



**HAL**  
open science

# Développement de méthodologies et d'outils numériques pour l'évaluation du débit en réseau hydraulique à surface libre

Sandra Isel

► **To cite this version:**

Sandra Isel. Développement de méthodologies et d'outils numériques pour l'évaluation du débit en réseau hydraulique à surface libre. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université de Strasbourg, 2014. Français. NNT : 2014STRAD008 . tel-01142996

**HAL Id: tel-01142996**

**<https://theses.hal.science/tel-01142996>**

Submitted on 16 Apr 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

*ÉCOLE DOCTORALE MSII*

Laboratoire ICube

**THÈSE** présentée par :

**Sandra ISEL**

soutenue publiquement le 31 janvier 2014

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**  
Discipline/ Spécialité : Sciences de l'Ingénieur – Hydraulique Urbaine

**Développement de méthodologies et  
d'outils numériques pour l'évaluation  
du débit en réseau hydraulique à  
surface libre**

**THÈSE dirigée par :**

**M. VAZQUEZ Jose**

Professeur, ENGEES - Université de Strasbourg

**et encadrée par :**

**M. DUFRESNE Matthieu**

Maître de conférences, ENGEES – Université de Strasbourg

**RAPPORTEURS :**

**M. DEWALS Benjamin**

Professeur, Université de Liège (Belgique)

**M. BLANPAIN Olivier**

Professeur, Université de Lille 1

---

**EXAMINATEURS :**

**M. GHENAIM Abdellah**

Professeur, INSA – Université de Strasbourg

**M. JOANNIS Claude**

Directeur d'équipe de recherche, IFSTTAR

A ma famille,  
et à tous ceux qui m'ont  
soutenu durant cette aventure

---

**“Ce sont nos expériences, celles partagées avec ceux que nous rencontrons au cours de notre vie, qui forment notre esprit.”**

*Abbé Pierre - Confessions*

---

MERCI !

# Remerciements

Au terme de ce travail, c'est avec émotion que je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse et m'ont soutenu durant ces 3 années.

Je tiens tout d'abord à remercier Robert MOSE de m'avoir accueillie au sein de l'Institut de Mécanique des Fluides et des Solides / l'Equipe Mécanique du laboratoire ICube.

Je remercie également la Région ALSACE qui a assuré le financement de mes 3 années de thèse.

Merci ensuite à l'ensemble des membres du jury d'avoir accepté d'évaluer mes travaux de thèse. J'ai particulièrement apprécié leur regard critique et les discussions enrichissantes qui ont suivies la présentation. Je remercie particulièrement Olivier BLANPAIN et Benjamin DEWALS pour leurs rapports très constructifs de mon mémoire et Ghennaim ABDELLAH pour avoir assumé la charge de président de jury. Un grand merci également à Claude JOANNIS pour sa participation au jury de thèse ainsi que pour son suivi régulier de mes travaux et ses précieux conseils durant ces 3 années. Merci également aux membres invités Mathieu ZUG et Bertrand CÔTÉ pour avoir participé à ma soutenance orale.

Je tiens à transmettre toute ma gratitude et mes remerciements à mon directeur de thèse José VAZQUEZ et à mon encadrant Matthieu DUFRESNE pour leur soutien précieux ainsi que pour la confiance qu'ils m'ont accordés tout au long de ces trois années. Je leur dois énormément et je tiens à les en remercier. J'en profite pour remercier également leur famille et m'excuser de les avoir autant accaparés, même en dehors des heures de bureau.

Merci à l'ensemble de mes partenaires scientifiques et techniques qui ont suivi mon travail, de près ou de loin, et ont permis sa réalisation au travers des projets COACHS et MENTOR ou des diverses activités d'expertise technique de

## *Remerciements*

l'équipe auxquelles j'ai participé. Je tiens en particulier à remercier mes interlocuteurs directs Gishlain LIPEME-KOUYI (INSA Lyon), Frédérique LARRARTE et Claude JOANNIS (IFFSTAR Nantes), Ghassan CHEBBO, Ali HANNOUCHE et Mohamad RAMMAL (LEESU Paris), Olivier LE STRAT (IJINUS), Aude NAPOLY et Katia WOUTERS (Lyonnaise des Eaux Mulhouse), Mathieu ZUG et Aurélien TRIBALLIER (Veolia Eau Ouest), Remy CLAVERIE (GEMCEA), Renaud PHILIPPE (Communauté Urbaine de Strasbourg), Thierry DAUGE (Clermont-Ferrand) etc.

Merci à l'IUT Louis Pasteur de Schiltigheim ainsi qu'à l'ENGEES pour m'avoir accueillie au sein de leurs équipes enseignantes et m'avoir permis d'effectuer ma charge d'enseignement dans de bonnes conditions. J'aimerais particulièrement remercier Denis MONTANER, Marie-Noëlle et Jérôme CARRAYROU, François LEHMANN, Christian BERGMANN et Marc SCHNEIDER.

Merci à toutes les personnes qui ont contribué au bon déroulement de ma thèse, notamment les agents administratifs et techniques de l'ENGEES : Véronique BRID, Marcelline HARTZ, Dominique MONTERO, Thierry SCHAETZLÉ, Christian TILG, etc. ainsi que du laboratoire ICube : Nathalie BOSSE, Romaric DAVID, Audrey ZIMMER.

Merci à Jean-Bernard BARDIAUX, Didier BELLEFLEUR et Fabrice LAWNICZAK pour leurs conseils avisés sur des domaines divers et variés et pour leurs discussions toujours enrichissantes.

Je remercie également Pierre FRANÇOIS et Johary RASAMIMANANA pour leur contribution aux tests réalisés en laboratoire ainsi que Martin FISCHER pour son aide précieuse lors des visites de terrain.

Je tiens également à remercier l'ensemble des doctorants anciens et nouveaux, du bâtiment 2 ou du 4, qui ont partagé mon quotidien et m'ont soutenu moralement durant ces trois années, notamment : Quentin ARAUD, Salma BELLAHCEN, Hakim BENSLIMANE, Daniel DURRENBERGER, Julian EULETERIO, Damien KUSS, Mathieu NIERENBERGER, Alain PETITJEAN, Vivien SCHMITT, Laurent SOLLIEC, etc. On a vraiment passé de très bons moments les potes ! Parmi ces collègues, j'ai une pensée particulière pour les occupantes successives du bureau 205, alias le « bureau des filles » : Noëlle DUCLOS, Marie MANCEAU, Fanny THENAULT et Charlotte TINGAUD. Merci pour toutes ces discussions, fous rires et pauses sucreries/thé/baby/soleil/glaces et accessoirement pour leur participation à mon projet de recherche en appliquant les méthodologies développées directement sur site.

## Remerciements

Je remercie ensuite l'ensemble de mes proches pour m'avoir supporté et soutenu durant toute cette période et avoir répondu présents pour la soutenance orale : ça fait vraiment chaud au cœur ! Une mention spéciale est adressée aux „petites fourmis“ pour leur corrections efficaces malgré l'urgence. Merci aux amis « de Sélestat et environs » : DAVID, CÉLINE, ALEX, SIMON, ERIC, JP, FLORIAN & ELISA pour avoir intégré une « vieille » comme moi dans leur groupe et m'avoir permis de décompresser quand il le fallait. Merci aux amis ENGEES : ANNE H., ANNE T., EMERIC, FANNY, CYPRIEN, JUSTINE & ANTHONY, DEBORAH & YO pour avoir gardé le contact même après le diplôme et répondre toujours présents quand j'en ai eu besoin. Merci aux amis de prépa : TIPHAINE et EDOUARD pour leur constance malgré les années qui passent. Merci également à ma colloc AGATHE pour m'avoir supporté au quotidien même durant les moments difficiles.

Ech mächtig garn villmol Merci sàga, ze minere ganz Fàmelia (un Mitglieder) vun witt un vun noch. Ain Andànka fer die wär net han kànna kumma àwer sa sìn doch àu mìt uns. Je tiens à tous vous remercier pour tout l'amour et le soutien que vous m'apportez au quotidien et pour avoir également fait l'effort de vous être déplacés en masse pour ma soutenance orale. C'était vraiment une très belle fête ! Je tiens en particulier à remercier MICHELLE & FÉLIX, mes tantes & oncles, mes cousines MARYLINE, CATHERINE et VIRGINIE ainsi que ma « petite cousine » LÉA. Merci à ma meilleure amie EMANUELLE à ses parents et à SYLVAIN pour leur soutien sans faille et leur réconfort. Merci également à NOUNOURS pour ses conseils avisés et ses encouragements même à l'autre bout du monde ! Enfin, un énorme merci à mon frère SÉBASTIEN et à ma sœur AUDREY ainsi qu'à ESTHER et JEAN-PHILIPPE pour m'avoir épaulée lors des moments difficiles et m'avoir remotivée quand il le fallait. Un énorme merci final à mes parents GABRIELLE & FLORENT sans qui je ne serais rien !

## Résumé

L'évaluation du débit en réseaux hydrauliques à surface libre est une problématique actuelle sur le plan scientifique, à forts enjeux technologiques, économiques et écologiques. Dans cette thèse, de nouvelles méthodologies d'instrumentation, basées sur une synergie entre mesures non intrusives de hauteur d'eau et modélisation numérique ont été développées. Celles-ci s'appliquent d'une part à des collecteurs dont le fonctionnement hydraulique est complexe et, d'autre part, à des ouvrages non-standard (Venturi, déversoirs d'orage). Ce travail de thèse multidisciplinaire vise une meilleure compréhension de l'écoulement pour en déduire des relations  $Q=f(h_i)$  plus robustes, spécifiques à chaque site et associées à leurs incertitudes ; mais également l'identification de possibles modifications du site de mesure afin d'améliorer l'estimation du débit. Au final, l'applicabilité des méthodologies développées a été éprouvée au travers de plusieurs études sur sites réels.

**Mots-clés** : Hydraulique urbaine, Instrumentation, Courbe de tarage, Barré de Saint-Venant, Courbe de remous, Modélisation CFD, Déversoirs d'orage, Incertitudes

## Abstract

The evaluation of the flow rate in free surface water systems is a current scientific problem, related to high technological, economical and ecological issues. In this study, new methods of instrumentation based on a synergy between non-intrusive water level measurements and numerical modeling have been developed. These methods are applied first to sewer pipes with complex hydraulic conditions then to non-standard hydraulic structures (Venturi flumes, Combined Sewer Overflows). This multidisciplinary work aims at a better understanding of the flow to identify more robust site-specific  $Q=f(h_i)$  relationships related to their uncertainties. It also aims at the identification of possible modification of the measurement site in order to improve the flow rate evaluation. Finally, the applicability of the developed methodologies has been tested through several real site studies.

**Keywords** : Urban hydraulics, Instrumentation, Rating curve, Shallow water equations, Backwater curves, CFD model, Combined Sewer Overflow (CSO), Uncertainties



# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>7</b>
<b>Table des figures</b>	<b>15</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>21</b>
<b>Liste des symboles</b>	<b>23</b>
<b>Contexte et objectifs</b>	<b>27</b>
Contexte . . . . .	27
Qu'est-ce que le débit et pourquoi s'attacher à le mesurer? . . .	27
Qui s'intéresse à cette mesure et pour quelles raisons? . . . . .	27
Un peu de philosophie . . . . .	30
Comment réaliser la mesure du débit? . . . . .	31
Objectifs et démarche de ce travail de thèse . . . . .	34
<b>I État de l'art : Les techniques existantes d'évaluation du débit</b>	<b>37</b>
<b>1 Les technologies de mesure existantes et leurs contraintes sur le modèle</b>	<b>39</b>
1.1 La mesure de vitesse . . . . .	40
1.1.1 Les technologies disponibles . . . . .	41
1.1.2 Problématiques associées à ces dispositifs de mesure . .	43
1.1.2.1 Vis-à-vis du choix du site et de la mise en place de l'instrumentation . . . . .	43
1.1.2.2 Vis-à-vis du processus de mesure . . . . .	44

*TABLE DES MATIÈRES*

1.1.2.3	Vis-à-vis du modèle . . . . .	44
1.1.2.4	Vis-à-vis de l'application sur site . . . . .	45
1.1.3	Conclusion sur la mesure de vitesses . . . . .	45
1.2	Mesure de la hauteur d'eau . . . . .	45
1.2.1	Par mesure de pression . . . . .	46
1.2.2	Par mesure acoustique . . . . .	48
1.2.3	Par mesure radar . . . . .	50
1.2.4	Conclusion sur la mesure de hauteur d'eau . . . . .	51
<b>2</b>	<b>Les modèles pour l'évaluation du débit avec une ou plusieurs mesures de hauteur d'eau</b>	<b>53</b>
2.1	Principes physiques sur lesquels se basent les modèles . . . . .	55
2.1.1	Passage par une section de contrôle double : la hauteur critique . . . . .	55
2.1.1.1	Nombre de Froude, hauteur critique et autres définitions . . . . .	55
2.1.1.2	Intérêt du passage par la hauteur critique . . . . .	56
2.1.1.3	Configurations d'ouvrages passant par la hauteur critique . . . . .	57
2.1.1.4	Limites et contraintes d'application . . . . .	59
2.1.2	Passage par deux sections de contrôle distinctes : amont et aval . . . . .	59
2.1.2.1	Principe physique : le régime fluvial . . . . .	59
2.1.3	Conclusion sur les principes physiques . . . . .	60
2.2	La modélisation numérique . . . . .	60
2.2.1	Modèles à zéro dimension . . . . .	62
2.2.1.1	Phénomène d'hystéresis . . . . .	64
2.2.1.2	Limites . . . . .	64
2.2.2	Modèles à 1 dimension . . . . .	65
2.2.2.1	Le modèle de Barré de Saint-Venant . . . . .	66
2.2.2.2	Equation de la courbe de remous . . . . .	68
2.2.2.3	Conclusion sur les modèles monodimensionnels . . . . .	69
2.2.3	Modèles 3D . . . . .	70
2.2.3.1	Conception du modèle 3D . . . . .	70
2.2.3.2	Paramétrage du modèle 3D . . . . .	72
2.2.3.3	Méthode de résolution . . . . .	80
2.2.3.4	Application des modèles 3D à l'assainissement . . . . .	82

TABLE DES MATIÈRES

2.2.3.5	Limites et conclusion sur les modèles CFD . . .	85
<b>Faisons le point sur la première partie</b>		<b>86</b>
	Quelles propositions pour la suite du travail ? . . . . .	89
<b>II Méthodologies appliquées aux collecteurs au fonctionnement hydraulique complexe</b>		<b>90</b>
<b>Introduction de la partie II</b>		<b>91</b>
	Principe et intérêts des méthodologies . . . . .	93
	Quelle méthodologie pour quels usages ? . . . . .	95
	Quelques sites réels pour illustrer . . . . .	96
<b>3</b>	<b>Méthodologie générale : Barré de Saint-Venant</b>	<b>105</b>
3.1	Caractéristiques de l’outil de calcul . . . . .	105
3.1.1	Schémas des modèles . . . . .	106
3.1.1.1	Schéma explicite . . . . .	106
3.1.1.2	Schéma implicite . . . . .	106
3.1.2	Méthode des caractéristiques . . . . .	106
3.1.2.1	Définition . . . . .	106
3.1.2.2	Choix des conditions aux limites physiques imposées à l’amont et à l’aval du canal . . . . .	108
3.2	Etapes de la méthodologie . . . . .	110
3.2.1	Etape 1 : Modélisation 1D du site à partir des paramètres géométriques du collecteur . . . . .	110
3.2.2	Etape 2 : Simulation 1D de l’écoulement . . . . .	111
3.3	Applications sur site expérimental . . . . .	111
3.3.1	Etape 1 : Modélisation du site de Milan . . . . .	111
3.3.2	Etape 2 : Simulations 1D de l’écoulement . . . . .	112
3.4	Validation de la méthodologie . . . . .	112
3.4.1	En laboratoire . . . . .	112
3.4.1.1	Cas test . . . . .	112
3.4.1.2	Limites de cette validation en laboratoire : les contraintes de site . . . . .	115
3.4.2	Sur site réel : Validation en temps sec et en temps de pluie - le cas de Milan . . . . .	116
3.5	Autres apports du modèle : Le cas d’un manque de données - Forst119	

*TABLE DES MATIÈRES*

3.6	Conclusion sur cette méthodologie et perspectives . . . . .	120
3.6.1	Conclusion . . . . .	120
3.6.2	Perspectives . . . . .	121
<b>4</b>	<b>Méthodologie simplifiée : Courbe de remous</b>	<b>123</b>
4.1	Conditions d'application particulières . . . . .	123
4.2	Étapes de la procédure . . . . .	124
4.2.1	Étape 1 : Choix du site et modélisation 1D . . . . .	124
4.2.2	Étape 2 : Calibration du paramètre de rugosité . . . . .	125
4.2.3	Étape 3 : Analyse hydraulique . . . . .	125
4.2.4	Étape 4 : Simulations de l'écoulement dans le collecteur	125
4.2.5	Étape 5 : Interpolation de la banque de données à l'aide d'un réseau de neurones . . . . .	128
4.2.6	Étape 6 : Evaluation des incertitudes associées . . . . .	130
4.3	Application sur site réel . . . . .	131
4.3.1	Étape 2 : Calibration du paramètre de rugosité . . . . .	131
4.3.2	Étape 3 : Analyse hydraulique - le site de Forst . . . . .	131
4.3.3	Étape 4 : Création de l'abaque spécifique au site permet- tant la qualification hydraulique des mesures - le site du Steingiessen . . . . .	132
4.3.4	Étape 5 : Interpolation de la banque de données à l'aide d'un réseau de neurones - le site du Steingiessen . . . . .	133
4.3.5	Étape 6 : Calcul d'erreur - le cas du Steingiessen . . . . .	134
4.3.5.1	Erreur sur l'approximation du faisceau de courbes	134
4.3.5.2	Analyse de sensibilité par rapport à la préci- sion des capteurs . . . . .	135
4.4	Validation de la méthodologie . . . . .	142
4.4.1	Confrontation à d'autres technologies en temps sec comme en temps de pluie : Milan . . . . .	142
4.4.2	Confrontation au modèle de Barré de Saint-Venant sur le site du Steingiessen . . . . .	145
4.5	Conclusions sur cette méthodologie et perspectives . . . . .	147
4.5.1	Conclusion . . . . .	147
4.5.2	Perspectives . . . . .	149
	<b>Discutons un peu pour conclure sur les méthodologies d'instrumenta- tion des collecteurs avec deux hauteurs d'eau</b>	<b>150</b>
	De l'importance du capteur, son étalonnage et son paramétrage . . . . .	150

## TABLE DES MATIÈRES

Choix de la technologie de mesure . . . . .	151
Définition paramétrage . . . . .	151
Contraintes associées à la mise en place . . . . .	151
Problème de l'influence aval trop importante . . . . .	154
Problématique associée aux dépôts . . . . .	155
Conclusion sur la partie II . . . . .	156
<b>III Méthodologies d'instrumentation appliquées aux ouvrages non standard</b>	<b>158</b>
<b>Introduction à la partie III</b>	<b>159</b>
<b>5 Comment utiliser les particularités des géométries existantes pour l'instrumentation ?</b>	<b>162</b>
5.1 Principe . . . . .	162
5.1.1 A qui et quels ouvrages cette méthodologie s'adresse-t-elle ? . . . . .	163
5.2 Sites d'application . . . . .	163
5.2.1 Présentation des sites et intérêts pour l'étude . . . . .	163
5.2.1.1 Présentation du site d'Herbet à Clermont-Ferrand	164
5.2.1.2 Présentation du site de Milan à Mulhouse . . . . .	164
5.2.1.3 Présentation du site de Krug à Besançon . . . . .	165
5.2.1.4 Présentation de la station de pompage de Branly	166
5.2.1.5 Résumé des caractéristiques géométriques et hydrauliques des sites . . . . .	167
5.2.2 Schémas de fonctionnement . . . . .	167
5.3 Étapes de la méthodologie . . . . .	169
5.3.1 Analyse hydraulique du site . . . . .	170
5.3.1.1 Sous-procédure 1 : Analyse des données disponibles . . . . .	170
5.3.1.2 Sous-procédure 2 : Visite du site et relevé topographique 3D . . . . .	170
5.3.1.3 Sous-procédure 3 : Analyse hydraulique du site	172
5.3.2 Modélisation CFD . . . . .	176
5.3.2.1 Sous-procédure 4 : Conception du modèle 3D - Géométrie & Maillage . . . . .	176

*TABLE DES MATIÈRES*

5.3.2.2	Sous-procédure 5 : Paramétrage du modèle et schémas numériques . . . . .	177
5.3.2.3	Sous-procédure 6 : Choix des simulations - prise en compte de la variabilité des conditions aux limites . . . . .	179
5.3.3	Analyse des résultats . . . . .	180
5.3.3.1	Sous-procédure 7 : Type, nombre et position des capteurs . . . . .	181
5.3.3.2	Sous-procédure 8 : Expression mathématique des lois hauteur / débit . . . . .	182
5.3.3.3	Sous-procédure 9 : Evaluation des incertitudes associées à la loi $h / Q$ . . . . .	183
5.3.3.4	Sous-procédure 10 : Modification “simple” du déversoir . . . . .	184
5.4	Applications sur site . . . . .	184
5.4.1	Analyse hydraulique du site . . . . .	184
5.4.1.1	Sous-procédure 1 : Justification de l’utilisation de la méthodologie par analyse de données - le cas de Milan . . . . .	184
5.4.1.2	Sous-procédure 2 : Visite du site et relevé topographique : le cas de Krug . . . . .	185
5.4.1.3	Sous-procédure 3 : Exemple d’analyse hydraulique du site - le cas de Krug . . . . .	186
5.4.2	Modélisation CFD . . . . .	187
5.4.2.1	Sous-procédure 4 et 5 : Conception du modèle, maillage et définition des paramètres - le site de Milan (Colmar) . . . . .	187
5.4.2.2	Sous-procédure 6 : Choix des simulations - Prise en compte de l’influence du milieu naturel . . . . .	190
5.4.3	Analyse des résultats . . . . .	192
5.4.3.1	Sous-procédure 7 : Identification de la position des capteurs - le cas de Milan . . . . .	192
5.4.3.2	Sous-procédure 8 : Identification des relations d’étalonnage . . . . .	194
5.4.3.3	Sous-procédure 9 : Evaluation des incertitudes - le site d’Herbet . . . . .	196
5.5	Validation de la méthodologie . . . . .	198

*TABLE DES MATIÈRES*

5.5.1	Validation des simulations numériques sur des données de site réel . . . . .	199
5.5.2	Cohérence interne (entre les différentes relations) - le site d'Herbet . . . . .	199
5.5.3	Confrontation à une relation "classique" $Q = f(h)$ de la littérature - le site d'Herbet . . . . .	201
5.5.4	Confrontation des résultats à une mesure du débit déversé basée sur d'autres technologies . . . . .	202
5.6	Apports supplémentaires de la méthode . . . . .	203
5.6.1	Identification de la dérive d'un capteur en temps réel . . . . .	203
5.6.1.1	En temps de pluie . . . . .	203
5.6.1.2	En temps sec . . . . .	205
5.6.1.3	Test à l'aide d'une dérive artificielle . . . . .	206
5.6.2	Application aux canaux venturi non-standard : cas de Branly . . . . .	207
5.7	Conclusion et perspectives . . . . .	211
5.7.1	Conclusion . . . . .	211
5.7.2	Perspectives . . . . .	212
<b>6</b>	<b>Comment modifier la géométrie d'un ouvrage pour rendre l'instrumentation possible ?</b>	<b>214</b>
6.1	Pour les déversoirs d'orage . . . . .	215
6.1.1	Principe et intérêts . . . . .	215
6.1.2	A qui cette méthodologie s'adresse-t-elle et sur quels ouvrages ? . . . . .	216
6.1.3	Procédure . . . . .	216
6.1.4	Application de la méthodologie sur le déversoir d'orage de La Pradelle à Clermont-Ferrand . . . . .	218
6.1.4.1	Etape 1 : Etat initial, sans modification de la géométrie . . . . .	219
6.1.4.2	Étapes 2, 3, 4 et 5 : Modifications apportées . . . . .	219
6.1.4.3	Résultats après modifications . . . . .	221
6.2	Pour les ouvrages de type "Venturi non-standard" - le site de Branly	222
6.2.1	Etape 1 : Analyse des caractéristiques et contraintes du site	222
6.2.2	Etape 2 : Dimensionnement des modifications apportées	223
6.2.3	Etape 3 : Application de la méthodologie d'instrumentation à la géométrie modifiée . . . . .	225
6.3	Conclusions et perspectives . . . . .	225

## TABLE DES MATIÈRES

6.3.1	Conclusion . . . . .	225
6.3.2	Perspectives . . . . .	227
<b>Discutons un peu pour conclure sur l'instrumentation des ouvrages non-standard 228</b>		
	Problématiques liées à la technologie de mesure . . . . .	228
	Traitement de la problématique du dépôt . . . . .	229
	Conclusion sur la partie III . . . . .	230
<b>7</b>	<b>Conclusion générale de ce travail de thèse</b>	<b>232</b>
7.1	Faisons le point sur les méthodologies . . . . .	232
7.1.1	Contraintes liées à la technologie de mesure employée . . . . .	234
7.1.1.1	L'étalonnage du capteur . . . . .	235
7.1.1.2	Mise en charge . . . . .	235
7.1.2	Contraintes liées au modèle employé pour établir la relation d'étalonnage . . . . .	235
7.1.3	Contraintes associées aux contraintes de site . . . . .	236
7.1.3.1	L'influence aval . . . . .	236
7.1.3.2	Problématique des dépôts . . . . .	236
7.2	Perspectives futures . . . . .	237
7.2.1	Les perspectives d'adaptation des modèles pour l'instrumentation . . . . .	237
7.2.1.1	Le modèle Barré de Saint-Venant . . . . .	237
7.2.1.2	Courbe de remous . . . . .	237
7.2.1.3	Le modèle 3D pour les ouvrages non-standard . . . . .	237
7.2.2	Concernant l'applicabilité des méthodologies ou leurs éventuelles extensions . . . . .	238
7.2.2.1	Méthodologies adaptées aux collecteurs . . . . .	238
7.2.2.2	Méthodologies appliquées aux ouvrages non-standard . . . . .	238
7.3	La valorisation scientifique . . . . .	238
	<b>Bibliographie</b>	<b>240</b>



# Table des figures

0.1	Schéma de principe du travail de thèse . . . . .	31
0.2	Principe de base de cette thèse : la débitmétrie comme association d'une technologie de mesure et d'un modèle associée à une incertitude . . . . .	33
0.3	Verrous scientifiques et techniques étudiés . . . . .	35
0.4	Schéma de la démarche adoptée . . . . .	36
1.1	Techniques d'évaluation du débit en continu présentées dans l'état de l'art . . . . .	40
1.2	Technologies de mesure de la vitesse . . . . .	41
1.3	Les trois technologies de mesure de la hauteur d'eau . . . . .	46
1.4	Schéma d'installation d'un capteur piézométrique au droit d'un seuil	48
1.5	Principe d'utilisation d'un capteur à ultrason aérien dans un collecteur (à gauche) - Schéma d'installation d'un renvoi d'angle (à droite)	49
2.1	Les types de modèles permettant l'établissement de la relation d'éta- lonnage . . . . .	54
2.2	Mise à profit du passage par la hauteur critique pour l'instrumenta- tion . . . . .	57
2.3	Ocurrences du régime fluvial sans passage par la hauteur critique . .	60
2.4	Évolution des caractéristiques du modèle selon le nombre de dimen- sions spatiales (inspiré de [65]) . . . . .	61
2.5	Le phénomène d'hysteresis (issu de [60]) . . . . .	64
2.6	Différentes régions de la couche limite turbulente pour un nombre de Reynolds $R^*$ de 150 000 (basé sur [78]) . . . . .	76
2.7	Deux approches de modélisation de la turbulence dans la zone proche paroi (d'après [56]) . . . . .	77

## TABLE DES FIGURES

2.8	Représentation d’une interface avec la méthode VoF : (a) interface réelle avec fraction volumique associée, (b) représentation de l’interface à l’aide d’une méthode d’interpolation linéaire du type “Geometric reconstruction) (basée sur [48, 40]) . . . . .	79
2.9	Bilan des modèles actuels selon les régimes hydrauliques et influence du déversé pour les collecteurs, Venturi et déversoirs d’orage . . . . .	87
2.10	Bilan des modèles actuels selon la variabilité temporelle et spatiale des écoulements dans les collecteurs, Venturi et déversoirs d’orage . . . . .	88
2.11	Bilan de la prise en compte des incertitudes sur les conditions aux limites et la précision du capteur dans les modèles existants . . . . .	88
2.12	Centres d’intérêts de la partie II . . . . .	92
2.13	Principe de la méthode . . . . .	95
2.14	Canal expérimental à surface libre . . . . .	98
2.15	Géométrie de la section du Routhouan canalisé . . . . .	99
2.16	Le site de Milan à Colmar . . . . .	100
2.17	Le site de Forst à Colmar : forme de la section (à gauche) ; plan de situation (à droite) . . . . .	101
2.18	Caractéristiques du canal Venturi du site de mesure du Routhouan . . . . .	102
2.19	Les cordes de vitesse sur les sections de Milan et Forst à Mulhouse . . . . .	103
2.20	Schéma des stations de mesures - Caractéristiques physiques et instrumentation . . . . .	104
3.1	Les caractéristiques à l’amont et à l’aval d’un canal . . . . .	107
3.2	Les lignes des caractéristiques : (a) Ecoulement fluvial ; (b) torrentiel . . . . .	109
3.3	Procédure Barré de Saint-Venant . . . . .	110
3.4	Forme de la section de Milan . . . . .	112
3.5	Hystérésis générée par un débit d’entrée sinusoïdal dans le canal expérimental du laboratoire . . . . .	113
3.6	Comparaison des débits mesurés et simulés dans le canal . . . . .	114
3.7	Représentation des débits mesurés et calculés en fonction de la hauteur amont . . . . .	115
3.8	Variabilité des hauteurs amont et aval rendant la relation de Manning-Strickler inadaptée . . . . .	117
3.9	Résultats du modèle de Barré de Saint-Venant appliqué au collecteur de Milan . . . . .	118
3.10	Zoom sur ces résultats . . . . .	118
3.11	Comparaison des débits mesurés et calculés sur le collecteur de Forst . . . . .	119

TABLE DES FIGURES

3.12	Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des collecteurs avec le modèle de Barré de Saint-Venant : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 1D . . . . .	121
4.1	Procédure d'application de la méthodologie simplifiée . . . . .	124
4.2	Abaque spécifique au site étudié, exploitation en lecture directe, exemple du Steingiessen . . . . .	127
4.3	Abaque spécifique au site en fonction de $h_{amont}$ et la différence de charge . . . . .	128
4.4	Architecture du réseau de neurones . . . . .	129
4.5	Analyse hydraulique du site de Forst . . . . .	132
4.6	Exemple de qualification hydraulique des mesures sur l'abaque spécifique : le Steingiessen . . . . .	133
4.7	Relation $Q=f(h_{amont}, h_{aval})$ issue du réseau de neurones et adaptée au site du Steingiessen . . . . .	134
4.8	Erreur d'interpolation du réseau de neurones sur le site du Steingiessen : Schéma qualitatif (à gauche), erreur relative (à droite) . . . . .	135
4.9	Incertitudes calculées avec la formule de propagation pour le site du Steingiessen selon la précision des capteurs : $\Delta h = 1\text{ cm}$ à gauche et $\Delta h = 0.5\text{ cm}$ à droite . . . . .	136
4.10	Bornes minimum et maximum d'incertitudes relatives associées à la relation h/Q du Steingiessen (à gauche) - pentes hydrauliques (à droite) . . . . .	137
4.11	Bornes minimum et maximum d'incertitudes pour la relation h/Q du Routhouan : sur un mois et demi de données (en haut) - sur un évènement pluvieux (en bas) . . . . .	138
4.12	Perturbations associées aux mesures amont et aval ( $dh_{am}, dh_{av}$ ) pour le calcul d'incertitudes avec la méthode de Monte-Carlo . . . . .	140
4.13	Evaluation de l'incertitude de la relation h/Q du Steingiessen vis-à-vis de la sensibilité des capteurs en fonction de la différence de charge par la méthode de Monte-Carlo . . . . .	141
4.14	Comparaison des différentes techniques d'évaluation des incertitudes sur le site du Steingiessen . . . . .	142
4.15	Résultats du modèle "courbe de remous" appliqué au collecteur Milan (à gauche) et erreur relative associée (à droite) . . . . .	144
4.16	Comparaison des résultats de la méthodologie aux résultats de Barré de Saint-Venant et aux débits mesurés . . . . .	146

## TABLE DES FIGURES

4.17	Zoom sur une période de temps sec (à gauche) et un évènement pluvieux (à droite) . . . . .	147
4.18	Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des collecteurs avec le modèle de la courbe de remous : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 1D . . . . .	148
4.19	Exemple de résultats sur le Steingiessen avec ou sans ajustement du zéro des capteurs . . . . .	152
4.20	Pic de débit improbable calculé par la méthode et du à une saturation du capteur aval . . . . .	153
4.21	Réajustement du zéro du capteur dans le cas d'une dérive : identification d'une dérive (à gauche), résultats avec réajustement du zéro (à droite) . . . . .	154
4.22	Schéma de principe de l'influence aval sur la méthode d'instrumentation . . . . .	155
4.23	Schéma de principe de l'influence du dépôt sur la méthode d'instrumentation . . . . .	156
5.1	Le déversoir d'orage d'Herbet . . . . .	164
5.2	Le déversoir de Milan . . . . .	165
5.3	Le site de Branly . . . . .	166
5.4	Méthodologie générale divisée en 10 sous-procédures . . . . .	169
5.5	Informations à relever pour le relevé topographique . . . . .	171
5.6	a) Schéma général d'un déversoir d'orage b) Type de conditions aux limites associées au régime d'écoulement dans un collecteur . . . . .	172
5.7	Sous-procédure 3 : analyse hydraulique du site . . . . .	175
5.8	Nombre de simulations selon les caractéristiques hydrauliques du DO . . . . .	180
5.9	Courbe de fonctionnement théorique d'un déversoir d'orage (en haut) comparé à la variabilité de la condition aux limites sur le site de Milan (en bas) . . . . .	185
5.10	Relevé topographique manuel du déversoir de Krug . . . . .	186
5.11	Conception du modèle 3D - exemple du déversoir de Milan . . . . .	189
5.12	Résultats de simulations 3D de l'écoulement dans le déversoir de Krug selon l'influence du milieu naturel . . . . .	191
5.13	Résultats de simulations pour le déversoir de Milan : pour $Q_{deversé} = 0.14m^3/s$ (a) et pour $Q_{deversé} = 2.3m^3/s$ (b) . . . . .	192
5.14	Identification de la position des capteurs sur le site de Milan . . . . .	193

*TABLE DES FIGURES*

5.15	Identification d’une zone de dépôts par analyse des lignes de courant dans le cas de Milan ( $Q_{amont} = 3.1 m^3/s$ et $Q_{dev} = 2.3 m^3/s$ ) . . .	194
5.16	Relations d’interpolation $Q = f(h_i)$ pour le site de Milan . . . . .	195
5.17	Bornes d’erreur relative minimum et maximum liées à la sensibilité du capteur de hauteur d’eau et transmises dans : la relation $Q = f(h_i)$ valable lorsque tous les capteurs fonctionnent (à gauche) et dans la relation $Q = f(h)$ valable lorsque seul le capteur 3 fonctionne (à droite) . . . . .	197
5.18	Comparaison entre les sept relations hauteur/débits dégradées pour le déversoir Herbet (Clermont Communauté) . . . . .	200
5.19	Comparaison entre les sept relations hauteur/débits dégradées pour le déversoir Herbet (Clermont Communauté) : débit déversé en fonction de la hauteur (en haut) - boxplot des erreurs relatives entre les lois (en bas) . . . . .	201
5.20	Comparaison des relations $Q = f(h_i)$ obtenues avec une relation “classique” . . . . .	202
5.21	Identification des particularités du site d’Herbet et localisation des capteurs . . . . .	204
5.22	Boxplot de la différence entre les mesures de hauteur d’eau. La marque centrale est la médiane, les bords de la boîte sont les 25e et 75e percentiles, les moustaches s’étendent aux points de données les plus extrêmes non-considerés comme aberrants, la ligne pointillée représente la précision du capteur à $\pm 1$ cm et les croix des données de simulation . . . . .	205
5.23	Différence entre les mesures de hauteur d’eau en fonction du temps conduisant à l’identification d’une dérive artificielle du premier capteur (en haut). Comparaison des différentes relations h/Qdev pour l’évènement pluvieux du 25/10/2012 avec la dérive artificielle (en bas)	206
5.24	Modélisation de la chambre de mélange du site de Branly et conditions aux limites . . . . .	208
5.25	Résultats de simulations : identification de l’effet Venturi et noyage progressif ressaut hydraulique sur le site de Branly . . . . .	209
5.26	Résultats de simulations : identification du ressaut hydraulique sur le site de Branly . . . . .	210
5.27	Forme de la relation paramétrée employée pour le Venturi non-standard de Branly . . . . .	211

## TABLE DES FIGURES

5.28	Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standard avec un modèle CFD : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 3D . . . . .	212
6.1	Sous-procédure 10 : Modification "simple" du DO . . . . .	217
6.2	Simulation de l'écoulement dans le déversoir La Pradelle à l'état initial	219
6.3	Aménagements dimensionnés pour le déversoir La Pradelle grâce au modèle numérique (en haut) et mis en place sur site (en bas) . . . . .	220
6.4	Résultats de simulations suite aux aménagements effectués sur la structure du déversoir d'orage . . . . .	221
6.5	Analyse du site des vis de Branly . . . . .	223
6.6	Localisation du Venturi dans la chambre d'arrivée des vis de Branly (à gauche) et dimensionnement (à droite) . . . . .	224
6.7	Localisation du Venturi dans la chambre d'arrivée des vis de Branly (à gauche) et dimensionnement (à droite) . . . . .	225
6.8	Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standard avec un modèle CFD et modification géométrique : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 3D . . . . .	226

# Liste des tableaux

0.1	Méthodes d'évaluation du débit transitant dans une section (cf. [80, 62]) . . . . .	32
1.1	Avantages et inconvénients des principales méthodes de mesure de la vitesse (basée sur [20]) . . . . .	42
1.2	Avantages et inconvénients des principales méthodes de mesure de hauteur d'eau (basé sur [20]) . . . . .	52
2.1	Méthodes d'évaluation du débit transitant dans une section (cf. [80, 62]) . . . . .	54
2.2	Types d'ouvrages passant par la hauteur critique [3] . . . . .	58
2.3	Formules classiques du calcul du débit dans un écoulement à surface libre (d'après [20, 98]) . . . . .	63
2.4	Allure des courbes de remous en canal à surface libre (cf. [53]) . . . . .	69
2.5	Comparaison des modèles Barré de Saint-Venant et courbe de remous . . . . .	69
2.6	Principaux types de conditions aux limites existantes . . . . .	72
2.7	Principaux modèles de turbulence (inspiré de [54]) . . . . .	75
2.8	Méthodes d'évaluation des gradients . . . . .	82
2.9	Avantages et inconvénients des modèles numériques 3D . . . . .	83
2.10	Domaines d'application principaux des modèles CFD en hydraulique urbaine et études associées (basé sur [29]) . . . . .	84
2.11	Verrous techniques et scientifiques associés aux méthodologies d'instrumentation des collecteurs . . . . .	93
2.12	Les méthodologies d'instrumentation des collecteurs . . . . .	96
2.13	Caractéristiques des sites expérimentaux . . . . .	101
2.14	Instrumentation des sites réels de type "collecteur" . . . . .	103

*Liste des tableaux*

4.1	Comment a-t-on fait sauté les verrous techniques et scientifiques associés à la partie II ? . . . . .	157
4.2	Centres d'intérêts de la partie 3 . . . . .	159
4.3	Verrous techniques et scientifiques associés à la méthodologie d'instrumentation des ouvrages complexes . . . . .	161
5.1	Caractéristiques géométriques et hydrauliques des sites d'application	167
5.2	Schémas de fonctionnement des sites d'applications . . . . .	168
5.3	Type et nombre de conditions aux limites selon les régimes d'écoulement dans les collecteurs amont et aval du déversoir d'orage . . . .	173
5.4	Valeurs retenues pour les constantes associées au modèle $k-\epsilon$ . . . .	178
5.5	Caractéristiques de modèles CFD des différents sites . . . . .	188
6.1	Caractéristiques des sites d'application de la méthodologie de modification des ouvrages non-standard . . . . .	215
6.2	Avantages et inconvénients de l'étalonnage des capteurs de hauteur d'eau, par rapport au radier de l'ouvrage ou de la crête . . . . .	229
6.3	Comment a-t-on fait sauté les verrous techniques et scientifiques associés à la partie III ? . . . . .	231
7.1	Apports de thèse . . . . .	233



# Liste des symboles

## Abbréviations, Indices et Acronymes

BSV	Barré de Saint-Venant
CFD	Computational Fluid Dynamics (Mécanique des Fluides Numérique)
CFL	Nombre de courant
CL	Condition aux Limites
CR	Courbe de Remous
DNS	Direct Numerical Simulation
DO	Déversoir d'orage
Fr	Nombre de Froude
HRIC	High Resolution Interface Capturing
inc.	Relatif à l'incertitude
LES	Large Eddy Simulation
Mi	Courbes de remous associé à des écoulements à pente faible (M1, M2, M3)
Modèle iD	Relative à la dimension i (0, 1, 2, 3)
RANS	Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations
SLliquide	Surface libre : Interface liquide / air
TVD	Total Variation Diminishing
VoF	Volume of Fluid
Xamont	Grandeur X mesurée à l'amont (Q ou h)

## Liste des tableaux

Xaval	Grandeur X mesurée à l'aval (Q ou h)
Xdéversé	Grandeur X mesurée dans la conduite déversée (Q ou h)
Xentree	Grandeur X mesurée en entree de l'ouvrage (Q ou h)
Xi	Grandeur X associée au capteur i
Xmax	Maximum de la grandeur X considérée
Xmin	Minimum de la grandeur X considérée
XMN	Grandeur X associée au milieu naturel
Xref	Grandeur X de référence (ex. Qref)
Xsortie	Grandeur X mesurée en sortie conservée de l'ouvrage (Q ou h)

### Notations

$\delta$	Epaisseur de la couche limite	[m]
$\lambda$	Longueur d'onde	[m]
$\mu$	Viscosité dynamique	[Pa/s]
$\phi$	Diamètre d'un collecteur circulaire	[mm]
$\rho$	Masse volumique du fluide	[kg/m <sup>3</sup> ]
B	Largeur au miroir	[m]
C	Coefficient de Chezy	[m <sup>0.5</sup> /s]
c	Célérité des ondes	[m/s]
cair	Célérité des ondes acoustiques dans l'air	[m/s]
Cd	Coefficient de débit	[-]
cradar	Célérité des ondes radar dans l'air	[m/s]
Ctraceur	Concentration traceur	[g/m <sup>3</sup> ]
d	Cote de la sonde	[m]
g	Accélération de la pesanteur	[m/s <sup>2</sup> ]
H	Charge hydraulique	[m]
h	Hauteur d'eau	[m]

*Liste des symboles*

hc	Hauteur critique	[m]
hcrete	Hauteur de crête	[m]
I	Pente du radier	[m/m]
J	Pente énergétique	[m/m]
Ks	Coefficient de rugosité	[m <sup>1/3</sup> /s]
L	Longueur (de crête ou du tronçon)	[m]
lv	Longueur caractéristique de la zone d'influence de l'agitation moléculaire	[m/s]
n	Coefficient de rugosité =1/Ks	[s/m <sup>(1/3)</sup> ]
P	Pression	[Pa]
Patm	Pression atmosphérique	[Pa]
Q	Débit	[m <sup>3</sup> /s]
Re	Nombre de Reynolds	[kg/m <sup>3</sup> ]
Rh	Rayon hydraulique	[m]
S	Surface mouillée	[m <sup>2</sup> ]
t	Temps	[s]
u*	Vitesse de frottement	[m/s]
V ou U	Vitesse de l'écoulement	[m/s]
Vm ou Ubarre	Vitesse moyenne de l'écoulement	[m/s]
w	Lame d'eau	[m]
x	Abscisse du point considéré	[m]
z	Altitude du point considéré	[m]

# Préambule

Je tiens à remercier la Région Alsace qui a financé mon salaire durant ces trois années de thèse.

De plus, ce travail s'inscrit dans le cadre de deux projets nationaux impliquant de nombreux partenaires appelés :

- COACHS (COmputations and their Applications in Channel Hydraulics for Sewers) et financé par le Ministère Français de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de la Mer (programme C2D2)
- MENTOR (MEasurement sites conception method for sewer NeTwORks) et financé par l'Agence Nationale française de la Recherche (ANR).

Enfin, ce travail de thèse n'aurait pas eu lieu sans les nombreux partenariats entre l'équipe de recherche et les gestionnaires de réseau qui ont mis des sites en grandeurs réelles à disposition (Communauté Urbaine de Strasbourg, Communauté Urbaine de Clermont-Ferrand, Lyonnaise des Eaux de Mulhouse, Veolia-Eau Ouest,...). Ils méritent également de sincères remerciements.

# Contexte et objectifs

## Contexte

### Qu'est-ce que le débit et pourquoi s'attacher à le mesurer ?

La notion de débit est définie par l'*Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement* par le "volume d'eau qui s'écoule en un point donné pendant une durée donnée" ([20]). Cette définition confondant la notion de débit avec celle de débit volumique sera adoptée dans la suite de ce travail. Cette variable de débit donne une information sur les flux qui traversent la section de mesure par unité de temps, la rendant nécessaire pour la gestion des réseaux hydrologiques (urbains ou fluviaux).

Le débit est l'une des variables d'état les plus utilisées pour caractériser ces réseaux de manière ponctuelle ou continue, comme les niveaux d'eau, la pluviométrie ou la concentration en polluants. Sa mesure appelée débitmétrie est une problématique centrale dans le domaine de l'hydrologie urbaine.

### Qui s'intéresse à cette mesure et pour quelles raisons ?

Le débit est un paramètre clé pour plusieurs acteurs du cycle de l'eau, qui attachent à sa mesure pour des raisons diverses :

- Les **collectivités / maîtres d'ouvrages** s'intéressent au débit mesuré pour des raisons essentiellement réglementaires et financières.

La Directive Cadre sur l'Eau [1] ainsi que les textes relatifs à sa transposition en droit français (Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques de 2006 [7], l'arrêté du 22 juin 2007 [76] et la circulaire du 15 février 2008 ([8]))

imposent aux collectivités une mission d'autosurveillance de leur réseau d'assainissement. Cette mission passe par la mesure en continu du débit aux points clés du réseau d'assainissement et la transmission de bilans concernant l'utilisation de l'eau aux autorités de contrôle. Ces comptes-rendus s'attachent aux principaux rejets et flux d'eaux usées associés aux systèmes de collecte et de traitement et en particulier à l'évaluation des quantités de polluants.

De plus, le prix de l'eau - "le prix du service de l'eau" - est la prérogative de la collectivité : il est fonction de la quantité d'eau consommée, des redevances de l'Agence de l'Eau, de l'entretien et de l'investissement sur le réseau de collecte des eaux et surtout de la quantité d'eau traitée. Une information de volume est donc requise : celle-ci est obtenue à partir d'une donnée de débit en continu.

Le débit de sortie de station d'épuration est donc une information capitale d'un point de vue réglementaire et financier. Une information fiable sur sa mesure est donc indispensable et est souvent obtenue à l'aide d'un ouvrage normalisé du type "canal jaugeur Venturi".

- Les **gestionnaires de réseaux d'assainissement (privés ou publics)** sont les acteurs principaux de la mesure du débit puisqu'ils fournissent la donnée à tous les autres organismes (maîtres d'ouvrages, bureaux d'études). Ils ont donc besoin des informations de débit en différents points pour des raisons techniques et réglementaires.

Ces mesures de débit servent notamment à gérer correctement les réseaux en temps réel, la fréquence de leur entretien ainsi que le fonctionnement des ouvrages, selon les conditions météorologiques (temps sec, événements pluvieux de faible ou forte intensité,...).

À cet effet, un réseau de capteurs localisés aux différents points clés du système d'assainissement est utilisé. La technologie à effet Doppler, basée sur la mesure conjointe d'une vitesse et d'une hauteur d'eau (reliée à la surface mouillée correspondante), est souvent employée.

- Les **organismes de contrôle de la pollution de l'eau** comme la Police de l'Eau ont besoin de la mesure du débit pour des raisons réglementaires. Ils sont en charge du contrôle des bilans transmis par les maîtres d'ouvrages et s'intéressent par exemple à l'évaluation de la quantité de polluants rejetée vers le milieu naturel par les déversoirs d'orage (trop-pleins des réseaux d'assainissement) et par la station d'épuration. Dans ce contexte, la concentration en polluants est souvent mesurée de manière ponctuelle

et associée à une donnée de débit en continu pour en déduire une masse rejetée. L'eau usée est donc considérée comme un vecteur de pollution, notamment particulaire. Ces débits déversés sont mélangés aux eaux du milieu naturel dans lequel ces rejets ont lieu et qu'il est nécessaire d'évaluer. Des bilans de concentration sont ensuite effectués.

- **L'Agence de l'Eau** s'intéresse principalement à la mesure du débit pour des raisons réglementaires et financières notamment.

En effet, cet organisme public a un devoir de mise en oeuvre des politiques de l'Etat et subventionne également des actions et investissements pour la préservation des ressources naturelles et la lutte contre la pollution. Du fait de sa mission de protection du milieu naturel, l'Agence de l'Eau s'intéresse aux mêmes thématiques que les organismes de contrôle de la pollution de l'eau, i.e. les rejets vers le milieu naturel. Néanmoins leurs rôles diffèrent car la Police de l'Eau s'attache à contrôler et à connaître les quantités de polluants rejetés (en termes de volume ou de débit) alors que l'Agence de l'Eau finance les dispositifs de mesure et de traitement.

- Les **bureaux d'études** ont besoin d'informations de débit pour des raisons techniques.

Leurs études (dimensionnement, diagnostic, ...) nécessitent de comprendre le fonctionnement du réseau à partir de l'analyse de données et peuvent utiliser des modèles numériques (1D ou 2D). La donnée de débit aux différents points-clés du réseau d'assainissement est essentielle pour l'analyse de données ou pour le calage de ces modèles.

- Les **laboratoires de recherche** s'appliquent à mesurer un débit pour des raisons scientifiques et techniques. En effet, ils sont à la fois utilisateurs de techniques de mesure précises pour l'application de leurs travaux sur pilote en laboratoire mais sont également à la base de développement de nouvelles technologies.

Plusieurs travaux de recherche s'intéressent d'ailleurs à la mesure fiable du débit pour développer de nouvelles technologies ou modèles (en association avec les industriels) [67] ou encore pour faciliter la compréhension d'un phénomène. Par exemple, la répartition des débits à un carrefour dans le contexte d'une inondation en milieu urbain est une information expérimentale essentielle à la compréhension des phénomènes régissant les écoulements divergeants [83].

Le travail de recherche présenté ci-après fait partie de deux projets na-

tionaux COACHS (COmputations and their Applications in Channel Hydraulics for Sewers ) et l'ANR MENTOR (MEasurement sites conception method for sewer NeTwORks ) qui s'intéressent à cette thématique.

- Enfin, les **industriels** s'attachent à cette mesure pour des raisons techniques et financières. Ils sont à la fois utilisateur des techniques de mesure du débit et mettent en application de nouvelles technologies à grande échelle, à partir des travaux de recherche évoqués précédemment. Une information fiable de débit est essentielle à la gestion et l'optimisation d'un process de production de yaourt par exemple. De plus, la demande croissante en mesure de débit par les acteurs précédemment énoncés, nécessite des développements technologiques dans le domaine de l'instrumentation. Ce secteur est au centre de l'activité de certains industriels qui adaptent leurs produits aux contraintes des différents milieux de mesure (rivière, réseau d'assainissement).

Il existe donc un **besoin** en mesures de débit dans le domaine de l'eau en milieu urbain. Des techniques d'instrumentation sont requises et proviennent d'attentes diverses :

- techniques (fiabilité, précision, incertitudes associées, sujet aux dérives, ...),
- réglementaires (conformité par rapport à la législation en vigueur, ...)
- de gestion (facilité de mise en place, d'entretien, fragilité, ...)
- financiers (coût d'investissement, coût de maintenance, ...)
- scientifiques (compréhension des phénomènes, ...)

Dans la présente thèse, seules les techniques de mesure du débit en canaux à surface libre (à la différence des conduites en charge caractéristiques du domaine de l'eau potable) sont présentées car ce sont les écoulements principaux dans les réseaux d'assainissement.

## **Un peu de philosophie**

Le précédent paragraphe a montré la diversité des acteurs de la mesure du débit dans le domaine professionnel. Deux visions complémentaires ressortent de cette analyse : celle du technicien et celle du chercheur [81].

- Pour le technicien, l'objectif est l'identification du volume déversé vers le milieu naturel ou transitant vers la station d'épuration. Son approche privilégie l'évaluation des phénomènes à échelle macroscopique plutôt que

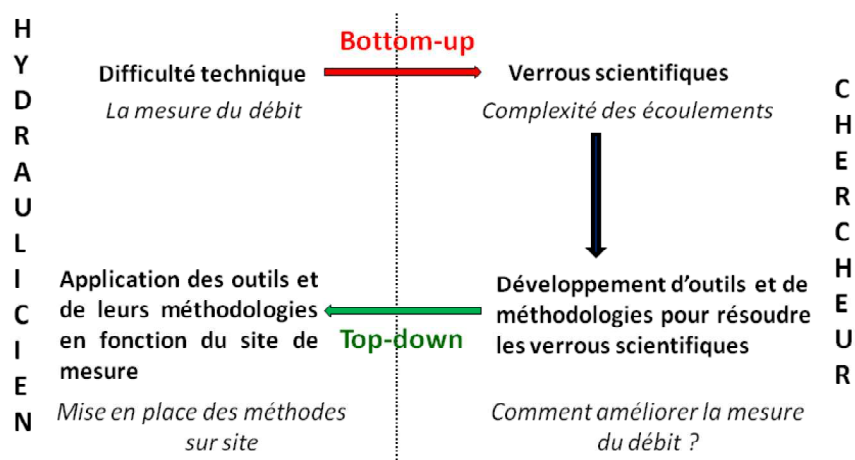


celle des phénomènes microscopiques. Ce sont donc des variables globales qui sont le plus souvent recherchées, comme le débit et la hauteur d'eau.

- Le chercheur privilégie la physique des écoulements locaux par rapport à la technique et aux contraintes opérationnelles, qui régissent l'application des modèles sur site. Plus spécifiquement, il recherche les variables de vitesses associées à leurs fluctuations, les instabilités physiques et numériques, ainsi que les transitions entre des phénomènes laminaires et turbulents, par exemple.

La dualité entre ces deux visions est au coeur de ce travail de thèse. Dans ce contexte de la mesure de débit en réseau hydraulique, des verrous scientifiques, que l'on détaillera par la suite, ont été identifiés à partir de difficultés pratiques observées par les ingénieurs hydrauliciens, selon une approche ascendante (bottom-up). Cette thèse propose donc d'identifier les contraintes techniques liées à l'instrumentation des réseaux pour développer scientifiquement des outils et méthodologies et ensuite les appliquer au domaine de l'ingénierie (cf. Figure 0.1).

Figure 0.1: Schéma de principe du travail de thèse



## Comment réaliser la mesure du débit ?

La définition du débit précédemment énoncée (“volume d'eau qui s'écoule en un point donné pendant une durée donnée”), introduit une difficulté fondamentale de la mesure de cette grandeur : sa variabilité dans le temps. De plus,

le débit est d'autant plus difficile à mesurer qu'il présente peu d'effet physique direct, hormis le remplissage d'un volume et l'effet de dilution auquel il est associé. De ce fait, cette variable ne peut être évaluée de manière directe mais passe par la mesure d'une grandeur intermédiaire (vitesse, hauteur, concentration, ...). Dans la suite de ce travail, le terme de "mesure du débit" sera donc remplacé par "l'évaluation du débit".

Cette évaluation du débit peut être effectuée à partir de différentes technologies, illustrées par les exemples précédents. Ainsi, le débit en canaux à surface libre peut être évalué :

- à partir d'une **mesure de concentration**, comme employée ponctuellement pour la mesure du débit en rivière.
- à partir d'une **information de vitesse et de surface mouillée**, comme utilisée dans les capteurs à effet Doppler.
- à partir d'une **mesure de hauteur d'eau et d'une courbe d'étalonnage  $Q = f(h)$** , comme par exemple associées à une section de contrôle comme un canal jaugeur de type Venturi en entrée de station d'épuration.

Ces techniques, résumées dans le tableau 0.1, font l'objet de 19 normes internationales au total dont les conditions d'application sont énoncées dans la norme ISO 8363 :1997 [3].

TABLE 0.1: Méthodes d'évaluation du débit transitant dans une section (cf. [80, 62])

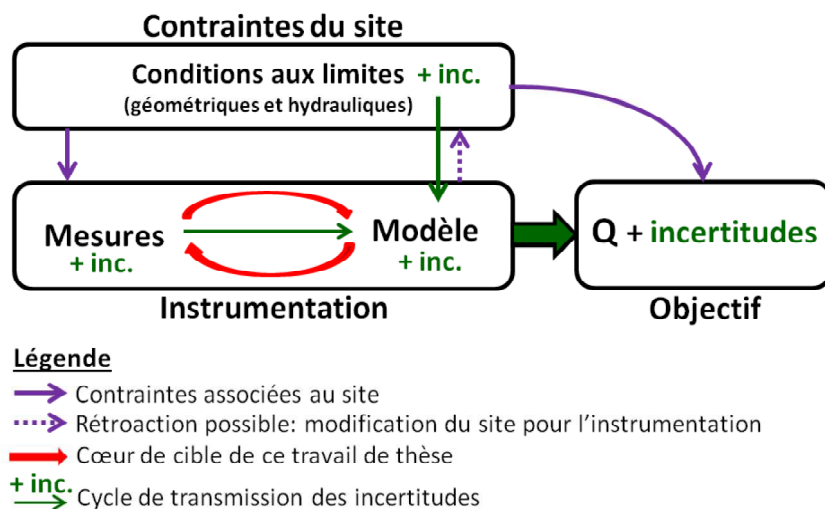
Méthode	Grandeurs intermédiaires	Principe
$Q = f(S, V_m)$	$Q = f(h, V)$	Méthode basée sur la mesure d'une hauteur d'eau $h$ et de la vitesse moyenne sur la section $V_m$
Courbe d'étalonnage - $Q = f(h)$	$Q = f(C_{\text{traceur}})$	Méthode basée sur la mesure ponctuelle de la concentration $C_{\text{traceur}}$ d'un traceur injecté en un point de l'écoulement
	$Q = f(V_i, S_i, S_m)$	Méthode basée sur l'interpolation du champ de vitesses mesuré ponctuellement
	$Q = f(h)$ avec un dispositif pré-étalonné	Méthode basée sur un dispositif à section pré-étalonnée
	$Q = f(h)$ avec un modèle numérique	Méthode basée sur l'existence d'une relation biunivoque entre une ou plusieurs hauteur(s) d'eau $h$ et le débit $Q$ identifiée à partir d'un modèle numérique

De plus, la nécessité de passer par la mesure d'une variable intermédiaire quelle que soit la méthode employée implique forcément l'utilisation d'un mo-

**dèle.** Ainsi, la méthode basée sur la mesure de vitesse implique d'identifier un modèle  $Q = f(h, V)$  permettant de passer de la vitesse mesurée localement par le capteur, à la vitesse moyenne sur l'ensemble de la section. De même, l'utilisation d'une relation hauteur-débit nécessite l'identification de cette courbe d'étalonnage, requérant l'usage d'un modèle  $Q = f(h_i)$ . L'ensemble des modèles existants demeurent néanmoins tributaires d'hypothèses, portant notamment sur les conditions aux limites constituées par la géométrie des ouvrages et des écoulements (lignes d'eau, distribution des vitesses,...). Ces conditions aux limites peuvent être diverses et variées étant donné le fait que les réseaux d'assainissement et les ouvrages qui le composent n'ont pas été construits dans un objectif d'instrumentation.

Au final, la débitmétrie doit donc être considérée comme une **synergie** entre **technologie de mesure** et **modèle**, qui sont tous deux tenus d'être adaptés aux contraintes associées au site de mesure (conditions aux limites géométriques et hydrauliques) (cf. Figure 0.2). Ce couplage implique un certain nombre de sources d'incertitudes, qui doivent donc être estimées et transmises à chaque étape de ce processus d'évaluation, jusqu'à l'identification finale d'une incertitude sur le débit.

FIGURE 0.2: Principe de base de cette thèse : la débitmétrie comme association d'une technologie de mesure et d'un modèle associée à une incertitude



## Objectifs et démarche de ce travail de thèse

Cette thèse est basée sur le principe de synergie précédemment évoqué et présente donc une **approche pluridisciplinaire** rassemblant des connaissances **mé-trologiques** (capteurs et incertitudes), **hydrauliques** et **numériques**. Elle propose deux objectifs principaux :

- un objectif technique visant à tenir compte des particularités géométriques et hydrauliques des ouvrages de réseaux d'assainissement pour la mise en place d'une instrumentation faiblement coûteuse (investissement et maintenance) mais néanmoins fiable.

- un objectif scientifique visant à expliciter l'apport des modèles numériques 1D ou 3D dans la mesure des débits à surface libre et le développement des nouvelles méthodes d'évaluation du débit et de l'incertitude associée.

Plus précisément, le travail présenté ci-dessous s'attache donc au **développement de méthodes pour l'évaluation du débit en écoulements à surface libre, destinées particulièrement aux collecteurs, déversoirs d'orage et aux venturis non-standard en réseau d'assainissement. Ces méthodes pourraient néanmoins être étendues aux réseaux d'irrigation et dans certains cas aux rivières. Les méthodes d'instrumentation proposées sont basées sur la mesure non-intrusive de hauteur d'eau, associée à un modèle numérique robuste adapté aux contraintes du site.**

Les méthodologies et outils développés sont destinés à un public opérationnel (cf. ). Les contraintes techniques (géométriques et hydrauliques) associées au site de mesure et identifiées par l'ingénieur hydraulicien sont donc au coeur de ce travail de thèse (cf. approche bottom-up ). On proposera donc des outils d'aide à la décision pour qualifier ou non un site de mesure potentiel pour l'application des méthodologies développées, mais également pour choisir le type de modèle et son paramétrage adapté. Ainsi, la complexité du site et ses caractéristiques conditionnent le choix de la technologie employée et la localisation des capteurs, mais également le choix du modèle et de son paramétrage. En retour, la modélisation du site peut permettre de proposer des modifications géométriques pour rendre possible ou faciliter l'instrumentation d'un site de mesures avec une technologie donnée (cf. 6.1.3).

Cette thèse s'attache à résoudre les verrous techniques et scientifiques suivants (cf. Figure 0.3) :

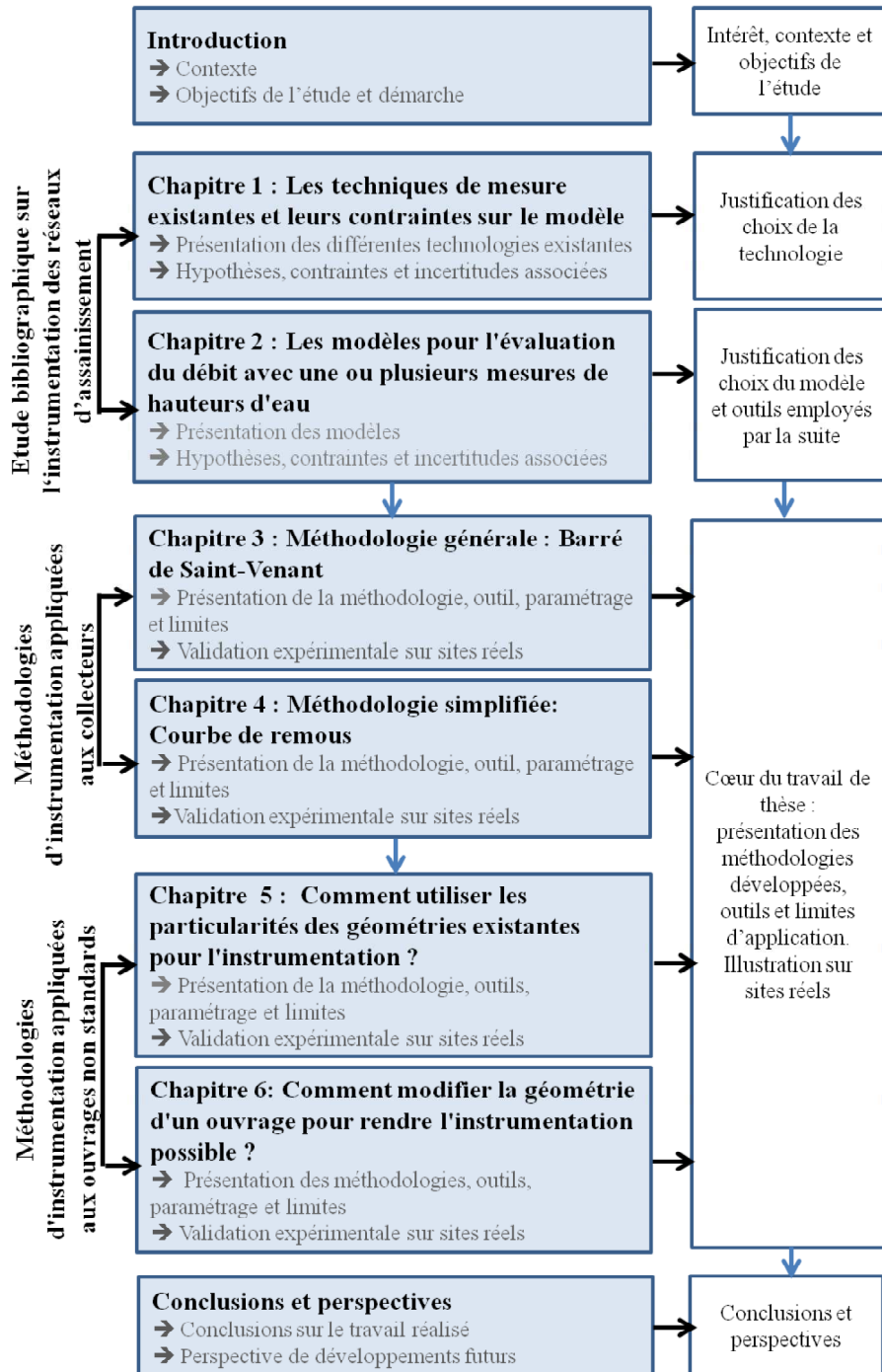
FIGURE 0.3: Verrous scientifiques et techniques étudiés

<b>Verrous techniques</b>	Comment instrumenter des ouvrages à géométrie ou fonctionnement hydraulique complexe à l'aide d'une technologie fiable et un minimum d'entretien ?
	Développer une méthode opérationnelle: identification d'une relation $h/Q$ intégrable dans un transmetteur (ou en post-traitement)
	Applicabilité de la méthode (validation sur site, création d'outils d'aide à la décision, validation de données,...)
	Comment identifier la localisation du capteur la plus adaptée
	Quelles recommandations de modifications de la géométrie proposer pour améliorer la mesure du débit ?
<b>Verrous scientifiques</b>	Comment calculer et minimiser l'incertitude sur la mesure ?
	Comment évaluer un débit à partir de l'équation de Barré de Saint-Venant par un changement de variable d'état dans le traitement des conditions limites ?
	Quel paramétrage du modèle définir pour reproduire les écoulements complexes étudiés ?
	Comment définir les conditions aux limites (hydraulique et géométrique) représentatives du fonctionnement de l'ouvrage et prendre en compte leur variabilité dans le modèle ?

La démarche adoptée pour atteindre ces objectifs est divisée en trois parties (cf. Figure 0.4):

- La première partie consiste en une étude bibliographique des différentes techniques d'évaluation du débit employées en assainissement. On s'intéresse en particulier aux contraintes de mise en œuvre et aux incertitudes associées aux technologies de mesure existantes, (cf. Chapitre 1), ainsi qu'aux différents modèles employés (cf. Chapitre 2). Cette partie permet de présenter les principes sur lesquels les méthodologies ont été développées, mais également de justifier les choix technologiques et numériques.
- Les deux parties suivantes présentent les méthodologies développées selon les sites d'application et leurs conditions aux limites (géométrique et hydraulique). Les différentes étapes de ces méthodologies seront illustrées à partir d'applications sur sites réels, puis la mise en place et les limites associées à ces méthodologies seront discutées. Ainsi,
  - la partie II présente les méthodologies d'instrumentation basées sur deux mesures de hauteur d'eau, appliquées aux sections courantes et présentant un fonctionnement hydraulique complexe, en réseau d'assainissement.
  - la partie III présente des méthodologies d'instrumentation à l'aide d'une ou plusieurs mesures de hauteur d'eau appliquées aux ouvrages non standard de réseaux d'assainissement (déversoirs d'orage et venturi) présentant des conditions aux limites complexes.
- Enfin, un certain nombre de perspectives à ce travail seront proposées.

Figure 0.4: Schéma de la démarche adoptée



## **Première partie**

### **État de l'art : Les techniques existantes d'évaluation du débit**

# Objectifs

L'état de l'art suivant présente un état des connaissances et des contraintes existantes dans le domaine de l'évaluation du débit, appliquée en particulier aux collecteurs et aux ouvrages de réseaux d'assainissement (déversoirs, canaux Venturi,...). Néanmoins, les principes de mesure employés n'étant pas propres à l'assainissement, d'autres domaines de recherche seront abordés, notamment l'hydrologie de surface.

Cette partie s'attache à cinq objectifs principaux :

- présenter les technologies de mesure et les modèles existants pour évaluer un débit (cf. Tableau 0.1) dans le but de justifier les choix effectués dans ce travail de thèse,
- présenter les limites, contraintes d'utilisation et incertitudes associées à ces techniques existantes,
- expliciter le rôle de la modélisation dans la mesure des débits à surface libre,
- détailler les impacts des caractéristiques géométriques et hydrauliques du site sur la métrologie et le paramétrage des modèles (cf. 0.2),
- expliquer l'apport des travaux antérieurs dans les méthodologies et outils développés dans cette thèse.

Au final, elle est divisée en deux chapitres qui présentent :

- les technologies de mesure existantes et leurs contraintes vis-à-vis des modèles et de l'instrumentation,
- les principaux modèles disponibles pour identifier une courbe d'étalonnage et leurs influences sur la mesure.



# Chapitre 1

## Les technologies de mesure existantes et leurs contraintes sur le modèle

Ce chapitre a pour objectif de justifier les choix des technologies de mesure employées dans la suite de ce travail, en présentant les technologies de mesure existantes, parmi les deux techniques d'évaluation du débit les plus courantes (cf. Figure 1.1) :

- la technique basée sur un couplage entre une mesure de vitesse et une mesure de surface,
- la technique basée sur une ou plusieurs mesure(s) de hauteur(s) d'eau associée(s) à une courbe d'étalonnage.

Ce choix dépend de trois facteurs (cf. Figure 1.1) :

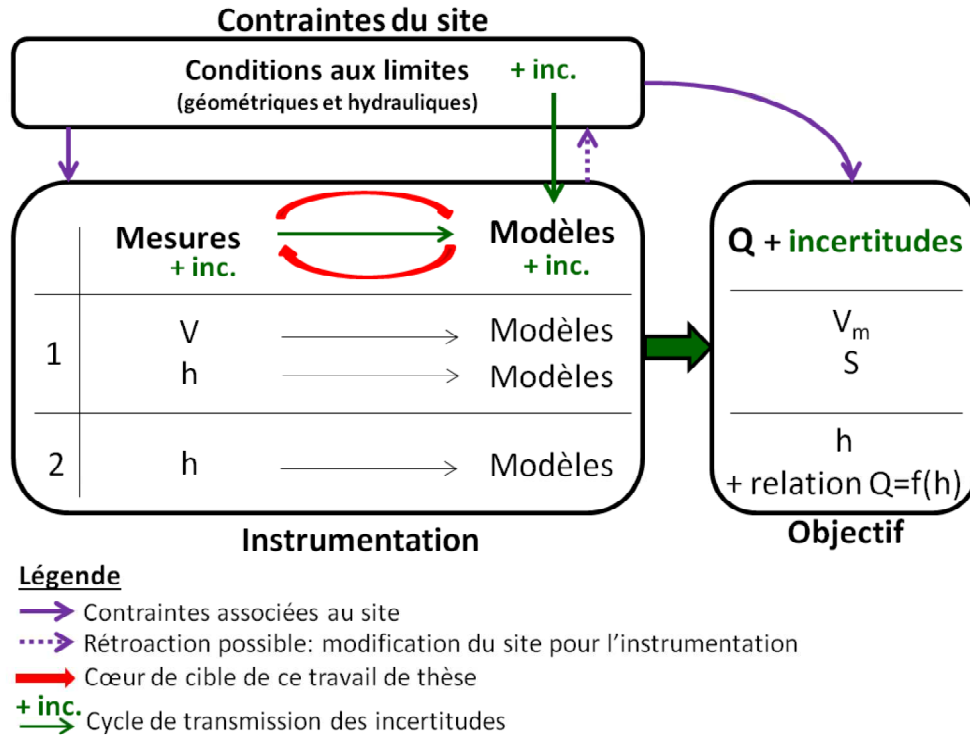
- d'une part, les différentes contraintes géométriques et hydrauliques du site de mesure,
- d'autre part, les objectifs techniques (d'incertitudes de mesure recherchées) et financiers (investissement, maintenance,...) du gestionnaire de la mesure,
- enfin, les contraintes associées à la technique employée et en particulier à la technologie pour mesurer la variable d'entrée du modèle (nécessaire à l'obtention du débit).

Les deux premiers paramètres sont variables selon le site d'application et la stratégie du gestionnaire de réseau. On s'attachera donc principalement dans ce cha-

*CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET  
LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE*

pitre à présenter les contraintes associées aux technologies de mesure de la variable d'entrée du modèle.

FIGURE 1.1: Techniques d'évaluation du débit en continu présentées dans l'état de l'art



## 1.1 La mesure de vitesse

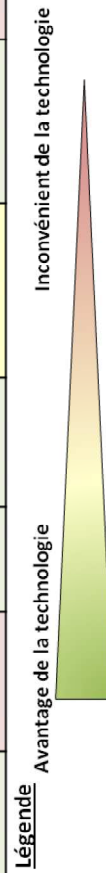
Ce paragraphe s'intéresse aux techniques d'évaluation du débit par mesure d'une vitesse et d'une surface et des technologies de mesure associées. Bien que cette approche n'ait pas fait l'objet de développements spécifiques dans ce travail, l'intérêt ici est plutôt de montrer l'interaction entre mesure et modèle pour permettre d'évaluer un débit. On s'attachera en particulier aux problématiques associées à cette mesure de vitesse et aux axes de recherche actuellement étudiés.



**CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE**

TABLE 1.1: Avantages et inconvénients des principales méthodes de mesure de la vitesse (basée sur [20])

Principe de mesure	Caractéristiques							Incertitudes associées
	Précision	Installation	Entretien requis	Dérives	Sensibilité à l'environnement	Fonctionnement en charge	Coût d'investissement	
<b>Effet Doppler</b>	Difficile à évaluer sur site	Installation et étalonnage à soigner	Important (≈ 1 fois / mois)	Difficiles à identifier	Importante (capteur intrusif)	Oui	Moyen	Difficiles à évaluer
<b>Radar / Doppler</b>	Bonne	Installation facile, étalonnage à soigner	Faible	Faible	Faible	Non (zone morte sous le capteur)	Important	Satisfaisantes
<b>Temps de transit</b>	Très bonne (si tant est que le nombre de cordes soit adéquat)	Installation très difficile	Minime	Faibles	Sensibilité aux bulles d'air et aux vagues	Oui	Important (plusieurs dispositifs requis)	Satisfaisantes (importante pour les faibles hauteurs d'eau)



## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

### 1.1.2 Problématiques associées à ces dispositifs de mesure

Ces technologies de mesure de la vitesse présentent un certain nombre de problématiques techniques ou opérationnelles faisant l'objet de nombreux travaux de recherche.

**Remarque** : Les exemples de problématiques évoqués dans le paragraphe suivant, sont souvent relatifs à la technologie par effet Doppler. Ce choix est justifié par le fait que cette technologie est la plus couramment employée en réseau d'assainissement et par la multiplicité des travaux sur le sujet.

#### 1.1.2.1 Vis-à-vis du choix du site et de la mise en place de l'instrumentation

Il existe des normes internationales régulant la mise en application de ces technologies sur site (cf. [10] pour les technologies Doppler, [6] pour les temps de transit). Néanmoins, les recommandations proposées sont contraignantes tant sur les conditions d'installation (hauteur et vitesse minimales d'utilisation, faible dépôt, distance du capteur aux singularités) que sur les obligations d'entretien et d'étalonnage, rendant difficile l'identification de sites respectant la norme. Des travaux ont été réalisés par Larrarte et al. pour proposer une méthodologie de qualification de sites de mesure de débit [37] à partir de méthodes Doppler. De plus, des travaux supplémentaires sont réalisés dans le cadre du projet COACHS afin d'identifier des recommandations sur la distance de pose du capteur à l'aval d'une singularité (déviations [12], jonctions [31],...).

Une fois le site identifié, **la mise en place du capteur sur site est également délicate**. Ainsi, plusieurs études ont mis en évidence l'importance des paramètres de mesure du capteur [38, 50] tels que l'angle du cône de mesure par rapport à l'horizontale, la largeur du cône de mesure, la longueur de la plage de mesure, ainsi que la pondération des signaux en post-traitement dans le Doppler. Un lissage des données brutes afin de traiter le bruit doit souvent être réalisé. Celui-ci peut poser des problèmes de sous-estimation des pics de débit [32]. Enfin, on notera également que l'influence du capteur (géométrie, taille,...) sur l'écoulement a également fait l'objet de travaux de recherche [68]. Ces technologies présentent ensuite des **contraintes opérationnelles**. Ainsi, les capteurs à effet Doppler et les profilomètres nécessitent une immersion dans le flux pouvant induire des dégâts matériels sur le capteur ou encore une indisponibilité ponctuelle

## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

de la mesure due à une obstruction de la fenêtre de mesure. Dans tous les cas, ces techniques de mesure induisent une maintenance fréquente du site qui peut être contraignante pour l'exploitant.

### 1.1.2.2 Vis-à-vis du processus de mesure

Ces technologies présentent également des **contraintes techniques propres au processus de mesure**. Par exemple, l'utilisation d'ondes ultrasonores pose problème pour les écoulements extrêmement turbides [32]. En effet, si la densité de particules est importante dans la zone proche du capteur, la portée de l'onde risque d'être réduite. Les signaux renvoyés sont plus nombreux près du capteur, entraînant donc un décalage du spectre des signaux. De même, l'utilisation de ces ondes pose également problème dans le cas des écoulements très faiblement chargés. En effet, ce principe de mesure est basé sur la réflexion des ondes sur les particules et nécessite donc une concentration minimale de matière en suspension [23].

De plus, il existe une gamme de vitesses proches de zéro pour lesquelles les appareils à effet Doppler mesurent des vitesses non fiables ou souvent filtrées et non mesurées [32]. Enfin, chaque capteur est caractérisé par une hauteur et une vitesse maximales de mesure : un compromis doit donc être trouvé entre précision et représentativité de la mesure. Ce compromis est d'autant plus difficile à trouver que la plage de mesure du site présente des amplitudes importantes entre temps sec et temps de pluie. Des contraintes similaires existent pour les autres technologies (temps de transit,...) mais ne sont pas présentées ici.

### 1.1.2.3 Vis-à-vis du modèle

De plus, on notera que la difficulté principale de ces technologies de mesure réside dans le **lien entre vitesse mesurée localement et vitesse moyenne sur l'ensemble de la section**. En effet, les différents procédés de mesure de vitesse ne mesurent pas la vitesse moyenne sur l'ensemble de la section mais sur un volume de contrôle (pour le Doppler ou le profilomètre) ou sur une corde (temps de transit). Cette relation implique la connaissance précise du champ de vitesse dans la section instrumentée et donc l'utilisation de modèles. Les nombreux travaux dans le domaine ont permis de mettre en évidence l'importance de plusieurs paramètres pour l'identification de cette relation, tels que la géométrie [19, 51], la position du capteur [50, 39], le type de capteur et les paramètres hydrauliques de l'écoulement [62, 48, 49]. Cette tâche a été étudiée d'un point de vue expé-

## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

mental [48, 36, 80, 16] et/ou d'un point de vue numérique, notamment à l'aide de modèle CFD à trois dimensions [50, 64, 12, 69]. Par ailleurs, des travaux supplémentaires ont été engagés afin de mettre en place une bibliothèque exhaustive des champs de vitesse, principalement pour les canaux composés, dans le cadre du projet national MENTOR, financé par l'Agence Nationale de la Recherche.

### 1.1.2.4 Vis-à-vis de l'application sur site

Toutes les technologies de mesure de vitesse posent des **problèmes pour la validation de données et l'identification de dérives**. En effet, la vérification des résultats de mesures est souvent difficile et limitée pour certaines gammes de débits à mesurer. Cela rend extrêmement difficile l'interprétation des observations en continu du fait, entre autres, d'une vitesse moyenne extraite parfois douteuse et d'un contrôle très fastidieux (voire impossible) des incertitudes.

### 1.1.3 Conclusion sur la mesure de vitesses

Ces technologies de mesure présentent un intérêt certain et font l'objet de plusieurs travaux de recherche. Ces techniques étant intrusives, elles présentent l'inconvénient majeur d'être sensibles aux particules/déchets transportés par l'écoulement, rendant contraignante leur application en réseau d'assainissement. En effet, les eaux usées sont chargées, imposant une maintenance régulière des dispositifs de mesure intrusifs. Dans ce cadre d'application, les techniques de mesure basées sur des technologies sans contact avec le flux et à partir de hauteur d'eau seront privilégiées.

Ces technologies sont détaillées par la suite et font l'objet de ce travail de thèse.

## 1.2 Mesure de la hauteur d'eau

La hauteur d'eau est la grandeur mesurée au cœur des méthodologies présentées par la suite. Les techniques de mesure qui lui sont associées vont interagir avec le modèle et le site pour produire une évaluation du débit associée à des incertitudes. Une attention particulière sera d'ailleurs portée sur les incertitudes liées aux différentes technologies ainsi qu'à leur facilité d'utilisation par le gestionnaire de réseau (installation + entretien) (cf. Figure 1.3).

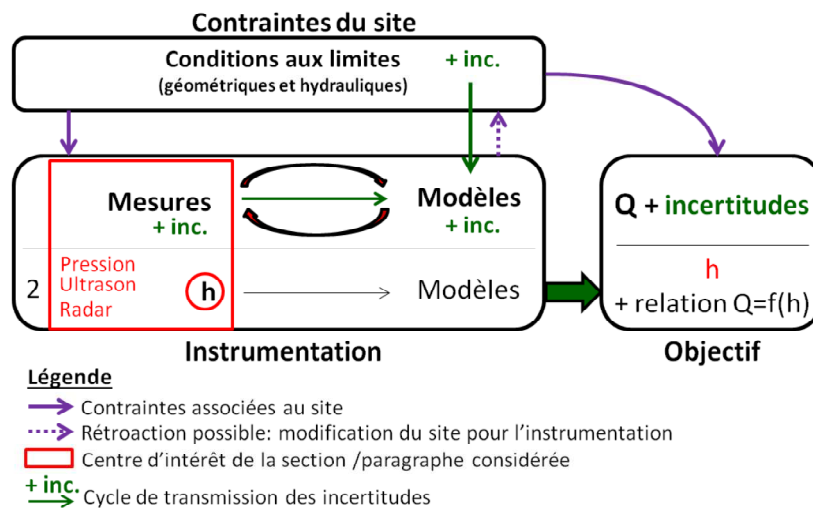
Plusieurs technologies existent, qu'elles soient directes (échelles limnimétriques) ou indirectes (par mesure de pression ou d'ultrasons,...). Ce travail se focalise

## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

sur les trois technologies principalement employées et permettant une mesure de hauteur d'eau en continu de manière fiable. Ces trois technologies sont indirectes et passent soit par la mesure de la pression, soit par la mesure d'une durée entre deux trains d'ondes pour les technologies acoustiques et radars.

Toutes ces techniques évaluent la position de la surface libre par rapport à une cote de référence, qui leur est propre. Il est donc nécessaire de bien identifier cette cote et de vérifier son éventuelle dérive lors des opérations de maintenance. Ces techniques de mesure du niveau de l'eau font l'objet d'une norme européenne [9] définissant leurs principes et conditions d'utilisation.

FIGURE 1.3: Les trois technologies de mesure de la hauteur d'eau



### 1.2.1 Par mesure de pression

La hauteur d'eau peut être évaluée par mesure directe (“sonde piézométrique”) ou indirecte de la pression.

La technique indirecte la plus courante est celle du “bulle à bulle”, pour laquelle un débit d'air de 1 à 2 bulles par seconde est envoyé par un compresseur dans un tube immergé de quelques millimètres de diamètre pour compenser la pression de la colonne d'eau (cf. [20]). La pression de gaz ainsi envoyée par le système pneumatique est ensuite mesurée par une autre technique (capteur piézo-électrique, balance de pression, manomètre,...). Cette technique présente néanmoins un temps de réaction assez important et peine à détecter les fluctuations rapides du niveau d'eau. De plus, la mesure peut être faussée lors des



## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

écoulements à forte vitesse.

De ce fait, l'évaluation de la hauteur d'eau par mesure de pression est le plus couramment effectuée par mesure directe à l'aide d'une sonde piézométrique. Ce capteur évalue la pression statique du fluide et nécessite donc un contact direct avec le flux, en fond de canal. Son principe de mesure est basé sur la corrélation entre la déformation de la membrane qui le compose et la hauteur d'eau qui le surplombe. Cette déformation mécanique est ensuite transformée en signal électrique par l'intermédiaire d'un transducteur de pression. Une fois la pression statique  $P$  évaluée (par différence entre pression absolue et pression atmosphérique), celle-ci est reliée à la hauteur d'eau  $h$  par la relation :

$$h = \frac{P}{\rho \cdot g} \quad (1.1)$$

avec  $\rho$  la masse volumique [ $\text{kg/m}^3$ ] et  $g$  l'accélération de la pesanteur [ $\text{m/s}^2$ ].

Mis à part les problèmes liés à son intrusivité dans le milieu, cette technologie de capteur est relativement fiable avec une précision de mesure intrinsèque au capteur de l'ordre de 0.1 à 0.5 % de la plage de mesure [62]. Cette précision correspond à une incertitude sur site comprise entre 0.5 et 1 cm, si tant est que certaines conditions de mise en place soient respectées :

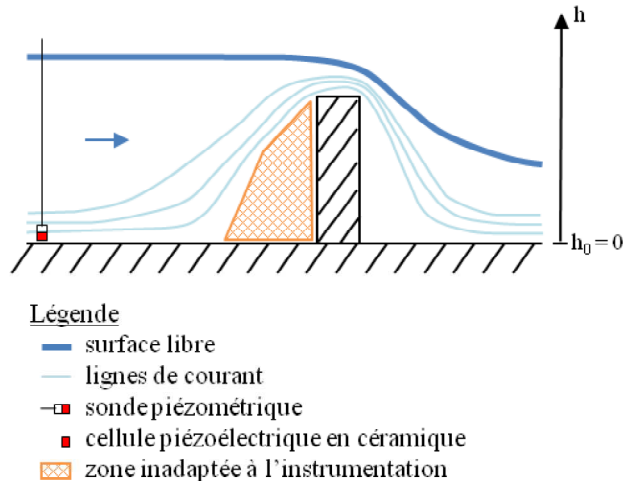
- le capteur doit être placé perpendiculairement aux lignes de courant, loin de toute singularité,
- la courbure des lignes de courant doit être faible.

Ces conditions d'installation sont directement liées à l'hypothèse principale sur laquelle est basée cette technologie : **l'hydrostaticité des pressions**. En effet, l'équation 1.1 n'est valide que si la pression mesurée par le capteur correspond bien à la pression statique ; or une vitesse trop importante et une installation non perpendiculaire à l'écoulement peut induire l'intégration d'une composante dynamique dans la pression mesurée par le capteur. De plus, une courbure forte des lignes de courant induit la création de zones de surpression ou de dépression. L'installation du capteur dans une de ces zones peut également fausser la mesure de pression statique (cf. Figure 1.4).

D'un point de vue opérationnel, un des moyens les plus efficaces pour atténuer les contraintes liées à l'écoulement est de placer le capteur dans un fourreau, ou une saignée dans la conduite.


## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

FIGURE 1.4: Schéma d'installation d'un capteur piézométrique au droit d'un seuil



**Remarque :** Cette technologie demeure sensible aux variations de son environnement (notamment à la température) et est sujette à d'éventuelles dérives, même dans un temps réduit (moins d'un an) (cf.[9]).

En conclusion, l'emploi de cette technologie nécessite de conserver à l'esprit les points suivants :



- + Mesure possible pendant une mise en charge
- Intrusif → sensibilité au dépôt (donc aux vitesses faibles) → entretien régulier
- Information peu fiable en cas de vitesse importante ou de courbure forte des lignes de courant
- Sensibilité à son environnement (T, ...) → risque de dérive
- Installation du capteur à soigner
- Incertitudes sur site: 0.5 – 1 cm

### 1.2.2 Par mesure acoustique

Ce capteur, basé sur l'émission et la réception d'ondes ultrasonores à l'aide de matériaux piézo-électriques, fonctionne par voie aérienne. Son principe de mesure repose sur la corrélation entre, d'une part, la différence de temps  $t$  entre

**CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET  
LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE**

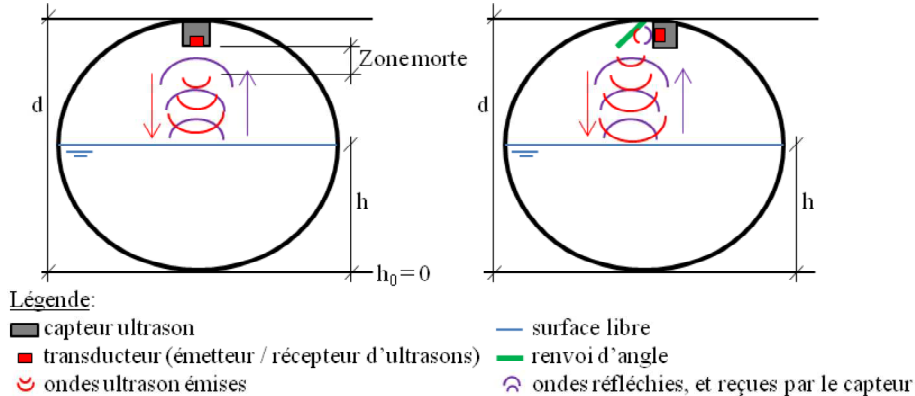
l'émission de l'onde ultrasonore et sa réception après réflexion sur la surface libre du fluide, et d'autre part, la distance entre ce récepteur et la cote de cette surface libre. Une fois la cote  $d$  de la sonde connue, on en déduit la hauteur d'eau  $h$  dans le canal par la relation :

$$h = d - \frac{(c_{air} \cdot t)}{2} \quad (1.2)$$

avec  $c_{air}$  la célérité des ondes ultrasonores dans l'air. Cette célérité étant dépendante de la température de l'air que l'onde traverse, cette technologie pose problème en présence de forts gradients de température le long du trajet de l'onde ultrasonore.

La précision intrinsèque de ces capteurs est de l'ordre de 1% de la plage de mesure et correspond à une incertitude d'au moins 1 cm sur site pour les hauteurs d'eau inférieures à 1 m [62]. On notera que ces capteurs présentent une zone morte à quelques dizaines de centimètres de la sonde (généralement autour de 20 cm), dans laquelle ils ne sont pas en mesure de produire une information fiable. Il est néanmoins possible de s'affranchir partiellement de cette contrainte de hauteur sous-plafond en mettant en place des renvois d'angles, i.e. des surfaces inclinées à 45° permettant la réflexion des ondes ultrasonores et la réduction de la zone morte (cf. Figure 1.5).

FIGURE 1.5: Principe d'utilisation d'un capteur à ultrason aérien dans un collecteur (à gauche) - Schéma d'installation d'un renvoi d'angle (à droite)




De plus, le diamètre du cône de mesure (ouverture comprise entre 20 et 30°) sur lequel se réfléchissent les ondes ultrasonores varie selon la distance capteur-surface libre et la gamme de capteur à ultrasons employée. De ce fait, la surface

## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

libre se doit d'être relativement plane sur cette zone de mesure afin d'obtenir une information fiable et représentative sur l'écoulement. Les zones où se développent des ondes dynamiques de manière répétée sont donc à éviter. De même, on évitera l'emploi de ce type de capteurs pour les écoulements présentant de nombreux objets flottants ou des mousses, susceptibles de fausser la mesure. Enfin, l'installation du capteur dans une zone proche des murs est également proscrite afin d'éviter la réflexion des ondes sur cette surface et donc une dégradation de l'information.

En conclusion, l'emploi de cette technologie nécessite de conserver à l'esprit les points suivants :



- + Mesure non intrusive → maintenance réduite
- Mesure impossible en cas de mise en charge
- Mesure impossible en présence de mousses
- Sensibilité aux forts gradients de température → risque de dérive (notamment saisonnier)
- Attention à la stabilité de l'information sur l'ensemble de la zone de mesure
- Attention à éviter d'être trop proche des murs pour la mise en place du capteur
- Incertitudes sur site: 1 cm

### 1.2.3 Par mesure radar

Le principe de la mesure radar est sensiblement équivalent à celui de la mesure acoustique, excepté le fait que les ondes émises et reçues ne sont plus des ondes mécaniques (ultrasons) mais des ondes électromagnétiques (radar). Cette différence fondamentale limite considérablement la dépendance de cette technologie de mesure à son environnement extérieur ; en effet, les ondes électromagnétiques peuvent se propager dans le vide (contrairement aux ondes mécaniques qui requièrent un support comme l'air) et ne sont donc pas influencées (ou très peu) par des gradients de température importants. La célérité de ces ondes ne dépend donc plus de la nature du support de l'onde mais uniquement de sa fréquence  $f_0$  et de sa longueur d'onde  $\lambda$ , ainsi :

$$c_{radar} = \lambda \cdot f_0 \quad (1.3)$$


## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

L'équation 1.2 s'en trouve donc modifiée en conséquence.

Cette technologie nécessite de soigner le paramétrage et particulièrement la permittivité diélectrique du milieu de réflexion des ondes. Cette constante conditionne en effet la quantité d'ondes réfléchies et réfractées par le milieu traversé et donc l'amplitude de l'écho réceptionné par le capteur.

De plus, à l'instar des capteurs à ondes ultrasonores, la mesure radar dépend de la réflexion des ondes sur une zone de mesure (ouverture du cône de mesure comprise entre 20 et 30°). La surface libre dans cette zone doit donc être relativement plane pour être représentative. Sa mise en place nécessite également d'éviter les zones proches des murs. Enfin, la précision intrinsèque du capteur et l'incertitude qu'elle induit sur site sont équivalentes à celles associées à la technologie par ultrason : de l'ordre de 1 cm.

En conclusion, l'emploi de cette technologie nécessite de conserver à l'esprit les points suivants :



- + Mesure non intrusive → maintenance réduite
- + Insensibilité à la température et à l'environnement du capteur
- Mesure impossible en cas de mise en charge
- Attention à l'étalonnage du capteur et sa permittivité diélectrique
- Attention à la stabilité de l'information sur l'ensemble de la zone de mesure
- Attention à éviter d'être trop proche des murs pour la mise en place du capteur
- Incertitudes sur site: 1 cm

### 1.2.4 Conclusion sur la mesure de hauteur d'eau

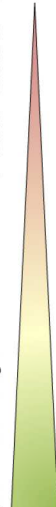
Au final, les technologies de mesure de la hauteur d'eau sont faciles d'utilisation et de fonctionnement, fiables et faiblement coûteuses d'un point de vue maintenance, à l'exception du piézomètre. Elles présentent néanmoins des avantages et des inconvénients propres détaillés dans le tableau récapitulatif suivant (cf. Tableau 1.2) :

## CHAPITRE 1. LES TECHNOLOGIES DE MESURE EXISTANTES ET LEURS CONTRAINTES SUR LE MODÈLE

TABLE 1.2: Avantages et inconvénients des principales méthodes de mesure de hauteur d'eau (basé sur [20])

Principe de mesure	Caractéristiques							Incertitudes associées sur site
	Précision intrinsèque	Facilité d'installation	Entretien requis	Sujétion aux dérives	Sensibilité à l'environnement	Fonctionnement en charge	Coût d'investissement	
<b>Mesure de pression</b>	Très bonne (0.1 à 0.5 % de la plage de mesure)	Etalonnage facile mais installation à soigner	Régulier (≈ 1 fois / mois)	Importante	Moyenne (sensible aux dépôts mais pas aux mousses)	Possible	Faible	0.5 - 1 cm
<b>Mesure acoustique: ondes ultrasons</b>	Bonne (1 % de la plage de mesure)	Installation facile	Faible (≈ 2 fois / an)	Dépendante du constructeur	Importante (mousses, flottants, vaguelettes, gradients de température importants,...)	Impossible => zone morte sous le capteur	Moyen	≥ 1 cm
<b>Mesure électromagnétique: ondes radar</b>	Bonne (1 % de la plage de mesure)			Faible	Faible	Impossible => zone morte sous le capteur	Élevé	≥ 1 cm

Légende



Au vu de ces caractéristiques et de l'objectif de minimisation de la maintenance dans les méthodologies développées dans ce travail de thèse, nous privilégierons par la suite les techniques de mesure de hauteur d'eau non intrusives (ultrasons ou radars). Les capteurs intrusifs pourront néanmoins être envisagés pour les sites de mesure où l'écoulement peut passer en charge.

## Chapitre 2

# Les modèles pour l'évaluation du débit avec une ou plusieurs mesures de hauteur d'eau

Ce chapitre présente la composante complémentaire à la technologie de mesure pour l'objectif d'instrumentation : le modèle. On ne s'attachera ici qu'aux modèles permettant l'identification de la relation d'étalonnage entre la/les mesure(s) de hauteur d'eau et le débit.

Cette relation entre la hauteur et le débit peut être identifiée de trois manières différentes (cf. Tableau 2.1) [47, 2] :

- **sur site** à partir de **mesures de concentrations ou de vitesses**. Dans ce cadre d'application, la courbe d'étalonnage (appelée également courbe de tarage en hydrologie) peut être définie à partir de l'étude de la dilution d'un traceur chimique ou radioactif après injections successives dans l'écoulement à différents débits, ou encore à partir de mesures ponctuelles de vitesses et de hauteur d'eau en différents points de la section de mesure (la connaissance de la bathymétrie permettant de lier la mesure de la hauteur d'eau à la surface correspondante).
- **en laboratoire** à partir d'un ouvrage calibré dans l'écoulement, de type "canal jaugeur Venturi" ou encore "seuil".
- **numériquement** à partir d'un modèle représentant l'ouvrage et les conditions aux limites responsables du fonctionnement hydraulique du site.

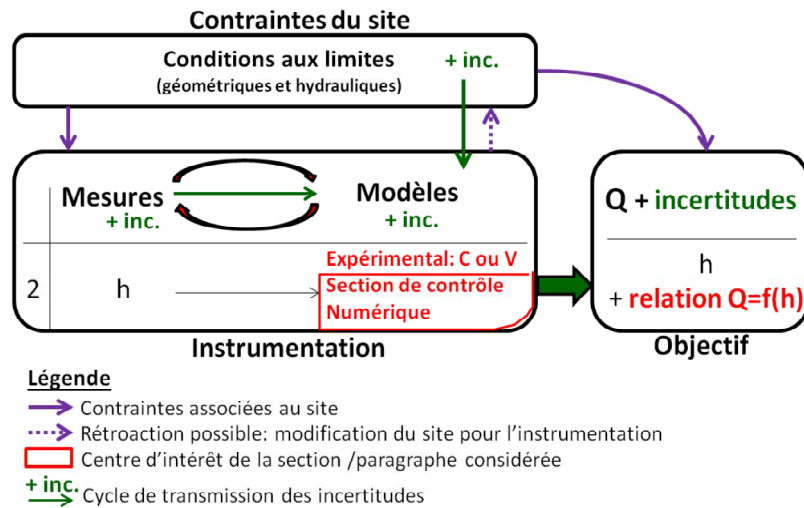
**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

TABLE 2.1: Méthodes d'évaluation du débit transitant dans une section (cf. [80, 62])

Méthode	Grandeurs intermédiaires	Principe
$Q = f(S, V_m)$	$Q = f(h, V)$	Méthode basée sur la mesure d'une hauteur d'eau $h$ et de la vitesse moyenne sur la section $V_m$
Courbe d'étalonnage - $Q = f(h_i)$	$Q = f(C_{traceur})$	Méthode basée sur la mesure ponctuelle de la concentration $C_{traceur}$ d'un traceur injecté en un point de l'écoulement
	$Q = f(V_i, S_i, S_m)$	Méthode basée sur l'interpolation du champ de vitesses mesuré ponctuellement
	$Q = f(h)$ avec un dispositif pré-étalonné	Méthode basée sur un dispositif à section pré-étalonnée
	$Q = f(h_i)$ avec un modèle numérique	Méthode basée sur l'existence d'une relation biunivoque entre une ou plusieurs hauteur(s) d'eau $h$ et le débit $Q$ identifiée à partir d'un modèle numérique

La principale difficulté rencontrée sur site est de pouvoir avoir l'ensemble de la gamme des sollicitations de l'ouvrage. Cette étape peut être particulièrement longue et parfois impossible en fonction des périodes de retour d'apparition des conditions d'utilisation de l'ouvrage. Dans la suite de ce travail, seuls les modèles basés sur les sections de contrôle standard et les modèles numériques, adaptés à l'instrumentation des réseaux d'assainissement, seront étudiés (cf. Figure 2.1).

FIGURE 2.1: Les types de modèles permettant l'établissement de la relation d'étalonnage





## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

On se focalisera sur les conditions requises pour employer ces modèles à des fins métrologiques, en lien avec les contraintes associées aux différentes technologies de mesure de la hauteur d'eau présentées au chapitre précédent (cf. Chapitre 1).

### 2.1 Principes physiques sur lesquels se basent les modèles

#### 2.1.1 Passage par une section de contrôle double : la hauteur critique

Pour définir l'intérêt du passage par la hauteur critique, il convient de revenir rapidement sur la définition du nombre de Froude et des régimes d'écoulement à surface libre. Nous définirons par la suite les cas d'application et les domaines d'utilisation de ce principe en assainissement.

**Remarque :** Dans l'ensemble de ce travail, le terme "section de contrôle" est employé pour représenter une "section particulière de l'écoulement à surface libre où la relation entre le tirant d'eau et le débit est connue, ou peut être mesurée" (cf. [20]). Selon cette même référence, "une section dans laquelle la profondeur d'écoulement devient égale à la hauteur critique, isole le bief aval du bief amont et constitue une section de contrôle dite dénoyée". On s'intéresse donc dans ce paragraphe aux sections de contrôle dénoyées.

##### 2.1.1.1 Nombre de Froude, hauteur critique et autres définitions

Un écoulement à surface libre sera traditionnellement caractérisé par un nombre adimensionnel, appelé nombre de Froude. Ce nombre, noté  $\mathcal{F}_r$ , correspond au rapport de la vitesse moyenne de l'écoulement, notée  $\bar{U}$ , sur la célérité des intumescences (ondes de gravité d'amplitude infiniment petite), notée  $c$  :

$$\mathcal{F}_r = \frac{\bar{U}(x)}{c(x)}$$

Ce nombre permet de définir différents régimes d'écoulement :

- L'écoulement est dit fluvial pour  $\mathcal{F}_r < 1$ . Pour ce type d'écoulement, la vitesse moyenne de l'écoulement est inférieure à la célérité des ondes, de ce fait les perturbations circulent dans les deux sens (de l'aval vers

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

l'amont et de l'amont vers l'aval). L'écoulement est régulé par deux points de contrôle situés de part et d'autre de la section étudiée.

- L'écoulement est dit torrentiel pour  $\mathcal{F}_r > 1$ . Pour ce type d'écoulement la vitesse moyenne est supérieure à la célérité des ondes : l'ensemble des informations sont transmises de l'amont vers l'aval. L'écoulement est donc uniquement contrôlé par l'amont.
- L'écoulement est dit critique pour  $\mathcal{F}_r = 1$ . Ce régime peut survenir dans deux cas particuliers :
  - transition du régime fluvial au régime torrentiel, caractérisée par une chute pouvant être due à une modification du fond du canal (décrochage, seuil,...), ou encore un rétrécissement de la section de passage.
  - passage du régime torrentiel au régime fluvial, caractérisé par un ressaut hydraulique.

### 2.1.1.2 Intérêt du passage par la hauteur critique

Ce passage entraîne une relation bi-univoque entre la hauteur d'eau mesurée en ce point (hauteur critique  $h_c$ ) et le débit qui y transite (cf. figure 2.2) :

$$\mathcal{F}_r = 1 \implies \bar{U}(x) = c(x) \implies Q(x) = S(h_c) \cdot c(h_c)$$

Bien que ce principe soit particulièrement intéressant pour l'instrumentation il ne peut être appliqué tel quel dans les réseaux, et ce pour deux raisons principales :

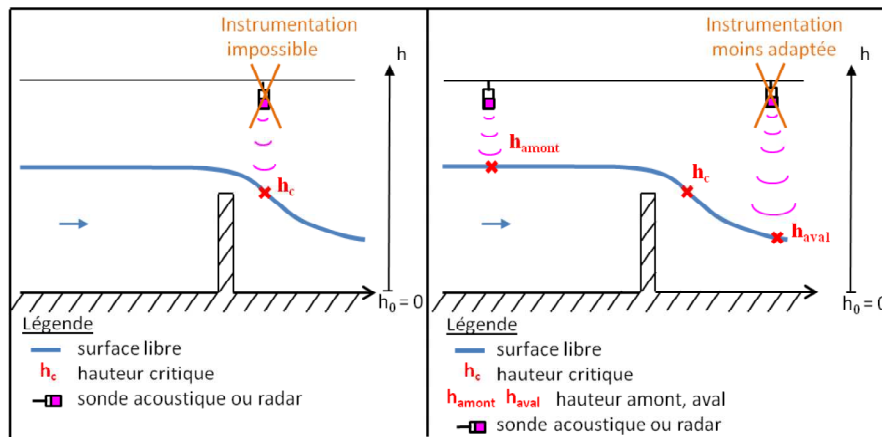
- la hauteur critique est dépendante du débit transitant dans la section et est donc difficilement identifiable avec précision,
- les technologies de mesure de la hauteur d'eau non intrusives présentent des contraintes techniques rendant la hauteur critique impossible à mesurer directement (cf. 1.2). En effet, les technologies acoustique et électromagnétique sont basées sur la réflexion des ondes sur la surface libre et requièrent donc une information de hauteur stable sur l'ensemble de la zone de mesure. La hauteur critique est par définition située dans la zone de transition entre régime fluvial et torrentiel, la surface libre en ce point présente donc une pente importante qui ne permet pas une bonne réflexion (cf. Figure 2.2).

Il est néanmoins possible de tirer profit de ce passage par le régime critique en mesurant la hauteur d'eau à l'amont ou à l'aval de la section de contrôle (où la surface libre est suffisamment plane pour y placer un capteur). D'un point de vue pratique, il est plus intéressant de placer le point de mesure à l'amont car

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

la charge totale est principalement représentée par la hauteur d'eau. A l'aval, au contraire, la hauteur d'eau est faible. La charge y est donc plutôt représentée par l'énergie cinétique. Il est préférable d'avoir une mesure importante sur la hauteur d'eau afin de diminuer la transmission des incertitudes de mesure de cette hauteur d'eau sur le débit. En effet, une erreur de 1 cm sur une grande hauteur a moins d'impact sur l'incertitude sur le débit, qu'une même erreur n'aurait sur une petite hauteur.

FIGURE 2.2: Mise à profit du passage par la hauteur critique pour l'instrumentation



### 2.1.1.3 Configurations d'ouvrages passant par la hauteur critique

On distingue trois configurations d'ouvrages permettant le passage par la hauteur critique en réseau d'assainissement : les chutes, les seuils et les canaux jaugeurs. Ces sections font toutes l'objet de normes spécifiques définissant leurs limites d'application (cf. Tableau 2.2). De plus, cette technique étant basée sur deux dispositifs de mesures distincts, son incertitude globale intègre à la fois :

- l'erreur liée au dispositif primaire, i.e. l'ouvrage standardisé, représentant quelques pourcents (2%), si tant est que sa mise en place respecte la norme associée,
- l'erreur de mesure du dispositif secondaire, en l'occurrence l'incertitude sur la mesure de hauteur d'eau selon la technologie employée et sa mise en place sur site (cf. 1.2).

Le tableau suivant récapitule de manière non-exhaustive les dispositifs traditionnellement utilisés, leur principe de mesure ainsi que leurs incertitudes et normes

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

associées [57, 3] :

TABLE 2.2: Types d'ouvrages passant par la hauteur critique [3]

Section de contrôle	Schéma de principe	Incertitudes minimales du dispositif primaire	Normes associées
Chute libre	<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— surface libre</li> <li><math>h_c</math> hauteur critique</li> <li><math>h_{amont}</math> hauteur amont</li> <li>— sonde acoustique ou radar</li> </ul> <p>Vue de profil</p>	± 10 %	ISO 3847 ISO 4371
Seuil à crête mince	<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— surface libre</li> <li><math>h_c</math> hauteur critique</li> <li><math>h_{amont}</math> hauteur amont</li> <li>— sonde acoustique ou radar</li> </ul> <p>Vue de profil</p>	± 3 %	ISO 1438-1
Seuil à crête épaisse	<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— surface libre</li> <li><math>h_c</math> hauteur critique</li> <li><math>h_{amont}</math> hauteur amont</li> <li>— sonde acoustique ou radar</li> </ul> <p>Vue de profil</p>	± 5 %	ISO 3846 ISO 4374
Seuils à profils divers	<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— surface libre</li> </ul> <p>Vue de face</p>	± 5 %	ISO 4360 ISO 9827 ISO 4377 ISO 83333 ISO 4362
Canaux jaugeurs (type Venturi)	<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— surface libre</li> </ul> <p>Vue de dessus</p>	± 5 %	ISO 4359 ISO 9826

A chaque type de section de contrôle est associée une relation hauteur-débit, dépendante de ses caractéristiques géométriques (ex : épaisseur du seuil, contraction latérale,...). Ces relations ne seront pas toutes détaillées ici, mais sont disponibles dans la Notice sur les déversoirs du CETMEF [25] et dans les normes citées précédemment.

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### 2.1.1.4 Limites et contraintes d'application

Du fait de leurs bonnes fiabilité et précision, ces sections de contrôles sont très prisées par les gestionnaires, en particulier sur les sites sensibles pour lesquels les enjeux économiques et écologiques sont forts, comme par exemple l'entrée et la sortie d'une station d'épuration. Ces dispositifs demeurent néanmoins intrusifs. Le site d'application doit donc respecter plusieurs conditions essentielles :

- écoulement pseudo-permanent,
- la concentration de sédiments doit être relativement faible pour éviter l'encrassement et donc la modification progressive de la section de contrôle,
- la hauteur d'eau à l'aval doit être suffisamment faible pour contraindre le passage par la hauteur critique (on parle d'écoulement dénoyé), réduisant ainsi considérablement le nombre de sites d'application.

Cette technique implique la construction et la mise en place du dispositif primaire qui se révèlent souvent coûteuses. Il peut entraîner un problème de dépôt en amont (pour un seuil par exemple) ainsi qu'une augmentation de la charge à l'amont (due à la contraction pour les canaux jaugeurs ou au seuil) pouvant être problématique pour l'écoulement amont en cas de niveaux d'eau importants (risque d'inondation augmenté).

### 2.1.2 Passage par deux sections de contrôle distinctes : amont et aval

On se place ici dans le cas d'un régime fluvial, sans passage par la hauteur critique.

#### 2.1.2.1 Principe physique : le régime fluvial

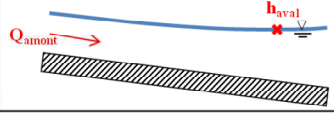
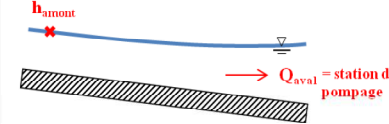
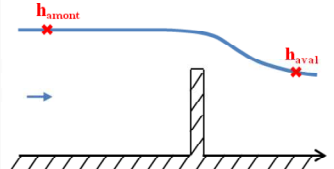
En reprenant la définition précédente (cf. 2.1.1.1), un écoulement fluvial a deux points de contrôle. De plus, deux variables d'état régissent l'écoulement à surface libre : la hauteur d'eau et le débit (ou la vitesse, si on connaît la section). Le tracé de la ligne d'eau nécessite donc une de ces deux informations à l'amont et à l'aval (cf. Figure 2.3).

La figure suivante nous permet d'illustrer ces propos. Le premier cas se retrouve classiquement en hydraulique à surface libre avec influence aval. En effet, la variable de contrôle dans la section amont est le débit alors qu'à l'aval, on choisit la hauteur d'eau. Le second cas est typique d'un canal influencé par une station

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

de pompage à l'aval. Les variables d'état choisies sont : la hauteur à l'amont et le débit à l'aval. Le troisième cas est typique d'un seuil noyé et passe par deux variables de hauteur d'eau.

FIGURE 2.3: Occurrences du régime fluvial sans passage par la hauteur critique

Cas	Schéma de fonctionnement
1. Ecoulement fluvial avec influence aval	
2. Ecoulement fluvial, station de pompage à l'aval	
3. Ecoulement fluvial, seuil noyé	

Des formules existent pour les seuils noyés ; on pourra se référer aux normes précédemment évoquées, ainsi qu'à l'ouvrage du CETMEF [25]. Les principales limites de cette approche sont très proches de celles évoquées précédemment.

### 2.1.3 Conclusion sur les principes physiques

Les principes présentés précédemment sont à la base de toute instrumentation pour évaluer un débit avec des hauteurs d'eau. Bien qu'il existe un certain nombre de relations permettant d'évaluer ce débit à l'aide d'une ou de deux hauteurs d'eau, celles-ci sont uniquement valables pour des ouvrages standard (seuil calibré, venturi standard).

## 2.2 La modélisation numérique

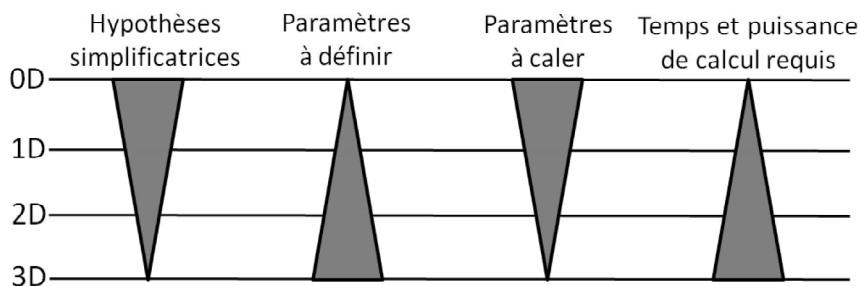
**Choix de la dimension spatiale** Les phénomènes considérés peuvent être décrits par les équations générales de Navier-Stokes ou celles simplifiées de Barré de Saint Venant (1D ou 2D). Ces dernières sont obtenues à partir de la conservation de la masse et de la loi fondamentale de la dynamique. Ces équations

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

aux dérivées partielles n'admettent pas de solution analytique mais peuvent être simplifiées et résolues par des méthodes numériques. On distingue ainsi quatre types de modèles (cf. Figure 2.4) :

- Les modèles sans dimension sont représentés par les relations empiriques associées souvent à des comportements hydrauliques simples et peu représentatifs de la diversité des écoulements en réseau.
- Les modèles monodirectionnels utilisent les équations unidimensionnelles de Barré de Saint Venant pour traduire des écoulements non-permanents, unidirectionnels et à surface libre. La qualité de différentes méthodes numériques appliquées à la résolution de ces équations, pour l'application en hydraulique des réseaux d'assainissement a été étudiée dans les travaux de Buyer, Abdallah et Kesserwani [70, 17, 42].
- Les modèles bidirectionnels utilisent les équations bidimensionnelles de Barré de Saint Venant en incluant une composante de vitesse supplémentaire. Ils sont utilisés pour traduire des écoulements divergents [86, 83] ainsi que les écoulements en lits composés [79]. Leurs applications demeurent néanmoins restreintes par l'hypothèse d'hydrostaticité du champ de pression et surtout adaptées aux écoulements dont la composante verticale peut être négligée.
- Les modèles tridimensionnels utilisent les équations moyennées de Navier-Stokes associées à un modèle de turbulence permettant de prendre en compte des écoulements beaucoup plus complexes que les modèles 1D et 2D. Ils nécessitent néanmoins un temps de calcul supérieur. Ces modèles ont fait l'objet de nombreux travaux durant ces dix dernières années pour modéliser des écoulements complexes à surface libre [43, 48, 71, 86, 83].

FIGURE 2.4: Évolution des caractéristiques du modèle selon le nombre de dimensions spatiales (inspiré de [65])



## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

**Remarque :** Il existe des modèles couplés 1D-2D permettant d'améliorer la précision de la modélisation des écoulements tout en limitant le temps de calcul [79]. Seuls les modèles 1D et 3D seront abordés dans la suite de ce travail de thèse.

### 2.2.1 Modèles à zéro dimension

Les relations hauteur/débit suivantes sont issues de modèles physiques et dépendent de l'application envisagée. Leurs particularités permettent de mettre en évidence plusieurs principes hydrauliques régissant les écoulements en hydrologie urbaine ainsi que certaines problématiques et limites associées, dont il sera bon de tenir compte lors de la mise en place des méthodologies de mesure.

Ainsi, on distingue (cf. Tableau 2.3) :

- les lois de seuils (Poleni, Rehbock, Carter, Kindsvater, ...) [25]
- les déversoirs frontaux et latéraux (Hager, Dominguez, ...) [23]
- les relations basées sur le principe de la perte de charge, notamment la relation de Chézy et ses variantes (Manning-Strickler, Bazin,...)
- la relation de Jones [30]



**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

TABLE 2.3: Formules classiques du calcul du débit dans un écoulement à surface libre (d'après [20, 98])

Relations	Formules	Intérêts	Domaine d'application	Limites
<b>Lois de seuil</b> (Poleni, Rehbock, Kindsvater, Carter, ...)	Poleni $\bar{Q} = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ Rehbock $\bar{Q} = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot (h + 0.0011)^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ Kindsvater & Carter $\bar{Q} = \mu \cdot C_v \cdot (L + K_1) \cdot (h_1 + 0.001)^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$	Résolution facile Relations adaptées aux ouvrages standard	Restreint aux écoulements rectilignes permanents et uniformes	Peu applicables sur sites réels car très contraignant
<b>Relations adaptées aux DO latéraux et frontaux</b> (Hager, Dominguez, ...)	Uyumaz et Muslu réactualisé par Hager $Q_{\text{latéral}} = C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot \left( \frac{h_{\text{montant}} + h_{\text{aval}}}{2} \right)^{3/2} \cdot L$ Dominguez $Q_{\text{latéral}} = m \cdot \varphi \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$	Résolution facile Relations adaptées aux ouvrages standard	Restreint aux écoulements rectilignes permanents et uniformes	Pas adaptées au régime transcritique
<b>Manning-Strickler (ou plus généralement de Chézy)</b>	$Q = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I}$ Avec $n = \frac{R_h^{1/6}}{C}$	Résolution facile Information intéressante en première approximation	Restreint aux écoulements rectilignes permanents et uniformes	Peu applicables sur sites réels & Difficulté d'identification du paramètre $n$
<b>Jones</b>	$\bar{Q} = \frac{Q_{\text{ref}}}{2} \cdot \sqrt{\left( 1 + \frac{1}{I \cdot c} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \right)^2 - \frac{2 \cdot Q_{\text{ref}}}{B \cdot I \cdot c^3} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial t^2}}$	Résolution abordable. Prise en compte du phénomène d'hystérésis	Écoulements non-permanents, non-uniformes mais à effets transitoires faibles	Mesure du débit de référence sur site & Non intégration de l'influence aval

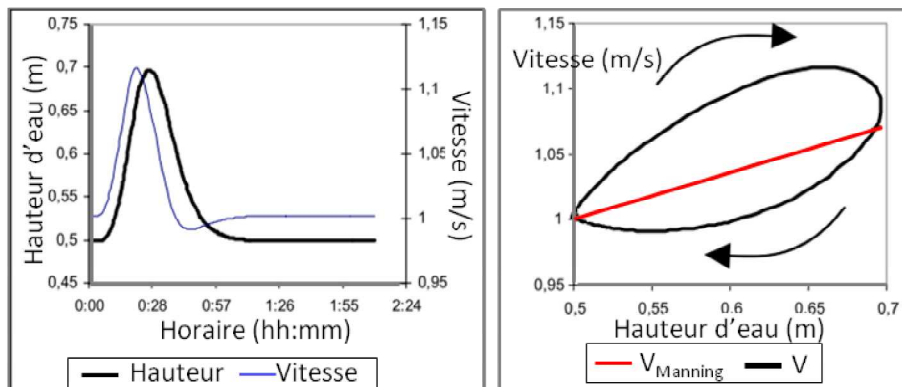
Avec  $C$  = coefficient de Chézy ( $m^{1/2}/s$ ) ;  $I$  = pente du radier pour les écoulements à surface libre ( $m/m$ ) ;  $n$  = coefficient de rugosité ( $s/m^{1/3}$ ) ;  $R_h$  = rayon hydraulique (m) ;  $V$  = vitesse de l'écoulement (m/s) ;  $\gamma$  = coefficient ;  $Q_{\text{ref}}$  = le débit de référence ;  $B$  = la largeur au miroir ;  $c$  = la célérité des ondes

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### 2.2.1.1 Phénomène d'hystérésis

Le phénomène d'hystérésis est lié au caractère transitoire de l'écoulement et à la théorie de propagation des ondes (cf. [103]). Il se caractérise par un décalage temporel entre le pic de hauteur et le pic de vitesse dans certaines conditions hydrauliques (vitesse, pente faible, ...). Ce décalage provient du fait que la vitesse de transfert de l'information de hauteur d'eau vers l'aval diffère de la vitesse de l'écoulement ( $U \neq c$ ). Ce décalage varie selon qu'on se situe dans la phase de montée ou dans la phase de descente de l'hydrogramme entraînant une relation hauteur/débit non-univoque (cf. Figure 2.5).

FIGURE 2.5: Le phénomène d'hysteresis (issu de [60])



Il est important de noter que ce phénomène d'hystérésis est uniquement dépendant des conditions d'écoulement en amont de la station de mesure. Il ne doit pas être confondu avec des phénomènes d'influence aval, pouvant entraîner des effets similaires sur la relation hauteur/débit, mais non pris en compte dans la formule de Jones par exemple.

### 2.2.1.2 Limites

L'utilisation de ces relations en collecteur implique l'identification de la valeur des coefficients associés. Certains d'entre eux, tels que le coefficient de rugosité ou le coefficient de Chézy, ont fait l'objet d'études empiriques [81] et peuvent être déterminés en fonction du matériau du collecteur. D'autres nécessitent cependant un calage sur site à partir de données temporaires (ex :  $Q_{ref}$ ).

De plus, une fois identifiés pour chaque site, ces coefficients sont présumés constants sur toute la gamme de mesure et sur l'ensemble de la section. Il a

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

cependant été prouvé, que cette hypothèse de constance n'était parfois pas respectée, notamment pour le coefficient de rugosité (cf. [105]). Enfin, seule la relation de Jones tient compte du phénomène d'hystérésis. Ce phénomène fréquent en réseau d'assainissement doit être pris en compte pour la mise en place de l'instrumentation.

Ces relations sans dimension présentent donc un cadre d'application restreint qui ne permet pas d'être appliqué à grande échelle pour modéliser des réseaux d'assainissement. En effet, les écoulements en réseau d'assainissement présentent un certain nombre de problématiques spécifiques, rendant leur modélisation complexe (cf. [70]) et l'utilisation d'équations à domaine d'application général nécessaire :

- Evolution rapide des phénomènes associés à une variation importante de la plage des débits,
- Présence de confluence, défluences et autres perturbations de l'écoulement (changements de pente, apports latéraux,...),
- Présence d'ouvrages hydrauliques spéciaux (bassins, siphons, déversoirs d'orage, stations de pompage...),
- Influence aval possible entraînant parfois un changement de sens de l'écoulement (ponctuel ou plus régulier),
- Ecoulement à surface libre pouvant passer ponctuellement et rapidement en charge.

L'utilisation de ces relations sans dimension en déversoir d'orage nécessite de bien conserver le même régime d'écoulement dans le déversoir : tout fluvial ou tout torrentiel. Ces relations ne sont pas adaptées à un régime transcritique. Or, les conditions d'écoulements variables sur site réel induisent ce type de régime dans les déversoirs, même simples (cf. [70]).

### 2.2.2 Modèles à 1 dimension

Les modèles à 1 dimension sont basés sur des équations intégrant une variable d'espace : l'abscisse curviligne  $x$ . On s'attachera particulièrement dans ce chapitre au modèle de :

- Barré de Saint-Venant
- l'équation de la courbe de remous

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### 2.2.2.1 Le modèle de Barré de Saint-Venant

Les équations de Barré de Saint-Venant (noté également BSV) établies en 1871 sont les équations les plus utilisées pour modéliser les écoulements non-permanents et non-uniformes à surface libre tenant compte des contraintes précédentes. Ces équations aux dérivées partielles sont non linéaires et de type hyperbolique. Elles correspondent, en fait, à une simplification des équations générales de la mécanique des fluides, c'est-à-dire les équations de Navier-Stokes.

Les conditions d'application de ce modèle sont définies dans la norme [5] concernant la modélisation des écoulements à surface libre. L'une des conditions les plus contraignantes dans l'utilisation de ces équations est que la composante verticale de l'accélération du fluide doit être supposée négligeable de manière à ce que la variation de pression soit hydrostatique avec la profondeur (i.e. la courbure des lignes de courant doit être faible).

#### De l'importance de l'écriture de l'équation et des schémas numériques

Du fait de leur nature hyperbolique, il est impossible de résoudre les équations de Barré de Saint-Venant de manière analytique. Des solutions approchées sont donc considérées, en résolvant les équations de Barré de Saint-Venant discrétisées, qui ne sont pas toutes équivalentes en termes de précision des résultats.

Ainsi plusieurs travaux ont mis en évidence l'importance du choix de l'écriture de l'équation et des schémas numériques sur la validité des résultats obtenus et selon l'application étudiée (cf. [70, 17, 42]). Cette importance est particulièrement visible dans le cas des outils numériques commerciaux couramment employés. Ces outils proposent pour des raisons historiques une résolution des équations de Barré de Saint-Venant simplifiée. En effet, à l'époque du développement de ces logiciels (1985 pour *Mouse*, le premier module hydraulique de *Mike Urban* de la Danish Hydraulic Institute (DHI) - 1995 pour *Canoe* développé par Sogreah et l'INSA Lyon,...), les outils informatiques ne disposaient pas de la puissance de calcul actuelle. Malgré la disparition progressive de cette contrainte technologique, les schémas de résolution n'ont pas forcément été réactualisés. Ainsi par exemple pour Mike 11, les équations de BSV sont résolues à l'aide d'un schéma d'Abbott Ionescu modifié avec un maillage découplé (alternance de points de calcul du débit et de points de calcul de la hauteur d'eau)[79] Actuellement ces logiciels de modélisation de réseau d'assainissement utilisent

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

tous une forme de traduction des équations de Barré de Saint-Venant basée sur l'équation de conservation de la masse ainsi que sur un bilan de quantité de mouvement simplifié, qui s'écrit sous forme du système d'équations suivant [106] :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 & (1) \\ \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{S} \right)}_{\text{Forces extérieures}} + \underbrace{g \cdot S \cdot \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Terme de pression}} = \underbrace{g \cdot S \cdot (I - J)}_{\text{Force de gravité + force de frottement}} & (2) \end{cases}$$

Cette écriture s'accompagne souvent d'un schéma numérique continu, qui ne capte pas les discontinuités ou les chocs (cf. [70]) : elle n'intègre donc pas directement le ressaut hydraulique. Elle est donc bien adaptée pour l'analyse globale d'un réseau d'assainissement, mais pose problème localement, surtout au voisinage d'une rupture de pente ou d'un déversoir d'orage. En effet, le ressaut est très important pour ces ouvrages, puisqu'il conditionne fortement le débit déversé (cf. [70]). De plus, ces schémas tendent à conserver les hauteurs d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage ponctuel. Or si le déversoir d'orage est associé à un ressaut, cette hypothèse de conservation n'est plus valable.

Afin de prendre en compte l'apparition du ressaut, l'équation de Barré de Saint-Venant peut s'écrire sous forme d'un système d'équations tenant compte de la conservation de la masse (1) ainsi que d'un bilan de quantité de mouvements non simplifié (2), établi sur un volume de contrôle. Elle s'écrit finalement sous forme conservative, à l'aide du système d'équations suivant (cf. [103]) :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 & (1) \\ \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{S} \right)}_{\text{Forces extérieures}} + \underbrace{g \cdot I_1}_{\text{Force de pression}} = \underbrace{g \cdot (S_0 - S_f)}_{F_{\text{gravité}} + F_{\text{frottement}}} + \underbrace{g \cdot I_2}_{\text{Pression latérale}} & (2) \end{cases}$$

Malgré la ressemblance de ces équations avec le système (1), le système (2) présente l'avantage d'être écrit sous forme d'intégrales : le ressaut est directement pris en compte dans l'équation. Il correspond à la solution "faible" de l'équation, quand le volume de contrôle tend vers 0.

Généralement, cette traduction des équations de BSV est associée à un schéma numérique à capture de chocs et discontinuités. Ces schémas, comme par exemple les schémas de Godunov ou bien les schémas TVD (Total Variation Diminishing) qui en sont une version améliorée, vérifient pour chaque pas de calcul s'il

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

y a une discontinuité, en résolvant le système d'équations (2) non seulement à l'intérieur de chaque cellule de calcul, mais également à l'interface entre deux cellules de calcul. Cette vérification leur permet alors de capturer les chocs et discontinuités comme le ressaut hydraulique. Cependant, elle allonge également considérablement le temps de calcul. L'intérêt d'une telle approche numérique est de permettre une modélisation locale et fine d'un réseau d'assainissement. Enfin, cette équation peut être adaptée aux mises en charge en lui ajoutant un modèle de la fente de Preissmann.

**Remarque :** La mise en charge intermittente de l'écoulement est donc intégrée soigneusement au code de calcul. Cependant, en plus du défi numérique qu'elle représente, elle induit également la possibilité d'un entraînement d'air et éventuellement d'un emprisonnement de poches d'air au moment de la mise en charge. Cette problématique, typique des écoulements mixtes, n'est pas intégrée actuellement au code de calcul mais pourrait l'être à l'avenir en se basant notamment sur les travaux de Kerger qui introduit l'idée d'une fente de Preissmann négative (cf. [34, 35]).

Ainsi, l'équation de Barré de Saint-Venant peut être adaptée à la modélisation des écoulements au travers d'un déversoir d'orage latéral en ajoutant un terme source à chacune des équations du système. Cette adaptation a été validée dans le cas des régimes transcritiques. Toutefois, l'approche est pertinente en débit mais pas en hauteur d'eau, ce qui constitue une limite à l'utilisation de cette approche dans un objectif d'instrumentation (cf. [70]).

**2.2.2.2 Equation de la courbe de remous**

L'équation de Barré Saint-Venant peut être simplifiée pour les écoulements permanents graduellement variés, sans apport latéral, dans les canaux prismatiques uniformes. Dans ces conditions, les équations de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement deviennent [105] :

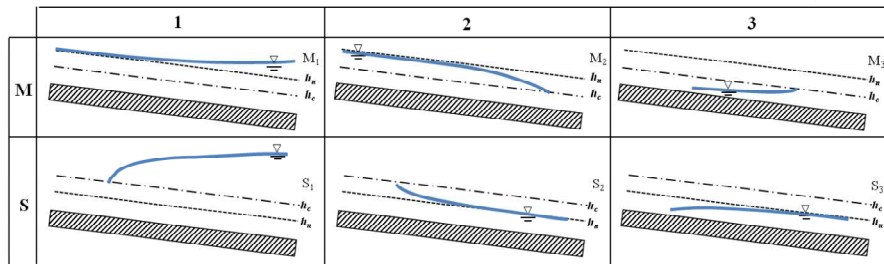
$$\begin{cases} \cancel{\frac{\partial S}{\partial t}} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \cancel{\frac{\partial Q}{\partial t}} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{S} \right) + g \cdot S \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot S \cdot (I - J) \end{cases} \xrightarrow{\text{entraîne}} \boxed{\frac{dh}{dx} = \frac{I - J}{(1 - Fr^2)}}$$

où  $I$  est la pente du fond en m/m,  $J$  la pente énergétique (m/m),  $Fr$  le nombre de Froude,  $h$  la hauteur d'eau (m) et  $x$  l'abscisse le long du collecteur (m). La pente énergétique de cette équation peut être calculée en utilisant la relation de Manning-Strickler.

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

Cette équation conditionne les différents formes d'écoulement existants à surface libre. On distingue ainsi les courbes M associées à des pentes faibles et les courbes S associées à des pentes fortes. Le tableau 2.4 présente ces différents types d'écoulement. Pour plus de détails sur ces courbes, on pourra se référer à [105, 53].

TABLE 2.4: Allure des courbes de remous en canal à surface libre (cf. [53])



Enfin, on dispose de différentes méthodes pour la résoudre, notamment l'intégration directe, ou encore la méthode de Runge-Kutta. Cette équation demeure néanmoins restreinte aux écoulements à surface libre sans mise en charge possible.

### 2.2.2.3 Conclusion sur les modèles monodimensionnels

Le tableau 2.5 présente les domaines d'application et les limites des différents modèles monodimensionnels.

TABLE 2.5: Comparaison des modèles Barré de Saint-Venant et courbe de remous

Relation	Intérêts	Domaine d'application	Limites
<b>Barré de Saint-Venant</b>	- Domaine d'application général - Mise en charge possible	Général Écoulement transitoire, non-uniforme	- Résolution complexe - Pas de relation h/Q explicite identifiable
<b>Courbe de remous</b>	- Résolution abordable - Prise en compte de l'influence aval - Relation h/Q explicite identifiable	Un peu plus limité Écoulements non-uniformes, quasi-permanents.	- Effets transitoires faibles

## *CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU*

Actuellement, l'équation de Barré de Saint-Venant est traditionnellement employée dans les modèles de calcul avec comme variables d'état aux limites le débit à l'amont et la hauteur à l'aval dans le cas du régime fluvial. Ce modèle pose donc problème en l'état pour un objectif d'évaluation du débit avec des hauteurs d'eau. Des modifications de la prise en compte de ces conditions aux limites dans le modèle seront donc proposées dans la suite de ces travaux.

### **2.2.3 Modèles 3D**

Dans ce paragraphe, on décrira dans un premier temps la conception, les paramètres et le mode de calcul du modèle 3D. Dans un second temps, seront présentées les différentes études intégrant un modèle 3D pour une application en hydraulique urbaine.

#### **2.2.3.1 Conception du modèle 3D**

Ces modèles 3D peuvent être conçus à partir de logiciels de la mécanique des fluides numériques (Computational Fluid Dynamics en anglais ou CFD). Ces logiciels sont traditionnellement composés de 3 parties :

- Un pré-processeur qui inclut à la fois la modélisation de la géométrie de l'ouvrage mais également un mailleur (Mesh) permettant de diviser le domaine de simulations en un ensemble de volumes élémentaires de tailles et de formes variées : les mailles. La densité du maillage est fonction de la puissance de calcul de la machine employée et devra faire l'objet d'une analyse de sensibilité.
- Un processeur correspondant au coeur du logiciel résolvant les équations de Navier-Stokes.
- Un post-processeur pour traiter et visualiser les données. Ainsi, la hauteur d'eau, le débit ainsi que la vitesse sont disponibles en tout point (avec plus ou moins de précision).

#### **Géométrie et maillage**

On privilégiera le maillage de type cutcell (hexaédriques raffinables) au détriment des tétraèdres, afin de limiter le nombre de mailles. Ces derniers peuvent néanmoins être utilisés en cas de géométrie particulièrement difficile et à angles complexes. La taille et le nombre de mailles est fonction de la puissance de calcul de la machine employée ainsi que de la précision des résultats voulue et



## *CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU*

de la taille des phénomènes observés. Un test de sensibilité au maillage devra néanmoins être réalisé afin de valider ce choix et de vérifier que les résultats de simulations y soient le plus indépendant possible. Pour ce faire, on pourra s'appuyer sur l'approche de Roache [82].

### **Conditions aux limites**

Les conditions aux limites sont essentielles pour modéliser les écoulements. En effet, elles traduisent l'influence de l'environnement de l'ouvrage sur l'écoulement. Une attention particulière doit donc être apportée à leur choix en lien avec la physique de l'ouvrage ; une condition aux limites non adaptée peut compromettre la convergence de la simulation ou même converger et produire des résultats non conformes à l'écoulement devant être modélisé. On distingue en particulier trois types de conditions qui seront utilisées par la suite (cf. Tableau 2.6).

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

TABLE 2.6: Principaux types de conditions aux limites existantes

Type de condition	Caractéristiques
<b>Velocity inlet</b>	<p>Cette condition permet d'imposer une vitesse à l'écoulement sur une section mouillée connue. Elle revient donc à injecter un débit sur les mailles d'entrée ou de sortie (si on impose une vitesse négative). Néanmoins, afin de représenter de manière adéquate l'écoulement à l'amont (ou à l'aval) du domaine de définition, une information supplémentaire sur sa turbulence est requise. Ainsi, deux paramètres sont à renseigner:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- l'intensité turbulente <math>I = \frac{u'}{\bar{U}} = 0.16 \cdot R_e^{-1/8}</math></li> <li>avec <math>u'</math> la racine carrée moyenne de la fluctuation de vitesse.</li> <li>- le diamètre hydraulique <math>D_h = \frac{S}{B}</math></li> </ul>
<b>Pressure outlet</b>	<p>Cette condition permet d'imposer une pression sur la paroi considérée. Cette condition est particulièrement employée pour traduire une sortie libre à l'aval de la conduite conservée ou déversée en imposant la pression atmosphérique. De même, elle est régulièrement employée pour imposer la pression atmosphérique à la phase air au niveau du "toit" (paroi supérieure) de l'ouvrage.</p>
<b>Wall function</b>	<p>Cette condition de mur est particulièrement employée au niveau des parois latérales mais peut à l'occasion être utilisée sur les toits pour éviter certains problèmes de modélisation liés à l'utilisation d'une condition de pression atmosphérique (notamment la sortie d'eau par le toit).</p>

**2.2.3.2 Paramétrage du modèle 3D**

Les outils de la mécanique des fluides numérique s'appuient sur la résolution en volumes finis des équations de Navier-Stokes, déduites des lois physiques de conservation et des lois newtoniennes du mouvement. Ces équations lient les quatres inconnues définissant l'état d'un fluide en mouvement : les trois com-

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

posantes de vitesse et la pression. Elles mettent également en évidence deux phénomènes opposés, représentés par : le terme linéaire de diffusion, traduit par la viscosité du fluide, et le terme non-linéaire d'inertie, décrit par la vitesse. Ce rapport vitesse / viscosité traduit la nature de l'écoulement, et est représenté de manière adimensionnelle par le nombre de Reynolds (cf. équation 2.1)

$$Re = \frac{\rho \cdot U \cdot L}{\mu} \quad (2.1)$$

avec  $U$  et  $L$  qui représentent respectivement une vitesse (m/s) et une longueur caractéristique de l'écoulement (m)  $\mu$  la viscosité dynamique (Pa/s) et  $\rho$  la masse volumique du fluide ( $kg/m^3$ ).

En assainissement, les écoulements rencontrés sont de nature essentiellement turbulente, ce qui se caractérise par des fluctuations aléatoires de vitesses et de pressions autour de leurs valeurs moyennes. Au contraire du régime laminaire, dans un écoulement turbulent les forces d'inertie sont prédominantes par rapport aux forces de viscosité ; il est donc caractérisé par un nombre de Reynolds élevé.

La résolution numérique directe (ou Direct Numerical Simulation - DNS) des équations de Navier-Stokes pour des écoulements à grands nombres de Reynolds requièrent des discrétisations spatiales et temporelles très fines afin de modéliser les phénomènes physiques et aléatoires [54]aux différentes échelles. Cette méthode de résolution, très gourmande en puissance de calcul, n'est pour le moment pas envisageable pour la modélisation d'écoulements correspondant à des applications pratiques [85]. Plusieurs méthodes ont été ainsi développées pour contourner ce problème ; elles passent toutes par la résolution d'équations de Navier-Stokes simplifiées, soit moyennées dans le temps (RANS), soit filtrées dans l'espace (pour le modèle LES) (cf. 5.3.2.2), associées à un modèle de turbulence.

### Modèle de turbulence

Le choix du modèle de turbulence s'effectue à partir de la taille et du type de phénomène à modéliser. En effet, il existe un certain nombre de modèles de turbulence, plus ou moins précis et complexes à mettre en place, qui ne sont donc pas tous valables pour les mêmes cadres d'application (cf. 2.7 qui présente un résumé non exhaustif des principaux modèles utilisés en CFD).

Dans ce travail de thèse, les résultats recherchés correspondent à des variables

## *CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU*

globales telles que la hauteur d'eau et le débit. Il est nécessaire de prendre en compte l'effet de la fluctuation des variables sur le champ moyen des caractéristiques hydrauliques ; ainsi, une modélisation statistique des écoulements turbulents basée sur les équations de Navier-Stokes moyennées (RANS) semble donc plus adaptée qu'une modélisation aux grandes échelles.

Ce travail de thèse n'ayant pas pour objectif d'effectuer de développements numériques concernant les équations RANS, elles ne seront pas détaillées ici. Pour plus de détails, on pourra se référer à des ouvrages de référence tels que [78] ou encore [54]. On notera néanmoins que ce système présente des inconnues supplémentaires aux équations originales : les termes de fluctuations de vitesse rassemblées dans le tenseur de Reynolds. On obtient alors un système ouvert (ou indéterminé) ; les modèles de turbulence viseront à la fermeture de ce système en rajoutant une ou plusieurs équations permettant d'évaluer ces contraintes turbulentes (ou tensions de Reynolds) selon différentes approches. Ces approches influent sur la gamme d'application, la fiabilité et la demande en puissance de calcul associée à chacun des modèles comme le présente le tableau non-exhaustif 2.7.

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

TABLE 2.7: Principaux modèles de turbulence (inspiré de [54])

Evolution de la taille des tourbillons modélisés	
<b>Modèles classiques</b>	<p><b>Basés sur les équations de Reynolds moyennées dans le temps (RANS)</b></p> <p>1. Modèle à zéro équation – modèle de longueur de mélange</p> <p>2. Modèle à une équation – Spalart-Allmaras</p> <p>2. Modèle à deux équations – modèle <math>k-\epsilon</math> (standard, RNG, ...), modèle <math>k-\omega</math></p> <p>3. Modèle à deux équations - ASM</p> <p>4. Modèle à sept équations - Modèle aux tensions de Reynolds (RSM)</p>
<b>Modèles de simulation des grandes échelles (LES)</b>	<p><b>Basés sur des équations filtrées dans l'espace</b></p> <p>Applications larges mais coûteuses en temps de calcul (<math>Re</math> moyen)</p>
<p>Evolution de la précision des résultats, la complexité d'utilisation et la puissance de calcul requise</p>	
<p>Applications</p> <p>Ecoulements simples - Peu utilisés dans des codes commerciaux</p> <p>Ecoulements proches parois, faibles recirculations, ...</p> <p>Les plus communément utilisés et validés – écoulements turbulents</p> <p>Peu utilisé au profit du RSM</p> <p>Ecoulements complexes: rotations, courants secondaires, décollements, ...</p>	

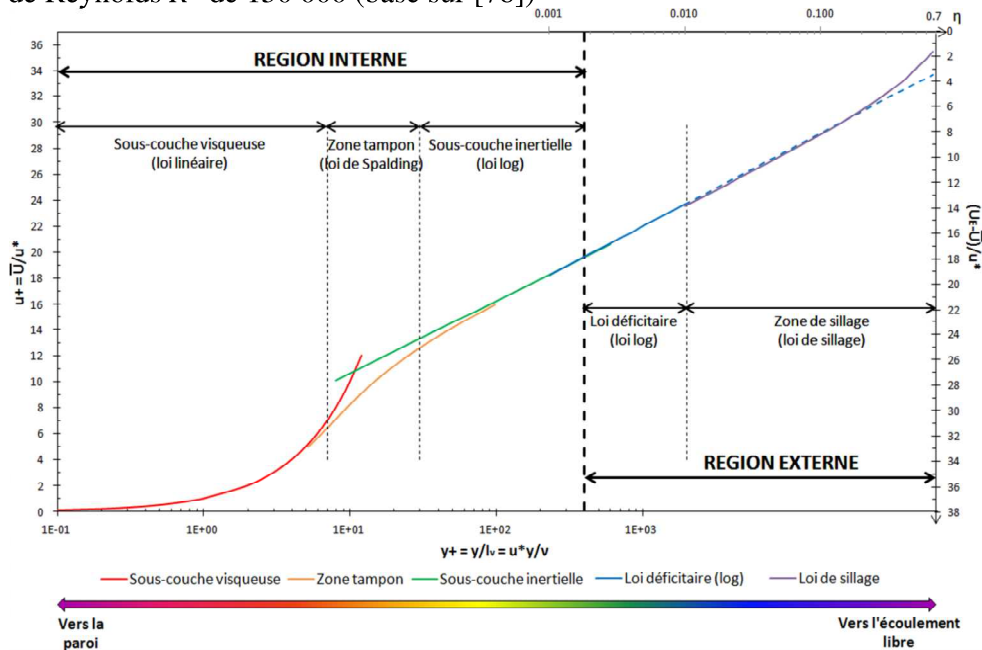
Ce travail se focalisera sur le modèle du premier ordre à deux équations  $k - \epsilon$ , développé par Laufer & Spalding 1974 [22] qui sera détaillé par la suite (cf. 5.3.2.2).

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### Effets de parois

La représentation de la turbulence à partir des modèles pose problème dans les zones proches des parois. En effet, la présence d'une paroi impose une condition d'adhérence du fluide qui se traduit par une vitesse localement nulle. La zone proche paroi présente donc un fort gradient de vitesses, associé à des effets visqueux non négligeables ; elle se divise alors en une partie interne, dans laquelle la viscosité est prédominante, et une partie externe influencée principalement par la diffusion turbulente. (cf. Figure 2.6).

FIGURE 2.6: Différentes régions de la couche limite turbulente pour un nombre de Reynolds  $R^*$  de 150 000 (basé sur [78])



*Remarque :* Dans ce graphique, les notations usuelles et adimensionnelles ont été employées :

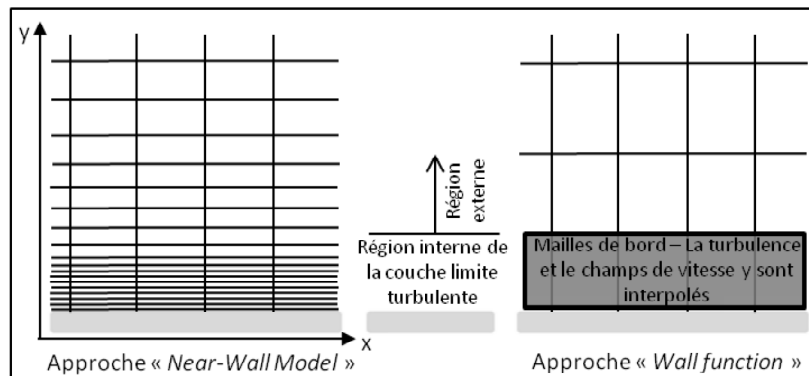
- Pour la région interne :
  - En abscisse :  $y^+ = \frac{y}{l_v} = \frac{u_* y}{\nu}$  qui définit la gamme de validité de chacune des zones présentées. Cette variable représente la distance à la paroi  $y$  rapportée à la longueur  $l_v$ , caractéristique de la zone d'influence de l'agitation moléculaire. Avec  $\nu$  la viscosité cinématique et  $u_*$  la vitesse de frottement
  - En ordonnée :  $u^+ = \frac{\bar{U}}{u_*}$  avec  $\bar{U}$  la vitesse moyenne dans la direction de l'écoulement ( $Ox$ )
- Pour la région externe :
  - En abscisse :  $\eta = \frac{y}{\delta}$  avec  $\delta$  l'épaisseur de la couche limite
  - En ordonnée :  $\frac{U_E - \bar{U}}{u_*}$

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

L'hypothèse des nombres de Reynolds importants (écoulement turbulent), à la base des modèles de turbulence, n'est donc plus admissible partout, notamment dans la sous-couche visqueuse où le régime d'écoulement est quasiment laminaire. Pour pallier cette difficulté et représenter les effets de parois dans le modèle numérique, plusieurs approches peuvent être envisagées (cf. Figure 2.7) :

- la première, appelée “Near-Wall Model” ou “Modèle Bas-Reynolds” (à gauche), passe par un maillage fin de la zone considérée et le calcul des écoulements dans toute la zone, en particulier dans la sous-couche visqueuse (d'où sa seconde dénomination). Cette technique requiert un nombre de mailles important et donc une puissance de calcul importante.
- la seconde approche, intitulée “Wall function” ou “Modèle Haut-Reynolds” (à droite), s'appuie sur les relations semi-empiriques précédemment présentées (cf. graphique 2.6), traduisant les effets globaux de la couche limite sur l'écoulement. Cette technique, moins précise que la précédente, nécessite un nombre de mailles plus limité mais leur impose une condition de taille maximale. En effet, la région interne de la couche limite turbulente y est entièrement représentée sur l'épaisseur d'une seule maille, qui se doit donc d'être du même ordre de grandeur.

FIGURE 2.7: Deux approches de modélisation de la turbulence dans la zone proche paroi (d'après [56])



*Remarque :* On notera néanmoins que l'ensemble des lois semi-empiriques employées dans les modèles de Bas-Reynolds ont été élaborées sur un fond plat et pour un régime turbulent lisse (sans rugosité de paroi), ce qui n'est pas le cas en assainissement.

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### Modélisation d'un écoulement diphasique

Les modèles CFD développés dans le cadre des méthodologies proposées dans ce travail de thèse ont pour objectif de simuler l'évolution temporelle et physique des écoulements dans des conditions hydrauliques spécifiques, afin d'en déduire les hauteurs d'eau associées. Une attention particulière est donc portée à la modélisation de l'interface entre l'air et l'eau, i.e. la surface libre. Cette interface n'étant pas forcément plane dans le cas d'écoulements turbulents au droit d'un ouvrage à géométrie complexe, une modélisation diphasique s'avère donc nécessaire. Dans ce contexte, un modèle Volume of Fluid (VoF) développé par Hirt & Nichols[27], a été adopté afin de suivre dans le temps et l'espace la surface libre de manière précise. Cette démarche "*interface capturing*" est adaptée à la modélisation des fluides incompressibles et non-miscibles (pas d'interaction entre l'air et l'eau). Elle se base sur une fonction caractéristique qui localise la position des deux fluides sur l'ensemble du domaine étudié en imposant une valeur égale à 1 en présence du premier fluide (ici l'eau) et une valeur nulle en présence du second (i.e. l'air) :

$$f(x, y, z) = \begin{cases} 0 & \text{air} \\ 1 & \text{eau} \end{cases} \quad (2.2)$$

La méthode VoF introduit donc une nouvelle inconnue, la fraction volumique  $F$ , définie dans chaque cellule du maillage  $(i, j, k)$  par la relation suivante :

$$Fe_{i,j,k} = \frac{1}{V_{i,j,k}} \int_{V_{i,j,k}} f(x, y, k) dV \quad (2.3)$$

avec  $V_{i,j,k}$  le volume de la maille de calcul et  $Fe$  la fraction volumique de l'eau. Les flux de surface pour chaque cellule sont ensuite calculés selon différents schémas qui permettent la reconstruction de la surface libre ; on notera notamment la méthode d'interpolation linéaire "*Geometric reconstruction*" basée sur des segments de droite (cf. Figure 2.8) très courante mais requérant une puissance de calcul relativement importante, ou encore le schéma "*modified HRIC*" (*High Resolution Interface Capturing*) moins demandeur en puissance de calcul et particulièrement adapté au suivi de l'interface avec un modèle multiphase VoF.

Enfin, une fois la description de l'interface réalisée, la fonction de fraction volumique est transmise dans le temps à partir d'une relation de transport :



CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

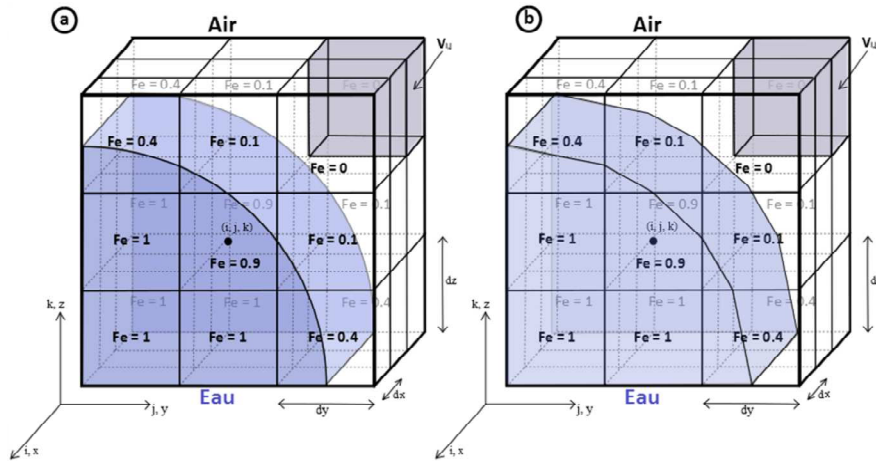
$$\frac{\partial F_e}{\partial t} + v \cdot \nabla F_e = 0 \iff \frac{\partial F_e}{\partial t} + v_1 \cdot \frac{\partial F_e}{\partial x} + v_2 \cdot \frac{\partial F_e}{\partial y} + v_3 \cdot \frac{\partial F_e}{\partial z} = 0 \quad (2.4)$$

Les propriétés de chaque phase dans chaque cellule sont ensuite réajustées en les pondérant par leur fraction volumique. Ainsi, la masse volumique  $\rho$  et la viscosité dynamique moléculaire  $\mu$  deviennent :

$$\rho = Fe \cdot \rho_{eau} + (1 - Fe) \cdot \rho_{air} \quad (2.5)$$

$$\mu = Fe \cdot \mu_{eau} + (1 - Fe) \cdot \mu_{air} \quad (2.6)$$

FIGURE 2.8: Représentation d'une interface avec la méthode VoF : (a) interface réelle avec fraction volumique associée, (b) représentation de l'interface à l'aide d'une méthode d'interpolation linéaire du type "Geometric reconstruction) (basée sur [48, 40])



Cette méthode a fait l'objet d'une validation pour son application à la modélisation des écoulements dans des ouvrages d'assainissement, que ce soit au droit d'un seuil à crête épaisse [28] ou encore au niveau des déversoirs d'orage (avec possibilité de ressaut hydraulique) [84, 43]. De plus, il a été établi que l'erreur numérique associée à cette méthode VoF peut être réduite par raffinement du maillage [40].

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

### 2.2.3.3 Méthode de résolution

Deux technologies de solveur des équations de RANS existent : l'une basée sur la pression et l'autre sur la densité. Historiquement, leurs domaines d'application diffèrent (le second étant préférable en cas d'écoulement compressible). Néanmoins, ces domaines ont été considérablement étendus à une gamme de conditions d'écoulements plus variées. Dans la suite de notre travail, un solveur basé sur la pression a été utilisé. Il a été associé à un algorithme découplé (ou segregated en anglais) SIMPLE ("Semi-Implicit Method for Pressure Linked Equations") plus lent à converger qu'un algorithme couplé mais également moins demandeur en capacité de mémoire. Ce solveur introduit une équation supplémentaire, issue des équations de continuité et du moment, reliant la pression et la vitesse de l'écoulement. Comme ces deux équations sont non-linéaires et couplées entre elles, le processus de résolution est forcément itératif jusqu'à convergence de la solution. La nouvelle équation (équation de correction de la pression) permet de corriger le champ de pression afin de respecter la conservation de la masse [54].

### Discretisation spatiale

Comme énoncé précédemment, les équations RANS sont résolues dans les logiciels de CFD à l'aide d'un schéma aux volumes finis. Ainsi la géométrie de l'ouvrage modélisé est discrétisée en un ensemble de volumes élémentaires, appelés mailles, au centre desquelles sont associées les variables de calcul. Cependant, la valeur de ces variables au niveau des interfaces de chaque cellule est également nécessaire pour le calcul des flux et la résolution des différentes équations. Il est donc nécessaire d'adopter un schéma de discrétisation spatiale adapté à chaque paramètre (moment, énergie cinétique turbulente, ...). On distingue 5 schémas principaux de discrétisation spatiale employés avec les équations RANS appliquées aux écoulements incompressibles et le modèle VoF :

- Schéma amont du premier ordre
- Schéma power law (cf. [101])
- Schéma du second ordre
- Schéma d'ordre supérieur : QUICK
- Schéma du troisième ordre : MUSCL (cf. [21])

### Interpolation de l'interface

On distingue 3 méthodes d'interpolations de l'interface eau/air :

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

- Modified HRIC adapté au suivi de l'interface pour les écoulements biphasiques [99]
- BGM adapté au permanent uniquement ou Georeconstructor en transitoire
- Donor-acceptor en transitoire également

Dans la suite de ce travail, la méthode HRIC a semblé la plus adaptée pour notre application.

### Schéma d'interpolation de la pression

Dans le cas d'un modèle VoF résolu avec un solveur de pression et l'algorithme SIMPLE, la pression doit également être calculée au niveau de l'interface entre deux cellules ; deux schémas d'interpolation sont généralement proposés avec chacun son domaine d'application préférentiel :

- Body-force weighted pour les forces volumiques importantes,
- PRESTO ! (PREssure STaggering Option) adaptés aux écoulements tourbillonnaires ou à forts gradients de pression (cf. [101])

### **Discretisation temporelle**

Le modèle multiphasique VoF peut être résolu à l'aide de deux types de discrétisation temporelle :

- un schéma explicite présentant une stabilité limitée et peu adapté à l'utilisation d'un solveur basé sur la pression ni pour des écoulements incompressibles
- schéma implicite présentant une meilleure stabilité et pas de limites d'application particulière. La suite de ce travail privilégie donc l'utilisation de ce type de schéma.

### **Evaluation des gradients et dérivées**

De plus, il est également nécessaire d'évaluer des gradients et des dérivées à l'interface entre chaque cellule. Pour ce faire, on dispose de trois méthodes (cf. [56]) (cf. Tableau 2.8).

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

TABLE 2.8: Méthodes d'évaluation des gradients

Méthode	Principe	Intérêt
Green-Gauss Cell-Based	Moyenne arithmétique de la valeur au centre des cellules voisines	Méthode par défaut
Green-Gauss Node-Based	Moyenne arithmétique de la valeur aux noeuds de la face considérée	Adaptée pour les maillages non-structurés triangulaires ou tétraédriques - plus stable
Least Squared Cell-Based	Interpolation linéaire des valeurs au centre des cellules voisines	Adaptée aux maillages polyédriques - plus précis

Dans la suite de ce travail, nous avons principalement opté pour une méthode du type Least Squared Cell-Based.

**Calcul en permanent ou transitoire**

Le choix de ces deux modes de calcul va fortement dépendre de la complexité des écoulements. Dans certains cas, un calcul en permanent permettra une convergence rapide quand l'initialisation des variables est proche de la solution finale. Dans le cas contraire, un calcul en transitoire sera préféré. Il n'est pas toujours évident d'identifier l'état initial des variables adéquat pour limiter le temps de calcul.

**2.2.3.4 Application des modèles 3D à l'assainissement**

L'utilisation de ces outils numériques en trois dimensions s'est développée de manière importante ces dernières années avec l'amélioration des technologies informatiques et numériques. Les applications en ingénierie et en particulier en hydraulique urbaine sont de plus en plus fréquentes (cf. 2.10). Ces modèles présentent en effet plusieurs avantages (cf. Tableau 2.9) justifiant leur utilisation croissante, notamment une souplesse d'utilisation importante et une faible empreinte foncière requise (par rapport aux modèles physiques). Ils présentent néanmoins certains inconvénients (cf. Tableau 2.9), en particulier la nécessité de disposer d'une puissance de calcul importante.

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

TABLE 2.9: Avantages et inconvénients des modèles numériques 3D

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Souplesse d'utilisation (modifications géométriques faciles et peu coûteuse financièrement et temporellement),</li> <li>• Faible emprise foncière (contrairement aux modèles physiques),</li> <li>• Obtention d'informations multiples et précises en tout point du domaine de simulation sans influence de l'instrumentation sur l'écoulement,</li> <li>• Visualisation des phénomènes en 3D sous tous les angles et dans différentes conditions d'utilisation.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Topographie 3 D de l'ouvrage nécessaire</li> <li>• Complexité d'utilisation</li> <li>• Convergence des calculs</li> <li>• Puissance de calcul importante requise</li> <li>• Nécessité d'une connaissance hydrodynamique 3D des conditions aux limites</li> </ul>

La question de l'utilisation privilégiée des modèles numériques de la CFD, par rapport aux modèles physiques, a donc logiquement été soulevée dès la fin des années 90 par Hilgenstock & Ernst [13]. Cette étude a ainsi mis en évidence l'importance du paramétrage du modèle numérique 3D, et en particulier des modèles de turbulence, pour l'obtention de résultats acceptables en comparaison aux données expérimentales. Cette étude se conclut d'ailleurs par la déclaration suivante : “dans un futur proche, il sera possible de remplacer les expériences par des simulations CFD, mais il est important de noter que les expériences et la CFD doivent se compléter mutuellement”. C'est pourquoi la plupart des études réalisées intègrent une validation expérimentale des différents paramètres de modélisation en accord avec les applications envisagées.

Ainsi, on distingue cinq domaines d'application des modèles CFD en hydraulique urbaine (cf. Tableau 2.10) :

- canaux à surface libre
- confluences et défluences
- déversoirs d'orage
- bassins de stockage ou de rétention de particules
- séparateurs hydrodynamiques

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

TABLE 2.10: Domaines d'application principaux des modèles CFD en hydraulique urbaine et études associées (basé sur [29])

Domaine d'application des modèles CFD en hydraulique urbaine	Études associées
Canal à surface libre	[13, 63, 51, 61, 24, 44]
Confluence et défluence	[88, 83, 31, 14]
Déversoir d'orage (DO)	[18, 87, 45, 90, 73, 26, 107]
Bassin de stockage - rétention de particules	[102, 89, 72, 46, 52]
Séparateur hydrodynamique	[41, 11, 100, 66, 104]

Plusieurs logiciels peuvent être employés pour modéliser les écoulements en 3 dimensions, à la fois commerciaux (FLUENT, CFX, Star-CCM+...) mais également libres (OpenFOAM, Code\_Saturne,...). La suite de ce travail sera basée sur l'utilisation d'un logiciel commercial Ansys-Fluent®, disponible au sein de l'équipe de recherche. Néanmoins, les méthodologies proposées sont applicables indépendamment du logiciel considéré.

Étant donné le cadre d'application de ce travail de thèse, on s'attachera en particulier aux études concernant les canaux à surface libre et les déversoirs d'orage. Ces études (cf. 2.10) mettent en évidence les différentes finalités de l'emploi des modèles CFD en hydraulique urbaine, permettant de classer ces études en deux groupes :

- Celles qui s'attachent à l'étude des phénomènes mis en jeu et au fonctionnement hydraulique des ouvrages. Ainsi, [51, 88, 12] s'intéressent à l'influence d'une singularité (confluence, coude,...) sur le champ de vitesse aval, dans l'objectif de définir des recommandations génériques concernant le positionnement des capteurs. De même, les études [45, 58, 59, 90] emploient les modèles CFD pour l'instrumentation de structures complexes, en particulier les déversoirs d'orage.
- Celles visant à améliorer la géométrie des structures hydrauliques pour minimiser les rejets vers le milieu naturel [107].

Le travail présenté par la suite se place dans les deux groupes puisqu'il vise :

- à exploiter au maximum les résultats hydrodynamiques issus des modèles CFD, pour l'instrumentation des structures complexes ou non-standard

## CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU

- (du positionnement du capteur, à l'exploitation des modèles pour définir une relation d'étalonnage  $h/Q$ ),
- mais également à utiliser cet outil 3D pour éventuellement modifier cette géométrie afin de favoriser l'instrumentation.

Les études précédentes ont, à chaque fois, fait l'objet d'une validation expérimentale spécifique. On notera en particulier, la validation expérimentale de Lipeme-Kouyi [43] pour les applications qui nous intéressent : les écoulements en canaux à surface libre et au travers d'un déversoir d'orage. Cette étude présente une validation expérimentale de la modélisation de différentes courbes de remous, avec une erreur de calcul du logiciel inférieure à l'erreur de mesure. Elle présente également la capacité des modèles à prédire l'écoulement au droit d'un seuil avec ressaut hydraulique sans contraction latérale (avec une incertitude inférieure à 5%). Enfin, la capacité des modèles CFD à prendre en compte un entonnement a également été testée dans cette étude [43] sur un canal Venturi standard, avec pour résultats une erreur de 5 % environ.

Enfin, la validation expérimentale effectuée dans l'étude de Lipeme-Kouyi consiste en la modélisation 3D d'un déversoir latéral (à crête haute ou basse) selon différentes conditions hydrauliques amont et aval (fluvial et torrentiel), différentes pentes et débits d'entrée.

### 2.2.3.5 Limites et conclusion sur les modèles CFD

Il existe un nombre conséquent d'études validant l'emploi des modèles de la mécanique des fluides numériques à 3 dimensions pour traduire les écoulements en réseaux d'assainissement, que ce soit en section courante ou au travers d'ouvrages. Ces études ont particulièrement mis en évidence la capacité de ces modèles à retranscrire les variables globales, certaines variables locales n'étant pour le moment modélisées que de manière approximative (turbulences, instabilités de surface,...). Les modèles 3D sont donc bien adaptés aux applications étudiées basées sur des variables globales.

# Faisons le point sur la première partie

La partie précédente fait état des connaissances sur les méthodes d'évaluation du débit en réseaux d'assainissement, définies comme combinaison d'une technologie de mesure et d'un modèle. Cette partie a permis d'identifier les difficultés technologiques et scientifiques liées à l'instrumentation, sur lesquelles s'appuie le développement des méthodologies proposées.

Ces difficultés sont fortement liées au type de modèle employé et aux caractéristiques géométriques et hydrauliques du site de mesure. Ainsi, tous les modèles ne sont pas à même de traduire la variabilité temporelle et spatiale de l'écoulement, un régime transcritique ou encore une possible influence aval.

La figure 2.9 met en évidence un manque d'information général (voir zones rouges) pour les déversoirs d'orage et les Venturi non-standard quel que soit le régime hydraulique. De même, les déversoirs latéraux noyés et les frontaux en torrentiel requièrent également des informations supplémentaires. Certains travaux ont néanmoins déjà été engagé pour adapter les modèles aux écoulements simples (régime fluvial, sans influence du déversé) dans les déversoirs d'orage à géométrie complexe (voir zones jaunes).



**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

FIGURE 2.9: Bilan des modèles actuels selon les régimes hydrauliques et influence du déversé pour les collecteurs, Venturi et déversoirs d'orage

		Collecteur	Venturi		Déversoir d'orage		
			Standard	Non-standard	Standard		Non-standards
					Frontal	Latéral	
Régime	Fluvial		noyé	noyé			
	Torrentiel		noyé	noyé			
	Transcrit-ique						
Influence du déversé	Dénoyé						
	Noyé						

<b>Légende</b>			
	Connu		Travaux engagés
	Manque d'information		Information non adaptée

La figure 2.10 fait ressortir un manque d'information général pour la modélisation des écoulements pseudo-permanents et transitoires dans les ouvrages d'assainissement (Venturi et déversoirs d'orage) (voir zones rouges). La modélisation des collecteurs semble, elle, plus aboutie, puisque les modèles permettent de prendre en compte les variations dans le temps et dans l'espace (voir zones bleues). Ces modèles ne sont néanmoins pas toujours employés et adaptés à l'objectif d'instrumentation qui nous intéresse et des travaux supplémentaires sont encore requis (voir zones jaunes).

**CHAPITRE 2. LES MODÈLES POUR L'ÉVALUATION DU DÉBIT AVEC  
UNE OU PLUSIEURS MESURES DE HAUTEUR D'EAU**

FIGURE 2.10: Bilan des modèles actuels selon la variabilité temporelle et spatiale des écoulements dans les collecteurs, Venturi et déversoirs d'orage

		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage					
		Modèle (M)	Adapté à l'instrumentation (I)	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard	
								Frontal		Latéral			
				M	I	M	I	M	I	M	I	M	I
Variabilité dans le temps	Permanent	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Travaux engagés	Travaux engagés	Connu	Connu	Connu	Connu	Travaux engagés	Travaux engagés
	Pseudo-permanent	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Travaux engagés	Travaux engagés	Travaux engagés	Travaux engagés	Manque d'information	Manque d'information
	Transitoire	Connu	Travaux engagés	Manque d'information	Manque d'information	Manque d'information	Manque d'information	Manque d'information	Travaux engagés	Travaux engagés	Manque d'information	Manque d'information	Manque d'information
Variabilité dans l'espace	Uniforme	Connu	Travaux engagés	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée
	Non-uniforme	Connu	Travaux engagés	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée

**Légende**  
 Connu    
 Travaux engagés    
 Manque d'information    
 Information non adaptée

La figure 2.11 met en évidence la facilité d'intégration des incertitudes qui nous intéressent dans les modèles appliqués aux géométries simples (collecteur, Venturi et déversoir standard). Néanmoins, peu d'études existent concernant la prise en compte de ces incertitudes (notamment celles sur les conditions aux limites) dans le modèle dans un objectif d'instrumentation. Enfin, il existe un manque d'information important concernant la prise en compte et le calcul des incertitudes pour les ouvrages non-standard.

FIGURE 2.11: Bilan de la prise en compte des incertitudes sur les conditions aux limites et la précision du capteur dans les modèles existants

Incertitudes	Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage						
	(I) Facilité d'intégration	(E) Etudes existantes	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard		
							Frontal		Latéral				
			I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	
Conditions aux limites géométriques	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Travaux engagés	Manque d'information	Connu	Connu	Connu	Connu	Connu	Travaux engagés	Manque d'information
Conditions aux limites hydrauliques	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Travaux engagés	Travaux engagés	Travaux engagés	Travaux engagés	Travaux engagés	Manque d'information	Manque d'information
Précision du capteur	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Connu	Connu	Connu	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information

**Légende**  
 Connu    
 Travaux engagés    
 Manque d'information

## **Quelles propositions pour la suite du travail ?**

L'étude bibliographique précédente a mis en évidence une disponibilité importante des modèles pour les ouvrages qui nous intéressent (collecteur, venturi, déversoir). En revanche, leur adaptation et leur utilisation dans le cadre de l'instrumentation a été faiblement développée. Dans cette étude, le choix a été fait d'étudier deux applications particulières :

- l'instrumentation des collecteurs dont le fonctionnement hydraulique est complexe,
- l'instrumentation des ouvrages non-standard, très courants en réseau d'assainissement.

Les modèles employés seront de deux ordres :

- deux modèles 1D (un pseudo-permanent et un transitoire) adaptés à tous les régimes d'écoulements dans les collecteurs
- un modèle 3D (permanent ou pseudo-permanent), adapté à tous les régimes d'écoulements pour les ouvrages non-standard pouvant être noyés ou non.

On envisage, de plus, d'adapter les méthodes d'instrumentation proposées et éventuellement les modèles afin d'intégrer les incertitudes sur les conditions aux limites du site (géométriques ou hydrauliques) ainsi que la précision du capteur.

Enfin, les méthodologies d'instrumentation développées par la suite seront illustrées à partir de sites réels, identifiés grâce à l'activité d'expertise technique du laboratoire. Ces méthodologies ont ainsi pu être confrontées aux contraintes de terrain, permettant l'identification des verrous techniques à la base de la démarche bottom-up adoptée dans ce travail de thèse.

## **Deuxième partie**

# **Méthodologies appliquées aux collecteurs au fonctionnement hydraulique complexe**

## Introduction de la partie II

Dans cette partie, nous proposons des solutions pour **l'instrumentation des collecteurs de réseau d'assainissement présentant un fonctionnement hydraulique complexe essentiellement en fluvial, notamment la possibilité d'une influence aval non maîtrisée avec une approche "top-down"**.

Comme nous l'avons expliqué précédemment, l'instrumentation est une combinaison d'une technologie de mesure et d'un modèle adapté aux contraintes de site. Or, la partie précédente a permis de justifier notre choix d'opter dans la suite de ce travail de thèse pour des mesures de hauteur d'eau sans contact avec le flux (ultrasons ou radar) afin de produire des informations fiables, faciles d'analyse et à faible coût d'investissement et de maintenance. De ce fait, il convient d'adapter les modèles de passage de l'information de hauteur à celle de débit, aux contraintes du site. Dans cette partie, les modèles employés devront pouvoir gérer des conditions aux limites internes simples (géométrie à une dimension) et des conditions aux limites externes complexes (fonctionnement hydraulique complexe). La sensibilité de ces modèles vis-à-vis de ces conditions aux limites sera également évaluée.

Concrètement, cette partie s'intéresse à (cf. Figure 2.12) :

- l'instrumentation des collecteurs en régime fluvial,
- en adaptant des modèles permettant de reproduire des écoulement pseudo-permanent ou transitoire avec une éventuelle variabilité dans l'espace, pour cet objectif d'instrumentation,
- tout en tenant compte de la variabilité des conditions aux limites hydrauliques et de la précision des capteurs.

FIGURE 2.12: Centres d'intérêts de la partie II

		Collecteur		Venturi		Déversoir d'orage		
				Standard	Non-standard	Standard		Non-standard
						Frontal	Latéral	
Régime	Fluvial			noyé	noyé			
	Torrentiel			arment	arment			
	Transcrit-ique							
Influence du déversé	Dénoyé							
	Noyé							

**Légende**  
 Connu     Travaux engagés     Manque d'information    X Information non adaptée  
 Centres d'intérêts de cette partie

		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage						
		Modèle (M)	Adapté à l'instrumentation (I)	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard		
								Frontal		Latéral				
				M	I	M	I	M	I	M	I	M	I	
Variabilité dans le temps	Permanent													
	Pseudo-permanent													
	Transitoire													
Variabilité dans l'espace	Uniforme													
	Non-uniforme													

**Légende**  
 Connu     Travaux engagés     Manque d'information    X Information non adaptée  
 Centres d'intérêts de cette partie

		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage						
		(I) Facilité d'intégration	(E) Etudes existantes	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard		
				I	E	I	E	I	E	I	E	I	E	
Conditions aux limites géométriques														
Conditions aux limites hydrauliques														
Précision du capteur														

**Légende**  
 Connu     Travaux engagés     Manque d'information  
 Centres d'intérêts de cette partie

### Verrous techniques et scientifiques

Ces méthodologies visent à résoudre les verrous techniques et scientifiques suivants (cf. Tableau 2.11).

TABLE 2.11: Verrous techniques et scientifiques associés aux méthodologies d'instrumentation des collecteurs

Verrous techniques	Comment instrumenter des ouvrages au fonctionnement hydraulique complexe à l'aide d'une technologie fiable et un minimum d'entretien ?
	Développer une méthode opérationnelle: identification d'une relation h/Q intégrable dans un transmetteur (ou en post-traitement)
	Applicabilité de la méthode (validation sur site, création d'outils d'aide à la décision, validation de données,...)
	Comment calculer et minimiser l'incertitude sur la mesure ?
Verrous scientifiques	Quel paramétrage du modèle définir pour reproduire les écoulements complexes étudiés ?
	Comment évaluer un débit à partir de l'équation de Barré de Saint-Venant par un changement de variable d'état dans le traitement des conditions limites ?

## Principe et intérêts des méthodologies

### A qui/quoi ces méthodologies s'adressent-t-elles ?

Ces méthodologies s'adressent aux gestionnaires de réseaux qui disposent de collecteurs de réseau d'assainissement à forts enjeux (donc à instrumenter), présentant les caractéristiques suivantes :

- régime fluvial ( $Fr < 1$ ),
- sans singularité forte à l'amont direct du dispositif, susceptibles de perturber la surface libre de manière significative (coude, obstacle, ...),
- sans apport latéral important sur une distance de quelques dizaines de mètres (en général entre deux regards, soit 80 m environ en moyenne),
- sans dépôt trop important.

Les méthodologies d'instrumentation proposées sont destinées aux collecteurs présentant des conditions aux limites complexes, variables ou indéterminées à l'aval. Les relations hauteurs/débit classiques, telles que Manning-Strickler ou encore la relation de Jones, qui ne permettent pas de tenir compte de ces in-

fluences (voir 2.2), ne sont donc pas adaptées à ces cas d'application. Une relation  $Q=f(h)$  spécifique au site et intégrant la possible influence aval sera donc identifiée.

**Remarque 1 :** Les méthodologies présentées ici pourraient éventuellement s'appliquer aux écoulements torrentiels. Néanmoins elles ne semblent pas très adaptées car ce type d'écoulement atteint très rapidement la hauteur normale, permettant ainsi une instrumentation plus simple avec une seule mesure de hauteur d'eau. Toutefois, l'inconvénient majeur du régime torrentiel est que la charge est principalement dominée par l'énergie cinétique (donc la vitesse). La mesure de la hauteur d'eau devient donc un paramètre peu efficace puisqu'il est faiblement représentatif de l'écoulement. Sa sensibilité devient alors forte par rapport au débit.

**Remarque 2 :** Cette méthodologie présente peu d'intérêt pour les ouvrages dont la condition aux limites aval est facilement identifiable, comme par exemple une station de pompage ou une chute d'eau (passage par la hauteur critique) car dans ce cas un seul capteur de hauteur d'eau à l'amont est suffisant pour évaluer le débit.

## Une méthode originale ?

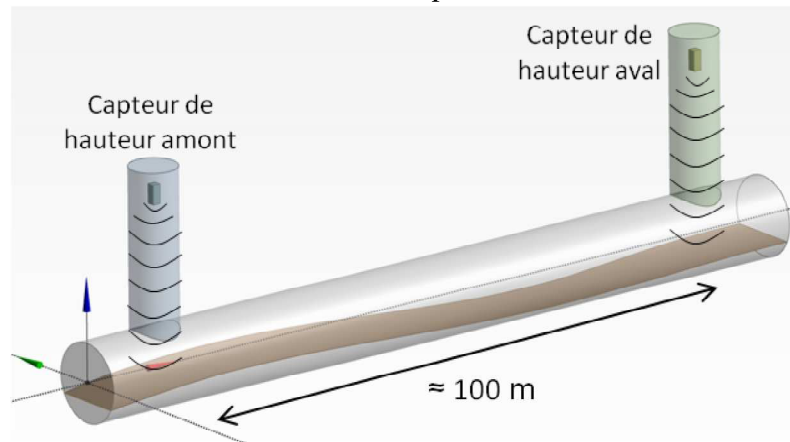
### Techniquement : oui

Le principe de cette méthode de détermination du débit par mesures de hauteur d'eau dans un collecteur est d'exploiter au maximum l'hydrodynamique 1D pour simplifier l'instrumentation et l'exploitation des mesures.

L'objectif concret est de s'affranchir des mesures de vitesse difficiles et coûteuses en exploitation. Ainsi, au lieu de mesurer une vitesse et une surface dans une seule section du collecteur, nous proposons d'établir une relation entre le débit transitant dans la section et la mesure des hauteurs d'eau dans deux sections courantes distantes de quelques dizaines de mètres :  $Q = f_{BSV}(h_{amont}, h_{aval})$  (cf. Figure 2.13), avec  $Q$  le débit transitant dans le collecteur,  $h_{amont}$  la hauteur mesurée avec le capteur amont et  $h_{aval}$ , la hauteur d'eau à l'aval.



FIGURE 2.13: Principe de la méthode



### Scientifiquement : oui

Dans cette étude, il est proposé d'inverser l'emploi traditionnel des modèles hydrodynamiques à une dimension : au lieu d'injecter un débit en entrée du modèle pour obtenir les hauteurs d'eau sur l'ensemble du réseau, deux valeurs de hauteur d'eau seront utilisées comme conditions limites du domaine de calcul afin d'obtenir un débit. Cette démarche inverse nécessite quelques modifications numériques.

## Quelle méthodologie pour quels usages ?

Deux méthodologies ont été développées pour l'instrumentation des collecteurs. Ces méthodologies, basées sur deux systèmes d'équations différentes, suivent un principe commun mais ne présentent pas le même cadre d'application ni les mêmes finalités (cf. Tableau 2.12). Ainsi,

- la première méthode utilise les équations de Barré de Saint-Venant, la rendant applicable sur une large gamme de sites notamment ceux dont les effets transitoires peuvent être importants. Néanmoins, elle est relativement difficile à implémenter sur site, c'est-à-dire qu'elle demeure complexe à implémenter dans un transmetteur.
- la seconde méthode emploie l'équation de la courbe de remous, réduisant ainsi son cadre d'application aux écoulements quasi-permanents. Néan-

moins, elle présente l'avantage d'être plus facile d'application sur site et permet l'identification d'une relation h/Q explicite.

TABLE 2.12: Les méthodologies d'instrumentation des collecteurs

Méthodologie	Relation	Intérêts	Domaine d'application	Limites
Méthodologie 1 dite « générale »	Barré de Saint-Venant	- Domaine d'application générale - Filtrage naturel des données d'entrée	Général  Ecoulement transitoire, non-uniforme	- Résolution complexe - Pas de relation h/Q explicite identifiable
Méthodologie 2, dite « simplifiée »	Courbe de remous	- Résolution abordable - Prise en compte de l'influence aval - Relation h/Q explicite identifiable	Un peu plus limité  Ecoulements non-uniformes, quasi-permanents.	- Effets transitoires faibles

Dans un premier temps, nous présenterons rapidement la méthodologie d'application générale basée sur l'équation de Barré de Saint-Venant puis nous nous focaliserons sur la méthode simplifiée, plus opérationnelle.

## Quelques sites réels pour illustrer

Au total, on dispose de cinq sites comprenant un site en laboratoire pour valider le principe théorique, et quatre sites réels de type "collecteurs", qui nous serviront à tester l'applicabilité des méthodologies. Les enjeux, leurs caractéristiques et leurs instrumentations sont rapidement présentés par la suite.

- Le canal à surface libre du laboratoire dit "canal ICube" a été conçu pour étudier les écoulements en canal à surface libre ainsi que pour valider des technologies ou principes d'instrumentation.
- Le site du "Steingiessen" à Strasbourg situé à l'amont de la station d'épuration principale de la Communauté Urbaine de Strasbourg (1 million d'équivalent - habitant). Ce site présente un fort enjeu puisqu'il permet l'évaluation du volume d'eau traitée en station d'épuration par l'exploitant, valeur importante pour la tarification de l'eau.
- Le site du "Routhouan" à Saint-Malo, situé en entrée de cette rivière canalisée (le Routhouan).

Le Routhouan présentant un risque d'inondation non négligeable pour la ville de Saint-Malo, il est apparu important d'évaluer précisément le débit entrant dans sa section canalisée afin d'optimiser la gestion des ouvrages de régulation à l'aval. Une station de mesure avec plusieurs dispositifs de mesure redondants a donc été mise en place.

- Les sites de “Milan” et “Quai Forst” à Mulhouse, de grandes tailles et pour lesquels l'exploitant s'intéresse particulièrement à l'autosurveillance et à la gestion des flux. Ainsi, le site de Milan

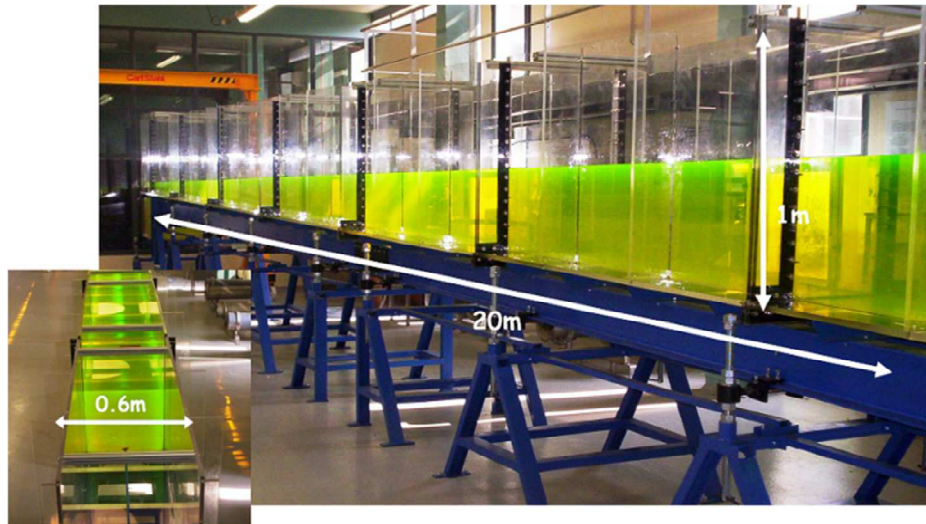
## **Présentation des sites**

Les différents sites expérimentaux disponibles présentent des caractéristiques diverses, du point de vue de la forme des collecteurs mais également des singularités géométriques et hydrauliques, définissant les conditions aux limites.

### **Le canal expérimental “ICube”**

Ce canal en plexiglas est caractérisé par un pompage amont et une éventuelle influence aval induite par un seuil frontal à crête mince de hauteur variable. Il présente une longueur de 17 m et une largeur de 60 cm. Sa pente est variable et peut être réglée par ses vérins de soutien, permettant ainsi la mise en place d'une large gamme d'écoulements. Son alimentation est gérée en boucle fermée par deux pompes de capacité maximale 300 m<sup>3</sup>/h immergées dans deux réservoirs de pompage enterrés et contrôlées par un automate programmable via un variateur de fréquence. Son alimentation par débordement est rendu possible par la présence d'un bac en amont du canal et permet la stabilisation de l'écoulement d'entrée. Un bac identique se trouve à l'aval, l'eau s'y déverse pour être évacuée (cf. Figure 2.14).

FIGURE 2.14: Canal expérimental à surface libre



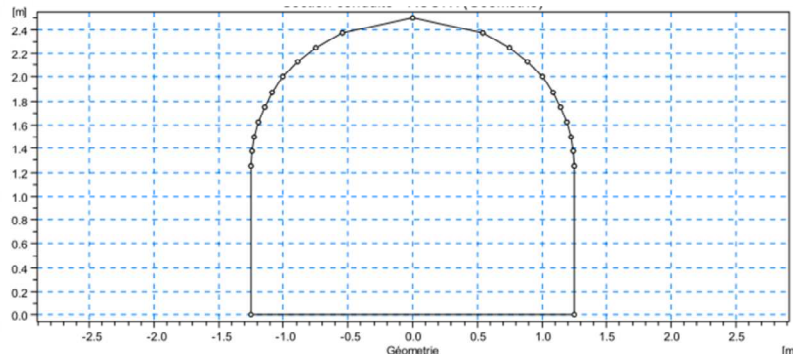
### **Le site du Steingiessen à Strasbourg**

Cette station de mesure est située 750 m à l'amont de la station d'épuration de Strasbourg. Elle est donc fortement influencée par la station de pompage à l'aval. De plus, elle se situe 10 m à l'aval d'un déversoir d'orage. Elle est caractérisée par une forme circulaire de diamètre 2620 et une pente moyenne faible (0.178 %). De ce fait, son pilotage se fait par l'aval et la station d'épuration.

### **Le site du Routhouan à Saint-Malo**

La station de mesure du "Routhouan" se situe à l'entrée de cette rivière canalisée, qui présente une interdépendance forte avec le réseau d'assainissement, dont elle est l'exutoire. Le site peut donc être influencé par les ouvrages de régulations situés à l'aval (vanne, déversoirs, station de pompage...) et éventuellement par la marée (l'exutoire se situe à 3 km). Il est caractérisé par une pente faible et une section semi-circulaire à fond incliné de 2.77 m \* 2.50m (cf. Figure 2.15). De plus, la station de mesure est située à l'aval d'un canal Venturi et à l'amont d'un coude.

FIGURE 2.15: Géométrie de la section du Routhouan canalisé



### Le site de Milan à Colmar

Cette station de mesure en réseau unitaire est à pente faible et présente les particularités suivantes (cf. Figure 2.16) :

- Une forme de canalisation très singulière (banquette séparant la canalisation en deux canaux en temps sec) : ceci empêche de faire appel à un profil « théorique » de champ de vitesse développé rencontré en conduite de forme simple.
- La présence d'un coude à l'amont immédiat : ceci modifiera vraisemblablement le champ de vitesse au niveau de la mesure.
- La présence d'un déversoir à l'aval immédiat : ce déversoir contrôlera la hauteur d'eau au niveau de la mesure et pourra éventuellement influencer le champ de vitesse, notamment dans la partie supérieure de l'écoulement en cas de déversement.

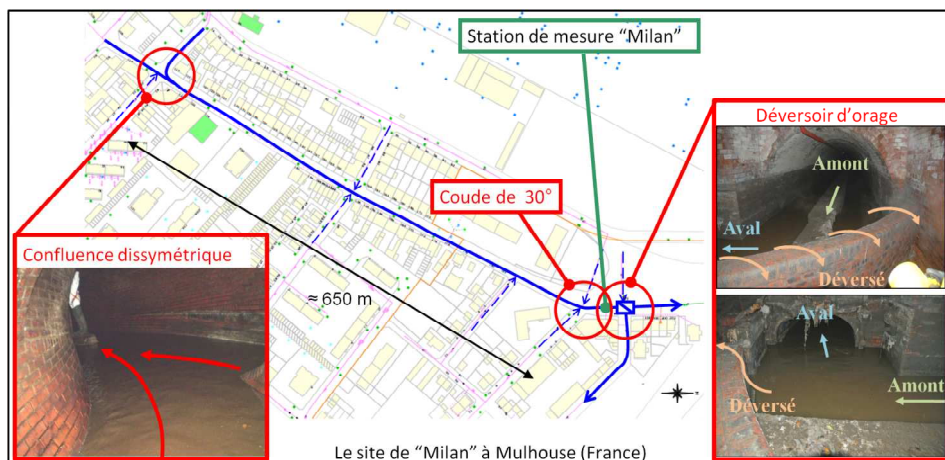
Ces particularités militent en faveur d'une modélisation hydraulique 3D englobant la géométrie exacte de la canalisation, le coude amont et le déversoir.

Par ailleurs, une visite sur site a permis d'effectuer quelques constats qui ne seront pas sans impact sur le champ de vitesse et la hauteur d'eau au niveau de la mesure :

- Environ 200 m en amont du point de mesure, la naissance de la banquette dans cette canalisation se produit à l'aval immédiat d'un coude, ce qui pourra provoquer une distribution non uniforme du débit entre les deux canaux.

- Des communications très régulières existent entre les deux canaux, ce qui permet de garantir un niveau d'eau identique de part et d'autre de la banquette (équilibre piézométrique).
- Un dépôt important (jusque 15 à 20 cm) a été constaté sur site, principalement dans la canalisation située à gauche de la banquette (en regardant dans le sens de l'écoulement).

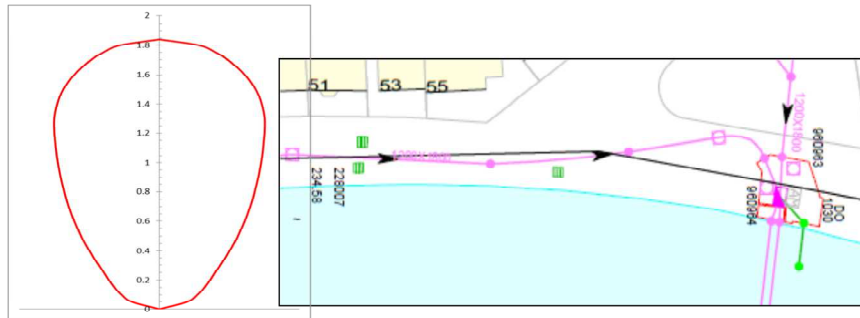
FIGURE 2.16: Le site de Milan à Colmar



### Le site de Forst à Colmar

Le point de mesure "Forst" est situé le long du canal de décharge, quai du Forst, dans la ville de Mulhouse. Il présente, un coude à l'aval important à l'aval. Le collecteur abritant la section de mesure est de forme ovoïde (1.21 m x 1.84 m) dont les parois sont recouvertes de briquettes de parement (cf. Figure 2.17). La pente du canal est faible (0.1 %) et laisse présager un écoulement de type fluvial. Ceci comprend donc un pilotage de l'écoulement, de la ligne d'eau notamment, par l'aval de la conduite. Cette dernière débouche dans un regard de très large dimension (il abrite un déversoir) par une chute. Les hauteurs d'eau étant variables dans ce regard, il est possible d'envisager des lignes d'eau de profil M2 (cas d'une chute quand la hauteur d'eau dans le regard est inférieure à la hauteur d'eau dans le canal) ou de profil M1 lorsqu'une forte quantité d'eau dans le regard (hauteur d'eau élevée) imposera une hauteur en sortie de canalisation plus élevée que la hauteur d'eau dans la canalisation (cf. Figure 2.17).

FIGURE 2.17: Le site de Forst à Colmar : forme de la section (à gauche) ; plan de situation (à droite)



### Caractéristiques géométriques des sites

Ces sites sont tous de grandes dimensions et de faible pente. Leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau 2.13 :

TABLE 2.13: Caractéristiques des sites expérimentaux

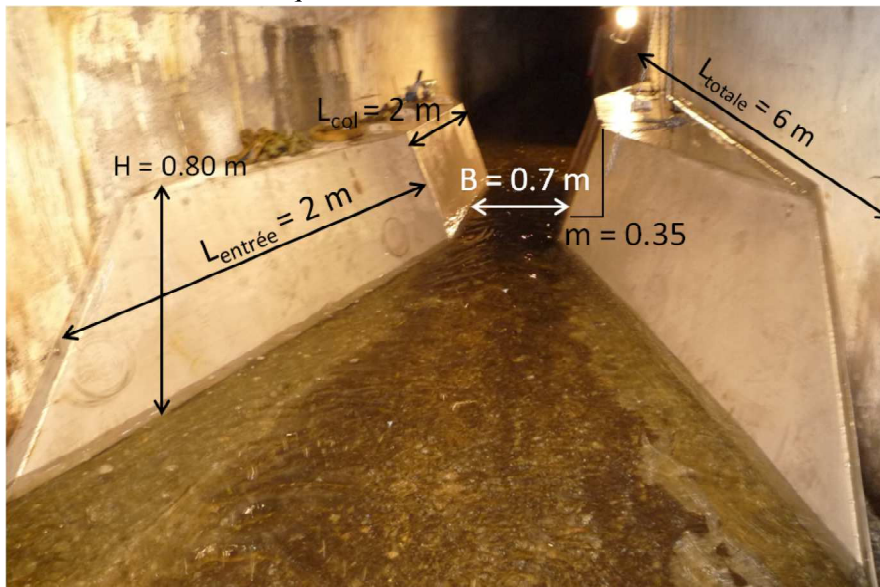
Caractéristiques		Laboratoire	Sites réels			
		Canal ICube	Routhouan	Steingiessen	Milan	Forst
Réseau	Type	Canal à surface libre	Rivière canalisée	Unitaire	Unitaire	Unitaire
Collecteur	Géométrie	Rectangulaire	Semi-circulaire à fond incliné	Circulaire	Fer à cheval	Ovoïde
	Taille	1 m*0.6 m	2.77 m*2.50 m	Ø 2620 mm	2.80 m*2.21 m	1.84 m*1.18 m
	Pente	Variable (ici 0 %)	Faible (0.17 %)	Faible (0.18 %)	Faible (0.12 %)	Faible (0.1 %)
Singularité	Type	Pompe à l'amont	Coude à l'aval	DO à l'amont	DO à l'aval + dépôt	Coude et DO à l'aval
Influence aval	Type	Variable (ici faible)	Moyenne	Forte	Faible	Faible

### Dispositifs d'instrumentation en place

Ces sites disposent de dispositifs d'instrumentation redondant afin de sécuriser la mesure. Ils sont basés sur des technologies différentes ce qui se révélera intéressant lors de la validation des résultats des méthodologies sur site. Ainsi :

- le canal de laboratoire dispose de deux débitmètres électromagnétiques sur les conduites l'alimentation par pompage en charge.
- le site du "Steingiessen" dispose de 3 dispositifs de validation : un capteur Doppler entre les deux capteurs de hauteur d'eau, un autre capteur Doppler associé à un capteur électromagnétique 750m à l'aval, au niveau de la station d'épuration.
- le site du "Routhouan" dispose d'un canal Venturi trapézoïdal à col incliné situé à l'amont du dispositif d'instrumentation (cf. Figure 2.18). Ce canal jaugeur présente une longueur de 6 m, une largeur de col de 0.7m, une hauteur de 0.8 m et un fruit de 0.35. Il a été dimensionné pour permettre la mesure des débits les plus courants (temps sec et temps de pluie de faible période de retour) dans sa partie basse (pour  $h < 80$  cm dans la partie contractée) puis fonctionne comme un seuil à crête épaisse pour les événements pluvieux de forte intensité pour lesquels l'ouvrage est entièrement noyé.

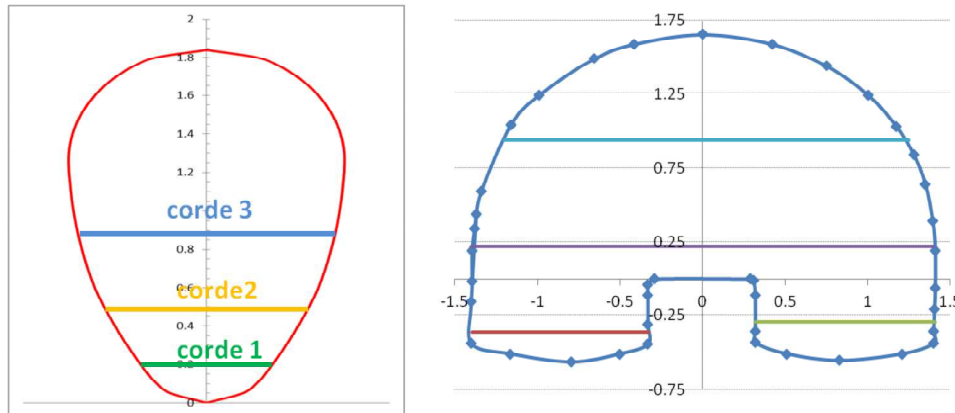
FIGURE 2.18: Caractéristiques du canal Venturi du site de mesure du Routhouan



- les sites de "Milan" et "Forst" disposent respectivement de 3 et de 4 cordes de vitesses (cf. Figure 2.19)



FIGURE 2.19: Les cordes de vitesse sur les sections de Milan et Forst à Mulhouse



L'instrumentation des différents sites peut être résumée dans le tableau 2.14.

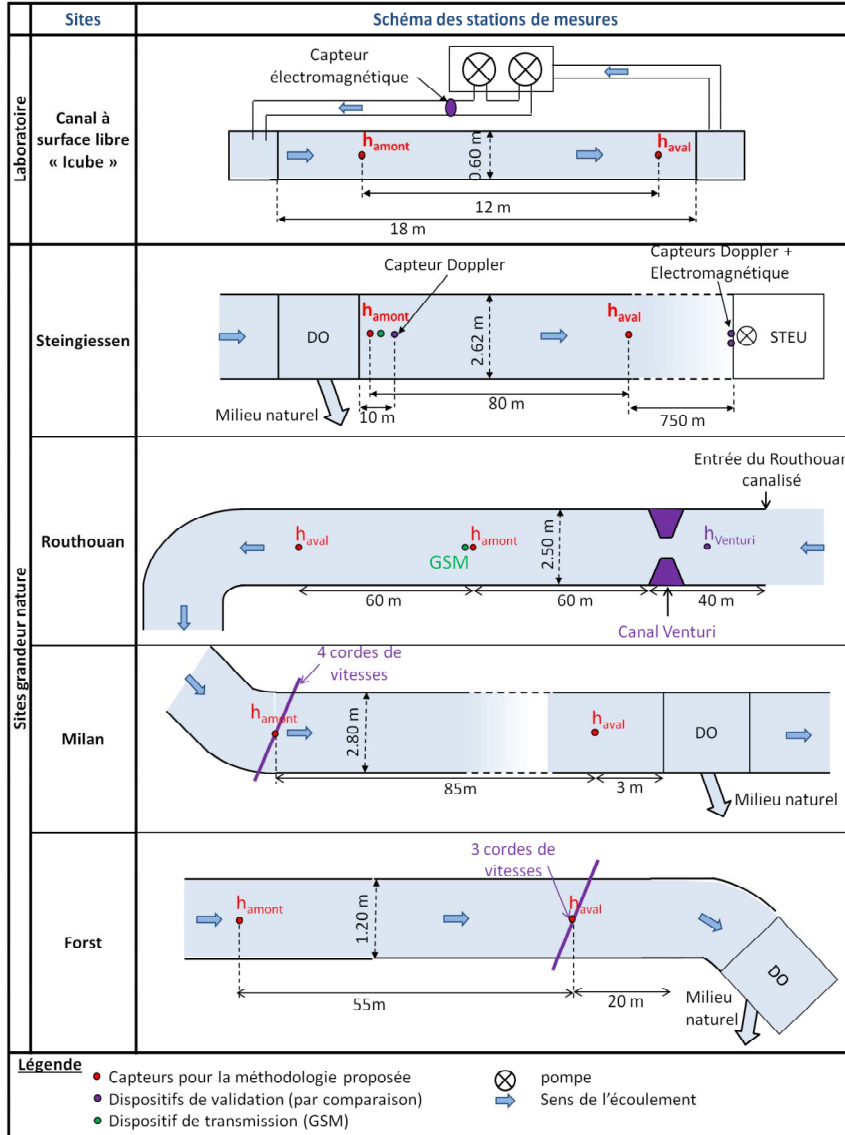
TABLE 2.14: Instrumentation des sites réels de type "collecteur"

Caractéristiques		Laboratoire	Site réel			
		Canal « Icube »	Routhouan	Steingiessen	Milan	Forst
Mesure de hauteur(s) d'eau	Type	Capteur radar + carte d'acquisition	Capteurs ultrasons 0-3 m, autonomes + GSM	Capteurs ultrasons + ligne téléphonique RTC	Capteurs ultrasons + stockage sur site	Capteurs ultrasons + stockage sur site
	Distance entre les 2 capteurs	12 m	60 m	80 m	≈ 85 m	≈ 55 m
	Acquisition en	1 s	15 min	2min	6 min	6 min
	Temps sec					
	Temps de pluie		1 min			
Dispositifs de validation	Nombre	1	1	3	1	1
	Type	Débitmètre électromagnétique	Venturi + US	2 Dopplers + 1 électromagnétique	4 cordes de vitesses (angle 51°)	3 cordes de vitesses (angle 45°)
	Acquisition	1 s	5 min	5 min	6 min	6 min
Données disponibles	Durée (mois)	/	12	19	1	< 1

## Conclusion sur les sites de mesure

En conclusion, les sites disponibles peuvent être schématisés par la figure 2.20 :

FIGURE 2.20: Schéma des stations de mesures - Caractéristiques physiques et instrumentation



# Chapitre 3

## Méthodologie générale : Barré de Saint-Venant

### 3.1 Caractéristiques de l'outil de calcul

Les équations de Barré de Saint-Venant présentées dans l'état de l'art (cf. 2.2.2.1) ont été adoptées et programmées sous Matlab, afin de modéliser les écoulements transitoires en collecteur de réseau d'assainissement dans la suite de ce travail.

La résolution numérique de ces équations alliée au traitement des conditions aux limites par la méthode des caractéristiques permet de déterminer le débit en connaissant la hauteur d'eau à l'amont et à l'aval du canal à chaque pas de temps. Pour obtenir une modélisation fine de l'écoulement, il est nécessaire d'utiliser des schémas numériques stables et précis, même dans les zones à fort gradient. Afin de résoudre ces équations, nous avons donc utilisé un outil de calcul développé à partir d'un schéma numérique centré implicite à « capture de choc » de type TVD (Total Variation Diminishing) du premier ordre utilisant le solveur de Roe avec un traitement UPWIND du terme source. La méthode à capture de choc permet de traiter les discontinuités et leurs déplacements. Les méthodes de type TVD produisent quant à elles des résultats non oscillatoires au voisinage de discontinuités. Ce code a déjà fait l'objet d'une validation expérimentale réalisée dans le canal hydraulique de l'équipe Mécaflu d'ICube (cf. [60]).

### 3.1.1 Schémas des modèles

#### 3.1.1.1 Schéma explicite

Un code résolvant les équations de Barré de Saint-Venant à l'aide d'un schéma explicite et d'un solveur de Roe Upwind était disponible dans le laboratoire à la suite des travaux de [70, 17, 60]. Néanmoins, ce type de schéma impose une contrainte forte sur le nombre de courant défini par  $CFL = \frac{v \Delta t}{\Delta x}$  avec  $v$  la vitesse dans la direction  $x$ ,  $\Delta t$  le pas de temps de calcul et  $\Delta x$  le pas d'espace. Cette contrainte augmente considérablement le temps de calcul afin de respecter la condition "Courant-Friedrichs-Lewy". Cette condition caractérise la convergence d'un code de calcul et donc la résolution des équations aux dérivées partielles. Des tests analytiques et expérimentaux ont été réalisés à l'aide de ce code par Isabelle Montandon [55].

#### 3.1.1.2 Schéma implicite

Un second modèle des écoulements à surface libre en transitoire a été développé au sein du laboratoire, cette fois-ci en implicite. Ce type de schéma a fait l'objet d'études théoriques et exhaustives par [17, 86]. Dans ce cadre, plusieurs comparaisons sur des cas analytiques ont été réalisées. Il en ressort que le schéma TVD de type Prestley et al. (cf.[15]) semble le plus adapté à la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement. La programmation de l'outil de calcul employé par la suite a été réalisée par R. Gosthine (cf. [86]), mais demeure néanmoins limité aux sections rectangulaires.

Ce travail de thèse est donc d'abord passé par une phase d'appropriation du modèle. Dans un deuxième temps, ce code a fait l'objet d'une adaptation aux sections classiques en réseau d'assainissement (circulaire, fer à cheval, ovoïde,...).

Ainsi, le schéma implicite a été adopté dans toute la suite de ce travail de thèse et en particulier pour les applications sur sites réels.

### 3.1.2 Méthode des caractéristiques

#### 3.1.2.1 Définition

La méthode des caractéristiques utilise les lignes caractéristiques dans le plan  $(x, t)$  des ondes de propagation pour calculer les conditions aux limites. Les équations de BSV pour un canal prismatique sont écrites sous la forme suivante :

CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

$$\frac{dQ}{dt} + \left( -\frac{Q}{S} \pm \sqrt{\frac{gS}{b}} \right) \frac{dS}{dt} = gS(I-J)$$

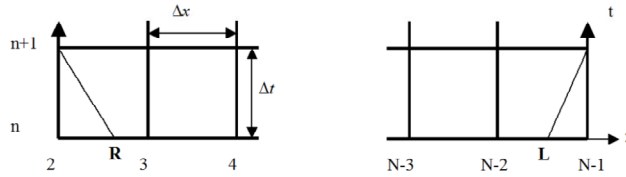
Désignons par  $C^+$  et  $C^-$  les équations des ondes voyageant vers l'aval et vers l'amont respectivement. Ces équations sont définies par :

$$\begin{cases} C^+ : \frac{dx}{dt} = \frac{Q}{S} + \sqrt{\frac{gS}{B}} = u + c \\ C^- : \frac{dx}{dt} = \frac{Q}{S} - \sqrt{\frac{gS}{B}} = u - c \end{cases}$$

Notons par  $S_2^n$ ,  $Q_2^n$ ,  $S_{N-1}^n$ ,  $Q_{N-1}^n$  la section mouillée et le débit aux nœuds 2 et N-1 à l'instant n, et par  $S_2^{n+1}$ ,  $Q_2^{n+1}$ ,  $S_{N-1}^{n+1}$ ,  $Q_{N-1}^{n+1}$ , à l'instant n+1. La figure 3.1 montre les caractéristiques dans le cas d'un écoulement fluvial, où les variables des nœuds 2 et N-1 sont influencées par celles des points R et L dans le canal. Les équations suivantes nous permettent de calculer une estimation des positions  $x_R$

et  $x_L$  à l'instant n à partir des équations des ondes : 
$$\begin{cases} x_R = x_2 - (u - c)_3^n \Delta t \\ x_L = x_{N-1} - (u + c)_{N-2}^n \Delta t \end{cases} \quad [17, 70]$$

FIGURE 3.1: Les caractéristiques à l'amont et à l'aval d'un canal



Les valeurs de S et Q aux nœuds R et L sont obtenues par interpolation linéaire des valeurs de S et de Q aux nœuds encadrant les nœuds R et L. Supposons que  $x_2 < x_R < x_3$  et  $x_{N-2} < x_L < x_{N-1}$ , les nœuds encadrant R et L sont respectivement les nœuds 2 et 3 et les nœuds N-2 et N-1. Les valeurs de S et Q interpolées aux nœuds R et L à l'instant n sont alors :

$$\begin{cases} S_R = S_3^n - (S_3^n - S_2^n) \cdot \frac{(x_3 - x_R)}{\Delta x} & Q_R = Q_3^n - (Q_3^n - Q_2^n) \cdot \frac{(x_3 - x_R)}{\Delta x} \\ S_L = S_{N-2}^n - (S_{N-1}^n - S_{N-2}^n) \cdot \frac{(x_{N-2} - x_L)}{\Delta x} & Q_L = Q_{N-2}^n - (Q_{N-1}^n - Q_{N-2}^n) \cdot \frac{(x_{N-2} - x_L)}{\Delta x} \end{cases}$$

En remplaçant par les valeurs de  $x_R$  et  $x_L$ , les valeurs suivantes sont obtenues :

**CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT**

$$\begin{cases} S_R = S_3^n - (S_3^n - S_2^n) \cdot \frac{((u-c)_3^n \Delta t + \Delta x)}{\Delta x} & Q_R = Q_3^n - (Q_3^n - Q_2^n) \cdot \frac{((u-c)_3^n \Delta t + \Delta x)}{\Delta x} \\ S_L = S_{N-2}^n - (S_{N-1}^n - S_{N-2}^n) \cdot \frac{((u+c)_{N-2}^n \Delta t - \Delta x)}{\Delta x} & Q_L = Q_{N-2}^n - (Q_{N-1}^n - Q_{N-2}^n) \cdot \frac{((u+c)_{N-2}^n \Delta t)}{\Delta x} \end{cases}$$

En utilisant les équations de BSV réécrites, les variables aux points 2 et N-1 à l'instant n+1 s'obtiennent à partir de celles de R et L à l'instant n :

$$\begin{cases} Q_2^{n+1} - Q_R^n + (-u-c)_R^n \times (S_2^{n+1} - S_R^n) = \Delta t [gS(I-J)]_R^n \\ Q_{N-1}^{n+1} - Q_L^n + (-u+c)_L^n \times (S_{N-1}^{n+1} - S_L^n) = \Delta t [gS(I-J)]_L^n \end{cases}$$

Par conséquent, à l'amont et à l'aval d'un canal, les caractéristiques permettant de trouver les variables inconnues prennent la forme suivante :

$$\begin{cases} Q_2^{n+1} = K_1 S_2^{n+1} + C_1 \\ Q_{N-1}^{n+1} = K_N S_{N-1}^{n+1} + C_N \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} K_1 = (u+c)_R^n & C_1 = Q_R^n - (u+c)_R^n S_R^n + \Delta t [gS(I-J)]_R^n \\ K_N = (u-c)_L^n & C_N = Q_L^n - (u-c)_L^n S_L^n + \Delta t [gS(I-J)]_L^n \end{cases}$$

Pour un écoulement torrentiel, les mêmes équations de BSV sont utilisées avec la différence dans la Figure 3.1 que les deux ondes se propagent vers l'aval et aucune vers l'amont. La forme du système donnant les variables S et Q aux nœuds externes au pas de temps n+1 montre bien, qu'à l'aval comme à l'amont, il est nécessaire d'imposer l'une des variables S ou Q au pas de temps n+1 pour obtenir la valeur de ces variables. Toutefois, il faut distinguer le régime fluvial et le régime torrentiel pour connaître le nombre de variables à fixer[17].

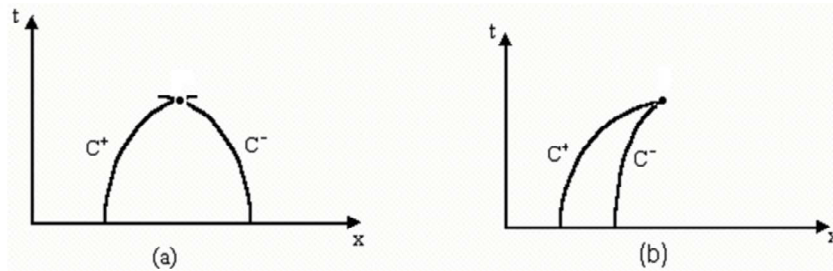
**3.1.2.2 Choix des conditions aux limites physiques imposées à l'amont et à l'aval du canal**

Selon la nature de l'écoulement, des conditions doivent être imposées à l'amont ou/et à l'aval. Les pentes des caractéristiques sont  $a_1 = u + c$  et  $a_2 = u - c$  ; elles représentent les vitesses de propagation des ondes. Dans un écoulement fluvial, les deux caractéristiques sont de signe contraire puisque  $u < c$ , donc en chaque point du canal, il y a une onde qui voyage vers l'aval et une autre vers l'amont (cf. Figure 3.2.a). Dans un écoulement torrentiel, les deux caractéristiques sont de même signe puisque  $u > c$ , donc en chaque point du canal, les deux ondes se propagent vers l'aval (cf. Figure 3.2b). Ainsi, les conditions imposées aux limites externes sont influencées par le type d'écoulement. En effet, à l'amont d'un canal, et dans le cas où l'écoulement est fluvial, une seule variable est imposée, et dans le cas où l'écoulement est torrentiel, les deux variables sont imposées. À l'aval d'un canal, et dans le cas où l'écoulement est fluvial, une seule variable est imposée, et dans le cas où l'écoulement est torrentiel, aucune variable n'est

### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

imposée. Par exemple, dans le cas d'un écoulement fluvial dans tout le canal, on peut imposer le débit à l'amont et une hauteur d'eau à l'aval ou une relation de type hauteur-débit.

FIGURE 3.2: Les lignes des caractéristiques : (a) Ecoulement fluvial ; (b) torrentiel



Le régime d'écoulement fixe le nombre de variables à imposer à l'amont et/ou à l'aval, mais pas le type de ces variables. On peut ainsi fixer la hauteur d'eau et donc la surface ou le débit. La hauteur imposée peut être de plusieurs types. Elle peut être constante et représentera une hauteur d'eau invariable comme dans le cas d'un bassin ou d'un plan d'eau. Elle peut également représenter une hauteur de seuil ou la hauteur d'ouverture d'une vanne. Dans le cas de l'application d'un débit imposé, celui-ci peut être de plusieurs types. Il peut être constant et représentera un débit d'eau invariable, et peut être variable en donnant une relation du débit en fonction du temps. Dans le cas de l'application d'une relation débit-hauteur, cette relation peut être la relation d'un seuil placé à l'aval d'un canal [17].

Cette partie montre donc qu'une résolution numérique des équations de BSV 1D basée sur la méthode TVD alliée au traitement des conditions aux limites par la méthode des caractéristiques permet de déterminer le débit à tous les pas de temps en fixant la hauteur d'eau à l'amont et à l'aval à chaque pas de temps et en fixant les valeurs initiales de calcul.

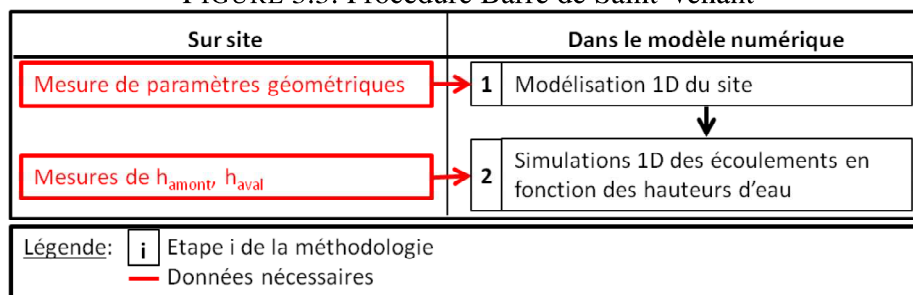
**Remarque :** Le schéma implicite présente l'avantage d'être faiblement contraint par la valeur du CFL (c'est pourquoi il a été employé ici). Néanmoins, un soin particulier doit être apporté sur le choix du pas de temps de calcul des conditions aux limites aux bords, qui doit être compatible avec le pas de temps de calcul à l'intérieur du tronçon sous peine d'entraîner une divergence du modèle.

## 3.2 Etapes de la méthodologie

Cette méthodologie se divise en deux étapes (cf. Figure 3.3) et nécessite des données de terrain, telles que :

- les paramètres géométriques du tronçon étudié, notamment les dimensions du collecteur, sa pente moyenne, distance entre les deux capteurs, ...
- les mesures de hauteur d'eau amont et aval utilisées comme conditions aux limites du modèle.

FIGURE 3.3: Procédure Barré de Saint-Venant



### 3.2.1 Etape 1 : Modélisation 1D du site à partir des paramètres géométriques du collecteur

La modélisation d'un collecteur dans le code hydrodynamique nécessite des informations précises concernant :

- le type de section et ses dimensions,
- la topographie du tronçon délimité par les deux capteurs de hauteur d'eau.

L'intégration d'une géométrie complexe ne pose pas de problème à proprement parler (cf. Milan, Routhouan). Il convient néanmoins de trouver une relation (tabulée, polynomiale ou autre,...) reliant la surface mouillée, le rayon hydraulique et la largeur à la hauteur d'eau dans le collecteur.

De même, une adaptation de ce code aux collecteurs présentant une modification de géométrie de la section (rupture de pente, modification de la largeur,...) est possible, si tant est que celle-ci ne modifie pas le régime d'écoulement entre les deux sections de contrôle. On s'attachera donc à vérifier que cette modification géométrique n'induit pas de passage par la hauteur critique (chute et/ou ressaut hydraulique). En effet, bien que ce type d'écoulement puisse être modé-



### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

lisé par le code hydrodynamique, il n'est pas propice au type d'instrumentation proposé. De ce fait, si un site potentiel à instrumenter devait présenter ce type d'écoulement, il ne serait pas pertinent de l'instrumenter en l'état avec cette méthode.

Enfin, une attention particulière devra être portée à la taille du pas d'espace. Cette discrétisation, dépendante de la distance entre les deux capteurs, devra ainsi être choisie de manière à obtenir un résultat convergeant et indépendant du maillage.

#### 3.2.2 Etape 2 : Simulation 1D de l'écoulement

Comme explicité en introduction de cette partie, on se place dans le cadre des écoulements en régime fluvial, contrôlés par l'aval. Une information (de hauteur ou de débit) est donc nécessaire à chaque extrémité du tronçon modélisé (cf. 2.1.2.1).

Le débit transitant dans la section courante est ensuite calculé au centre du tronçon en utilisant les hauteurs d'eau mesurées à l'amont et à l'aval comme conditions aux limites du code hydrodynamique.

### 3.3 Applications sur site expérimental

Dans ce paragraphe, la mise en place des différentes étapes, décrites précédemment d'un point de vue théorique, sera illustrée à partir d'exemples concrets. Cette présentation s'accompagnera d'une discussion critique des tests réalisés.

#### 3.3.1 Etape 1 : Modélisation du site de Milan

Le site de Milan présente une forme de fer à cheval caractérisée par sa bannette centrale. La modélisation de cette section complexe passe par l'identification des variables suivantes, fonction de la hauteur d'eau :

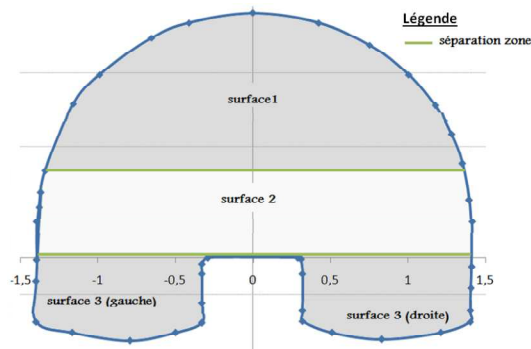
- $S(h)$  : la surface mouillée,
- $B(h)$  : la largeur au miroir,
- $P(h)$  : le périmètre mouillé,
- $R_h(h)$  : le rayon hydraulique.

Ces relations peuvent être calculées en discrétisant l'espace en plusieurs parties (selon la hauteur d'eau) pour ensuite identifier une fonction polynômiale d'inter-

## CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

polation sur chacune d'entre elle. Ainsi, la section du Milan a-t-elle été divisée en 4 zones (cf. Figure 3.4) pouvant être approximées par des géométries simples : la surface 1 est un demi-cercle, la surface 2 un rectangle et les surface 3g et 3d des sections en U. Ce découpage permet l'identification rapide des différentes fonctions recherchées.

FIGURE 3.4: Forme de la section de Milan



### 3.3.2 Etape 2 : Simulations 1D de l'écoulement

La méthodologie proposée a été appliquée aux cinq sites présentés précédemment. Leurs résultats ont été confrontés à d'autres technologies de mesure et sont présentés dans le paragraphe 3.4.

## 3.4 Validation de la méthodologie

### 3.4.1 En laboratoire

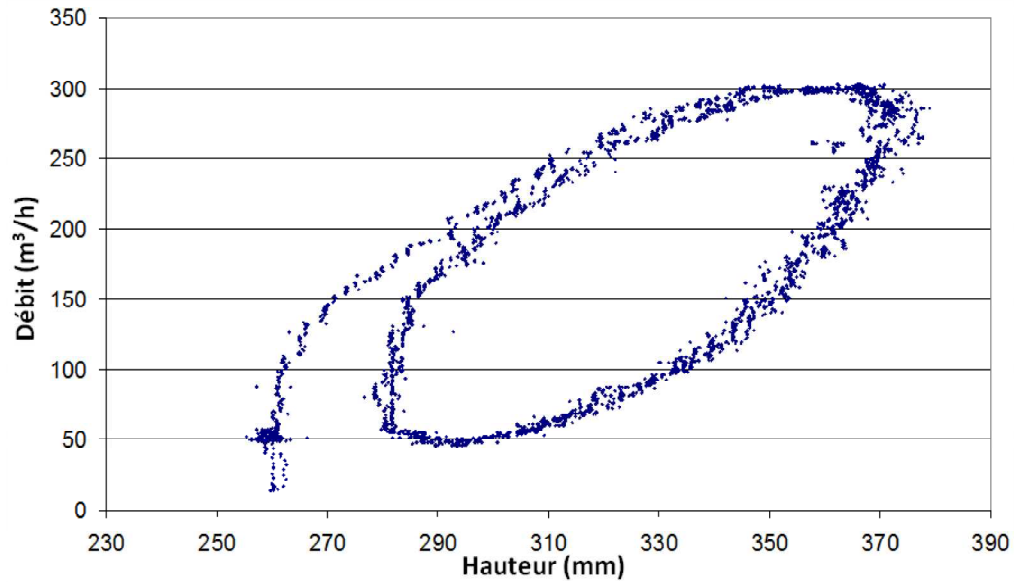
La méthode proposée a ainsi été testée en laboratoire, sur le canal à surface libre de l'équipe présenté précédemment, à l'aide des deux capteurs radars.

#### 3.4.1.1 Cas test

Un débit d'entrée sinusoïdal a été introduit dans le canal expérimental (cf. Figure 3.5) afin de valider la méthode pour un écoulement présentant une hystérésis.

CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

FIGURE 3.5: Hystérésis générée par un débit d'entrée sinusoïdal dans le canal expérimental du laboratoire

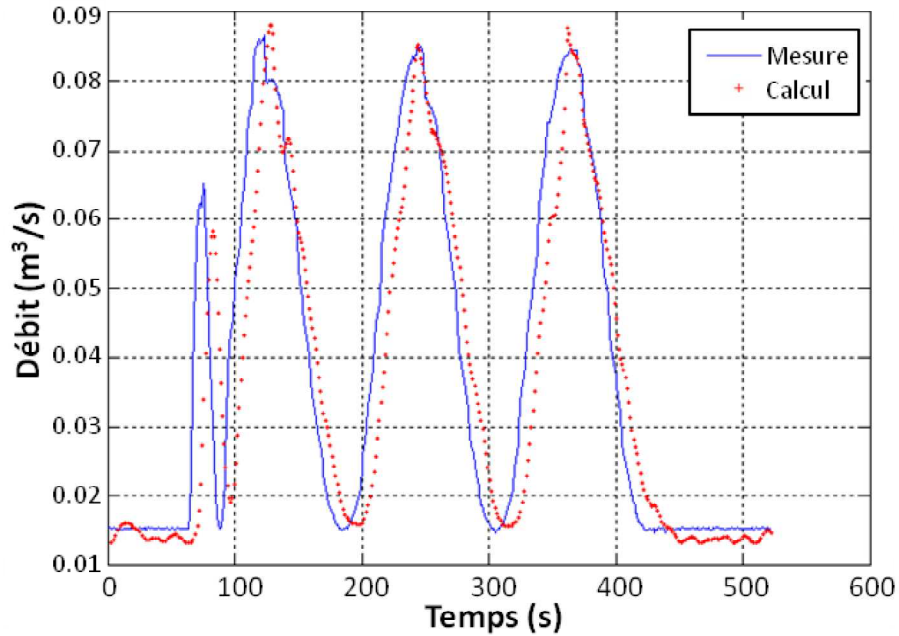


En se servant des hauteurs d'eau mesurées comme conditions aux limites du modèle hydrodynamique 1D, l'évolution temporelle du débit a pu être calculée et comparée au débit mesuré par le débitmètre électromagnétique (cf. Figure 3.6). Ces résultats semblent cohérents puisqu'aussi bien le débit maximal mesuré d'environ  $0.0875 \text{ m}^3/\text{s}$ , et le débit minimal sont estimés de manière adéquate par le modèle. Un léger décalage temporel apparaît cependant entre les mesures et les simulations, qui peut avoir deux origines potentielles :

- le débit est mesuré à l'amont du canal, alors que le débit simulé est calculé au niveau du milieu du canal,
- les capteurs radars employés ont un temps d'intégration de 3 s.

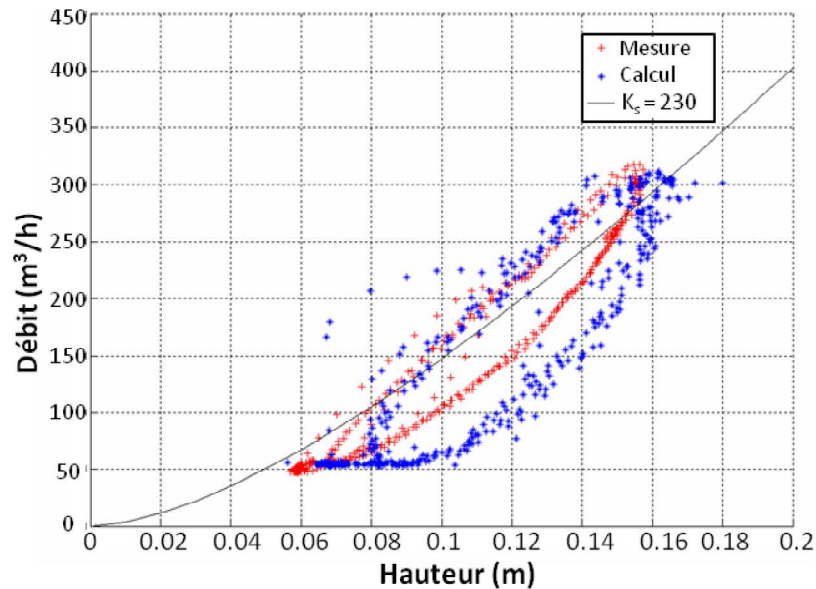
CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

FIGURE 3.6: Comparaison des débits mesurés et simulés dans le canal



Par la suite, une comparaison entre les lois  $Q=f(h)$  mesurées et calculées (cf. Figure 3.7) a été réalisée. Le phénomène d'hystérésis apparaît clairement sur les deux lois. Une loi bi-univoque de type Manning-Strickler a été représentée sur le même graphique. Nous avons ajusté le coefficient de Strickler à 230 pour que la courbe associée soit la plus proche possible des hauteurs mesurées. Cet ajustement est non réaliste (le coefficient de Strickler d'un canal parfaitement lisse est d'environ 100). Il est la preuve que le comportement hydraulique du canal ne peut pas être modélisé dans cette situation par un modèle à 0 dimension de type Chézy, et montre l'importance des modèles hydrodynamiques 1D pour déterminer la loi  $Q=f(h)$ .

FIGURE 3.7: Représentation des débits mesurés et calculés en fonction de la hauteur amont



**Remarque :** Cette figure a été réalisée avec le même procédé que les figures 3.6 et 3.5 mais avec un jeu de données différents puisque la hauteur d'eau à l'aval a été augmentée par la fermeture d'une vanne. La comparaison entre les relations  $Q=f(h)$  mesurées et calculées et une loi "classique" de type Manning-Strickler n'en demeure pas moins valide.

#### 3.4.1.2 Limites de cette validation en laboratoire : les contraintes de site

Ne disposant que du canal du laboratoire ICube, cette validation en laboratoire présente plusieurs limites, principalement liées au site.

- La problématique principale réside dans l'influence des perturbations de l'entrée sur l'écoulement (dus au pompage). En effet, une validation optimale de la méthode nécessiterait de se situer loin des conditions aux limites. La longueur du canal étant de 18 m, il s'est avéré difficile de placer le capteur amont dans une zone sans influence. Plusieurs tentatives de modifications de l'entrée du canal ont été tentées, notamment la mise en place d'une grille en "nid d'abeille" pour réduire cette perturbation d'en-

### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

trée. Cette modification s'est avérée partiellement efficace, néanmoins, certaines perturbations de surface demeurent.

- De plus, ce canal de 18 m de long ne permet pas de disposer d'un écart entre les deux capteurs supérieur à 12 m limitant ainsi la différence de charge entre les deux capteurs de hauteur d'eau.

L'ensemble de ces deux contraintes de site a donc empêché la validation de la méthode en laboratoire sur de très faibles débits.

**Remarque :** La 2e limite du pilote expérimental soulève une problématique intéressante pour l'application de la méthodologie sur site, à savoir quelles sont les conditions de mise en oeuvre des deux capteurs, et en particulier la distance minimale les séparant.

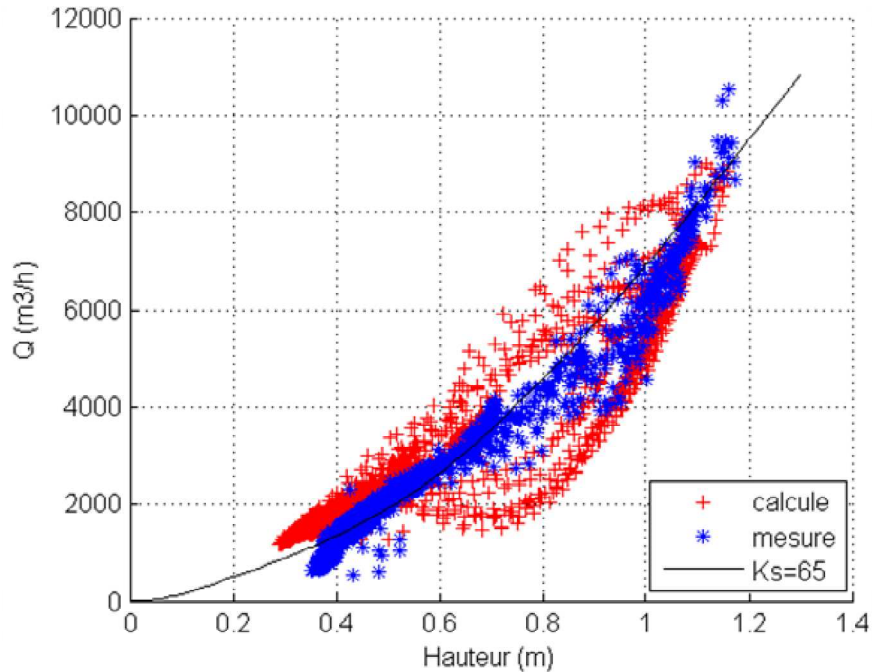
#### 3.4.2 Sur site réel : Validation en temps sec et en temps de pluie - le cas de Milan

La méthode proposée ci-dessus a ensuite été testée sur plusieurs cas réels. Nous disposons pour ces sites de deux mesures de hauteur d'eau (amont et aval) ainsi que des mesures de débits à l'aide de différentes technologies (cf. description des sites II). Les caractéristiques géométriques de chaque tronçon étudié sont connues (pente, forme du collecteur, longueur...). L'utilisation d'un code hydrodynamique permet de calculer le débit au centre du tronçon étudié, à partir des hauteurs d'eau amont et aval.

L'analyse des données disponibles sur le collecteur "Milan" (hauteur amont  $h_{amont}$ , hauteur aval  $h_{aval}$  et débit mesuré avec les cordes de vitesses  $Q_{mesuré}$ ) permet de mettre en évidence la variabilité de l'information de débit en fonction des hauteurs. Même si on distingue une tendance de courbe suivant la relation de type Manning-Strickler (avec un  $Ks = 65 m^{1/3}/s$ ), il semble difficile d'employer ce modèle à 0 dimension pour l'évaluation du débit, du fait de la variabilité des hauteurs d'eau définissant les conditions aux limites du modèle (cf. Figure 3.8).

CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

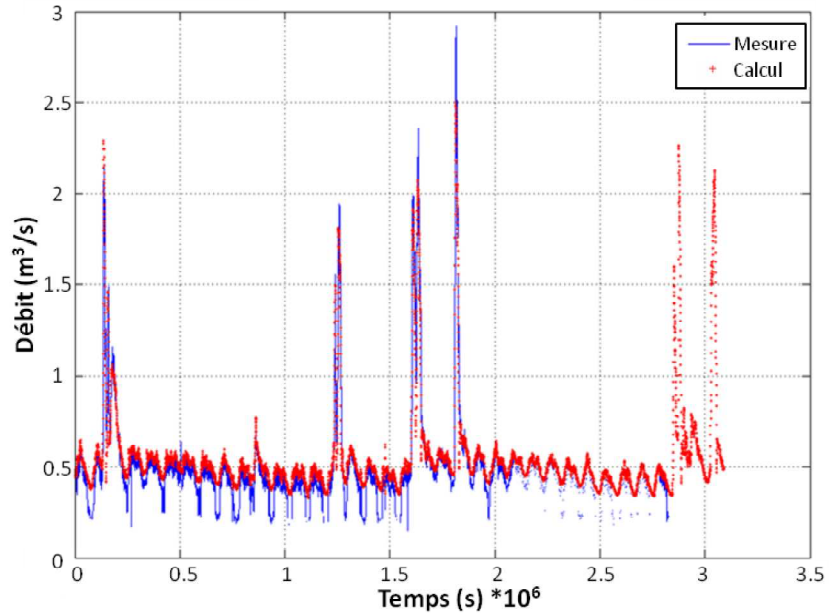
FIGURE 3.8: Variabilité des hauteurs amont et aval rendant la relation de Manning-Strickler inadaptée



La méthodologie d'instrumentation basée sur l'équation de Barré de Saint-Venant a ensuite été mise en place sur une chronique de 1 mois avec comme paramètre du modèle : un CFL pour le code de calcul de 250 et un CFL pour la méthode des caractéristiques aux bords du domaine de 10. Cette chronique présente aussi bien des périodes de temps sec que des périodes de temps de pluie. Les résultats de simulation présentent une très bonne adéquation avec le débit mesuré par les cordes de vitesse sur l'ensemble de la période (cf. Figure 3.9).

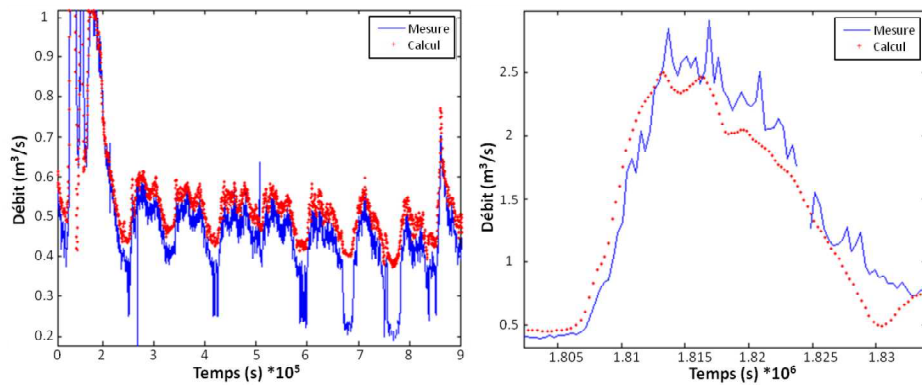
### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

FIGURE 3.9: Résultats du modèle de Barré de Saint-Venant appliqué au collecteur de Milan



En zoomant sur ces résultats (cf. Figure 3.10), il apparaît que les pics de débits soient très bien reproduits mais que le calcul surestime les variations de temps sec. Au final, on observe une erreur relative de 12 % maximum sur les pics.

FIGURE 3.10: Zoom sur ces résultats

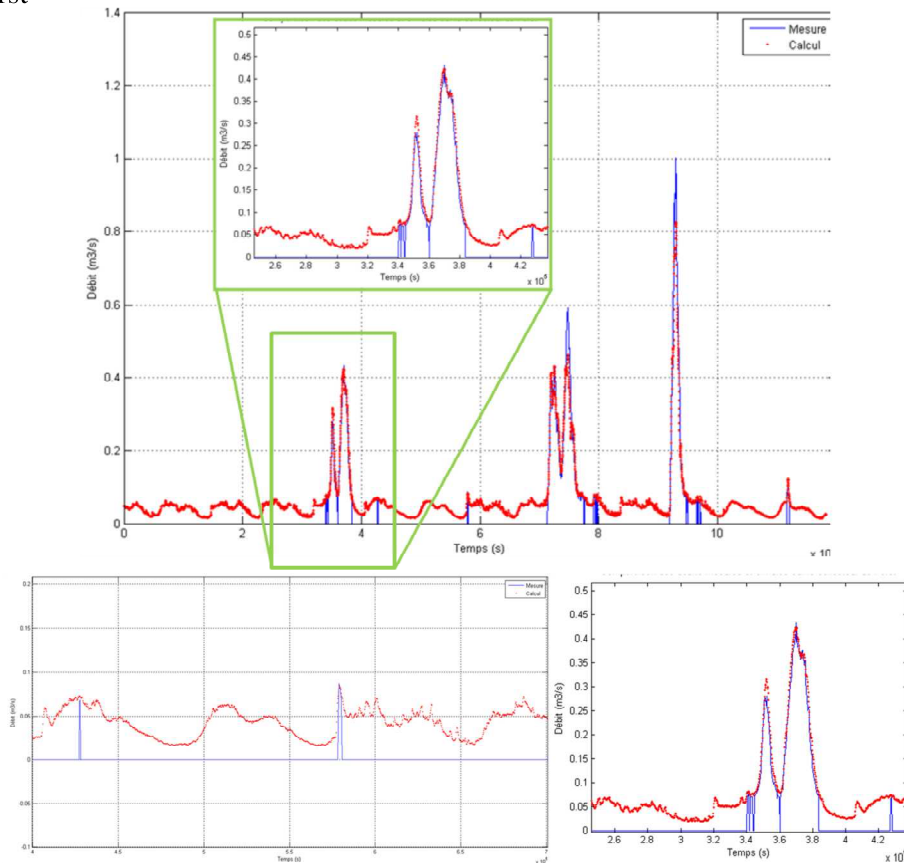




### 3.5 Autres apports du modèle : Le cas d'un manque de données - Forst

Certains sites déjà instrumentés en débit peuvent présenter des manques d'information de manière ponctuelle ou répétée. Ces manques d'information sont d'autant plus fréquents que le site est sujet au dépôt et donc à l'encrassement des capteurs immergés dans le flux. Les données de hauteur d'eau nécessitent quant à elles moins d'entretien, augmentant ainsi leur fiabilité. La méthode proposée est donc particulièrement intéressante afin de reconstituer la donnée manquante. Ainsi, sur l'exemple du site de Forst pour lequel les capteurs sont souvent mis en défaut, on obtient les résultats suivants (cf. Figure 3.11) :

FIGURE 3.11: Comparaison des débits mesurés et calculés sur le collecteur de Forst



## 3.6 Conclusion sur cette méthodologie et perspectives

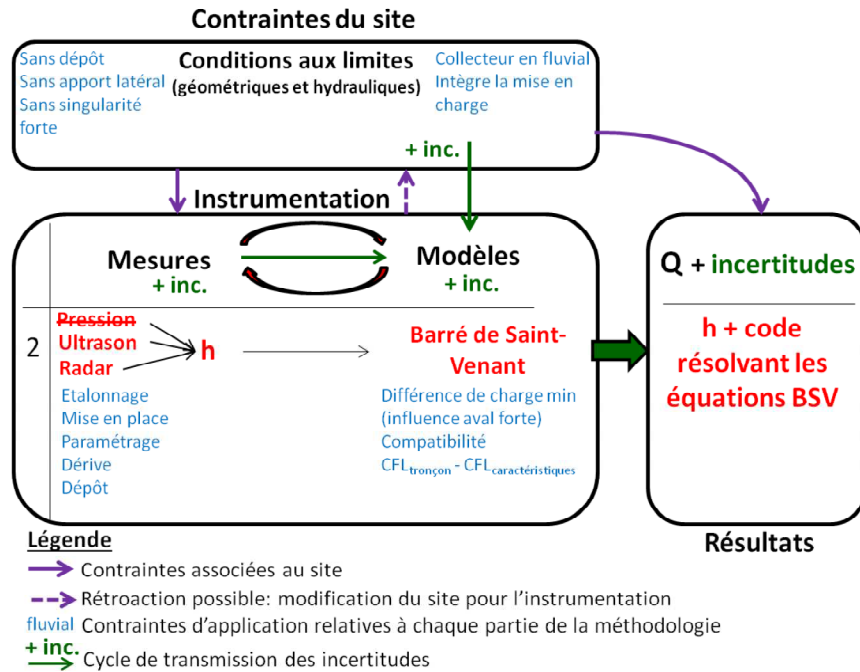
### 3.6.1 Conclusion

L'application de cette méthode d'évaluation du débit sur un canal de laboratoire a permis de valider le principe de mesure sur des écoulements transitoires, avec une possibilité d'hystérésis. Les applications sur sites ont pu valider son applicabilité vis-à-vis des conditions et contraintes réelles. Il en ressort que cette méthode permet d'évaluer les débits en sections courantes, associés à des incertitudes acceptables, si tant est que les conditions d'applications soient respectées et que les données d'entrée soient de bonne qualité. Néanmoins, cette méthode requiert des moyens techniques importants pour sa mise en place et l'utilisation de l'outil de calcul de résolution des équations de BSV. Cet outil de calcul ne pourra d'ailleurs pas être intégré en l'état dans un superviseur permettant la gestion de plusieurs points de mesure.

En conclusion, cette méthodologie d'instrumentation repose bien sur le principe de synergie entre mesure et modèle, en intégrant les contraintes géométriques et hydrauliques du site. Son principe et ses contraintes peuvent donc être résumés par la figure 3.12.

### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

FIGURE 3.12: Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des collecteurs avec le modèle de Barré de Saint-Venant : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 1D



### 3.6.2 Perspectives

Cette méthode d'évaluation du débit avec deux hauteurs d'eau et un code résolvant les équations de Barré de Saint-Venant a fait l'objet de nombreux développements durant ce travail de thèse. Néanmoins, des travaux supplémentaires, d'ordre numériques et applicatifs, sont à prévoir/envisager afin de la finaliser. Dans cette optique, nous pouvons dégager cinq axes de recherche principaux :

- Un test de sensibilité sur le CFL. En effet, ce paramètre qui détermine la rapidité de calcul, est pour le moment fixé de manière arbitraire. Un test de sensibilité permettrait de mieux comprendre ce coefficient et peut-être de réduire la puissance de calcul importante requise par le code de calcul pour rejoindre in fine la capacité actuelle des transmetteurs.
- L'évaluation de la capacité des équations de Barré de Saint-Venant à filtrer naturellement les données d'entrée. En effet, cette fonction a été observée

### CHAPITRE 3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE : BARRÉ DE SAINT-VENANT

sur les données (le bruit du débit calculé étant réduit même sans filtrage préalable des hauteurs d'eau), mais n'a pas pu faire l'objet de travaux spécifiques.

- Les conditions de mises en oeuvre précises des deux capteurs de hauteur d'eau doivent encore être identifiées. En effet, pour le moment une distance de plusieurs dizaines de mètres est préconisée afin de disposer d'une différence de charge suffisante pour appliquer la méthode. Néanmoins, cette préconisation est restée à affiner à l'aide de tests de sensibilité pour différentes dimensions de collecteurs et différentes conditions hydrauliques.
- L'extension de cette méthode de mesure du débit à 3 points de mesure (au lieu de deux), distants à chaque fois de plusieurs dizaines de mètres. Ce dispositif, permettrait en théorie de sécuriser la mesure. Néanmoins, elle nécessite d'identifier une section courante de collecteur en réseau d'assainissement respectant les contraintes d'application de la méthode (cf. II) et sans apport latéral important sur 150 m environ.
- L'applicabilité étendue aux écoulements en cours d'eau. Cette extension nécessiterait de régler le problème de la calibration de la rugosité pour des sections complexes et variables dans l'espace. Cette rugosité dépend des caractéristiques du fond et des berges en termes de matériau et de granulométrie. Ces informations, en plus de la connaissance précise de la bathymétrie sur la portion de rivière étudiée, seraient donc à évaluer au préalable. Enfin, afin d'obtenir une différence de charge suffisante pour évaluer un débit de manière pertinente, les capteurs devraient être situés à des distances beaucoup plus importantes.

# Chapitre 4

## Méthodologie simplifiée : Courbe de remous

L'applicabilité de la méthodologie générale utilisant les équations de Barré de Saint-Venant est limitée par le fait qu'elle requiert l'utilisation d'un programme à chaque pas de temps pour évaluer le débit et ne permet donc pas l'identification d'une relation explicite. De ce fait, une méthodologie simplifiée, plus facilement applicable sur site mais néanmoins valide dans la plupart des écoulements en réseau d'assainissement, a été développée [98]. Ainsi, au lieu de résoudre les équations hyperboliques de Barré de Saint-Venant en direct, une fonction d'interpolation explicite  $Q = f(h_1, h_2)$  pourra être intégrée dans le transmetteur (ou à défaut dans le post-traitement). Cette fonction sera identifiée à partir d'un modèle monodimensionnel résolvant l'équation différentielle de la courbe de remous présentée au paragraphe 2.2.2.2 :  $\frac{dh}{dx} = \frac{I-J}{(1-F_r^2)}$ . Cette méthodologie simplifiée est divisée en six étapes présentées par la suite (cf. 3).

### 4.1 Conditions d'application particulières

En plus des conditions d'application associées à la méthodologie utilisant les équations de Barré de Saint-Venant, l'emploi de l'équation de la courbe de remous nécessite que les effets transitoires de l'écoulement soient faibles (faibles variations temporelles) : un régime quasi-permanent doit être atteint.

**Remarque** : Cette condition est souvent respectée en réseau d'assainissement pour les collecteurs à régime d'écoulement fluvial, étant donné l'effet de tempo-

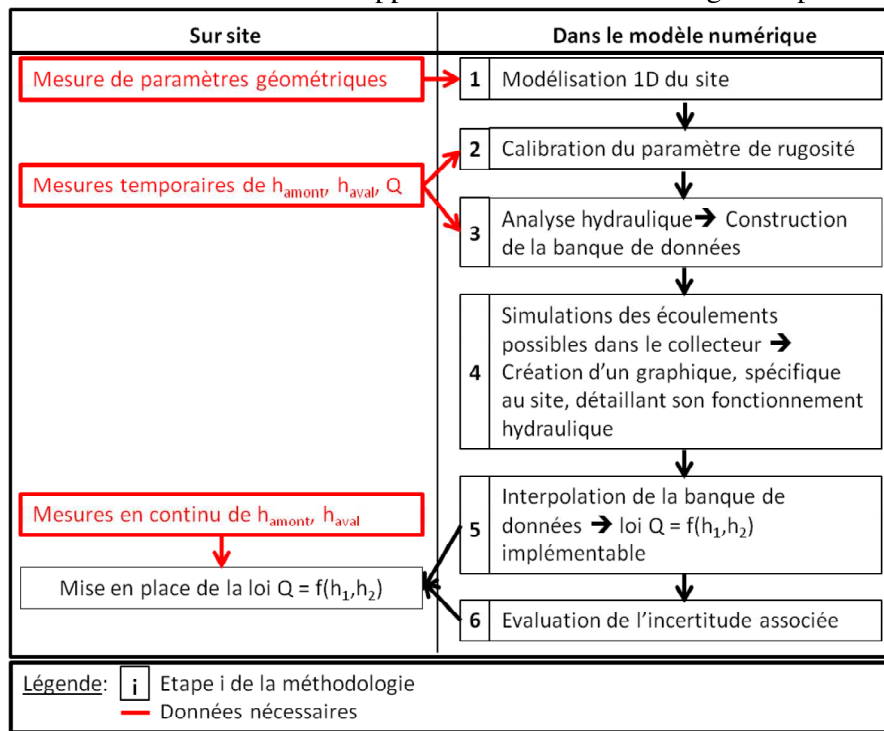
risation générée par le linéaire des collecteurs amont (l'intensité des effets transitoires est donc atténuée).

## 4.2 Etapes de la procédure

La méthodologie proposée est divisée en six étapes (cf. Figure 4.1) et requiert des informations précises sur le site de mesure, à la fois :

- géométriques : dimensions du collecteur, pente, rugosité, ...
- hydrauliques : régime d'écoulement, variabilité des conditions aux limites,...

FIGURE 4.1: Procédure d'application de la méthodologie simplifiée



### 4.2.1 Etape 1 : Choix du site et modélisation 1D

Cette étape est similaire à l'étape équivalente de la méthodologie précédente (cf. 3.2.1), qui nécessite des informations fiables sur la géométrie de l'ouvrage, en particulier sur la pente qui se révèle un paramètre clé dans cette méthodologie.

### 4.2.2 Etape 2 : Calibration du paramètre de rugosité

Comme précisé précédemment, la variable de pente énergétique de l'équation de la courbe de remous, notée  $J$ , peut être évaluée à partir de l'équation de Manning-Strickler ou de Colebrook.

De ce fait, il est nécessaire d'identifier la valeur du paramètre de rugosité. Celle-ci peut être directement évaluée à partir du type de matériau constituant le collecteur (cf. [81]). Néanmoins, cette valeur ne tient pas compte de l'usure du tuyau et autres altérations physiques et biologiques du collecteur. De plus, ce paramètre est particulièrement difficile à évaluer de manière physique et varie selon la hauteur d'eau.

Nous proposons donc une calibration rapide (de l'ordre de quelques minutes sur site) de ce paramètre à partir de mesures temporaires du débit avec une autre technologie (Doppler ou autre) associée à des mesures de hauteur amont et aval. Ces informations seront confrontées aux résultats de simulations 1D afin de calibrer éventuellement le coefficient de rugosité. L'incertitude sur cette calibration peut être réduite en la réalisant à partir de données de temps sec, donc répétables. Une attention particulière sera portée à la cohérence physique de la valeur finale issue de cette calibration : celle-ci doit être incluse dans la gamme des rugosités pouvant exister en réseau d'assainissement (à savoir  $60 < K_s < 80 m^{1/3}/s$ ).

### 4.2.3 Etape 3 : Analyse hydraulique

Cette étape consiste à déterminer les gammes de variation des hauteurs amont, aval et des débits pouvant apparaître dans le collecteur afin de construire une banque de données.

Une estimation grossière de la gamme de variabilité de ces conditions aux limites peut être effectuée à partir des dimensions du collecteur. On appliquera par exemple un calcul de Manning-Strickler adapté aux caractéristiques du collecteur. Cette estimation peut être affinée à l'aide de données temporaires ou/et historiques de hauteur d'eau et de débit dans le voisinage du tronçon étudié. On prendra soin néanmoins de surévaluer cette gamme de variation afin d'intégrer l'ensemble des fonctionnements hydrauliques possibles dans les simulations.

### 4.2.4 Etape 4 : Simulations de l'écoulement dans le collecteur

A partir de l'équation de la courbe de remous résolue par intégration directe, on simule les différents écoulements pouvant survenir dans le collecteur en ba-

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

layant l'ensemble des combinaisons de conditions aux limites possibles, selon la gamme de variabilité des hauteurs amont, aval et débits préalablement définie. Concrètement, on discrétise les gammes de variation de la hauteur aval en un ensemble de  $n$  points et celle du débit en  $m$  points : un calcul de courbe de remous nous permet alors d'identifier les  $n \cdot m$  points correspondants. On crée ainsi un abaque spécifique au site permettant d'identifier le débit à partir des hauteurs amont et aval en lecture directe (cf. Figure 4.2).

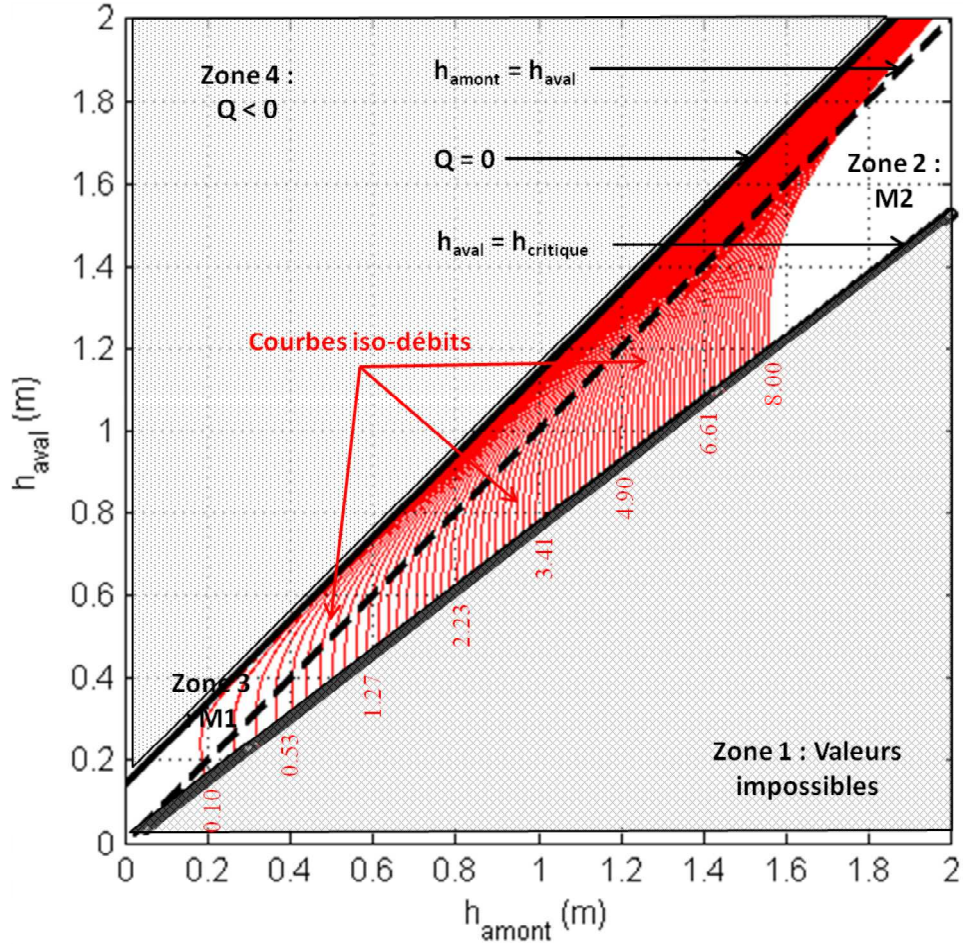
Ce graphique présente des courbes iso-débits en fonction de la hauteur d'eau à l'aval (en ordonnée) et de la hauteur amont (en abscisse). Il met en évidence différentes zones correspondant à des comportements hydrauliques différents de l'écoulement, ce qui facilite également le traitement et l'analyse des données. Ainsi, on distingue quatre zones séparées par des transitions, ayant une pertinence hydraulique :

- Zone 1 ( $h_{aval} < h_{critique}$ ) : Valeurs impossibles dans le collecteur (dans lequel le régime d'écoulement est fluvial (cf. conditions d'applications de la méthode au paragraphe II). En effet, l'hydraulique à surface libre dans les conduites à pente faible ne permet pas à la hauteur aval d'être inférieure à la hauteur critique (sinon, le régime serait torrentiel).
- Transition 1 :  $h_{aval} = h_{critique}$ . Si cette relation est atteinte, la condition aux limites aval correspond à une chute hydraulique.
- Zone 2 : Domaine situé entre  $h_{aval} = h_{critique}$  et  $h_{aval} = h_{amont}$ . Cela correspond aux courbes de remous de type M2 (cf. [53]).
- Transition 2 :  $h_{aval} = h_{amont}$ . L'écoulement est permanent et uniforme. Ce cas est souvent éphémère entre les courbes de remous de type M1 et M2.
- Zone 3 : Domaine situé entre  $h_{aval} = h_{amont}$  et  $h_{aval} = h_{amont} + I \cdot L$  avec  $I$ , la pente du collecteur et  $L$ , la longueur entre  $h_{amont}$  et  $h_{aval}$ . Cela correspond aux courbes de remous de type M1, avec une influence aval prononcée.
- Transition 3 :  $h_{aval} = h_{amont} + I \cdot L$ . Dans ce cas, le débit est nul.
- Zone 4 ( $h_{aval} > h_{amont} + I \cdot L$ ) : Dans ce cas, la condition aux limites aval est tellement importante qu'elle entraîne un débit négatif (i.e. l'eau coule de l'aval vers l'amont).



CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

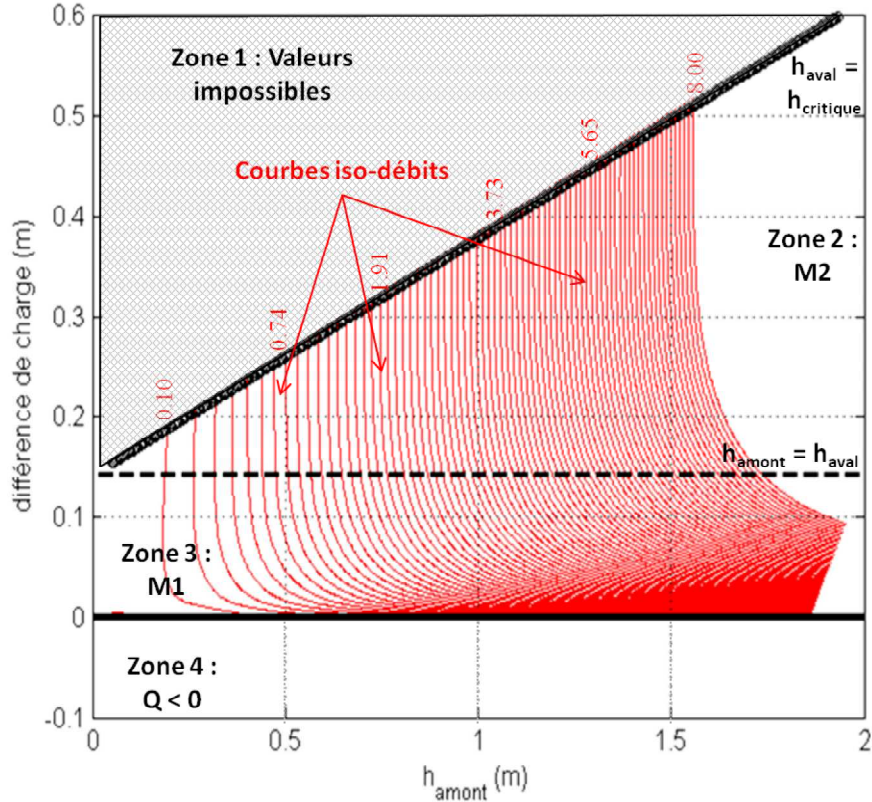
FIGURE 4.2: Abaque spécifique au site étudié, exploitation en lecture directe, exemple du Steingiessen



Ce graphique peut également être présenté sous une forme légèrement différente (cf. Figure 4.3) : au lieu de présenter les courbes iso-débits en fonction des hauteurs amont et aval, il est possible de les présenter en fonction de la hauteur à l'amont et de la différence de charge entre les deux points de mesure (à savoir  $h_{\text{amont}} + I \cdot L - h_{\text{aval}}$ ) afin de mieux visualiser les zones 2 et 3 pour l'analyse de données.

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.3: Abaque spécifique au site en fonction de  $h_{amont}$  et la différence de charge



**Remarque 1 :** Ces abaques sont uniquement issus de simulations théoriques et non de données de mesures. Ces données demeurent néanmoins utiles pour la calibration du coefficient de rugosité.

**Remarque 2 :** L'équation de la courbe de remous peut être résolue à partir d'autres techniques d'intégration telle que Runge-Kutta.

### 4.2.5 Etape 5 : Interpolation de la banque de données à l'aide d'un réseau de neurones

Une fois l'abaque réalisé à partir des simulations, il a semblé intéressant d'interpoler ce faisceau de courbes afin de s'affranchir de l'étape de lecture directe, contraignante pour la mesure en continu. Ainsi, le but était d'extraire une relation hauteur/débit explicite implémentable dans un transmetteur ou à défaut,

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

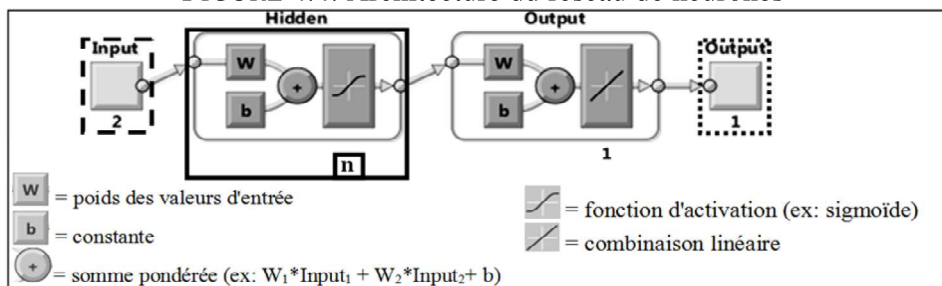
dans le post-traitement.

Un paramétrage du graphique 4.2 à l'aide de variables physiques a été tenté, mais demeure pour le moment incomplet : il ne sera donc pas présenté ici. Afin de s'affranchir de ce problème, nous avons donc eu recours à un outil d'interpolation universel : le réseau de neurones artificiels. Cet outil présente l'avantage de permettre l'approximation de n'importe quelle fonction, si tant est que l'on ait identifié le nombre de neurones adéquat (cf. [75]).

Dans le cadre de cette étude, le réseau de neurones artificiels a pour objectif d'approximer la fonction inconnue  $Q=f(h_{amont}, h_{aval})$ , régissant la banque de données. Pour ce faire, cet outil passe par une succession de  $n$  couches (appelées « neurones ») dont chacune prend les entrées sur les sorties de la précédente. La fonction à déterminer correspond au final à une somme pondérée des deux variables d'entrées (les "inputs" normalisés au préalable :  $h_{amont}$  et  $h_{aval}$ ) et d'une constante, effectuée dans chacun des multiples neurones qui composent le réseau (cf. Figure 4.4). Ces neurones peuvent de plus être activés ou non selon le domaine de fonctionnement, à l'aide d'une fonction d'activation (dans cette étude, une sigmoïde).

L'objectif de l'apprentissage (phase principale de l'utilisation d'un réseau de neurones) est d'optimiser le choix des différents coefficients pondérateurs de chaque neurone du réseau de manière à approcher au mieux la valeur de la variable de sortie (l'"output" normalisé au préalable : ici  $Q$ ) (cf. [74]). Le nombre  $n$  de neurones composant le réseau est déterminé grâce à un compromis entre une optimisation correcte du critère de performance du réseau de neurones (par exemple, l'erreur quadratique moyenne) et un bon paramétrage du problème (éviter le sur-apprentissage).

FIGURE 4.4: Architecture du réseau de neurones



## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

L'utilisation d'un tel réseau de neurones requiert trois phases successives :

- l'apprentissage du réseau de neurones, réalisé par exemple à l'aide de l'algorithme de Levenberg- Marquardt (cf. [75]), considéré comme l'un des plus rapides utilisant la rétro-propagation. Cette étape nécessite l'utilisation d'environ 70 % de la donnée disponible.
- la validation visant à minimiser le sur-apprentissage et vérifier ainsi la pertinence du réseau avec des échantillons inédits. Les 15 % de données prévues à cet effet permettent de vérifier qu'une diminution de l'erreur de prédiction du réseau sur les données d'apprentissage entraîne effectivement une diminution sur l'ensemble des données (notamment celles qui n'ont pas servi lors de la première étape). En effet, on parle de sur-apprentissage lorsque le réseau continue à améliorer ses performances sur les échantillons d'apprentissage mais perd son pouvoir de prédiction sur ceux provenant de la validation. Dans ce cas, il est nécessaire d'arrêter la phase d'apprentissage, de diminuer la taille du réseau de neurones et de recommencer l'apprentissage.
- la phase de test correspondant à l'évaluation du pouvoir de prédiction du réseau de neurones. Ainsi, on applique le réseau de neurones aux données restantes (soit 15% du pool de départ), écartées délibérément des échantillons d'apprentissage et de validations et dont on connaît la valeur de sortie associée.

Une fois ces trois phases réalisées, la fonction d'interpolation de la banque de données est facilement identifiable (issue de l'optimisation des coefficients pondérateurs lors de l'étape d'apprentissage).

### 4.2.6 Etape 6 : Evaluation des incertitudes associées

On distingue quatre sources d'erreurs potentielles liées à l'application de cette méthodologie :

- le modèle du réseau de neurones lors de l'identification d'une relation  $h/Q$  explicite permettant d'approximer le faisceau de courbes de l'abaque,
- la précision des capteurs de hauteur d'eau amont et aval (de l'ordre de  $\pm 1$  cm),
- la mesure des paramètres géométriques (en particulier la pente),
- la calibration du coefficient de rugosité.

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

Dans la suite de ce travail, nous nous sommes particulièrement attachés à la propagation de l'incertitude de la mesure de hauteur d'eau dans la loi explicite issue du réseau de neurones.

Ces incertitudes sont dépendantes de la différence de charge entre les deux dispositifs. Il semble en effet évident que vu la nécessité de disposer de deux informations de hauteur distinctes, la différence de lignes piézométriques constitue un bon référentiel pour évaluer la pertinence de l'utilisation de ce type de technique. Ces méthodes de calcul seront illustrées dans le paragraphe suivant à partir d'une application sur site réel (cf. 4.3.5).

### 4.3 Application sur site réel

Cette méthodologie a ensuite été appliquée sur les différents sites réels présentés précédemment. Seules certaines de ces étapes sont présentées ici, afin d'illustrer les propos précédents.

#### 4.3.1 Etape 2 : Calibration du paramètre de rugosité

Cette étape de calibration n'a pas fait l'objet d'une application sur site car on a voulu déjà vérifier l'applicabilité de la méthode sans calibration (avec une valeur type de  $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/s$ ). Un test de sensibilité sur ce paramètre est néanmoins envisagé mais n'a pas pu être réalisé dans ces travaux.

#### 4.3.2 Etape 3 : Analyse hydraulique - le site de Forst

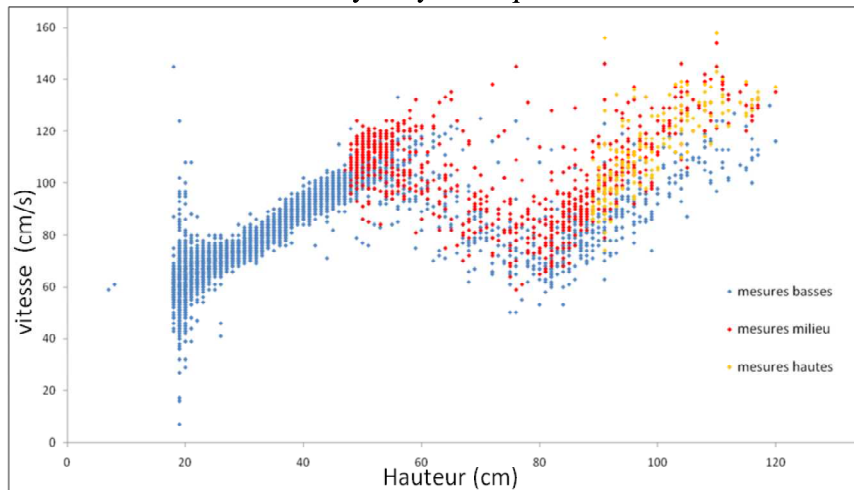
De plus, la pente du tronçon étudié est faible (0.1 %) et laisse présager un écoulement de type fluvial. Ceci comprend donc un pilotage de l'écoulement, de la ligne d'eau notamment, par l'aval de la conduite. Cette dernière débouche dans un regard de très large dimension (il abrite un déversoir) par une chute. Les hauteurs d'eau étant variables dans ce regard, il est possible d'envisager des lignes d'eau de profil M2 (cas d'une chute quand la hauteur d'eau dans le regard est inférieure à la hauteur d'eau dans le canal) ou de profil M1 lorsqu'une forte quantité d'eau dans le regard (hauteur d'eau élevée) imposera une hauteur en sortie de canalisation plus élevée que la hauteur d'eau dans la canalisation (cf. Etat de l'art, figure 2.4).

De plus, on dispose d'une chronique de donnée d'un mois environ issue de la télégestion du réseau et intégrant des mesures de vitesse moyenne identifiées

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

à l'aide des trois cordes à ultrasons, dont est équipé le site. L'analyse de ces données (cf. Figure 4.5) a permis d'identifier un changement de régime hydraulique (courbe de remou M2/M1). En effet, on constate une progression continue des vitesses mesurées par chacune des cordes en fonction de la hauteur, jusqu'à une valeur de 55 cm environ. Au dessus de cette valeur seuil, les hauteurs s'accompagnent de vitesses aux valeurs descendantes.

FIGURE 4.5: Analyse hydraulique du site de Forst



### 4.3.3 Etape 4 : Création de l'abaque spécifique au site permettant la qualification hydraulique des mesures - le site du Steingiessen

Suite à l'analyse hydraulique, plusieurs milliers de simulations résolvant l'équation de la courbe de remous peuvent être réalisées, selon la discrétisation de la gamme de variabilité des conditions aux limites. Dans le cas du Steingiessen, 100 valeurs de hauteur aval et 100 valeurs de débit ont été simulées, entraînant la création d'une banque de 10 000 couples de données reliant les hauteurs d'eau amont et aval au débit transitant dans le tronçon. Cette banque de données peut être représentée sous la forme d'un abaque spécifique au site de mesure.

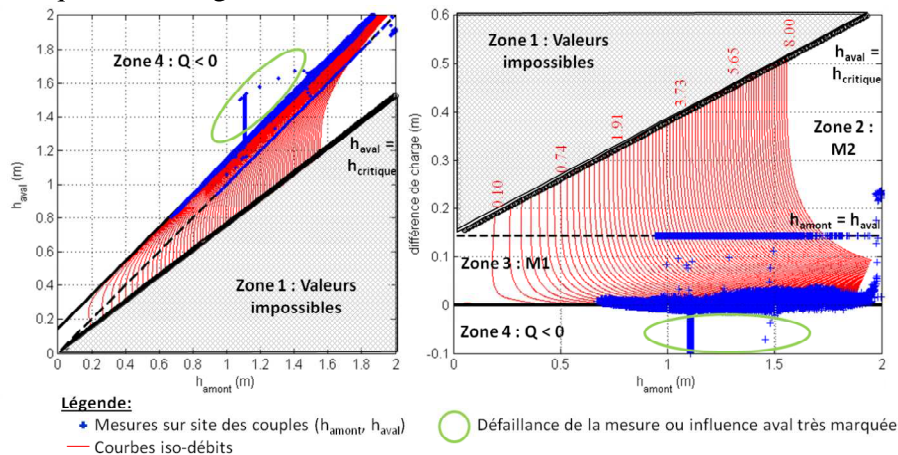
Cet abaque permet ensuite la qualification hydraulique des données disponibles et l'analyse du fonctionnement hydraulique du collecteur sur la période considérée. Ainsi, le débit peut être évalué à partir des mesures de hauteur à l'amont

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

et l'aval, par lecture directe de l'abaque (cf. Figure 4.6 pour le site du Steingies- sen). Ainsi, il semblerait que ce collecteur ait fonctionné principalement sous une influence aval très forte sur la période de 4 mois considérée ici. Les écou- lements obtenus sont donc majoritairement associés à une courbe de remous de type M1. Ces résultats sont cohérents avec les informations concernant le site, dont on sait qu'il est fortement influencé par la station de pompage de la station de traitement des eaux usées à l'aval.

Cet abaque permet également l'identification de points de mesure aberrants (en vert sur la figure) provenant d'une défaillance du capteur ou d'une influence aval trop importante (entraînant un calcul de débit négatif). Ces points ont pu ainsi être filtrés dans la suite du traitement de données.

FIGURE 4.6: Exemple de qualification hydraulique des mesures sur l'abaque spécifique : le Steingies- sen



### 4.3.4 Etape 5 : Interpolation de la banque de données à l'aide d'un réseau de neurones - le site du Steingies- sen

La banque de données définie à l'étape précédente a ensuite pu être interpolée à l'aide de l'outil "réseau de neurones". Dans le cas du Steingies- sen, 18 neurones ont dû être employés pour permettre une bonne interpolation entraînant l'identification de la relation paramétrée présentée ci-dessous (cf. Figure 4.7). Cette relation est relativement longue et semble complexe de prime abord. Néanmoins elle est composée d'opérations simples qui peuvent être directement intégrées dans le superviseur (ou à défaut dans un post-traitement) sans passer par un moteur de calcul.

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.7: Relation  $Q=f(h_{amont}, h_{aval})$  issue du réseau de neurones et adaptée au site du Steingiessen

$$\begin{aligned}
 \text{Debit} = & 3.975 * [ \\
 & 16.6356 * \text{tansig}(-3.1154 * (H_{amont\_norm}) + 4.6944 * (H_{aval\_norm}) - 1.6063) \\
 & + 0.71222 * \text{tansig}(2.2047 * (H_{amont\_norm}) + 0.046873 * (H_{aval\_norm}) - 1.8911) \\
 & - 30.1953 * \text{tansig}(0.030011 * (H_{amont\_norm}) - 0.99198 * (H_{aval\_norm}) + 8.4215) \\
 & + 2.394 * \text{tansig}(0.9903 * (H_{amont\_norm}) - 0.0018126 * (H_{aval\_norm}) - 0.20582) \\
 & - 0.47615 * \text{tansig}(-24.7241 * (H_{amont\_norm}) + 27.6938 * (H_{aval\_norm}) - 3.9172) \\
 & - 64.5167 * \text{tansig}(-58.2189 * (H_{amont\_norm}) + 62.586 * (H_{aval\_norm}) - 8.4916) \\
 & + 24.688 * \text{tansig}(-62.379 * (H_{amont\_norm}) + 67.0257 * (H_{aval\_norm}) - 8.7765) \\
 & - 30.2568 * \text{tansig}(-4.4401 * (H_{amont\_norm}) + 5.7166 * (H_{aval\_norm}) - 0.97896) \\
 & + 48.7531 * \text{tansig}(-391.8007 * (H_{amont\_norm}) + 418.025 * (H_{aval\_norm}) - 49.9482) \\
 & - 104.2377 * \text{tansig}(52.5471 * (H_{amont\_norm}) - 56.5127 * (H_{aval\_norm}) + 8.4957) \\
 & - 134.9469 * \text{tansig}(-364.2134 * (H_{amont\_norm}) + 388.5905 * (H_{aval\_norm}) - 46.6117) \\
 & + 268.2506 * \text{tansig}(287.3299 * (H_{amont\_norm}) - 306.5624 * (H_{aval\_norm}) + 37.9615) \\
 & - 1.9576 * \text{tansig}(4.1865 * (H_{amont\_norm}) - 5.2889 * (H_{aval\_norm}) + 0.17713) \\
 & - 34.1876 * \text{tansig}(3.6959 * (H_{amont\_norm}) - 5.0959 * (H_{aval\_norm}) + 1.3549) \\
 & - 196.7155 * \text{tansig}(323.2098 * (H_{amont\_norm}) - 344.8421 * (H_{aval\_norm}) + 41.7628) \\
 & + 9.1005 * \text{tansig}(-5.6903 * (H_{amont\_norm}) + 7.1283 * (H_{aval\_norm}) - 0.85864) \\
 & + 0.0095489 * \text{tansig}(4.305 * (H_{amont\_norm}) - 7.0151 * (H_{aval\_norm}) - 2.4251) \\
 & - 31.5813 * \text{tansig}(1.6585 * (H_{amont\_norm}) + 0.38915 * (H_{aval\_norm}) + 5.1055) \\
 & - 32.1302 \\
 & + 4.025 \\
 & ]
 \end{aligned}$$

1<sup>er</sup> neurone
18 neurones
18<sup>e</sup> neurone

$\text{tansig}(X)$  (fonction tangente sigmoïde) =  $2 / (1 + \exp(-2 * X(H_{amont\_norm}, H_{aval\_norm}))) - 1$   
 $H_{amont\_norm}$  :  $H_{amont}$  normalisée -  $H_{aval\_norm}$  :  $H_{aval}$  normalisée

### 4.3.5 Etape 6 : Calcul d'erreur - le cas du Steingiessen

Ce travail de thèse s'est particulièrement focalisé sur la sensibilité de la méthode vis-à-vis du modèle et de la précision du capteur employé, les autres sources d'incertitudes n'ayant malheureusement pas pu être étudiées ici. Des travaux supplémentaires sont donc à envisager.

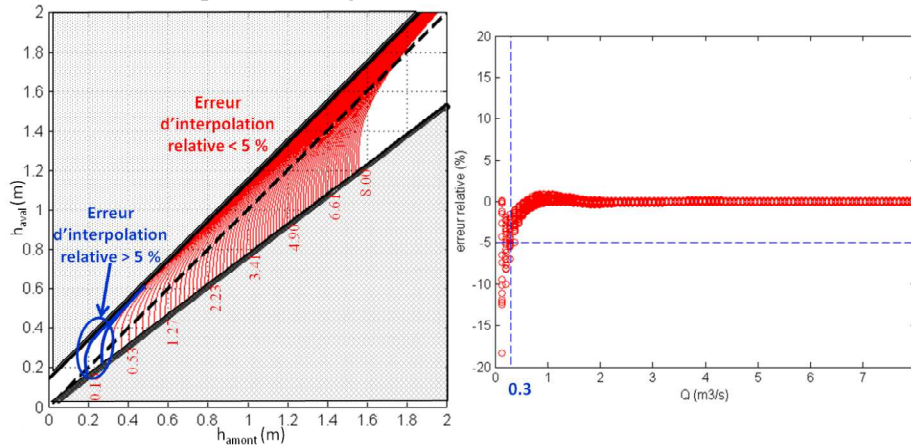
#### 4.3.5.1 Erreur sur l'approximation du faisceau de courbes

Comme expliqué précédemment, l'outil "réseau de neurones" permet d'interpoler tout faisceau de courbes, si tant est que le nombre de neurones soit adapté.

Dans le cas du Steingiessen, le réseau de neurones a été utilisé pour interpoler le faisceau de courbes à l'aide de 18 neurones. L'erreur relative d'interpolation est inférieure à 5 % pour tous les débits hormis les faibles ( $\leq 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) qui présentent une erreur relative supérieure (cf. Figure 4.8).



FIGURE 4.8: Erreur d'interpolation du réseau de neurones sur le site du Steingissen : Schéma qualitatif (à gauche), erreur relative (à droite)



#### 4.3.5.2 Analyse de sensibilité par rapport à la précision des capteurs

On s'attachera ensuite plus particulièrement à l'analyse de la sensibilité de la relation obtenue par rapport à la précision des capteurs. Ainsi, suite à l'étape 5, nous disposons d'une relation  $Q = f(h_i)$  explicite. Il est donc possible de calculer l'erreur associée à cette relation en utilisant un calcul de propagation des erreurs basé sur la dérivée de cette équation. Ces résultats seront ensuite comparés à deux autres techniques de calcul d'erreur :

- un calcul plus grossier de bornes minimum et maximum,
- une méthode de Monte-Carlo.

#### Calcul de propagation

L'évaluation de l'erreur sur la fonction d'interpolation par rapport à la précision du capteur peut être réalisée en dérivant la relation  $h/Q$  explicite issue du réseau de neurones de manière directe. On emploie alors la relation, dite de propagation des incertitudes, définie ci-dessous (cf. [62]) :

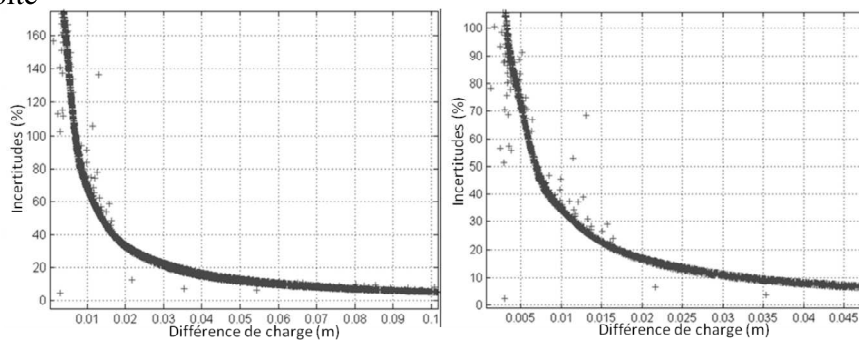
$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\sqrt{\left(\frac{\partial Q}{\partial h_{amont}}\right)^2 \cdot (\Delta h_{amont})^2 + \left(\frac{\partial Q}{\partial h_{aval}}\right)^2 \cdot (\Delta h_{aval})^2}}{Q}$$

Cette erreur est fondamentalement dépendante de la précision  $\Delta h_{amont}$  et  $\Delta h_{aval}$  des capteurs de hauteur d'eau et définie en l'état une erreur associée à un intervalle de confiance à 66 % (cf. norme [4]). La figure 4.9 met l'influence de ce

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

paramètre en évidence dans le cas du Steingiessen. Ainsi, pour une précision des capteurs de 1 cm, une différence de charge de 3 cm entre les deux dispositifs de mesure entraîne une incertitude relative de 20 % sur le débit calculé. Cette incertitude est réduite à 10 % pour une différence de charge de 6 cm. En considérant que la précision des capteurs est de 0.5 cm, une différence de charge de 3 cm n'est plus associée qu'à 10 % d'incertitude.

FIGURE 4.9: Incertitudes calculées avec la formule de propagation pour le site du Steingiessen selon la précision des capteurs :  $\Delta h = 1 \text{ cm}$  à gauche et  $\Delta h = 0.5 \text{ cm}$  à droite



### Bornes minimum et maximum

Ces résultats peuvent ensuite être comparés à un calcul d'incertitude grossier basé sur les bornes minimum et maximum (cf. Figure 4.10). Ces calculs de bornes reviennent à calculer le débit dans les cas les plus défavorables :

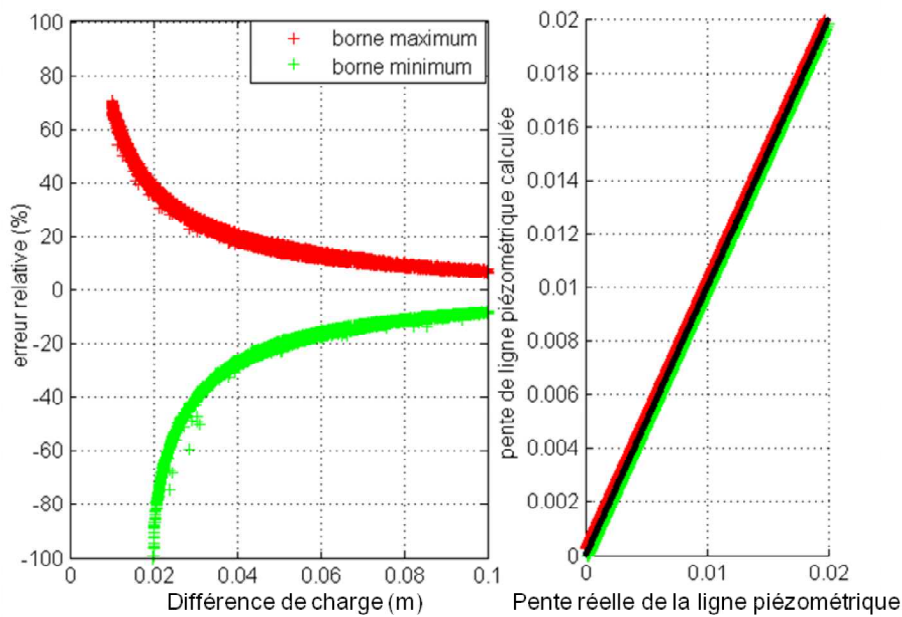
- borne maximum : la hauteur amont est surestimée d'un cm par le capteur et la hauteur aval sous-estimée :  $Q = f(h_{amont} + 1\text{cm}, h_{aval} - 1\text{cm})$ .
- borne minimum : la hauteur amont est sous-estimée d'un cm par le capteur et la hauteur aval surestimée :  $Q = f(h_{amont} - 1\text{cm}, h_{aval} + 1\text{cm})$ .

Ces bornes sont donc dissymétriques. En effet, l'incertitude tend vers l'infini pour les débits calculés proches de zéro. De ce fait, la borne minimum tend vers l'infini pour une différence de charge sur les valeurs de base ( $h_{amont} + I \cdot L - h_{aval}$ ) de 2 cm : cette borne correspond à l'incertitude associée à la mesure des petits débits avec une influence aval accentuée. En revanche, la borne maximum surestime le débit calculé par rapport à la valeur réelle et tend donc vers l'infini pour une différence de charge de 1 cm.

Concrètement, ce calcul de sensibilité par les bornes minimum et maximum re-

vient à évaluer la sensibilité de la relation vis-à-vis de la variation de pente hydraulique. En effet, la précision du capteur fait varier la pente de la ligne piézométrique : la borne maximum l'augmente et la borne minimum la réduit (cf. Figure 4.10).

FIGURE 4.10: Bornes minimum et maximum d'incertitudes relatives associées à la relation  $h/Q$  du Steingiessen (à gauche) - pentes hydrauliques (à droite)

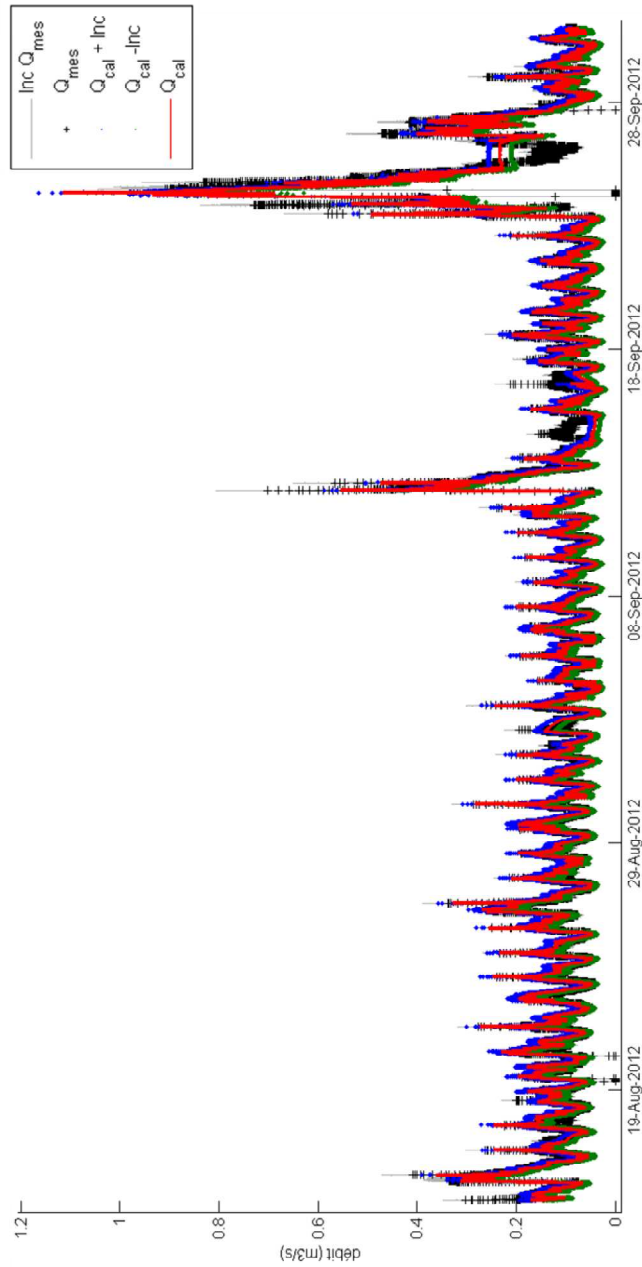


**Remarque 1 :** On distingue de très nettes courbes de tendance pour ces bornes, néanmoins certains points particuliers sont extérieurs à ces courbes. Ceux-ci correspondent aux petits débits pour lesquels la relation d'interpolation issue du réseau de neurones est moins adaptée.

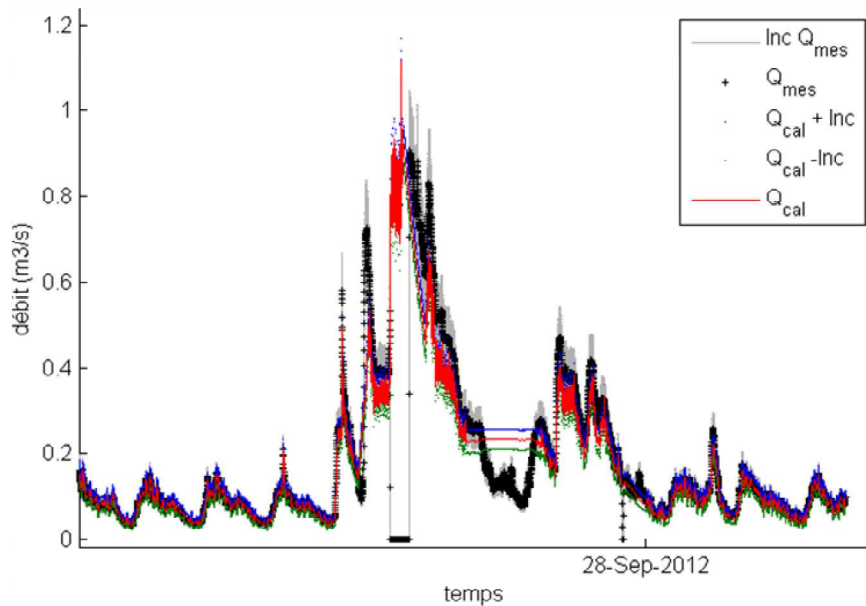
**Remarque 2 :** Même si l'incertitude relative est importante sur les petits débits (parfois supérieure à 30 %), cela se traduit par une gamme de variation faible en absolu. Au contraire, une incertitude relative faible ( $< 10\%$ ) sur les débits importants correspond parfois à une gamme de variation en absolu qui peut se révéler importante. Ceci est clairement visible sur la figure 4.11 qui présente le débit calculé pour le Routhouan associé à son enveloppe d'incertitude correspondant aux bornes minimum et maximum comparé aux données mesurées sur site sur une période d'un mois et demi.

CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.11: Bornes minimum et maximum d'incertitudes pour la relation h/Q du Routhouan : sur un mois et demi de données (en haut) - sur un évènement pluvieux (en bas)



## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS



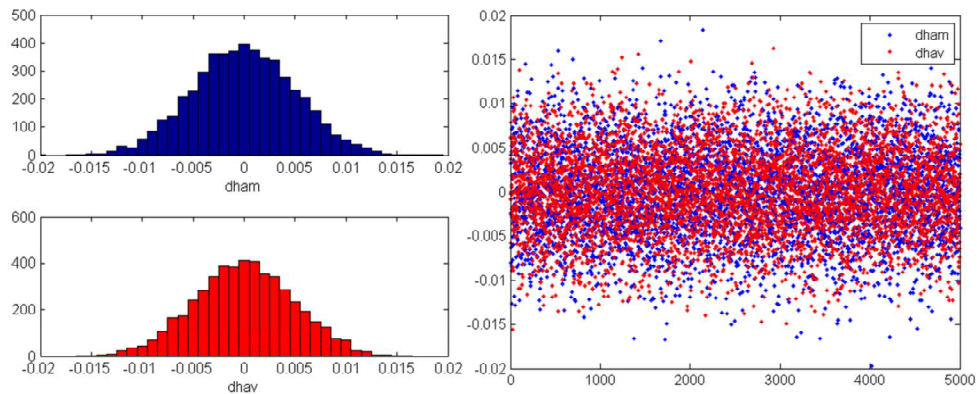
### Monte Carlo

Enfin, la méthode de Monte-Carlo a également été mise en place pour calculer les incertitudes et comparer les trois méthodes. Pour ce faire, des perturbations de hauteur d'eau ( $dh_{am}$ ,  $dh_{av}$ ) sont ajoutées aux valeurs de hauteur effectivement mesurées à l'amont et à l'aval. La distribution des erreurs relatives sur le débit est ensuite simulée en calculant, avec la formule issue du réseau de neurones, le débit associé aux variables d'entrées modifiées :  $Q(h_{am} + dh_{am}, h_{av} + dh_{av})$ . Dans l'exemple du Steingiessen, 5000 valeurs de  $dh_{am}$  et 5000 valeurs de  $dh_{av}$  ont été tirées au hasard sur une loi normale centrée d'écart-type 0.005 m (cf. Figure 4.12).

**Remarque 1 :** Le choix de la loi normale d'où sont issues les perturbations de hauteur d'eau ( $dh_{am}$ ,  $dh_{av}$ ) et en particulier celui de l'écart-type conditionne fortement les résultats de cette méthode d'évaluation des incertitudes. Ici, le choix s'est porté sur un écart-type de 0.005 m de manière à avoir un intervalle de confiance à 95% de 1 cm, soit la sensibilité du capteur. Cela permet de comparer les résultats aux incertitudes calculés avec les autres méthodes.

CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.12: Perturbations associées aux mesures amont et aval ( $dh_{am}, dh_{av}$ ) pour le calcul d'incertitudes avec la méthode de Monte-Carlo

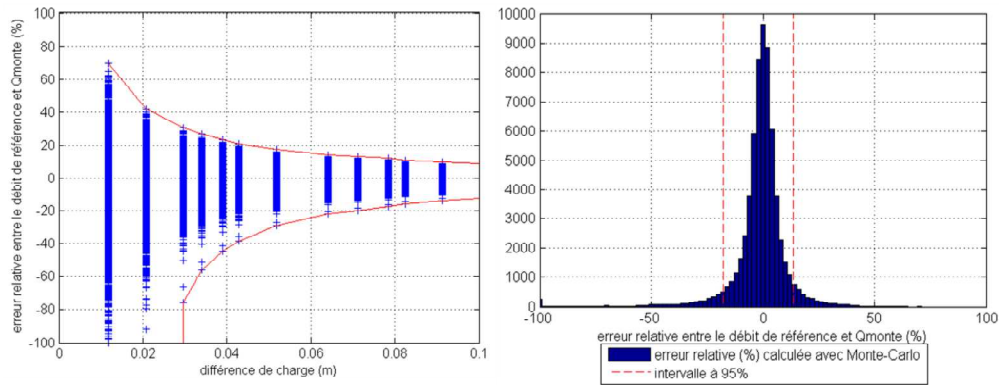


Ces valeurs ont ensuite été additionnées aux valeurs de  $(h_{amont}, h_{aval})$  pour différents couples représentatifs de divers différences de charges. Dans le cas présent, treize couples ont été choisis, un pour chacune des gammes de différences de charges ( $dh$ ) considérées :

$dh < 0.02m$	$0.02 < dh < 0.025 m$	$0.025 < dh < 0.03 m$
$0.03 < dh < 0.035 m$	$0.035 < dh < 0.04 m$	$0.04 < dh < 0.05 m$
$0.05 < dh < 0.06 m$	$0.06 < dh < 0.07 m$	$0.07 < dh < 0.075 m$
$0.075 < dh < 0.08 m$	$0.08 < dh < 0.09 m$	$0.09 < dh < 0.1 m$
$0.1 < dh < 0.11 m$		

A l'instar du calcul d'incertitude avec la méthode des bornes, les résultats obtenus avec la méthode de Monte-Carlo mettent en évidence une dissymétrie marquée (cf. Figure4.13). De plus, cette méthode de calcul entraîne une incertitude de 40 % pour 4 cm de différence de charge, ce qui semble plus élevé que pour les deux autres méthodes. On extrait ensuite de ces résultats un histogramme représentant l'ensemble de ces incertitudes relatives (en tout 60 000). Cet histogramme est bien centré puisque la moyenne se situe à -0.15 %. Un intervalle de confiance à 95 % a ensuite pu être identifié (cf. Figure 4.13).

FIGURE 4.13: Evaluation de l'incertitude de la relation  $h/Q$  du Steingjessen vis-à-vis de la sensibilité des capteurs en fonction de la différence de charge par la méthode de Monte-Carlo

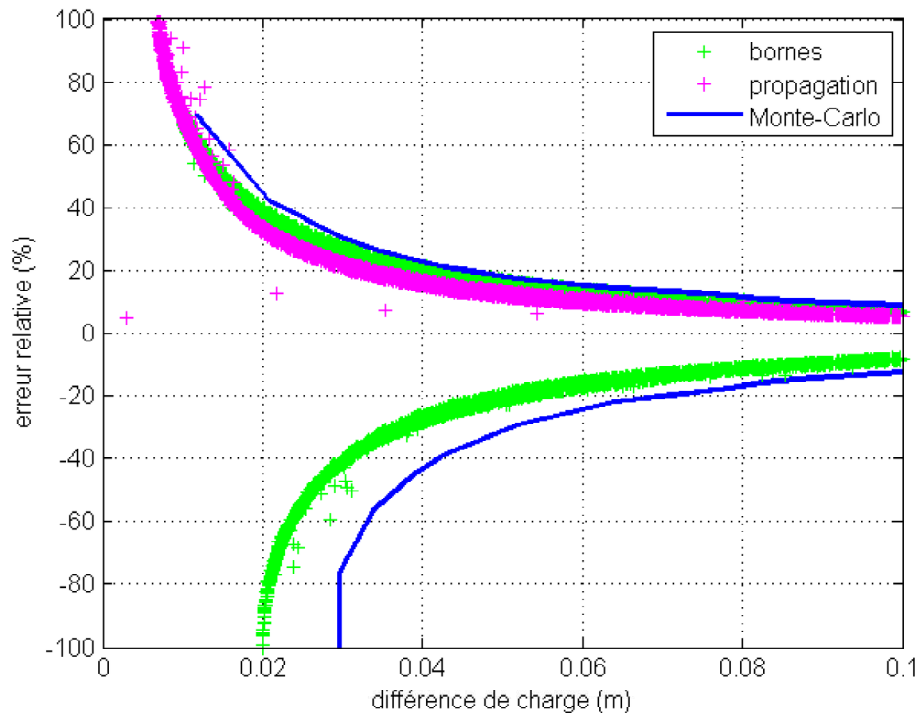


**Remarque 2 :** L'histogramme présenté ici est dépendant des couples  $(h_{amont}, h_{aval})$ . On a choisit ici 13 couples au hasard présentant diverses différences de charges. Néanmoins, ils ne sont pas forcément représentatifs de l'ensemble des couples disponibles. De plus, aucune pondération n'a été mise en place pour favoriser les gammes de couples les plus courants.

### Conclusion sur le calcul d'incertitudes

Ces différentes méthodes d'évaluation des incertitudes associées à la propagation de la précision du capteur dans la relation d'interpolation issue du réseau de neurones peuvent être comparées entre elles (cf. Figure 4.14). Les résultats obtenus sont relativement similaires. On notera néanmoins qu'en plus de ne pas être capable de mettre en évidence la dissymétrie existante entre les valeurs d'incertitudes positives et négatives, le calcul de propagation des incertitudes, semble sous-estimer légèrement les incertitudes associées à ce type d'instrumentation.

FIGURE 4.14: Comparaison des différentes techniques d'évaluation des incertitudes sur le site du Steingiessen



Au final, pour le cas du Steingiessen considéré, une différence de charge supérieure à 4 cm entraîne une incertitude associée à la mesure avec la relation  $h/Q$  considérée, inférieure à 40 %.

## 4.4 Validation de la méthodologie

### 4.4.1 Confrontation à d'autres technologies en temps sec comme en temps de pluie : Milan

On s'attache ensuite à tester la relation hauteurs/débit issue du réseau de neurones sur des chroniques de hauteurs d'eau issues du site afin d'ajuster éventuellement le zéro des capteurs l'un par rapport à l'autre et valider ce calage sur toute la durée de la chronique. Cette étape de validation de la loi inclut parfois

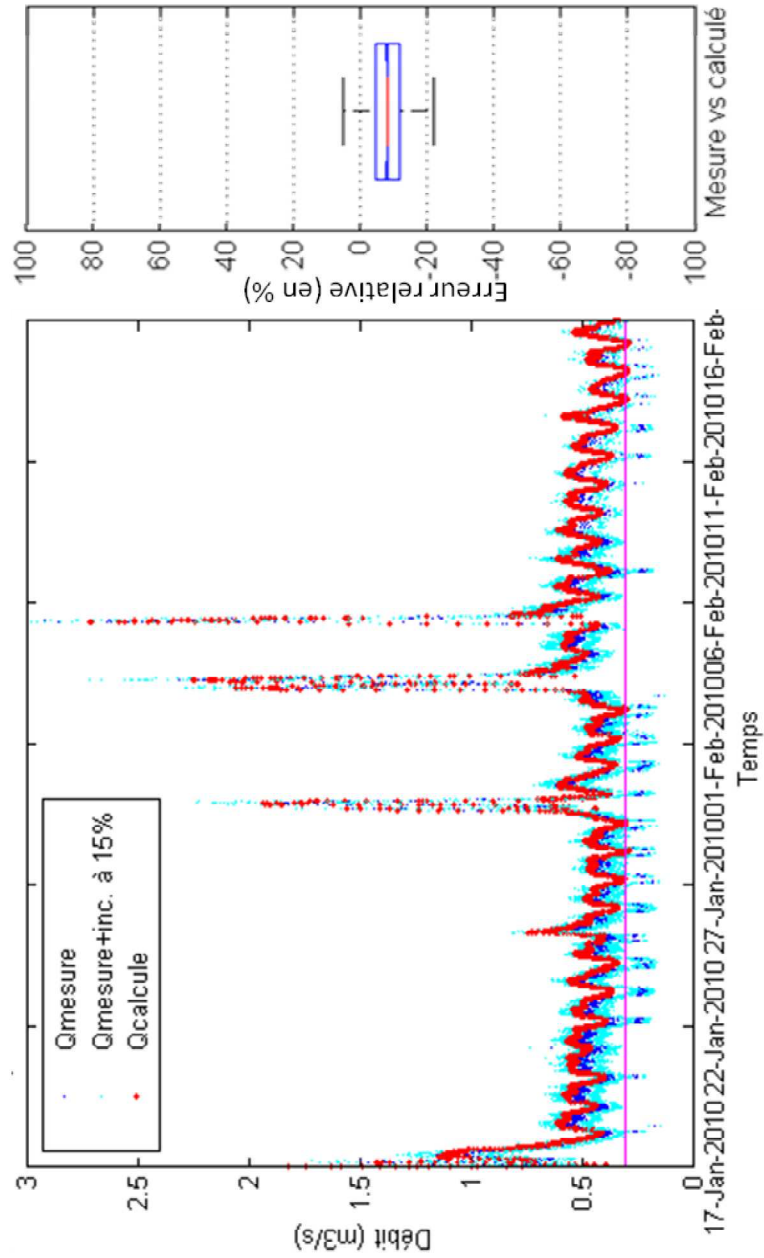


#### CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

un filtrage des données d'entrée et notamment des incohérences hydrauliques (par exemple des points situés dans la zone 1 de l'abaque présenté dans la figure 4.2). Dans ce cas, un algorithme de lissage robuste basé sur le calcul de la médiane mobile d'ordre 10 peut par exemple être utilisé (cf. [75]). La méthodologie d'instrumentation a ensuite été mise en place sur une chronique de 1 mois présentant aussi bien des périodes de temps sec que des périodes de temps de pluie. A l'instar de la méthodologie de Barré de Saint-Venant, on retrouve une très bonne adéquation qualitative entre les résultats de la méthode dite "courbe de remous" et le débit mesuré par les cordes de vitesse (cf. Figure 4.15). D'un point de vue quantitatif, l'erreur relative entre ces deux sets de données est en moyenne de 8 % environ, avec 75 % des débits calculés présentant un écart relatif avec les débits mesurés compris entre 5 et 12 %. Pour cette évaluation de l'erreur nous avons pris en compte l'ensemble du mois de données disponibles en excluant les valeurs de débits mesurés qui décrochent ( $Q < 0.3m^3/s$  en rose sur la figure associée).

CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.15: Résultats du modèle “courbe de remous” appliqué au collecteur Milan (à gauche) et erreur relative associée (à droite)

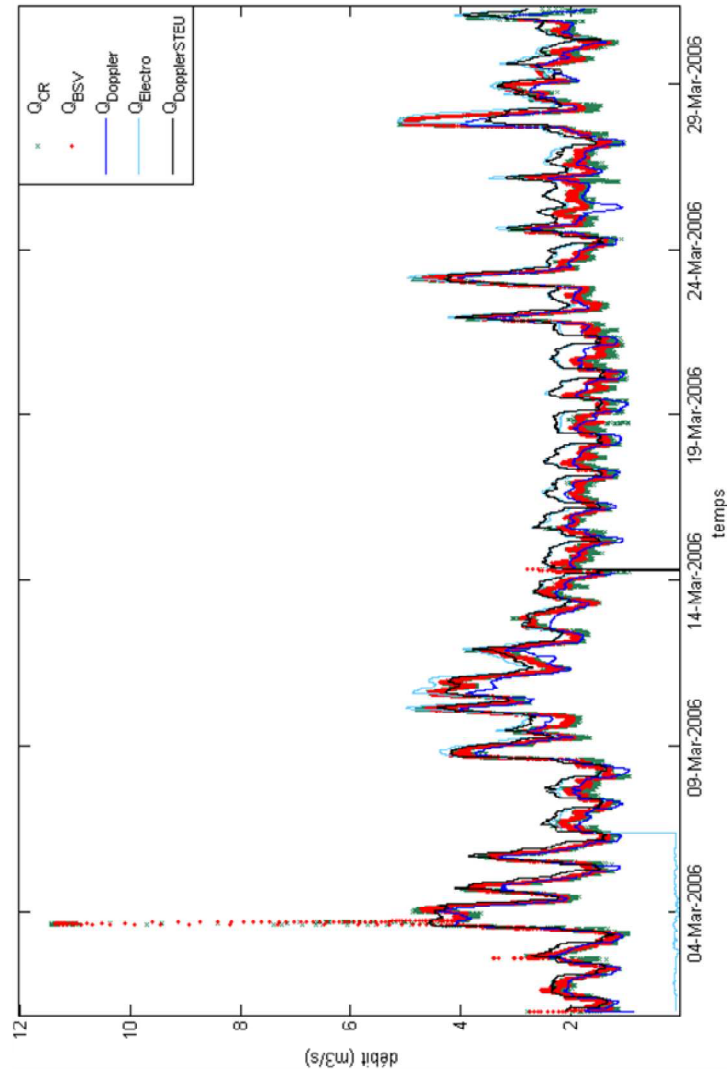


#### 4.4.2 Confrontation au modèle de Barré de Saint-Venant sur le site du Steingiessen

Une confrontation des résultats des modèles “Barré de Saint-Venant” et “courbe de remous” permet de valider ou d’infirmier l’hypothèse des effets transitoires faibles. Un exemple est présenté dans la figure 4.16 sur le site du Steingiessen modélisé à la fois avec un code Barré de Saint-Venant (CFL 100, CFL des caractéristiques 5) et la relation d’interpolation identifiée à partir d’un modèle de l’équation de la courbe de remous et d’un réseau de neurones (18 neurones). On y retrouve clairement les variations quotidiennes du débit lors du temps sec entrecoupées par les variations brutales du débit lors des évènements pluvieux. Ces résultats ont également été comparés à des données issues des trois dispositifs de mesure disponibles sur le site du Steingiessen (le capteur Doppler dans le réseau  $Q_{DopplerRes}$  et les capteurs électromagnétique  $Q_{Electro}$  et à effet Doppler  $Q_{DopplerSteu}$  de la station de traitement des eaux usées à l’aval).

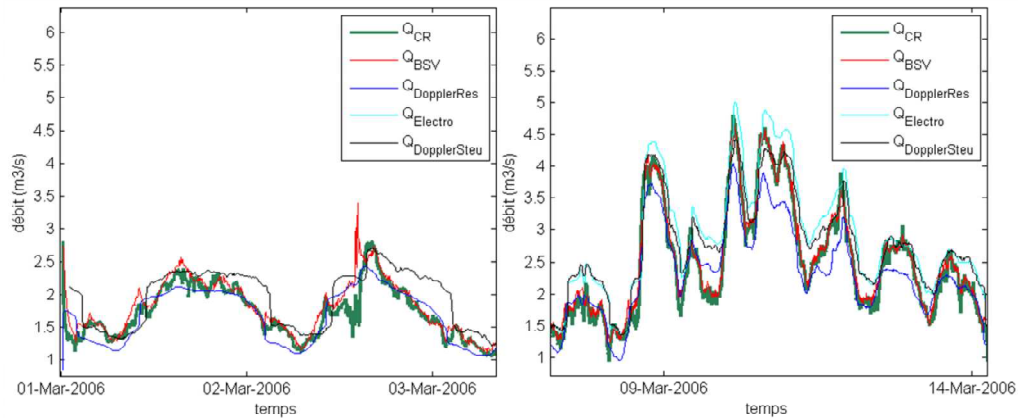
#### CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

FIGURE 4.16: Comparaison des résultats de la méthodologie aux résultats de Barré de Saint-Venant et aux débits mesurés



Un zoom sur une période de temps sec et un évènement pluvieux montre à la fois que l'hydrogramme calculé respecte la forme et est en phase avec l'hydrogramme mesuré mais également que le code tient compte des variations brutales du débit lors d'un évènement pluvieux (cf. Figure 4.17).

FIGURE 4.17: Zoom sur une période de temps sec (à gauche) et un évènement pluvieux (à droite)



**Remarque :** Une approche intermédiaire, présentant des similarités en termes d'applications, a été proposée par Dottori *et al.* (cf. [33]). Cette méthode d'instrumentation, nommée DyRaC, a été développée dans le contexte de l'estimation de débits de crue en rivière. Elle propose la résolution d'une équation algébrique non-linéaire par Newton-Raphson entre deux sections transversales associées à des mesures de hauteurs d'eau. Elle requiert néanmoins la résolution de l'équation de manière itérative, ce qui est difficilement implémentable à l'heure actuelle dans un transmetteur.

## 4.5 Conclusions sur cette méthodologie et perspectives

### 4.5.1 Conclusion

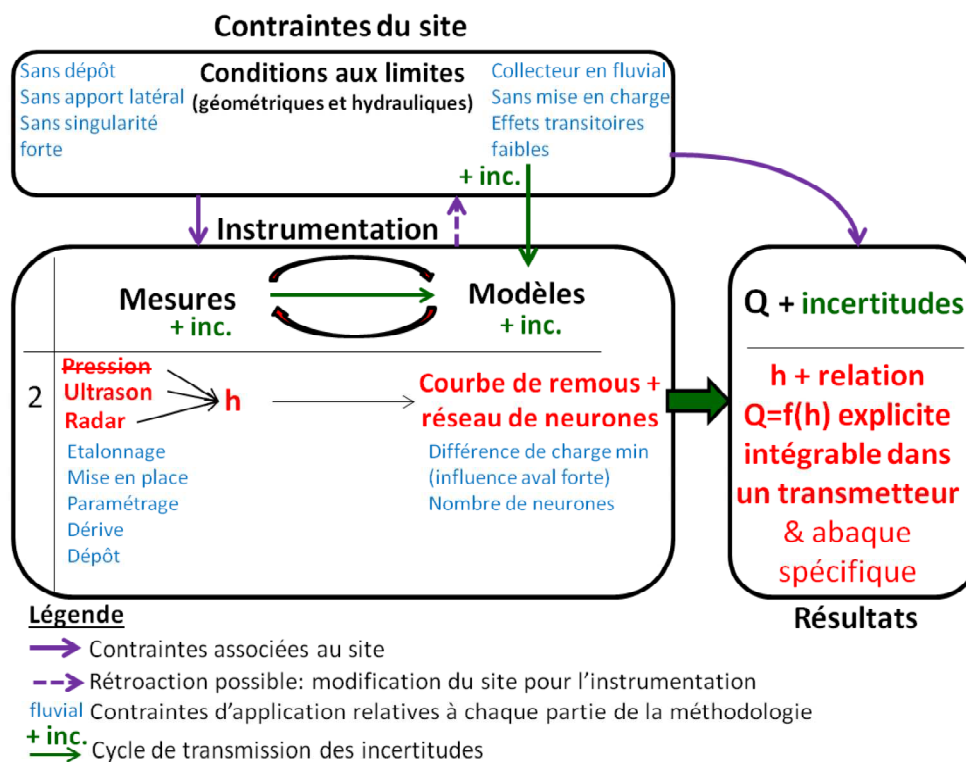
La mise en place de cette méthodologie sur différents sites réels a permis de valider son applicabilité vis-à-vis des contraintes de sites réels. Il en ressort que cette méthode permet d'évaluer les débits en sections courantes associés à des incertitudes acceptables, si tant est que les conditions d'applications soient respectées (notamment l'hypothèse des effets transitoires faibles) et que les données d'entrée soient de bonne qualité. De plus, une relation hauteur/débit explicite peut-être identifiée à l'aide d'un réseau de neurones. Cette relation peut être

## CHAPITRE 4. MÉTHODOLOGIE SIMPLIFIÉE : COURBE DE REMOUS

intégrée dans un transmetteur de capteur ou éventuellement en post-traitement. Néanmoins, la confrontation aux contraintes de terrain a également permis d'identifier certaines limites relatives à cette méthodologie, notamment la sensibilité de la méthode à la pente de la ligne piézométrique. En effet, si cette pente se révèle trop faible (soit une différence de charge < 3 cm), l'incertitude sur l'évaluation du débit est trop importante pour que cette mesure puisse être considérée comme représentative.

En conclusion, cette méthodologie d'instrumentation repose bien sur le principe de synergie entre mesure et modèle, en intégrant les contraintes géométriques et hydrauliques du site. Son principe et ses contraintes peuvent donc être résumés par la figure 4.18.

FIGURE 4.18: Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des collecteurs avec le modèle de la courbe de remous : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 1D



### 4.5.2 Perspectives

Cette méthode d'évaluation du débit avec deux hauteurs d'eau et un code résolvant l'équation de la courbe de remous a fait l'objet de nombreux développements durant ce travail de thèse. Néanmoins, des travaux supplémentaires, d'ordre numérique mais également applicatif, sont à envisager afin de la finaliser. Dans cette optique, nous pouvons dégager deux axes de recherche principaux :

- Test de sensibilité de la méthode vis-à-vis des paramètres géométriques, notamment la pente, et de la calibration du coefficient de rugosité. Ces deux paramètres conditionnant fortement la validité des résultats, ils doivent donc être évalués avec précision. Une étude plus approfondie pour quantifier leurs impacts serait à considérer.  
Pour évaluer l'influence de la rugosité, on pourra par exemple procéder à une analyse de sensibilité des résultats de débit à la rugosité, en considérant une gamme de rugosité, comprise par exemple entre 0.1 à 1.5 mm, ainsi que recommandé par Hager (cf. [53]).
- Qualifier les effets transitoires faibles. Il serait, en effet, intéressant d'identifier les limites d'application de la méthode en termes d'effets transitoires.

# **Discutons un peu pour conclure sur les méthodologies d'instrumentation des collecteurs avec deux hauteurs d'eau**

Malgré l'applicabilité de ces méthodes, la mise en place de ces méthodologies sur sites réels a permis de dégager un certain nombre de problématiques ou de contraintes à prendre en compte. Celles-ci font l'objet des discussions suivantes.

## **De l'importance du capteur, son étalonnage et son paramétrage**

Ces deux méthodologies d'instrumentation se basent sur un type unique de variables d'entrée : la hauteur d'eau mesurée par des dispositifs non-intrusifs. Ce choix a été effectué pour des raisons techniques et financières, de réduction de maintenance et de fiabilité de la mesure (cf. Etat de l'art précédent). Néanmoins, le choix de la technologie de ce capteur (radar ou US), sa mise en place et son paramétrage conditionnent fortement la pertinence des résultats obtenus. Le paragraphe suivant vise donc à mettre en évidence les différentes problématiques liées au capteur pour l'application des méthodologies proposées.



## **Choix de la technologie de mesure**

L'ensemble de ces méthodes d'instrumentation sont associées à des technologies de mesure émergées. Le choix de la technologie acoustique ou électromagnétique dépend principalement de l'environnement du site et notamment des variations de température qu'on y rencontre. Ainsi, si cette variabilité est forte, on privilégiera un capteur radar, dans le cas contraire, une technologie à ultrasons est suffisante.

## **Définition du paramétrage**

### **Horodatage**

Ces méthodes utilisent les deux mesures de hauteur d'eau comme conditions aux limites du modèle afin de calculer un débit à un instant donné. Il sera donc nécessaire de bénéficier d'un horodatage précis associé aux mesures des deux capteurs, le mieux étant encore de disposer de ces informations au même pas de temps.

### **Fréquence d'acquisition des capteurs**

Le choix de la méthode d'instrumentation à adopter dépend de l'importance des effets transitoires dans la section courante considérée. Il est donc nécessaire d'évaluer l'importance de ces effets et en particulier, d'identifier s'ils sont pris en compte dans la mesure en les comparant à la fréquence d'acquisition des capteurs.

Ainsi, en moyenne, la vitesse de l'écoulement en réseau d'assainissement est de l'ordre de 1 m/s. Avec une distance entre les deux dispositifs de mesure comprise entre 50 et 80 m (distance entre deux regards successifs), la prise en compte des effets transitoires correspondant nécessite une fréquence d'acquisition de la mesure inférieure à 2 minutes. En général, cette fréquence d'acquisition en réseau d'assainissement varie entre 2 et 5 minutes, ce qui ne permet de capter que les effets transitoires associés à des vitesses faibles.

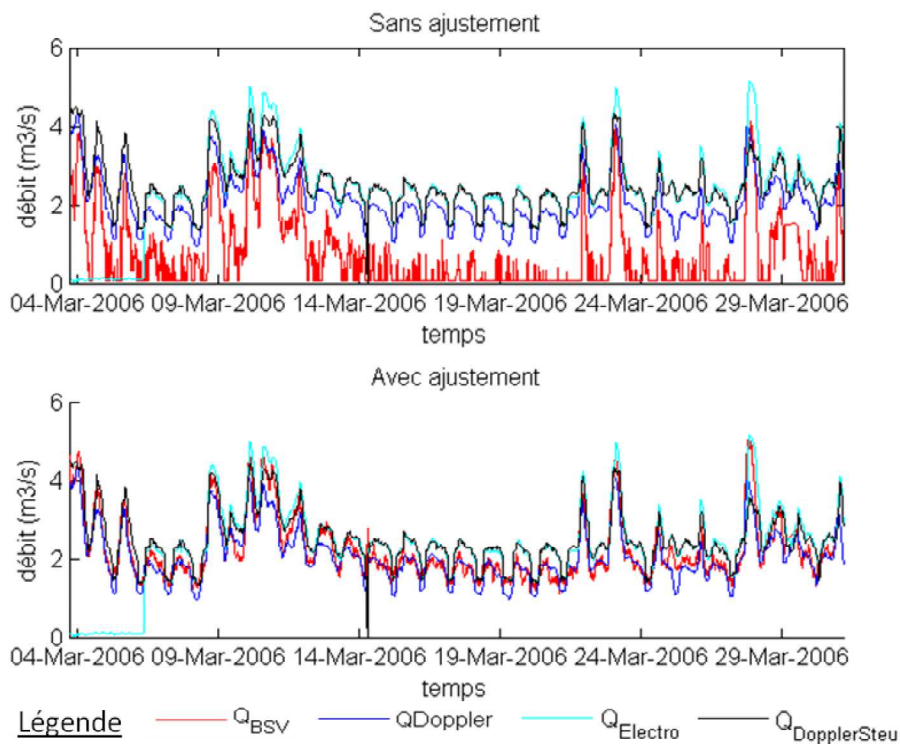
## **Contraintes associées à la mise en place**

### **Étalonnage du capteur**

### Discussion sur l'instrumentation des collecteurs

Les méthodes d'évaluation du débit présentées précédemment sont extrêmement sensibles à la mise en place des capteurs, et en particulier à l'étalonnage précis de leur zéro. En effet, bien que le modèle puisse théoriquement calculer un débit à partir des deux hauteurs d'eau sans paramètre à caler, il arrive que le débit obtenu par simulation ne soit pas cohérent avec les mesures temporaires disponibles. Un étalonnage du zéro des capteurs peut être réalisé dans le modèle sur les données de temps sec, intéressantes pour leur répétabilité. Ainsi, l'ensemble des cas d'application présentés ici ont fait l'objet d'un ajustement de ces données d'entrée lors de la mise en place des capteurs. En pratique, quelques millimètres ont été ajoutés ou soustraits aux données de hauteur d'eau amont et/ou aval dans le modèle pour caler le zéro des capteurs de hauteur d'eau. Dans le cas du Steingiessen par exemple, 15 mm ont été otés à la hauteur aval (cf. Figure 4.19).

FIGURE 4.19: Exemple de résultats sur le Steingiessen avec ou sans ajustement du zéro des capteurs

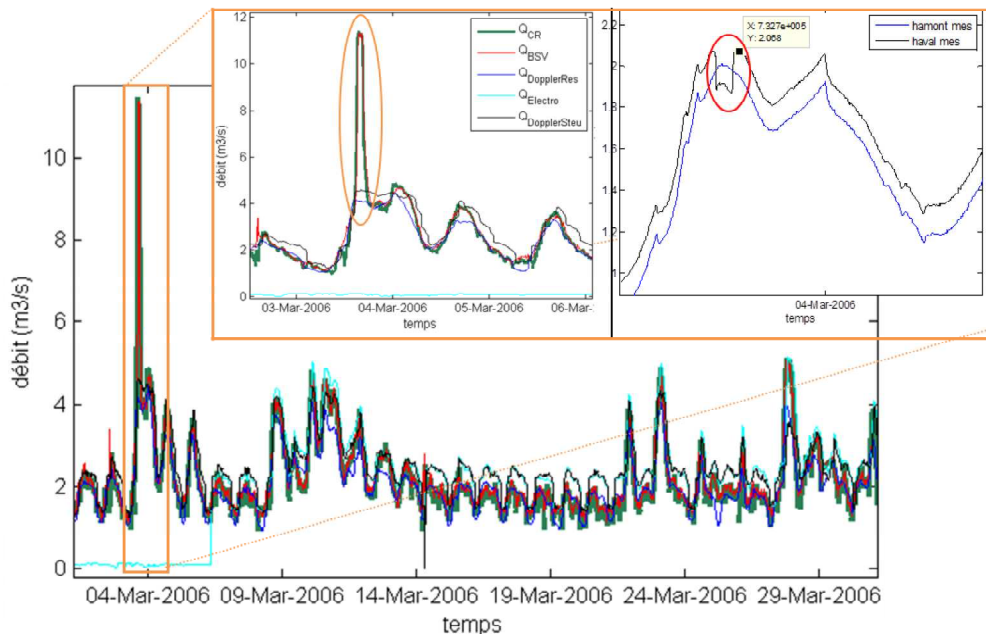


Exemple : Il arrive que le zéro du capteur varie dans le temps, pour des raisons anthropiques (maintenance du capteur), ou non : un réétalonnage doit être effectué sur site dès qu'une dérive est constatée sur les données.

### Mise en charge

De plus, la mise en place des capteurs doit tenir compte d'une éventuelle mise en charge possible du collecteur (ou d'un remplissage conséquent fréquent). En effet, une mesure de mauvaise qualité d'une des deux hauteurs d'eau (due à une saturation du capteur lorsque le niveau atteint la "zone morte" par exemple (cf. paragraphe 1.2) entraîne des calculs de débits complètement erronés, comme cela est illustré sur l'exemple du Steingiessen suivant (cf. Figure 4.20) :

FIGURE 4.20: Pic de débit improbable calculé par la méthode et du à une saturation du capteur aval

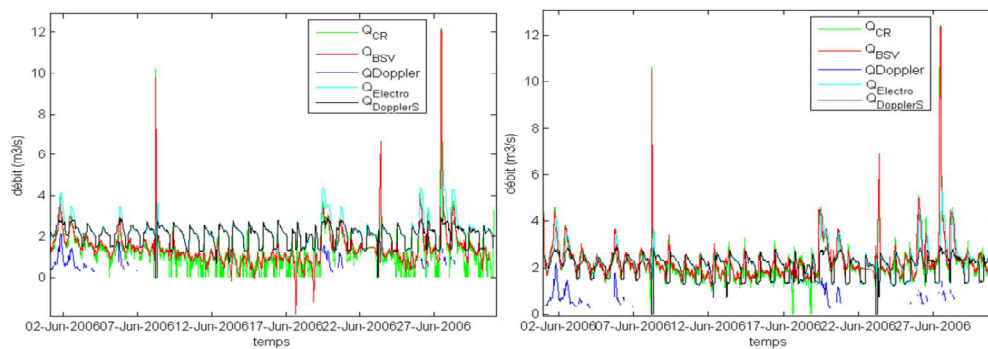


**Remarque :** Si la mise en charge est possible, on pourra sécuriser la mesure de hauteur d'eau en associant une mesure de hauteur par piézomètre, en plus du dispositif de mesure sans contact nécessaire pour l'instrumentation.

## Dérive

Enfin, les méthodologies d'instrumentation proposées permettent d'identifier rapidement les dérives de mesure qui pourront éventuellement faire l'objet d'un réajustement temporaire dans le modèle, à l'instar de l'étalonnage du zéro (cf. Figure 4.21).

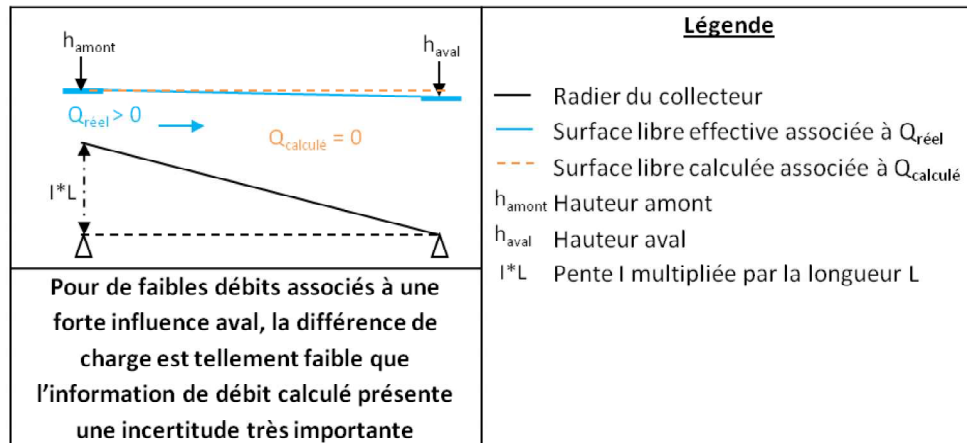
FIGURE 4.21: Réajustement du zéro du capteur dans le cas d'une dérive : identification d'une dérive (à gauche), résultats avec réajustement du zéro (à droite)



## Problème de l'influence aval trop importante

Cette méthode nécessite une différence de charge minimum pour permettre l'obtention de résultats satisfaisants. En général, une différence de charge de quelques centimètres ( $\geq 3$  cm) est suffisante. Un débit faible associé à une influence aval très importante entraîne donc une incertitude conséquente sur le débit évalué (cf. Figure 4.22).

FIGURE 4.22: Schéma de principe de l'influence aval sur la méthode d'instrumentation



**Remarque :** Une faible différence de charge entre les deux dispositifs peut également avoir lieu lorsque la distance entre les deux capteurs de hauteur d'eau n'est pas suffisante : les deux dispositifs mesurent la même information. Dans ce cas, la méthodologie proposée est difficilement applicable en l'état. La modification de l'emplacement d'un des deux capteurs est donc requise.

## Problématique associée aux dépôts

Le dépôt demeure une problématique importante de cette technique de mesure. En effet, les deux méthodologies proposées nécessitent une information de hauteur d'eau précise aux deux points du réseau. La présence de dépôt peut conduire à une évaluation de débits erronés (cf. Figure 4.23).

FIGURE 4.23: Schéma de principe de l'influence du dépôt sur la méthode d'instrumentation

DEPOTS AMONT		
	<p>En présence de dépôts à l'amont, le capteur associé mesure une hauteur d'eau <math>h_{\text{amont}}</math> correspondant à ce dépôt → le calcul du débit associé est donc non nul même s'il n'y a pas d'eau dans le collecteur.</p>	<p>De même, si la hauteur aval <math>h_{\text{aval}}</math> est non nulle mais que son influence n'atteint pas la zone de mélange, la présence de dépôts au niveau de <math>h_{\text{amont}}</math> peut entraîner le calcul d'un débit non nul alors qu'il l'est dans la réalité.</p>
DEPOTS AVAL		<p><b>Légende</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Radier du collecteur</li> <li>— Surface libre effective associée à <math>Q_{\text{réel}}</math></li> <li>- - - Surface libre calculée associée à <math>Q_{\text{calculé}}</math></li> <li>■ Dépôts</li> <li><math>h_{\text{amont}}</math> Hauteur amont</li> <li><math>h_{\text{aval}}</math> Hauteur aval</li> <li><math>I*L</math> Pente <math>I</math> multipliée par la longueur <math>L</math></li> </ul>
	<p>En présence de dépôts à l'aval, la mesure de hauteur d'eau associée peut être surévaluée → le débit calculé dans ce cas est inférieur au débit réel</p>	

## Conclusion sur la partie II

Pour conclure sur la partie II, revenons sur les verrous techniques et scientifiques visés et faisons le point sur les solutions adoptées dans les méthodologies pour les résoudre (cf. Tableau 4.1).

Discussion sur l'instrumentation des collecteurs

TABLE 4.1: Comment a-t-on fait sauté les verrous techniques et scientifiques associés à la partie II ?

Type de verrous	Verrous	Solutions dans la méthodologie
Techniques	Comment instrumenter des ouvrages au fonctionnement hydraulique complexe à l'aide d'une technologie fiable et un minimum d'entretien ?	A l'aide de deux mesures de hauteur d'eau non intrusives associées à une modélisation 1D du site capable de reproduire des fonctionnements hydrauliques complexes. On s'intéresse principalement aux écoulements fluviaux.
	Développer une méthode opérationnelle: identification d'une relation h/Q intégrable dans un transmetteur (ou en post-traitement)	Un modèle simplifié, basé sur l'équation de la courbe de remous, a été développé pour améliorer l'opérationnalité de la méthode générale de Barré de Saint-Venant. Il a été associé à un outil de type « réseau de neurones » afin d'identifier une relation paramétrée explicite reliant les hauteurs d'eau amont et aval au débit (dans l'hypothèse où les effets transitoires sont faibles)
	Applicabilité de la méthode (validation sur site, création d'outils d'aide à la décision, validation de données,...)	Méthodes confrontées aux contraintes de différents sites aux caractéristiques diverses (géométrie singularités, écoulement influencé ou pas, ...) – Elaboration d'un guide méthodologique
	Comment calculer et minimiser l'incertitude sur la mesure ?	La variabilité des conditions aux limites est directement intégrée dans la méthodologie utilisant la courbe de remous. Un abaque théorique représentant les différents fonctionnements hydrauliques du collecteur considéré et facilitant l'analyse de données peut être créé. L'incertitude associée à la précision des capteurs peut, elle, être calculée et transmise dans la relation h/Q explicite, à l'aide d'un calcul de bornes, de la loi de propagation des incertitudes ou encore d'une méthode de Monte-Carlo.
Scientifiques	Quel paramétrage du modèle définir pour reproduire les écoulements complexes étudiés ?	Ces choix ont été justifiés par la bibliographie, notamment par des travaux de l'équipe de recherche antérieurs à mon travail de thèse.
	Comment évaluer un débit à partir de l'équation de Barré de Saint-Venant par un changement de variable d'état dans le traitement des conditions limites ?	En utilisant la méthode des caractéristiques pour traduire ces conditions limites dans le modèle

## **Troisième partie**

# **Méthodologies d'instrumentation appliquées aux ouvrages non standard**



# Introduction à la partie III

Nous avons vu en bibliographie que les contraintes géométriques et hydrauliques des ouvrages dans les réseaux d'assainissement, en particulier les déversoirs d'orage, rendent la mise en place d'une instrumentation respectant les standards difficile (voire impossible) à mettre en oeuvre. Des méthodologies sont donc présentées dans ce travail permettant de prendre en compte certaines de ces particularités pour favoriser l'instrumentation, où à défaut de les modifier de manière pertinente pour ce même objectif.

On s'attachera en particulier dans cette partie (cf. Tableau 4.2) :

- à l'instrumentation des Venturi et déversoirs non-standard et régimes hydrauliques variés,
- avec des modèles permanents ou pseudo-permanents, adaptés pour l'instrumentation,
- tout en tenant compte de la variabilité des conditions aux limites et de la précision du capteur.

TABLE 4.2: Centres d'intérêts de la partie 3

		Collecteur	Venturi		Déversoir d'orage		
			Standard	Non-standard	Standard		Non-standard
					Frontal	Latéral	
Régime	Fluvial	Connu	noyé	noyé	Connu	Connu	Travaux engagés
	Torrentiel	Connu	à avaler	à avaler	Manque d'information	Manque d'information	Manque d'information
	Transcritique	Connu	Connu	Manque d'information	Information non adaptée	Connu	Manque d'information
Influence du déversé	Dénoyé	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Connu	Connu	Travaux engagés
	Noyé	Information non adaptée	Information non adaptée	Information non adaptée	Connu	Manque d'information	Manque d'information

**Légende**

Connu     
  Travaux engagés     
  Manque d'information     
  Information non adaptée

Centres d'intérêts de cette partie

		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage							
		Modèle (M)	Adapté à l'instrumentation (I)	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard			
				M	I	M	I	Frontal		Latéral		M	I		
Variabilité dans le temps	Permanent														
	Pseudo-permanent														
	Transitoire														
Variabilité dans l'espace	Uniforme														
	Non-uniforme														

**Légende**

Connu     
  Travaux engagés     
  Manque d'information     
  Information non adaptée

Centres d'intérêts de cette partie

Incertitudes		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage							
		(I) Facilité d'intégration	(E) Etudes existantes	Standard		Non-standard		Standard				Non-standard			
				I	E	I	E	Frontal		Latéral		I	E		
Conditions aux limites géométriques															
Conditions aux limites hydrauliques															
Précision du capteur															

**Légende**

Connu     
  Travaux engagés     
  Manque d'information

Centres d'intérêts de cette partie

A l'image de la méthodologie précédente adaptée aux collecteurs, l'instrumentation proposée ici est basée sur des technologies de mesures de la hauteur d'eau sans contact avec le flux (ultrasons ou radars). Ces mesures seront ensuite associées à un modèle numérique capable de prendre en compte des conditions aux limites (internes et externes) complexes. De ce fait, l'utilisation d'un modèle CFD à trois dimensions semble particulièrement adaptée. Les caractéristiques uniques de chaque ouvrage empêchent les résultats de cette méthodologie d'être généralisables. Nous proposons donc de détailler la méthode en illustrant chaque

étape clé par un exemple aux caractéristiques particulières.

Au final, cette partie s'attache à résoudre les verrous techniques et scientifiques détaillés dans le tableau 4.3.

TABLE 4.3: Verrous techniques et scientifiques associés à la méthodologie d'instrumentation des ouvrages complexes

<b>Verrous techniques</b>	Comment instrumenter des ouvrages à géométrie ou fonctionnement hydraulique complexe à l'aide d'une technologie fiable et un minimum d'entretien ?
	Développer une méthode opérationnelle: identification d'une relation $h/Q$ intégrable dans un transmetteur (ou en post-traitement)
	Applicabilité de la méthode (validation sur site, création d'outils d'aide à la décision, validation de données,...)
	Comment identifier la localisation du capteur la plus adaptée
	Quelles recommandations de modifications de la géométrie proposer pour améliorer la mesure du débit ?
	Comment calculer et minimiser l'incertitude sur la mesure ?
<b>Verrous scientifiques</b>	Quel paramétrage du modèle définir pour reproduire les écoulements complexes étudiés ?
	Comment définir les conditions aux limites (hydraulique et géométrique) représentatives du fonctionnement de l'ouvrage et prendre en compte leur variabilité dans le modèle ?

# Chapitre 5

## Comment utiliser les particularités des géométries existantes pour l'instrumentation ?

Dans ce chapitre, nous proposons une méthodologie permettant l'instrumentation des ouvrages non standard mais présentant des facteurs propices.

### 5.1 Principe

Le principe de cette méthodologie est de tirer parti du passage de l'**écoulement par la hauteur critique** pour instrumenter les réseaux d'assainissement, quelle que soit la géométrie ou les contraintes associées à l'ouvrage. En effet, comme nous l'avons vu dans la bibliographie, ce type d'écoulement est à la base de toute évaluation du débit associant une mesure de hauteur d'eau et une section de contrôle (cf. 2.1.1). La seule différence réside dans le fait que la section de contrôle n'est pas standard, et présente des contraintes géométriques ou hydrauliques pouvant se révéler complexes.

L'emploi d'un modèle à trois dimensions de la mécanique des fluides permet de tenir compte de ces particularités. L'objectif final de ces simulations est d'identifier une relation hauteur/débit, tenant compte des spécificités du site, en alternative aux formules classiques de la littérature.

## *CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

### **5.1.1 A qui et quels ouvrages cette méthodologie s'adresse-t-elle ?**

La méthodologie ci-dessous s'adresse en particulier aux gestionnaires de réseaux d'assainissement qui cherchent à mettre en place ou à améliorer l'autosurveillance.

En effet, elle a été développée pour une application aux déversoirs d'orage à géométrie plus ou moins complexe avec ou sans influence du milieu naturel (influence aval dans la conduite déversée). De plus, cette méthode a également été étendue aux canaux Venturi non-standard, ou encore aux effets Venturi présents "naturellement" dans les réseaux d'assainissement à la suite d'une contraction latérale.

## **5.2 Sites d'application**

### **5.2.1 Présentation des sites et intérêts pour l'étude**

Cette méthode d'évaluation du débit uniquement à partir de mesures de hauteur d'eau a été mise en œuvre sur différents sites d'applications dont quatre seront employés par la suite pour illustrer nos propos :

- Le déversoir d'orage d'Herbet à Clermont-Ferrand (Clermont-Communauté) présentant un enjeu fort puisqu'il est le plus important de la ville de Clermont-Ferrand. Il sera utilisé par la suite pour illustrer le principe de la méthode ainsi que les calculs d'incertitudes.
- Le déversoir d'orage de Milan à Mulhouse qui présente la procédure permettant l'identification de la position la plus pertinente des capteurs de hauteur d'eau et l'intérêt de mettre en place plusieurs capteurs pour la fiabilisation de la mesure du débit déversé.
- Le déversoir d'orage de Krug (Besançon) sera employé pour illustrer la prise en compte de l'influence du milieu naturel dans la méthodologie.
- Enfin, la station de pompage de Branly (Colmar) associée à un enjeu très fort car responsable de plus de 70 % des rejets vers le milieu naturel, sera employée pour illustrer l'application de la méthode d'instrumentation aux canaux Venturi non-standard.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

Ces sites d'application présentent des caractéristiques très diverses en termes géométriques (type de déversoir, de crête,...) mais également hydrauliques (influence aval, singularité amont, débit déversé maximum,...) et sont présentés rapidement par la suite.

### 5.2.1.1 Présentation du site d'Herbet à Clermont-Ferrand

Le déversoir de Herbert (cf. Figure 5.1) est caractérisé par une crête de 10 m de long, dont la hauteur est de 20 cm à l'amont et de 27 cm à l'aval. La largeur de la crête est de 30 cm. A l'amont, un coude de 35° suivi d'une chute de 60 cm entraîne des perturbations dans l'écoulement, avec notamment la création d'un ressaut hydraulique de faible amplitude (ressaut ondulé, constaté sur site en temps sec) et d'une zone de dépôt à l'endroit où les vitesses sont plus faibles. A l'aval, une canalisation de Ø1500 d'une longueur de 33 m débouche sur une canalisation Ø1000, qui se met en charge pour les plus forts débits. Cette mise en charge a donc une influence sur l'amont.

FIGURE 5.1: Le déversoir d'orage d'Herbet



### 5.2.1.2 Présentation du site de Milan à Mulhouse

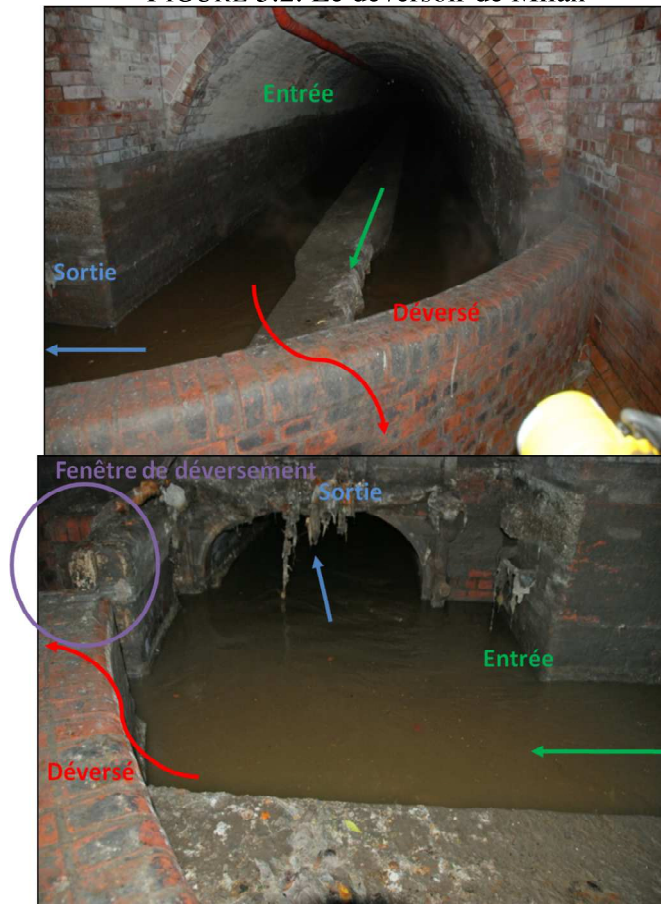
Le déversoir de Milan se situe à l'aval de la station de mesure étudiée dans la partie précédente (cf. partie II). La conduite d'entrée présente une géométrie particulière en forme de fer à cheval avec une banquette centrale. Ce collecteur amont à pente faible est donc caractérisé par un régime fluvial. La sortie aval conservée est caractérisée par un ovoïde de dimensions 0.9 m \* 1.6 m fonction-

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

nant en charge lors d'un déversement. La crête du déversoir est curviligne et présente la particularité d'avoir deux niveaux de déversement (cf. Figure 5.2) :

- un premier pour les débits faibles, caractérisé par une fenêtre de déversement de 50 cm de large sur 20 cm de haut (cf. encadré violet),
- un second sur l'ensemble des 5 m de la crête curviligne.

FIGURE 5.2: Le déversoir de Milan



### 5.2.1.3 Présentation du site de Krug à Besançon

Le déversoir Krug présente deux entrées circulaires, une constituée d'une conduite de diamètre 1.450 m avec une pente de 1.46%, l'autre d'un diamètre 2.5m avec une pente de 0.23 %. La sortie conservée est localisée dans le coin opposé des deux entrées et est constituée d'une section de passage rectangulaire,

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

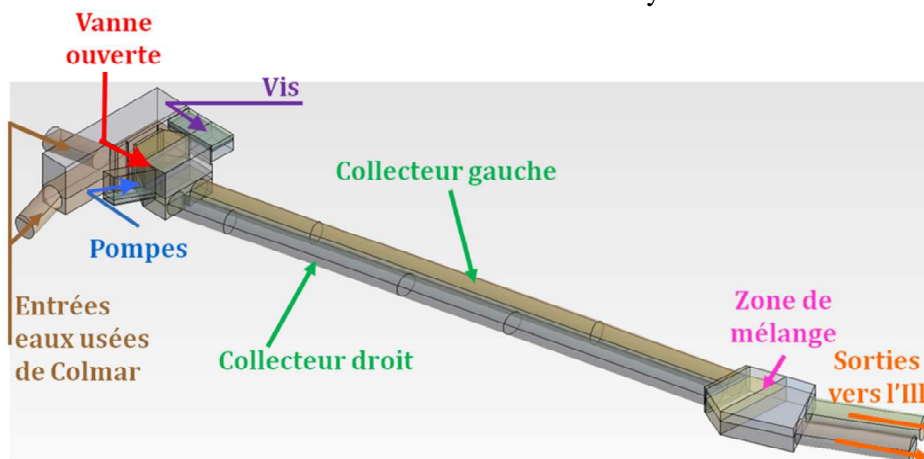
d'une largeur 1.12m. Nous observons 4 crêtes identiques, situées en face de la plus grande des entrées. Ces crêtes mesurent 1.1m de long et ont une hauteur de 0.77m ; au niveau de la sortie conservée, nous observons la présence un seuil mesurant 0.27m de haut et 1.12m de large (cf. Tableau 5.2).

### 5.2.1.4 Présentation de la station de pompage de Branly

La station de pompage de Branly est un site très complexe, composé de plusieurs éléments étudiés en détails de manière individuelle (cf. Figure 5.3) :

- 2 Vis sans fin
- Vanne
- Influence de la répartition des débits amont (EU de Colmar)
- Loi de vanne (en noyé)
- Pompes
- Conduites de décharge
- Sans influence du milieu naturel
- Avec influence du milieu naturel

FIGURE 5.3: Le site de Branly



On ne s'attachera dans ce mémoire qu'à l'instrumentation des deux conduites de décharge au niveau de la zone de mélange. Ces conduites de décharge sont circulaires de diamètre 2200 mm à pente faible et présentent une forte influence du milieu naturel à l'aval. De plus, une visite sur site a permis de mettre en évidence la présence d'un dépôt localisé dans la zone de mélange.



**CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES  
GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?**

**5.2.1.5 Résumé des caractéristiques géométriques et hydrauliques des sites**

En résumé, leurs caractéristiques géométriques et hydrauliques sont résumées dans le tableau 5.1.

TABLE 5.1: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des sites d'application

Caractéristiques		Déversoirs d'orage				Effet Venturi
		Herbet	Milan	Krug	Gray	Branly
Crête	Nombre	1	2 niveaux de déversement	4 fenêtres de déversement	1	/
	Type	Latérale haute	1 curviligne basse + 1 curviligne haute	Rectilignes basses	Curviligne haute	/
	Longueur	10 m	≈ 5 m	≈ 4.4 m au total	4 m	/
Amont	Type	Rectangulaire	Fer à cheval avec banquette centrale	2 circulaires	Circulaire	Chambre de mélange rectangulaire
	Dimensions	2 m * 4 m	2.25 m * 2.85 m	1: φ2500 2: φ1450	φ1200	Chambre de mélange: 6 m * 9 m
	Singularité	Coude et chute	/	2 entrées amont	/	Dépôts localisés
	Type d'écoulement	Transcritique	Fluvial	1: Fluvial 2: Torrentiel	Fluvial	Fluvial
Aval	Type	Circulaire	Ovoïde	Rectangulaire	Circulaire	Collecteur circulaire
	Dimensions	φ1500	0.9 m * 1.6 m	2.5 m*1.12 m	φ800	φ2200
	Singularité	/	/	Seuil h = 0.27 m	Pompe	/
	Type d'écoulement	En charge	Fluvial puis en charge	Fluvial	En charge	Fluvial avec influence
Déversé	Influence du déversé	Non	Non	Oui sans clapet	Oui avec clapet	/
	Débit max	4 m <sup>3</sup> /s	2.5 m <sup>3</sup> /s	3 m <sup>3</sup> /s	4 m <sup>3</sup> /s	/
	Dépôt	Localisé	Localisé	Faible	Localisé	/

**5.2.2 Schémas de fonctionnement**

Enfin, le fonctionnement de ces sites peut être explicité par les schémas du tableau 5.2.

CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

TABLE 5.2: Schémas de fonctionnement des sites d'applications

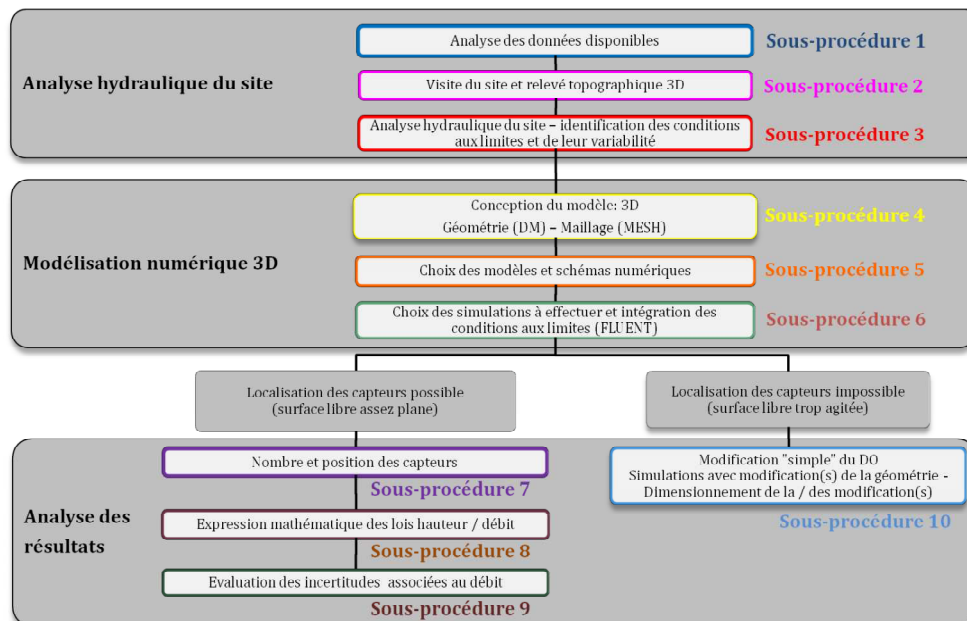
Sites	Schéma
Herbet	<p>Entrée, Coude 35°, 28.5 m, 10 m, 4 m, Déversé, Sortie conservée, Z free surface (m): 0.572, 0.322, 0.071, -0.179</p>
Déversoir d'orage Milan	<p>Sortie en charge, Entrée, Déversé, Fenêtre de déversement, Z free surface (m): 7.700e-001, 5.775e-001, 3.850e-001, 1.925e-001, 0.000e+000</p>
Krug	<p>Entrée 1, Entrée 2, Déversé, Sortie</p>
Effet Venturi Branly	<p>Entrée A, Entrée B, Zone de mélange, Sortie 1, Sortie 2</p>

### 5.3 Etapes de la méthodologie

La méthodologie proposée se compose de trois parties principales, se divisant en 10 sous-procédures qui seront détaillées par la suite (cf. Figure 5.4).

- La première phase de la procédure consiste en l'analyse hydraulique du site à instrumenter basée sur une visite de terrain permettant le relevé topographique précis de l'ouvrage ainsi qu'une analyse des données disponibles.
- La seconde phase revêt un caractère plus numérique puisqu'elle consiste en l'élaboration et l'utilisation du modèle numérique 3D de l'ouvrage avec une attention particulière portée à l'intégration de la variabilité des conditions aux limites dans le choix des simulations numériques à réaliser.
- Enfin la troisième et dernière phase permet de déterminer la localisation du / des capteur(s) de hauteur d'eau la plus adaptée compte tenu des résultats de simulations obtenues. Une fois ces capteurs positionnés, il est possible d'identifier la relation hauteur/ débit induisant un minimum d'incertitude.

FIGURE 5.4: Méthodologie générale divisée en 10 sous-procédures



## *CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

### **5.3.1 Analyse hydraulique du site**

L'analyse hydraulique du site est une étape capitale car elle détermine l'ensemble des choix effectués par la suite, notamment l'identification du domaine de calcul du modèle 3D et du type de conditions aux limites ainsi que leur variabilité. Elle se divise elle-même en trois sous-étapes.

#### **5.3.1.1 Sous-procédure 1 : Analyse des données disponibles**

Cette première étape de la phase 1 vise à collecter et étudier l'ensemble des documents disponibles concernant l'ouvrage à instrumenter. Ainsi, deux documents sont essentiels à une bonne analyse hydraulique du site :

- le plan de recollement de l'ouvrage (avec éventuellement des photographies) afin de disposer des dimensions de l'ouvrage,
- les profils en long des collecteurs amont et aval, pour obtenir les valeurs de pente et identifier les éventuelles singularités à l'amont et à l'aval.

On portera une attention particulière aux données de mesure collectées par les stations situées à proximité de l'ouvrage (hauteur d'eau, débits). Celles-ci peuvent, en effet, être des sources d'informations particulièrement intéressantes sur le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage en tant que tel, mais également sur la variabilité des écoulements rencontrés.

La multiplicité des informations recueillies permet d'analyser le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage de manière précise. Le modèle et le choix des simulations numériques à réaliser seront donc d'autant plus pertinents.

#### **5.3.1.2 Sous-procédure 2 : Visite du site et relevé topographique 3D**

L'analyse des données disponibles s'accompagne ensuite d'une visite du site, dans le but de :

- confirmer les informations collectées et ainsi les conclusions de l'analyse précédemment réalisée,
- vérifier qu'aucun élément important n'ait été oublié lors de l'étape précédente,
- effectuer un relevé topographique précis de l'ouvrage à modéliser.

Il est préférable que ce relevé soit effectué par un hydraulicien afin d'évaluer la pertinence des différents obstacles et discontinuités observés dans le déversoir,

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

vis-à-vis de l'écoulement. Néanmoins, afin de faciliter ce relevé topographique, une liste non-exhaustive des informations à collecter est proposée ci-dessous (cf. Figure 5.5) :

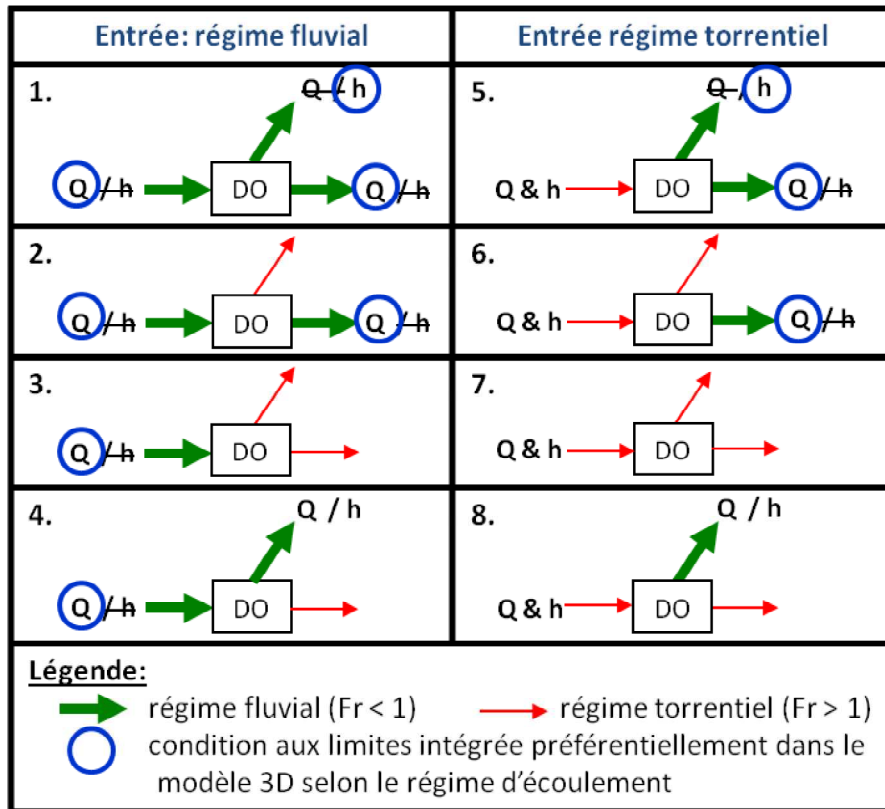
FIGURE 5.5: Informations à relever pour le relevé topographique

		Collecteur amont	Collecteur aval	Conduite déversée	Crête	Chambre de déversement
		Nombre				
Type / Géométrie	Déversoir et crête : latéral , frontal, regard,...					
	Conduites: circulaire / ovoïde / rectangulaire,...					
	Crête : haute / basse					
	Forme du fond (plat, cunette, ...)					
	Pente					
Dimensions	Hauteur – Largeur / diamètre					
	Longueur					
	Diagonales					
	Localisation des conduites et points caractéristiques					
Influence du Milieu Naturel	Hauteur de chute du déversé					
	Distance au milieu naturel					
	Présence d'un clapet					
	Dimensions du clapet					
	Force nécessaire à l'ouverture du clapet avec dynamomètre : force de décollement					
	Force nécessaire pour l'ouvrir d'un certain nombre de cm avec le dynamomètre					
Axe de rotation						
Singularités	Coude	Présence				
		Dimensions du coude (rayon / centre ,...)				
	Confluence	Présence				
		Localisation du point de confluence				
	Vanne / seuil	Présence				
		Dimensions (hauteur / largeur)				
		Type (guillotine, papillon, vanne-seuil,...)				
		$Q_{référence}$ Localisation par rapport au DO				
	Pompe / limiteur de débit	Présence				
		$Q_{référence}$ (éventuellement plusieurs possibles)				
		Localisation par rapport au DO				
	Chute / élargissement	Présence				
		Localisation par rapport au DO				
		Dimensions (hauteur de chute / rupture de pente, ...)				
	Rétrécissement	Présence				
		Dimensions du rétrécissement				
		Localisation par rapport au DO				
	Siphon	Présence				
Débit maximum de passage						
Dépôts	Présence					
	Type : localisé / généralisé					
	Dimensions (hauteur,...)					
Obstacles à l'écoulement	Présence					
	Dimensions (longueur / largeur / hauteur,...)					
	Localisations par rapport aux coins					
Légende			Information à récupérer pour le relevé topographique			
			Information à récupérer si la première étape est validée			
			Information à récupérer si influence du milieu naturel			



*CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

TABLE 5.3: Type et nombre de conditions aux limites selon les régimes d'écoulement dans les collecteurs amont et aval du déversoir d'orage



- Les cas 1, 4, 5 et 8 font référence à une possible influence du milieu naturel.
- Le cas 1 correspond à un régime fluvial dans l'ensemble du déversoir d'orage associé à des pentes faibles ou des écoulements en charge (en général pour la sortie conservée, à l'aval du DO).
- Le cas 2 est identique au premier mais sans influence possible du milieu naturel.
- Le cas 3 est peu fréquent en pratique, mais correspond à un écoulement fluvial à l'amont (éventuellement dû à une pente faible) et un écoulement torrentiel à l'aval (pente forte ou passage par le régime critique suite à une chute ou une contraction latérale dans la chambre de déversement).
- Le cas 4 est similaire au 3 avec en supplément, la possible influence du

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

milieu naturel.

- Les cas de 5 à 8 présentent tous un écoulement torrentiel à l'amont (pente forte) avec pour les scénarios 5 et 6 une sortie conservée en fluvial et en torrentiel pour les cas 7 et 8. L'influence possible du milieu naturel sur l'écoulement dans la chambre de déversement est également différent selon les cas.

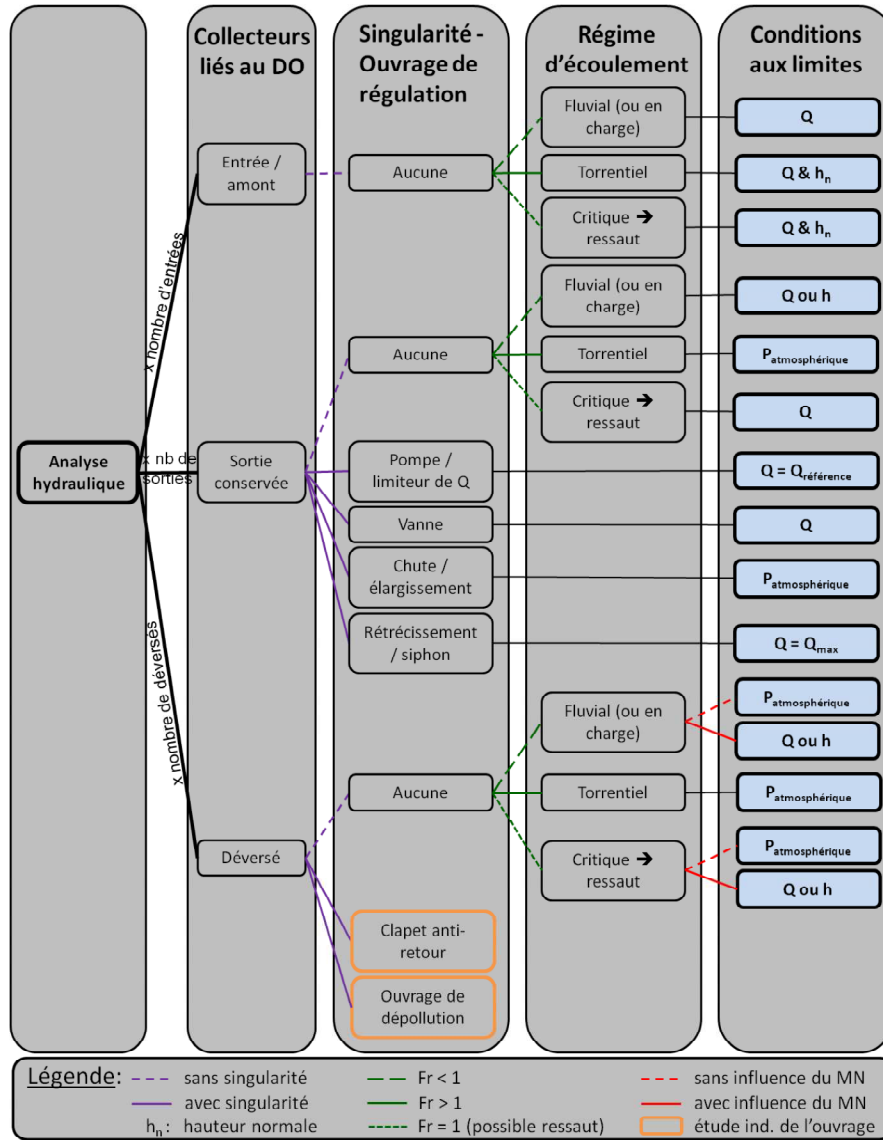
**Remarque :** Dans le cas du régime d'écoulement fluvial, il n'est nécessaire d'imposer qu'une seule information en condition limite du modèle 3D. Un choix doit donc être fait entre une condition de débit (velocity inlet) et une condition de hauteur. Cette condition de hauteur peut être modélisée au moyen d'un seuil ; une condition de type "wall" peut alors être utilisée. De manière générale, étant donné notre objectif final, à savoir identifier une relation d'interpolation  $Q_{dev} = f(h_i)$ , on favorisera la condition de débit par rapport à celle de hauteur. Cette condition imposée à l'amont de la conduite d'entrée ou à l'aval de la conduite conservée nous permet en effet de maîtriser la variable de débit sur l'ensemble du domaine (et en particulier le débit déversé). Néanmoins, lorsque l'écoulement dans la conduite déversée est fluvial, on privilégiera une condition de hauteur car il n'est pas possible d'imposer une condition de débit à chaque limite du modèle. En effet, rien ne permettrait de faire varier la quantité d'eau au sein du modèle.

Les configurations précédentes ne tiennent pas compte d'une possible singularité : une procédure généralisée pour l'identification du nombre et type de conditions aux limites est donc proposée par la suite (cf. Figure 5.7).



CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.7: Sous-procédure 3 : analyse hydraulique du site



Concrètement, l'influence du milieu récepteur sera le plus souvent modélisée par une condition de hauteur d'eau imposée dans le modèle numérique (au moyen d'un seuil par exemple).

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

**Remarque 1 :** Une condition limite de débit  $Q$  implique d'imposer d'une *velocity inlet* sur une surface quelconque. En revanche, une condition limite de débit associée à une hauteur d'eau  $Q$  &  $h_n$  impose une contrainte sur la surface d'application de la condition limite ; sa hauteur doit être égale à la hauteur normale associée au débit d'entrée simulé.

**Remarque 2 :** L'influence des clapets anti-retour et des ouvrages de dépollution sur l'écoulement dans le déversoir fait l'objet d'étude individuelle au cas par cas. Les procédures liées à ces études ne seront pas détaillées dans ce travail de thèse mais font actuellement l'objet de développements spécifiques.

### 5.3.2 Modélisation CFD

L'ensemble des procédures décrites dans la suite ont été élaborées dans le cadre de l'application de la méthodologie avec l'outil CFD employé : ANSYS-FLUENT®.

#### 5.3.2.1 Sous-procédure 4 : Conception du modèle 3D - Géométrie & Maillage

En l'état actuel des ressources numériques existantes, il n'est pas possible de modéliser l'intégralité d'un réseau d'assainissement à l'aide d'un modèle par mécanique des fluides numérique (CFD) ; ou du moins, pas avec une précision suffisante pour en déduire une information fiable sur l'écoulement. Une étude individuelle de chaque ouvrage à instrumenter semble donc nécessaire (des modèles couplant plusieurs ouvrages fortement interconnectés peuvent néanmoins exister mais requièrent une puissance de calcul plus importante). La conception du modèle 3D passe donc dans un premier temps par la définition du domaine de calcul associé à l'ouvrage considéré.

Ce domaine de calcul est déduit de l'analyse hydraulique effectuée dans la première phase de la méthodologie, notamment de l'identification des singularités du déversoir d'orage et de l'étendue de leur influence sur l'écoulement de part et d'autre de la chambre de déversement. Le choix de ce domaine de calcul est également fortement lié aux conditions aux limites adoptées dans le modèle puisque celles-ci représentent l'influence hydraulique du réseau amont et aval.

En effet, deux déversoirs géométriquement semblables en tout point, peuvent présenter des écoulements complètement différents selon leurs environnements hydrauliques.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

Il convient par la suite de concevoir la géométrie du modèle 3D. Cette étape ne pose pas de difficulté particulière, si tant est que le relevé topographique effectué en sous-procédure 2 ait été correctement réalisé. Une fois le modèle créé, il convient de le mailler.

Cette étape fondamentale lorsqu'on emploie un modèle de ce type, doit être effectuée avec le plus grand soin. En effet, le maillage conditionne à la fois la convergence des simulations mais également la pertinence et la précision des résultats obtenus. Ainsi, il est essentiel de vérifier que les résultats de simulations soient indépendants du nombre de mailles. De même, on évitera de surestimer le nombre de mailles à employer afin de ne pas augmenter plus encore le temps de calcul nécessaire. Pour ce faire, une analyse de sensibilité au maillage peut être réalisée, par exemple selon la méthode de Roache (cf. [82]). Concernant le type de maillage, on optera principalement pour un maillage régulier (soit tout hexaédrique, soit tout tétraédrique), avec un éventuel raffinement des mailles dans les zones à forts gradients, comme par exemple autour de la crête d'un déversoir d'orage.

### 5.3.2.2 Sous-procédure 5 : Paramétrage du modèle et schémas numériques

Le paramétrage du modèles est dépendant des caractéristiques de l'ouvrage. On optera néanmoins le plus souvent pour le paramétrage suivant :

- **Le modèle de turbulence.** Le modèle de turbulence employé pour résoudre les équations RANS pour les applications qui nous intéressent (modélisation des variables globales associées à des écoulements à surface libre) correspond au modèle du premier ordre à deux équations  $k - \epsilon$ . Ce modèle, largement validé pour des applications en ingénierie, présente en effet une bonne stabilité et une convergence rapide. Il permet de traduire à la fois le transfert d'énergie cinétique du champ moyen au champ turbulent à l'aide du paramètre  $k$ , mais également la dissipation d'énergie par la chaleur et les tourbillons avec le paramètre  $\epsilon$ . Ce modèle introduit également le paramètre de viscosité turbulente (notée  $\mu_t$ ), à partir de l'hypothèse de Boussinesq, permettant de relier les contraintes turbulentes moyennes à la déformation moyenne de manière linéaire. Cette variable est définie par la relation suivante :

$$\mu_t = \rho \cdot C_\mu \cdot \frac{k^2}{\epsilon} \quad (5.1)$$

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

L'utilisation de ce modèle introduit donc la détermination de cinq constantes (dont  $C_\mu$ ) déterminées de manière semi-empiriques ; la littérature propose différents jeux pour ces constantes selon les auteurs [48] : dans la suite de ce travail, les valeurs proposées par Launder et al. en 1972 seront retenues (cf. Tableau 5.4) :

TABLE 5.4: Valeurs retenues pour les constantes associées au modèle  $k - \epsilon$

$C_\mu$	$\sigma_k$	$\sigma_\epsilon$	$C_{\epsilon 1}$	$C_{\epsilon 2}$
0.09	1.00	1.30	1.44	1.92

Au final, ce modèle de turbulence reproduit la turbulence de manière homogène et isotrope, négligeant ainsi les courants secondaires. Il demeure néanmoins suffisant pour l'utilisation prévue dans le cadre de ce travail, étant donné que les modèles 3D ont pour vocation principale la détermination des variables globales que sont la hauteur d'eau et le débit.

- **Effets de parois.** Comme on s'intéresse ici non pas à la modélisation détaillée de la zone proche paroi mais bien à l'effet global de cette paroi sur le reste de l'écoulement, une modélisation plus "grossière" de ces effets semble suffisante ; une approche "Wall function" a donc été adoptée dans la suite de ce travail de thèse (voir 2.2.3.2). Dans le logiciel ANSYS-FLUENT® employé, plusieurs types de relations peuvent être utilisées, dont les plus usuelles sont les fonctions "standard". Selon la taille de la maille de bord, la fonction standard employée est soit linéaire (pour  $y^+ < 11$ ) soit logarithmique (pour  $y^+ > 11$ ) (dans ce logiciel, il n'existe aucune loi standard pour la zone tampon).
- **Modélisation de la surface libre.** Suivant le raisonnement présenté en état de l'art (cf. 2.2.3.2) une méthode Volume of Fluid (VoF) a été adoptée dans la suite de ce travail associée à un schéma "modified HRIC" (High Resolution Interface Capturing) pour calculer les flux à l'interface entre chaque cellule.
- **Méthode de résolution.** De même, un solveur de pression associé à un algorithme SIMPLE basé sur le couplage pression-vitesse a été adopté.
- **Discrétisation.** On opte pour un schéma implicite, adapté à la modélisation des fluides incompressibles. La discrétisation spatiale en volumes

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

élémentaires a, quant à elle, été réalisée à l'aide d'un schéma amont du second ordre sur la plupart des paramètres (après quelques itérations en premier ordre afin de favoriser la convergence), hormis la pression calculée à l'interface de chaque cellule avec un schéma PRESTO !. Les gradients sont calculés à partir d'une méthode *least squares cell based*.

- **Dépendance au temps.** On optera la plupart du temps pour des simulations en régime permanent. Néanmoins, il est également possible de procéder à des simulations en régime transitoire ; dans ce cas, la convergence est atteinte lorsque les résultats n'évoluent plus dans le temps.
- **Conditions aux limites.** Les conditions aux limites appliquées à chaque extrémité du domaine de définition dépendent des conditions hydrauliques de l'écoulement ; on se réfèrera à la sous-procédure 6 de la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standardisés (cf. 5.3.2.3).

### 5.3.2.3 Sous-procédure 6 : Choix des simulations - prise en compte de la variabilité des conditions aux limites

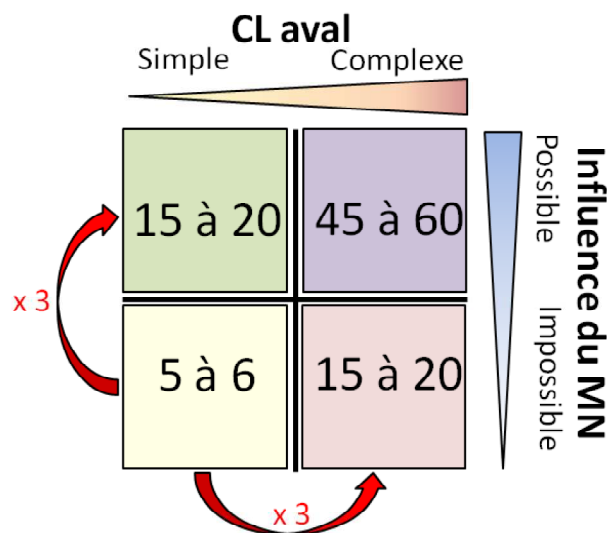
Le nombre de simulations à effectuer dépend de la plage de variation des conditions hydrauliques auxquelles le déversoir peut être soumis, et notamment de la variabilité de l'écoulement à l'aval du DO. En effet, comme nous l'avons montré précédemment (cf. Figure 5.7), selon le régime de l'écoulement dans la conduite conservée, le type de condition aux limites à utiliser varie. Dans le cas où cette condition est simple (écoulement torrentiel, pression atmosphérique), l'écoulement à l'aval n'influe pas sur le déversoir ; le nombre de simulations à réaliser est donc faible puisque ne traduisant que la variabilité du débit d'entrée. En revanche, en présence d'une condition aux limites complexe (régime fluvial, en charge ou critique, débit ou hauteur imposée), l'écoulement à l'aval influe directement sur l'écoulement dans la chambre de déversement.

L'originalité de la méthodologie d'instrumentation proposée réside dans l'intégration de la variabilité de cette condition aux limites dans l'établissement des lois hauteurs / débits élaborées. Concrètement, dans ce cas de figure (qui est, au demeurant, particulièrement fréquent dans les réseaux d'assainissement en France), il est nécessaire d'imposer une gamme de débits (ou de hauteurs) pour balayer l'ensemble des conditions possibles ce qui induit une multiplication du nombre de simulations à réaliser. Enfin, l'influence possible du milieu naturel sur l'écoulement dans la chambre de déversement doit également être prise en compte. Elle entraîne également une multiplication du nombre de simulations.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

Ainsi, on estime que 5 à 6 simulations sont nécessaires dans le cas d'un déversoir simple sans influence du milieu naturel et une condition limite aval simple. Dans le cas d'une condition aux limites aval complexe, une quinzaine de simulations seront généralement requises afin de balayer toutes les possibilités d'écoulement. Enfin, l'influence possible du milieu naturel multiplie le nombre de simulations précédemment annoncé par 3 en moyenne. Le schéma suivant (cf. Figure 5.8) présente une proposition type de nombre de simulations selon les caractéristiques hydrauliques du site. Cependant, le nombre de simulations n'est pas uniquement fonction de ces caractéristiques mais également de la quantité et la qualité des informations recueillies en phase 1 sur l'ouvrage à modéliser (cf. 5.3.1). Ainsi, un manque d'informations sur l'ouvrage induit forcément un nombre plus important de simulations à effectuer afin d'être certain de balayer l'ensemble des conditions possibles.

FIGURE 5.8: Nombre de simulations selon les caractéristiques hydrauliques du DO



### 5.3.3 Analyse des résultats

Une fois les simulations récupérées, les résultats sont analysés ; en découlent alors le nombre et la position des capteurs, l'expression mathématique hauteur / débit identifiée et l'incertitude associée.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

### 5.3.3.1 Sous-procédure 7 : Type, nombre et position des capteurs

Les méthodologies développées, basées sur la mesure de hauteur d'eau, ont des applications généralisées et ne requièrent donc pas de modèle ou marque de capteur particulier. Il n'en demeure pas moins qu'elle est particulièrement adaptée à l'emploi des technologies sans contact avec le flux, i.e. les capteurs à ultrasons ou encore les radars. Les piézomètres pourront être employés de manière exceptionnelle, lorsque la hauteur d'eau sous plafond ne permet pas une mesure de hauteur d'eau extérieure au flux même avec l'emploi de renvois d'angles.

Le nombre de capteur est, quant à lui, fonction de plusieurs critères :

- la géométrie de l'ouvrage,
- l'influence du milieu naturel, qui lorsqu'elle est possible entraîne la mise en place d'un capteur de hauteur d'eau supplémentaire pour déterminer si l'écoulement déversé est noyé ou pas,
- la volonté de l'exploitant de fiabiliser la mesure, en installant plusieurs capteurs pour permettre une redondance d'information et limiter les pertes de données en cas de dysfonctionnement,
- la place disponible dans le déversoir.

Enfin le positionnement du / des capteur(s) est une étape essentielle de la méthodologie, qui est prise en compte dans la détermination des lois hauteur / débit et des incertitudes associées. La position des capteurs est identifiée selon six critères à la fois hydrauliques mais également liés à la gestion de l'ouvrage :

- la sensibilité au débit déversé. En effet, il arrive que certaines zones présentent une surface libre stable mais peu sensible au débit déversé en terme de hauteur d'eau. On pensera par exemple aux zones de recirculation qui sont, de plus, généralement associées à un problème du dépôt.
- la sensibilité à la variabilité des conditions aux limites : on choisira donc les zones pour lesquelles la hauteur d'eau est la moins influencée par cette variabilité. Pour ce faire, on comparera les surfaces libres issues de simulations présentant un même débit déversé pour des couples ( $Q_{amont}$ ,  $Q_{aval}$ ) différents (cf. 5.4.3.1) ,
- la stabilité de la surface libre sur la zone de mesure. En effet, les dispositifs de mesures de hauteur d'eau non-intrusifs requièrent une information stable sur l'ensemble de la zone de mesure, dont la taille dépend du type de dispositif (son cône de mesure) et de la distance entre le capteur et la surface libre,

## *CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

- l'information de la hauteur d'eau en temps sec qui, si elle ne permet pas la détermination du débit, est néanmoins intéressante pour la gestion du réseau. On favorisera donc les zones qui permettent de disposer de cette information,
- l'importance de la hauteur d'eau : on tentera de favoriser les zones où la hauteur d'eau est importante (même en temps sec) réduisant ainsi l'incertitude liée à la sensibilité du capteur. Ces zones se situent souvent à l'amont de la conduite de sortie conservée, présentant souvent une réduction de section,
- la facilité de mise en place et de maintenance : on évitera au maximum les zones difficilement accessibles par les équipes de maintenance ainsi que celles qui nécessitent un démontage à chaque descente (petits regards) et donc un ré-étalonnage du zéro de la sonde.

### **5.3.3.2 Sous-procédure 8 : Expression mathématique des lois hauteur / débit**

Une fois les positionnements du ou des capteurs arrêtés, il reste à exprimer le lien hauteur(s) - débit sous une forme mathématique qui pourra :

- soit être intégrée directement dans le transmetteur (forme mathématique uniquement composée d'opérations de base)
- soit être utilisée dans l'outil de traitement des données (tableur Excel®, logiciel Maltab® par exemple).

L'identification de ces relations hauteur-débit les plus adaptées est néanmoins basée sur une hypothèse fondamentale :

- on suppose une évolution progressive de la surface libre entre deux simulations de débits successifs.

En effet, les écoulements sont souvent modélisés en permanent : la relation  $h/Q$  obtenue nécessite donc une interpolation des différents points issues des différentes simulations. Cela renforce l'importance de leur nombre, et notamment du pas de débit déversé entre deux simulations.

Les relations hauteur-débit ainsi obtenues peuvent être de formes diverses et variées selon les sites d'application. En règle générale, on tentera de favoriser les équations polynômiales, ou de puissances positives et d'éviter les relations du type de fraction avec la hauteur au dénominateur. Si aucune équation "simple" avec des incertitudes cohérentes ne peut être identifiée, on pourra éventuelle-



## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

ment définir une relation  $Q=f(h)$  par morceaux. Néanmoins, on prendra soin de bien vérifier la continuité de ces différentes lois. De plus, la gamme de validité de chacune de ces lois doit également être à chaque fois spécifiée.

Etant donné les problèmes de convergence associés à la modélisation des petits débits déversés, une relation  $h/Q$  sera proposée pour la gamme allant de la hauteur de crête (lame déversante nulle) à la première hauteur simulée. Pour ce faire, on pourra utiliser une relation classique de seuil "classique" en  $h^{3/2}$  du type :  $Q = C * h^{3/2}$ , par exemple (modèle à 0 dimension) avec  $C$  un coefficient à calibrer de manière à assurer la continuité entre les deux lois.

Enfin, dans le cas où plusieurs capteurs ont été mis en place, on proposera des lois hauteur(s) - débit "dégradées", afin de sécuriser la mesure et de gérer le cas où un, voire plusieurs, capteurs tombent en panne. Ces relations "dégradées" permettent alors malgré tout d'évaluer le débit (cf. 5.4.3.1). L'incertitude sur le débit peut être calculée comme précédemment, avec des résultats de moins bonne qualité pour les lois dégradées.

**Remarque** : Une attention particulière sera apportée à la vérification de chacun des poids des informations de hauteur utilisées pour identifier une relation  $Q = f(h_i)$  à l'aide de plusieurs capteurs.

### 5.3.3.3 Sous-procédure 9 : Evaluation des incertitudes associées à la loi $h / Q$

On distingue trois sources d'incertitudes principales, qui seront intégrées dans la méthodologie :

- L'incertitude numérique liée à la taille des mailles utilisées (le maillage est choisi pour que cette incertitude soit négligeable par rapport aux autres). Cette incertitude est calculée à partir la méthode de Roache ([82])
- L'incertitude liée à la forme mathématique choisie pour la loi hauteur - débit (faible également)
- L'incertitude liée à la mesure des hauteurs d'eau (la plus importante). Compte tenu des technologies de mesure du niveau d'eau et dans le cas d'un zéro de la mesure effectué avec précision, on peut raisonnablement penser atteindre une précision de +/- 1 cm sur la hauteur d'eau.

Dans la suite de ce travail, on s'attachera particulièrement à présenter le calcul d'erreur lié à la précision du capteur de hauteur d'eau (cf. 5.4.3.3).

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

### 5.3.3.4 Sous-procédure 10 : Modification “simple” du déversoir

S'il est impossible d'identifier une position des capteurs de hauteur d'eau pertinente pour l'instrumentation, une modification de la géométrie du déversoir peut être envisagée. Une procédure a ainsi été mise en place. Elle est détaillée dans le chapitre 6.

## 5.4 Applications sur site

La méthodologie a été appliquée sur plusieurs sites réels, dont certains résultats sont présentés ici pour en illustrer les différentes étapes. Ce paragraphe ne vise donc pas à présenter l'ensemble d'un cas d'application mais bien à développer un point précis pour chacun des sites présentés. Pour plus de détails sur les sites, on pourra se référer au paragraphe 5.2.

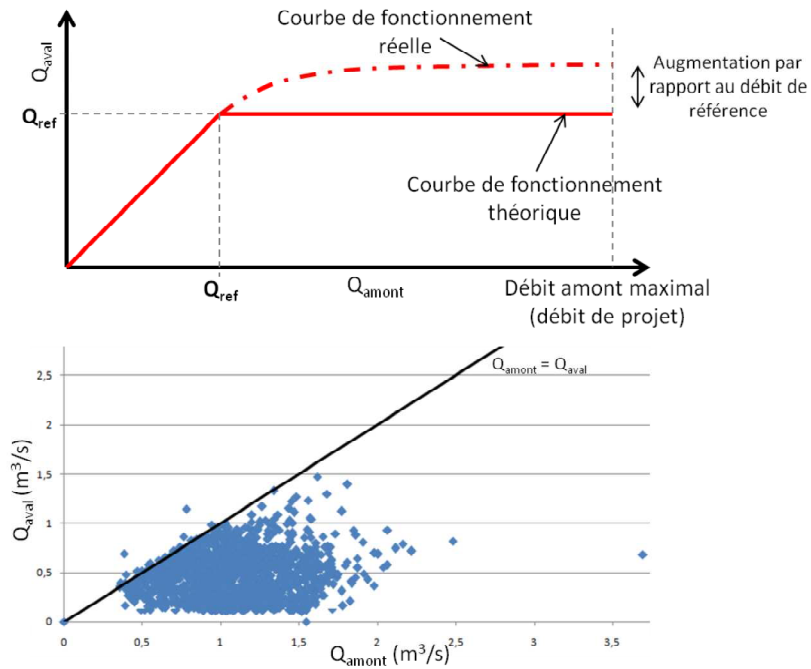
### 5.4.1 Analyse hydraulique du site

#### 5.4.1.1 Sous-procédure 1 : Justification de l'utilisation de la méthodologie par analyse de données - le cas de Milan

La variabilité des conditions aux limites aval pose problème pour l'identification d'une relation biunivoque entre la hauteur mesurée dans le déversoir et le débit déversé. Ainsi, dans le cas de Milan, on dispose d'une évaluation du débit amont et aval sur une période de 1 mois de mesure. Il est donc possible d'identifier le fonctionnement de l'ouvrage, en comparant ces deux types de données l'une par rapport à l'autre. En théorie, cette comparaison amène à l'identification d'une loi de fonctionnement type d'un déversoir d'orage caractérisée une bissectrice ( $Q_{amont} = Q_{aval}$ ) jusqu'au débit de référence puis une courbe de fonctionnement présentant une asymptote horizontale pour les débits amont supérieurs (cf. Figure 5.9 en haut). Néanmoins, l'analyse des données de la campagne de mesure met directement en évidence la non-validité de cette loi de fonctionnement théorique sur le site de Milan (cf. Figure 5.9 en bas). On distingue très clairement une variabilité du débit aval qui justifie donc l'utilisation de la méthodologie proposée.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.9: Courbe de fonctionnement théorique d'un déversoir d'orage (en haut) comparé à la variabilité de la condition aux limites sur le site de Milan (en bas)



### 5.4.1.2 Sous-procédure 2 : Visite du site et relevé topographique : le cas de Krug

La visite sur site permet de recueillir des informations précieuses, tant d'un point de vue géométrique (relevé topographique), qu'hydraulique (identification de la ligne des plus hautes eaux par décoloration des murs ou présence de macro-déchets).

Ainsi, dans l'exemple de Krug, ce relevé a été effectué de manière manuelle à l'aide d'un distancemètre laser (cf. Figure 5.10) mais il peut également être élaboré grâce à un tachéiomètre.



## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

de sa pente, entraîne un régime d'écoulement fluvial. Enfin, les caractéristiques de la canalisation déversée entraîne un régime fluvial associé à une influence du milieu naturel.

Ainsi, le déversoir de Krug correspond donc au cas 5 de la figure 5.3 : les conditions aux limites imposées au modèle 3D sont donc les suivantes :

- une condition double de hauteur et de débit à l'amont de la petite conduite d'entrée. Cette hauteur d'eau doit ainsi être ajustée en fonction du débit entrant. Nous opterons, en général, pour une hauteur d'eau normale.
- une condition simple de débit pour la grande conduite d'entrée.
- une condition de débit pour la conduite conservée,
- et une condition de hauteur variable à l'aval de la conduite déversée.
- enfin, les parois sont modélisées par une condition limite de type mur avec prise en compte d'une loi de paroi standard.

Afin de tenir compte de l'influence de l'écoulement de la conduite déversée sur le déversement, les simulations doivent être multipliées en tenant compte de différentes hauteurs de milieu naturel.

**Remarque :** De plus, l'analyse des données de la campagne de mesure a mis en évidence une grande variabilité de la répartition du débit total entrant entre les deux conduites amont. Cette répartition vaut en moyenne 30% - 70% (avec 30 % provenant de la petite conduite d'entrée), mais est très fluctuante d'un évènement pluvieux à l'autre avec des répartitions aussi disparates que 50-50 ou encore 5-95. Une étude de sensibilité vis-à-vis de cette répartition doit donc également être mise en place. Cette considération n'est pas uniquement spécifique au site de Krug mais demeure généralisable à tout déversoir d'orage présentant plusieurs conduites d'entrée.

### 5.4.2 Modélisation CFD

L'analyse hydraulique permet de définir le domaine de calcul à modéliser ainsi que les conditions aux limites représentatives des écoulements réels.

#### 5.4.2.1 Sous-procédure 4 et 5 : Conception du modèle, maillage et définition des paramètres - le site de Milan (Colmar)

Les cinq sites utilisés pour illustrer nos propos ont été modélisés à l'aide de l'outil CFD disponible au laboratoire : ANSYS-FLUENT®. Les caractéristiques de ces modèles sont résumés dans le tableau 5.5.

**CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?**

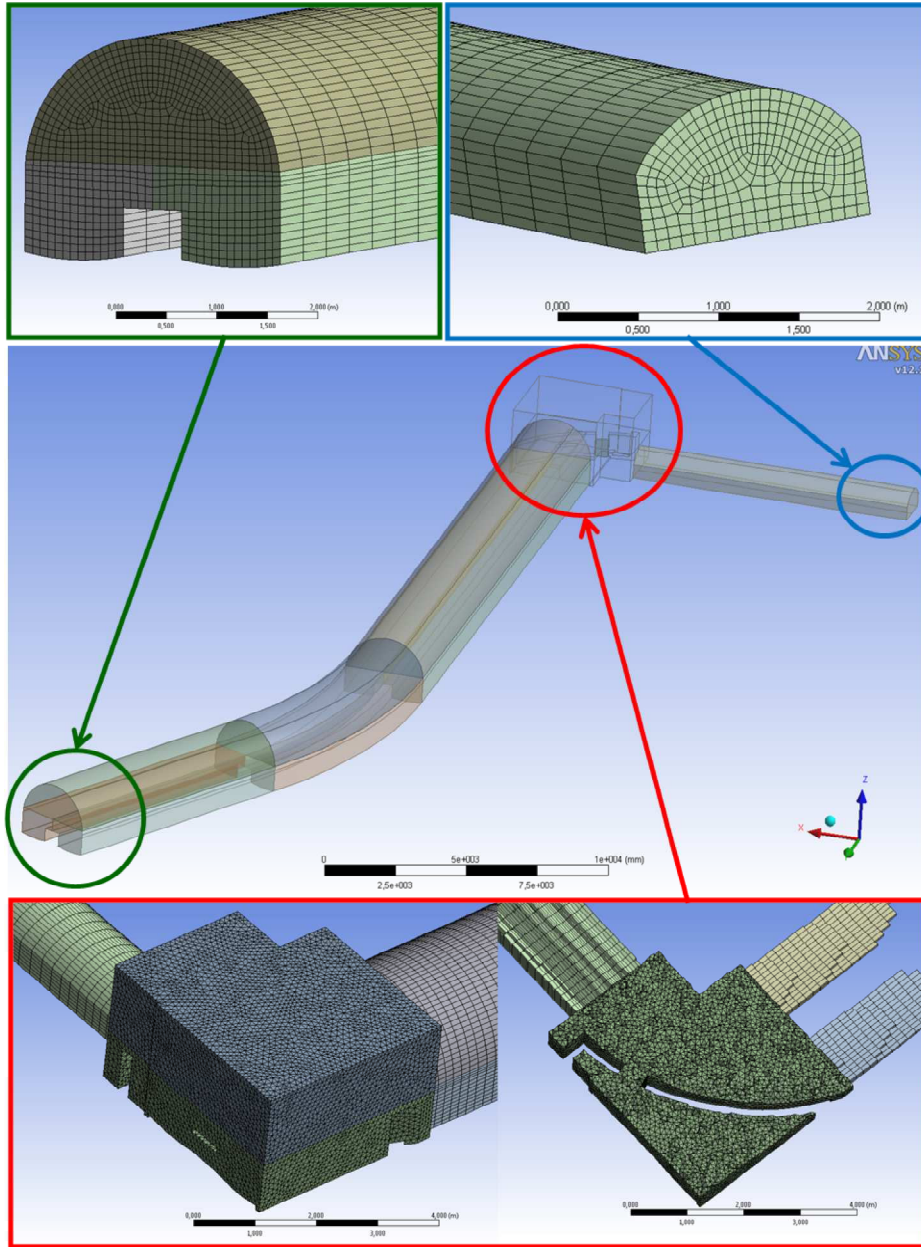
TABLE 5.5: Caractéristiques de modèles CFD des différents sites

Caractéristiques du modèle		Déversoirs d'orage			Effet Venturi
		Herbet	Milan	Krug	Branly
Maillage	Nombre de mailles	≈ 1 200 000	≈ 400 000	≈ 750 000	≈ 550 000
	Type	Cutcell: hexaédrique	Mixte: Tétraédrique pour le déversoir, hexaédrique pour les canalisations amont et aval	Principalement hexaédrique	Hexaédrique
	Taille	≈ 4 cm	≈ 5 cm	≈ 5 cm	≈ 4 cm
Modèle et paramétrage	Type de modèle	Volume of Fluid			
	Interface eau-air	Modified HRIC			
	Turbulence	K-epsilon			
Simulations et conditions aux limites	Amont	Velocity inlet	Velocity inlet	Velocity inlet	Velocity inlet
	Aval	Velocity inlet (< 0)	Velocity inlet (< 0)	Velocity inlet (< 0)	Partie inférieure: mur ( $h_{\text{aval}}$ min fixé) Partie supérieure: $P_{\text{atm}}$
	Déversé	Pressure outlet ( $P_{\text{atm}}$ )	Pressure outlet ( $P_{\text{atm}}$ )	Partie inférieure: mur ( $h_{\text{aval}}$ min fixé) Partie supérieure: $P_{\text{atm}}$	/
	Nombre de simulations	15 simulations	11 simulations	40 simulations	18 simulations
Puissance de calcul	Nombres de cœur	48 coeurs	4 coeurs	16 coeurs	4 coeurs
	Temps de calcul	≈ 2 jours	≈ 2 jours	≈ 5 jours	≈ 3 jours

Afin d'illustrer ces propos, le modèle 3D (géométrie et maillage) du site de Milan est présenté ci-dessous (cf. Figure 5.11). Le domaine de calcul de ce déversoir d'orage a dû être étendu au coude amont afin de tenir compte de son influence sur l'écoulement entrant dans le déversoir. De plus, un soin particulier a été apporté au maillage du déversoir par rapport aux conduites d'entrée et de sortie avec un raffinement dans la zone proche de la crête. Le maillage utilisé au final est composé d'un maillage mixte (mailles tétraédriques dans le déversoir et hexaédriques dans les conduites d'entrée et de sortie) de 400 000 mailles au total, dont la taille moyenne vaut 5 cm.

CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.11: Conception du modèle 3D - exemple du déversoir de Milan



## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

### 5.4.2.2 Sous-procédure 6 : Choix des simulations - Prise en compte de l'influence du milieu naturel

L'étude des déversoirs d'orage avec influence du milieu naturel requiert la distinction entre deux cas d'application : la présence ou non d'un clapet anti-retour.

En effet, l'écoulement est fortement influencé par le type de clapet mis en place (souple ou rigide) ainsi que par ses caractéristiques et notamment la différence de charge nécessaire entre le déversé et le milieu naturel pour induire son ouverture. La connaissance de ces dispositifs est donc essentielle car il se révèle parfois le facteur essentiel de limitation du débit déversé (la crête du déversoir pouvant être complètement noyée par l'influence du clapet). Il est donc important de vérifier que ces clapets soient bien équilibrés et en état de fonctionnement.

#### **Absence de clapet anti-retour : le cas de Krug (Besançon)**

Le déversoir à géométrie complexe de Krug à Besançon (cf. figure 5.1) présente une possibilité d'influence forte du milieu naturel sur l'écoulement dans le déversoir. Cette influence conditionne le débit déversé et doit donc être intégrée dans la méthodologie. Une multiplication des simulations a ainsi été réalisée selon la sous-procédure 6 en faisant varier la troisième condition aux limites qui est le débit déversé. Dans le cas de Krug, 40 simulations ont été réalisées et réparties de la façon suivante :

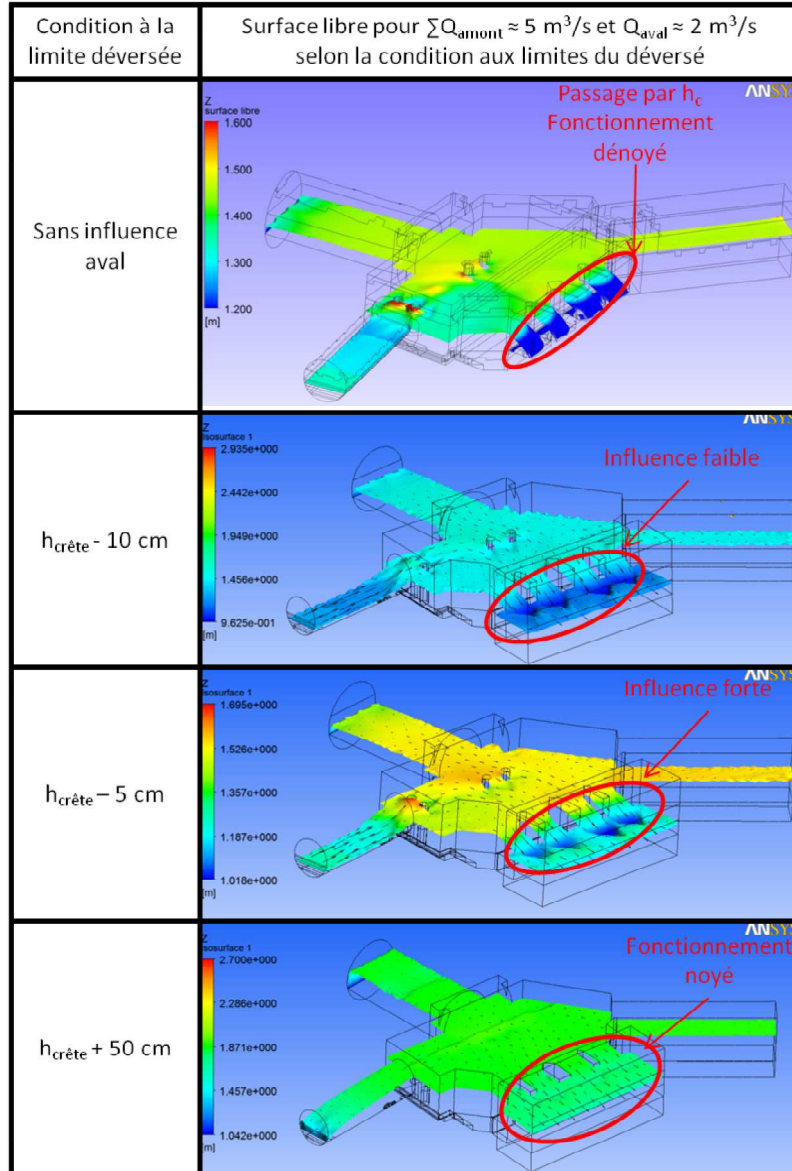
- 20 simulations sans influence du milieu naturel selon la méthode précédemment présentée,
- 20 simulations avec influence du milieu naturel en faisant varier la condition aux limites de la conduite déversée, modélisée par un mur de hauteur variable selon l'importance de l'influence aval considérée.

Les résultats de simulations obtenus (cf. Figure 5.12) ont permis de mettre en évidence le noyage progressif des crêtes de déversement et d'identifier les gammes de validité des lois en dénoyé et en noyé en termes de hauteur d'eau.



**CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?**

FIGURE 5.12: Résultats de simulations 3D de l'écoulement dans le déversoir de Krug selon l'influence du milieu naturel



**Présence d'un clapet anti-retour**

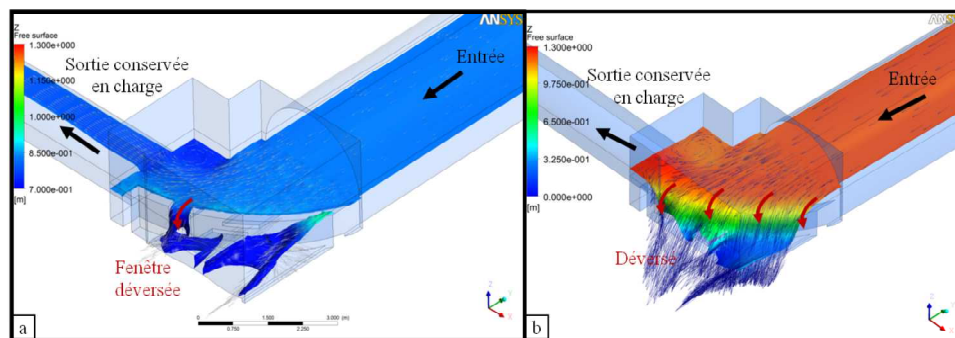
Comme expliqué précédemment, la présence d'un clapet anti-retour nécessite une étude fluide-structure spécifique, qui ne sera pas détaillée dans ce travail.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

### 5.4.3 Analyse des résultats

Les simulations réalisées précédemment permettent d'extraire l'information de hauteur d'eau en tout point du déversoir d'orage et de l'associer aux conditions aux limites qui régissent l'écoulement, notamment au couple  $(Q_{amont}, Q_{aval})$  modélisé (cf. Figure 5.13). Etant donné que le set de simulation vise à balayer l'ensemble de la gamme des écoulements possibles, on dispose donc d'une banque de données associant ces hauteurs d'eau en tout point du déversoir, au débit déversé. L'objectif de l'analyse de ces résultats revient donc à identifier la position du ou des capteurs la plus adaptée et pour y interpoler ensuite cette banque de données.

FIGURE 5.13: Résultats de simulations pour le déversoir de Milan : pour  $Q_{deversé} = 0.14m^3/s$  (a) et pour  $Q_{deversé} = 2.3m^3/s$  (b)

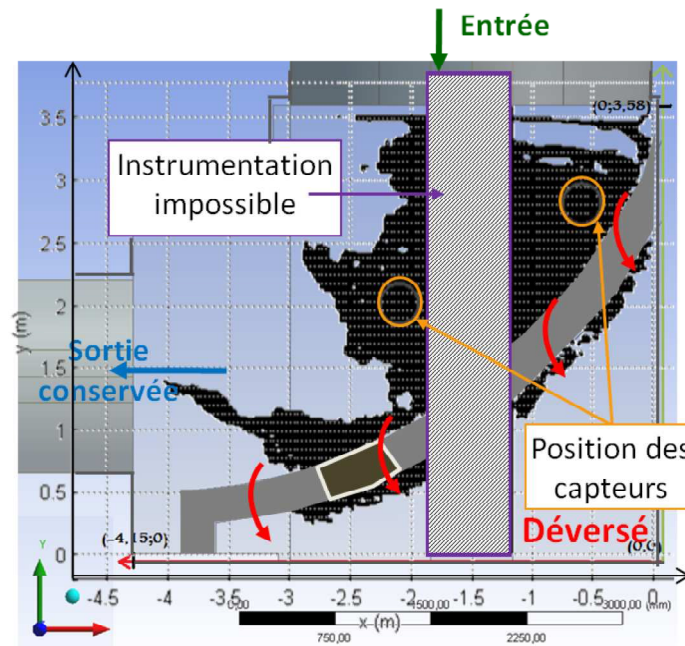


#### 5.4.3.1 Sous-procédure 7 : Identification de la position des capteurs - le cas de Milan

La position du ou des capteurs de hauteur d'eau la plus adaptée est ensuite identifiée par comparaison des résultats de surface libre obtenus à l'aide de simulations modélisant un même débit déversé mais des conditions aux limites amont et aval différentes (plusieurs couples  $(Q_{entrée}$  et  $Q_{sortie})$ ). La figure 5.14 présente ainsi, la zone (en noir) pour laquelle les surfaces libres associées aux trois simulations effectuées pour un même débit déversé (en l'occurrence  $Q_{dev} = 2.3 m^3/s$ ) sont similaires à  $\pm 1cm$ , quelque que soit la condition aux limites aval. La zone centrale a été exclue puisqu'elle présente une banquette et ne permet donc pas de disposer de l'information de hauteur d'eau en temps sec, utile pour la gestion de réseau. Les cercles oranges représentent la zone de mesure du capteurs en tenant compte d'un angle du cône de mesure de  $30^\circ$  (classique des capteur à ultrasons) et de la distance entre le plafond et la surface libre en ce point.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.14: Identification de la position des capteurs sur le site de Milan



**Remarque 1 :** Etant donné l'enjeu fort du déversoir de Milan et la présence de plusieurs zones où la surface libre semble relativement plane pour être propice à l'installation d'un capteur, le gestionnaire du réseau de Colmar a fait le choix de fiabiliser cette évaluation du débit déversé en installant deux capteurs à ultrason dans le déversoir.

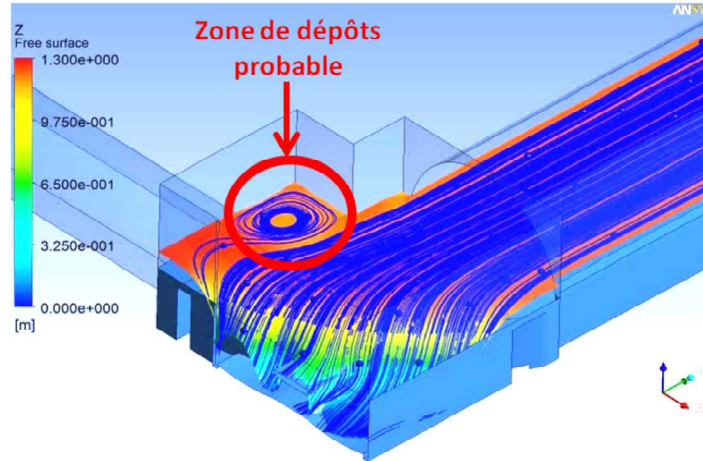
**Remarque 2 :** Une attention particulière a été portée à l'identification des zones de dépôts. On essaiera en général de s'affranchir de cette problématique en identifiant les zones les moins sensibles à ce problème pour y placer les capteurs. Cette identification peut s'effectuer :

- soit de manière grossière sur site lors de la mesure de la topographie 3D de l'ouvrage,
- de manière plus fine à l'aide de quelques simulations CFD.

En effet, l'analyse des lignes de courant et des champs de vitesses dans la modélisation 3D permet d'identifier les zones de recirculation principales favorables à la mise en place d'un dépôt (cf. Figure 5.15).

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.15: Identification d'une zone de dépôts par analyse des lignes de courant dans le cas de Milan ( $Q_{amont} = 3.1 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $Q_{dev} = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ )



### 5.4.3.2 Sous-procédure 8 : Identification des relations d'étalonnage

L'identification des relations d'étalonnage tient compte de la position des capteurs identifiée précédemment.

#### Cas dénoyé - le déversoir de Milan (Mulhouse)

Comme nous l'avons vu précédemment, deux capteurs de hauteurs d'eau ont été mis en place dans le déversoir de Milan, de part et d'autre de la banquette centrale. De ce fait, trois relations ont dû être élaborées (cf. figure 5.16) :

- lorsque tous les capteurs sont opérationnels (cas n°1),
- lorsque seul le capteur un fonctionne (le capteur 2 étant en panne ou présentant une dérive)
- lorsque seul le capteur 2 fonctionne.

Ces lois ne sont valables que pour la gamme de hauteur d'eau associée à des simulations convergées. En l'occurrence pour Milan, les premières simulations présentent des hauteurs d'eau respectives au niveau des capteurs 1 et 2 de 0.89 m et 0.87 m. Dans la zone de déversement inférieure, i.e. pour des hauteurs d'eau comprises entre ces valeurs et la hauteur de la première crête de déversement ( $h_{crete} = 0.66 \text{ m}$ ), le débit déversé sera approximé par une loi classique de type Poleni.

**Remarque 1** : La gamme d'utilisation des relations "classiques" permettant d'approximer les petits débits peut paraître importante ( $\approx 20 \text{ cm}$ ) mais elle correspond en fait aux débits déversés au travers de la petite fenêtre de déverse-

**CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?**

ment de 50 cm de large qui caractérise la première crête du déversoir de Milan (cf. Figure 5.2). Une approximation utilisant les relations “classiques” ne semble donc pas aberrante.

En conclusion, sur l'exemple de Milan, on obtient les relations suivantes :

FIGURE 5.16: Relations d'interpolation  $Q = f(h_i)$  pour le site de Milan

Cas	Etat de marche des capteurs		Condition	Lois de déversement	
	1	2		Capteur 1	Capteur 2
1	Oui	Oui	Oui	$ -6,963 \cdot h_1^2 + 9,786 \cdot h_1 - 3,329  +  6,86 \cdot h_2^2 - 11,48 \cdot h_2 + 4,728 $	
			Non	$0,71 \cdot (h_1 - h_c)^{1,5} + 0,74 \cdot (h_2 - h_c)^{1,5}$	
2	Oui	Non	Oui	$ -19,399 \cdot h_1^2 + 33,372 \cdot h_1 - 14,532 $	/
			Non	$1,38 \cdot (h_1 - h_c)^{1,5}$	
3	Non	Oui	Oui	/	$ -17,881 \cdot h_2^2 + 29,559 \cdot h_2 - 12,376 $
			Non	/	$1,51 \cdot (h_2 - h_c)^{1,5}$

**Remarque 1 :** Dans le cas de l'établissement de la relation associée au cas 1, des valeurs absolues des apports de chacune des deux informations de hauteur d'eau ont été sommées afin d'éviter d'éventuels effets de compensation. De plus, les coefficients de chacune des deux parties de la loi ont été calibrés pour atteindre 50 % du débit total modélisé, afin de respecter une répartition des apports égale.

**Cas noyé - le déversoir de Krug (Besançon)**

Avant d'identifier les relations hauteur/débit associées aux différents niveaux de noyage, le nombre et l'emplacement des capteurs de hauteur d'eau ont dû être établis en suivant la sous-procédure 7. Dans le cas de Krug, les contraintes d'application et enjeux ont été tels que 3 capteurs de hauteur d'eau ont été mis en place : 2 capteurs dans le déversoir afin de sécuriser la mesure et un dans la chambre de déversement (cf. tableau 5.1). Dans la suite de ce paragraphe, seuls les capteurs 1 (dans le déversoir) et 3 (dans la chambre de déversement) seront considérés afin de faciliter la lecture (le capteur 2 ayant un comportement similaire au 1 car situé également dans le déversoir).

La comparaison des résultats de simulations en termes de hauteur d'eau (cf. figure 5.12) au niveau des emplacements identifiés pour les différents capteurs

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

a ensuite permis d'identifier 4 types de fonctionnements hydrauliques de l'ouvrage, induisant des relations hauteur/débit différentes :

- fonctionnement dénoyé de l'ouvrage (i.e. sans influence du milieu naturel), dans le cas où :  $\frac{w_3-0.05}{w_1} < 0.48$  avec  $w_1$  et  $w_3$  les hauteurs d'eau respectives mesurées par les capteurs 1 et 3 par rapport au radier de la crête (en m).
- fonctionnement noyé de l'ouvrage pour une condition  $\frac{w_3-0.05}{w_1} > 0.48$
- infiltration du milieu naturel vers le réseau lorsque  $w_3 > 0$  et  $w_3 > w_1$
- pas de déversement :  $w_3 = w_1 > 0$

**Remarque** : La sécurisation de la mesure à l'aide du capteur 2, entraîne une condition supplémentaire pour chacune de ces lois.

Une fois ces différents types de fonctionnement identifiés, il convient d'établir les relations d'interpolation  $Q = f(h_i)$  dans chaque cas, lorsque tous les capteurs fonctionnent mais également en dégradé. Dans l'exemple présente, 6 relations hauteur/débit doivent donc être identifiées. Celles-ci seront associées aux 6 relations classiques (de type Poleni), à déterminer pour estimer les petits débits déversés.

### 5.4.3.3 Sous-procédure 9 : Evaluation des incertitudes - le site d'Herbet

Comme évoqué précédemment, on s'intéresse ici particulièrement à l'incertitude liée à la mesure de hauteur d'eau et transmise dans la relation d'étalonnage identifiée. Cette incertitude peut être calculée de différentes manières à l'instar de celles calculées pour les méthodologies adaptées aux collecteurs (cf. Chapitre 4.3.5) :

- une méthode de Monte-Carlo,
- ou encore la relation de propagation des incertitudes,
- par un calcul de borne minimum et maximum.

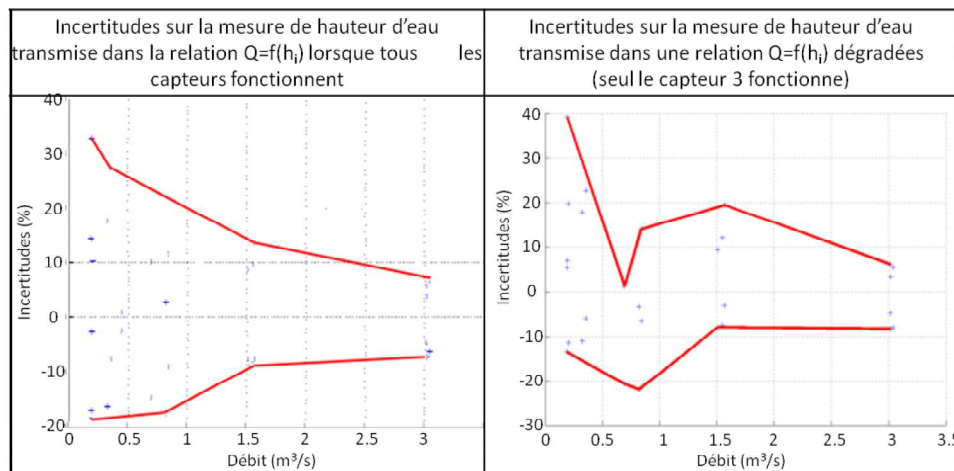
On se limitera dans cette partie à illustrer des résultats calculés à partir de cette dernière méthode. Néanmoins, on pourra se reporter au chapitre précédent pour plus de détails sur l'application des deux autres méthodes d'évaluation des incertitudes.

**CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?**

**Sur le débit**

Dans le cas où l'instrumentation a été fiabilisée par la mise en place de plusieurs capteurs de hauteur d'eau, le fait de disposer d'une relation  $Q = f(h)$  explicite lorsque tous les capteurs fonctionnent mais également en mode "dégradé" permet de calculer les incertitudes associées à chacun de ces modes de fonctionnement. Ainsi, dans le cas d'Herbet, 3 capteurs de hauteur d'eau ont été mis en place : 7 modes de fonctionnement de l'instrumentation ont donc été identifiés (en fonction de l'état de fonctionnement des capteurs). Les incertitudes associées à ces 7 lois ont donc pu être évaluées. Elles présentent toutes des incertitudes très fortes pour les petits débits déversés. Néanmoins, cette augmentation des incertitudes pour les faibles débits est plus faible pour la relation  $Q = f(h_i)$  lorsque tous les capteurs sont en état de fonctionnement que dans les modes "dégradés" (cf. Figure 5.17).

FIGURE 5.17: Bornes d'erreur relative minimum et maximum liées à la sensibilité du capteur de hauteur d'eau et transmises dans : la relation  $Q = f(h_i)$  valable lorsque tous les capteurs fonctionnent (à gauche) et dans la relation  $Q = f(h)$  valable lorsque seul le capteur 3 fonctionne (à droite)



**Remarque :** Ces incertitudes sont extrêmement dépendantes des relations d'étalonnage  $Q = f(h)$  choisies. Le choix de la fonction la plus adaptée doit donc être effectuée consciencieusement. De plus, ces lois ne peuvent pas être employées en dehors de leur gamme de validité sur laquelle ils ont été élaborées.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

### Sur le volume

La réglementation (cf. arrêté du 22 juin 2007 [76]) impose aux maîtres d'ouvrages la nécessité d'adresser une fois par an un bilan d'autosurveillance de leur réseau d'assainissement à la Police de l'Eau. On retrouve dans ces bilans des informations de débit (entrant en station d'épuration par exemple) mais surtout de volume déversé vers le milieu naturel. Il est donc nécessaire d'identifier l'incertitude associée à cette évaluation du volume avec la méthodologie proposée.

Une incertitude relative élevée sur le débit déversé, ne se traduit pas forcément de la même manière sur le volume. En effet, l'incertitude relative diminue avec l'augmentation du débit déversé. Ainsi, à un débit déversé faible est généralement associée une incertitude relative élevée (> 20 % par exemple), qui rapportée au volume, peut ne représenter qu'une faible incertitude. A contrario, l'influence d'une incertitude relative faible sur les débits déversés importants (5 % par exemple) est non négligeable sur l'incertitude absolue sur le volume. Au final, sur l'exemple d'Herbet présenté au 5.5.2, l'incertitude globale relative sur le volume calculé vaut environ  $\pm 14\%$ , ce qui demeure acceptable pour un gestionnaire de réseau.

**Remarque 1** : Bien que l'incertitude relative sur le volume soit faible sur la période d'un évènement pluvieux, elle peut représenter une quantité importante en valeur absolue. Plus la période d'étude est longue, plus cette incertitude devient importante (elle est cumulée).

**Remarque 2** : Cette incertitude sur le volume déversé peut être réduite au bout de quelques mois de données, en affinant l'interpolation relation hauteur-débit sur la gamme des débits déversés les plus fréquents. Il faudra donc évaluer la gamme des débits déversés les plus impactants en termes de volume.

## 5.5 Validation de la méthodologie

La validation de la méthodologie pose un problème inhérent aux types d'ouvrages à instrumenter : les ouvrages non-standard. En effet, ce cadre d'étude induit forcément le non-respect des normes de mise en place des éventuels dispositifs de validation. L'incertitude sur ces mesures est alors inconnue et peut se révéler très importante, rendant leur confrontation aux résultats de la méthodologie peu pertinente.

Une validation partielle a donc été effectuée sur les sites grandeurs réelle. Dans un premier temps, la cohérence interne des résultats obtenus a été évaluée puis



## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

les résultats de la méthodologie (i.e. les débits calculés) ont été comparés à des relations “classiques” de la littérature.

### 5.5.1 Validation des simulations numériques sur des données de site réel

L'état de l'art précédent a mis en évidence l'intérêt des modèles CFD pour traduire des écoulements complexes en réseau d'assainissement (cf.2.2.3.2). Ces modèles numériques et leur paramétrage ont notamment fait l'objet de validation expérimentale en laboratoire sur différents cas d'application, et en particulier les déversoirs d'orage (cf. [43]). Nous avons donc considéré que les simulations numériques reproduisaient bien l'écoulement dans les ouvrages complexes, si tant est que le paramétrage soit adéquat.

**Remarque** : Une étude de validation des résultats de simulations vis-à-vis de données disponibles sur sites réels aurait eu un intérêt certain. Néanmoins, elle n'a pas pu être réalisée en pratique par manque de données et de temps. Nous nous serions intéressé particulièrement à la variable globale de hauteur d'eau sur laquelle repose l'ensemble de la méthodologie. Une campagne de mesure de hauteur d'eau dans la chambre de déversement aurait alors été réalisée, en prenant soin d'identifier la position précise du capteur employée. Cette campagne aurait été couplée aux données de débits en entrée et en sortie du déversoir également mesurés sur la même période. Ces événements pluvieux auraient alors été simulés numériquement en prenant soin de respecter les différentes conditions aux limites. Les résultats de ces simulations en termes de surface libre auraient alors été confrontés aux hauteurs d'eau mesurées.

Pour réaliser cette validation, des données de débits amont et aval fiables, associées à une mesure de hauteur d'eau au sein du déversoir étaient nécessaires. Néanmoins, aucun set de données répondant à ces critères n'était disponible durant ce travail de thèse (hormis à la fin).

### 5.5.2 Cohérence interne (entre les différentes relations) - le site d'Herbet

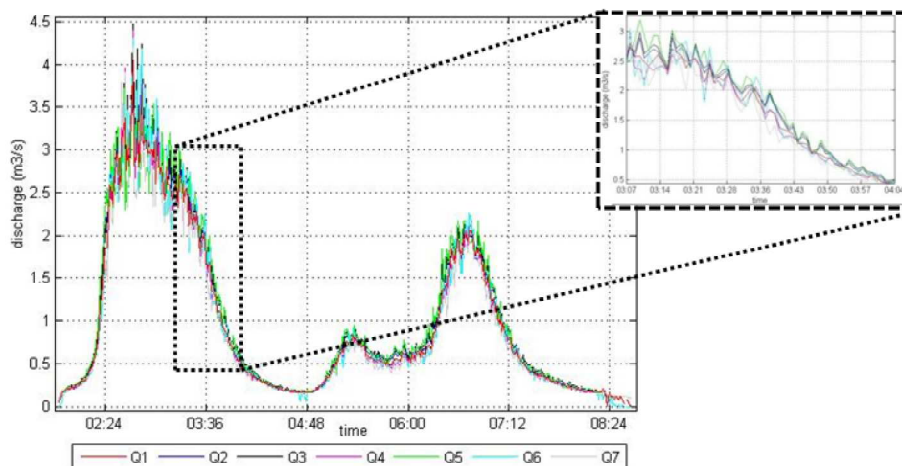
Etant donné la taille importante du site d'Herbet à Clermont-Ferrand et les forts enjeux qui lui sont associés, 3 capteurs de hauteur d'eau ont été mis en place dans le déversoir afin de sécuriser la mesure. Sept relations d'étalonnage ont donc pu être identifiées selon le degré de dégradation de ces capteurs (rela-

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

tion 1 : tous les capteurs fonctionnent, relation 2 : le capteur 3 est mis en défaut et les deux autres sont en état de fonctionnement,...). L'ensemble de ces relations est valable pour la gamme de débit associée aux simulations numériques, à savoir  $h_{crête} = 0.25\text{ m} < 0.27\text{ m} < h_i < 0.7\text{ m}$  ( $h_i$  correspondant aux mesures de hauteur d'eau associées au  $i^{\text{ème}}$  capteur et  $h_{crête}$  à la hauteur de crête).

La confrontation des débits calculés à l'aide de ces sept relations permet de valider la cohérence de ces différentes lois entre elles. Durant le déversement présenté ci-dessous (cf. Figure 5.18), d'une durée de sept heures, ces sept relations donnent des résultats en terme de débit très similaires. Cependant, les relations hauteur-débit basées uniquement sur une seule mesure de hauteur d'eau ( $Q_5, Q_6, Q_7$ ) sont logiquement sujets à plus de bruits que les relations tenant compte de plusieurs capteurs. Ce bruit peut être réduit à l'aide d'un processus de filtrage basique, calculant la médiane de quelques mesures consécutives pour lisser la variable d'entrée.

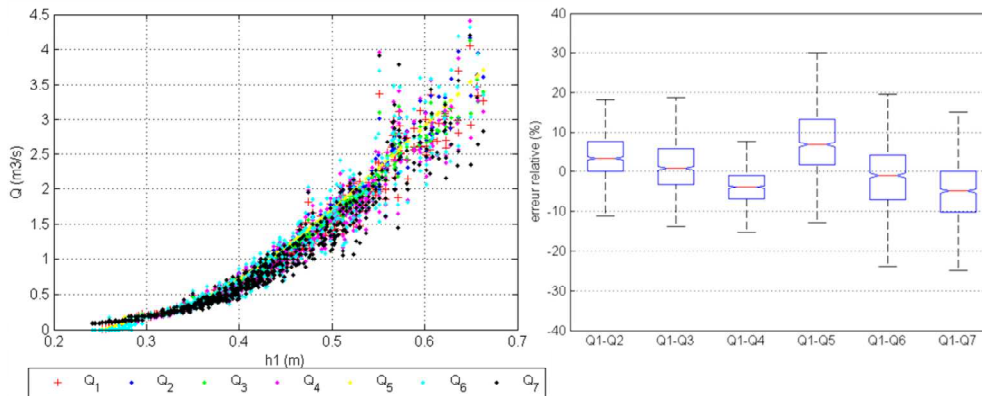
FIGURE 5.18: Comparaison entre les sept relations hauteur/débits dégradées pour le déversoir Herbet (Clermont Communauté)



Ce bruitage du débit calculé en fonction de la relation  $Q = f(h_i)$  considérée est particulièrement visible sur le graphique en figure 5.19. On y distingue une dispersion des débits calculés par les sept relations avec l'augmentation de la hauteur d'eau. Au final, l'erreur relative moyenne entre ces sept relations  $Q = f(h_i)$  s'élève au maximum à 6 % avec des bornes extrêmes pouvant néanmoins s'élever à 30 % (cf. Figure 5.19 en bas).

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.19: Comparaison entre les sept relations hauteur/débits dégradées pour le déversoir Herbert (Clermont Communauté) : débit déversé en fonction de la hauteur (en haut) - boxplot des erreurs relatives entre les lois (en bas)



**Remarque :** Le calage du zéro des capteurs de hauteur d'eau pourra être effectué par rapport à la crête, ou encore par rapport au radier de l'ouvrage. Les avantages et les inconvénients de ces deux méthodes seront évoqués par la suite (cf. figure 6.2).

### 5.5.3 Confrontation à une relation “classique” $Q = f(h)$ de la littérature - le site d'Herbet

Les relations obtenues peuvent ensuite être confrontées à des relations classiques disponibles dans la littérature. Ainsi, le site d'Herbet a fait l'objet d'une comparaison avec la relation de Rehbock, adaptée en théorie uniquement aux déversoirs frontaux rectangulaires sans contraction latérale. Cette relation est définie par (cf. [25]) :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot L \cdot w^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

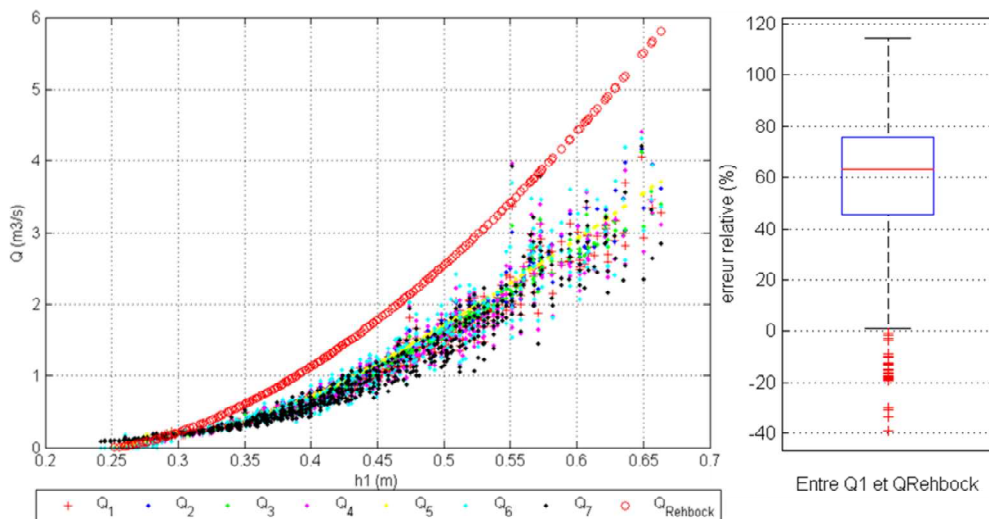
avec  $C_v$  le coefficient de vitesse d'approche (ici  $C_v = 1$  car on se place ici dans l'hypothèse des vitesses négligeables),  $L$  la longueur de la crête (en  $m$ ),  $w$  la lame déversante (en  $m$ ),  $g$  la constante de gravitation ( $m/s^2$ ) et  $C_d$  le coefficient de débit défini par la relation :  $C_d = 0.4023 \cdot \left(1 + \frac{0.135 \cdot w}{h_c}\right) \left(1 + \frac{0.0011}{w}\right)^{3/2}$

L'analyse des résultats (cf. Figure 5.20) permet de valider la tendance et la forme

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

des relations  $Q = f(h_i)$  obtenues avec les simulations numériques. Cependant, cette loi classique, adaptée en temps normal uniquement aux déversoirs frontaux rectangulaires sans contraction latérale, semble surévaluer le débit déversé (par rapport à la relation Q1 prise comme référence). Cette surévaluation n'est pas surprenante puisque le déversoir d'Herbet est latéral : les performances de déversement à charge égale sont donc moindre que pour une déversoir frontal, d'où la surévaluation. L'erreur relative moyenne entre la relation classique et la relation Q1 de référence ainsi obtenue, s'élève à 60 %.

FIGURE 5.20: Comparaison des relations  $Q = f(h_i)$  obtenues avec une relation "classique"



**Remarque :** Cette confrontation est intéressante d'un point de vue qualitatif. Néanmoins, il semble difficile de conclure sur la validité des relations sans confrontation avec d'autres technologies de mesure.

### 5.5.4 Confrontation des résultats à une mesure du débit déversé basée sur d'autres technologies

Malgré le fait que l'incertitude puisse être importante sur l'évaluation du débit à l'aide d'autres dispositifs de mesure, il aurait été intéressant de confronter les résultats de la méthodologie à d'autres technologies (même s'il aurait été

## *CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

difficile de conclure). Néanmoins, et pour les mêmes raisons évoquées précédemment (contraintes liées aux marchés publics ayant entraîné un retard important lors de l'achat de ces capteurs), aucune instrumentation (même temporaire) de validation du débit calculé n'était disponible durant mon travail de thèse après la mise en place de la méthodologie (notamment le choix de l'emplacement du capteur). Celle-ci n'a donc pas pu faire l'objet d'une validation effective sur site réel par confrontation à des données de débit, mesurées à partir d'une technologie différente (Doppler, cordes de vitesse,...).

### **5.6 Apports supplémentaires de la méthode**

#### **5.6.1 Identification de la dérive d'un capteur en temps réel**

La sécurisation de la mesure avec deux capteurs ou plus permet non seulement de réduire l'incertitude sur le débit déversé mais également de fiabiliser la mesure du débit déversé. Ainsi, une relation  $h/Q$  est identifiée lorsque tous les capteurs fonctionnent correctement mais également en mode dégradé, c'est à dire quand un ou plusieurs d'entre eux sont défectueux.

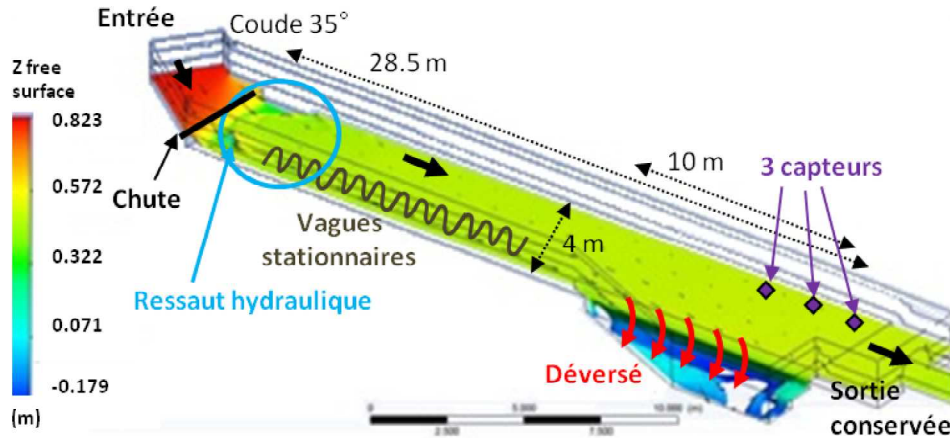
Un dysfonctionnement ou une dérive du capteur peuvent donc être identifiés en temps réel, si tant est que les capteurs aient pu être placés de manière à disposer des informations de temps sec. Les méthodes utilisées pour valider les données seront illustrées avec l'exemple du déversoir d'Herbet en utilisant un ensemble de mesures de hauteur d'eau disponibles sur une période de 12 jours, dont trois épisodes de pluie.

##### **5.6.1.1 En temps de pluie**

Du fait des enjeux importants liés au site d'Herbet, l'application de la méthodologie y a entraîné la mise en place de trois capteurs à ultrasons, localisés à 1.5 m d'écart les uns des autres (cf. Figure 5.21).

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.21: Identification des particularités du site d'Herbet et localisation des capteurs

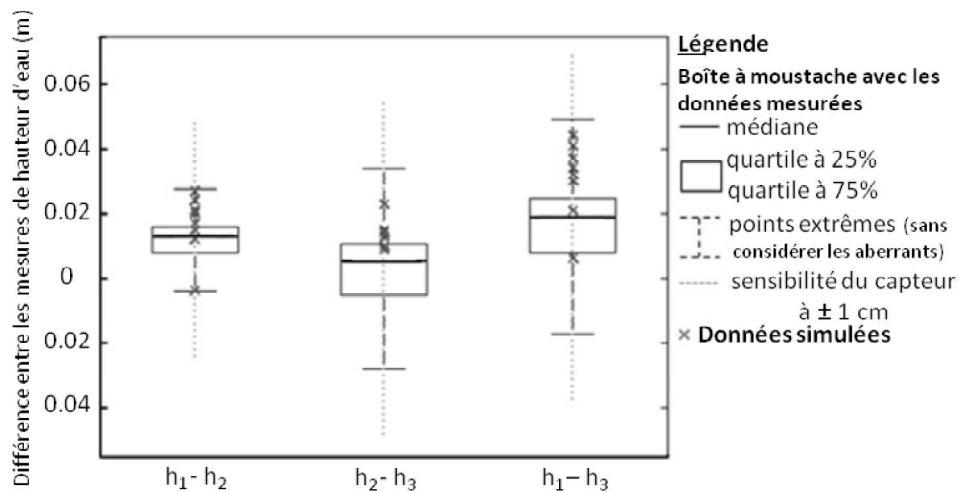


On distingue donc une importante corrélation entre les hauteurs d'eau mesurées (cf. Figure 5.22). Ainsi, si cette corrélation n'était pas satisfaite pendant la durée de l'évènement pluvieux, un dysfonctionnement ou une dérive des capteurs peuvent être suspectés (selon la durée de ce dysfonctionnement).

Par conséquent, en prenant en compte une précision du capteur de 1 cm, la différence entre les mesures de hauteur d'eau au niveau des capteurs 1 et 2 ( $h_1 - h_2$ ) devraient être comprise entre 2,5 cm et 5 cm (cf. Figure 5.22). Si la différence devient supérieure à cette valeur, les données acquises à partir du capteur ne doivent pas être utilisées. La différence entre les mesures de hauteur d'eau aux capteurs 2 et 3 est d'environ  $\pm 5.5$  cm et celle entre 1 et 3 varie entre 4 cm et 7 cm. En outre, ces intervalles de variabilité sont compatibles avec les résultats de la simulation, qui prennent en compte les différentes combinaisons de conditions aux limites et de débit déversé.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.22: Boxplot de la différence entre les mesures de hauteur d'eau. La marque centrale est la médiane, les bords de la boîte sont les 25e et 75e percentiles, les moustaches s'étendent aux points de données les plus extrêmes non-considerés comme aberrants, la ligne pointillée représente la précision du capteur à  $\pm 1$  cm et les croix des données de simulation



### 5.6.1.2 En temps sec

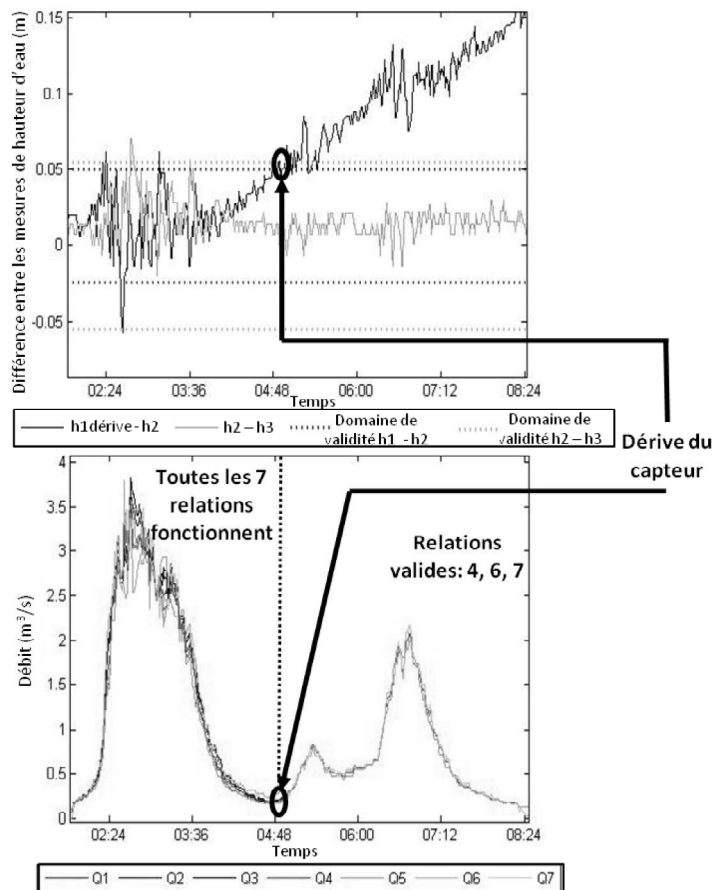
Comme décrit précédemment, une dérive des capteurs peut être identifiée au cours d'un événement pluvieux. Cependant, toute la question de l'instrumentation des déversoirs est de quantifier les rejets dans le milieu naturel, or les débordements ne se produisent (en théorie) que pendant les périodes de pluie. Il pourrait donc être intéressant de signaler toute dérive de capteur antérieure, à savoir dans les conditions de temps sec. Par conséquent, les mesures de niveau d'eau dans des conditions de temps sec peuvent être étudiées, et en particulier leur répétabilité de période 1 jour. En considérant les trois mesures de hauteur d'eau et une précision du capteur de 1 cm sur les sites réels, une courbe enveloppe des mesures du niveau de l'eau dans des conditions de temps sec peut être définie. Si une seule des mesures du niveau de l'eau dépasse cette enveloppe, on peut soupçonner une dérive de capteur. Si toutes les mesures de niveau d'eau dépassent les courbes enveloppes en même temps, un événement pluvieux se produit probablement.

CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

5.6.1.3 Test à l'aide d'une dérive artificielle

Afin de confirmer les observations de la section précédente, une dérive a été intégrée artificiellement dans les mesures du premier capteur (cf. Figure 5.23). Cette dérive a été créée par l'ajout d'une constante à la mesure du niveau d'eau de la sonde 1 à un instant donné et par la suite à chaque pas de temps. En conséquence, seules les relations 4, 6 et 7 sont indépendantes des mesures de niveau d'eau au niveau du premier capteur et sont donc valables. Cette observation confirme l'importance cruciale d'une bonne calibration du zéro des capteurs.

FIGURE 5.23: Différence entre les mesures de hauteur d'eau en fonction du temps conduisant à l'identification d'une dérive artificielle du premier capteur (en haut). Comparaison des différentes relations h/Qdev pour l'évènement pluvieux du 25/10/2012 avec la dérive artificielle (en bas)





*CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES  
GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

### **5.6.2 Application aux canaux venturi non-standard : cas de Branly**

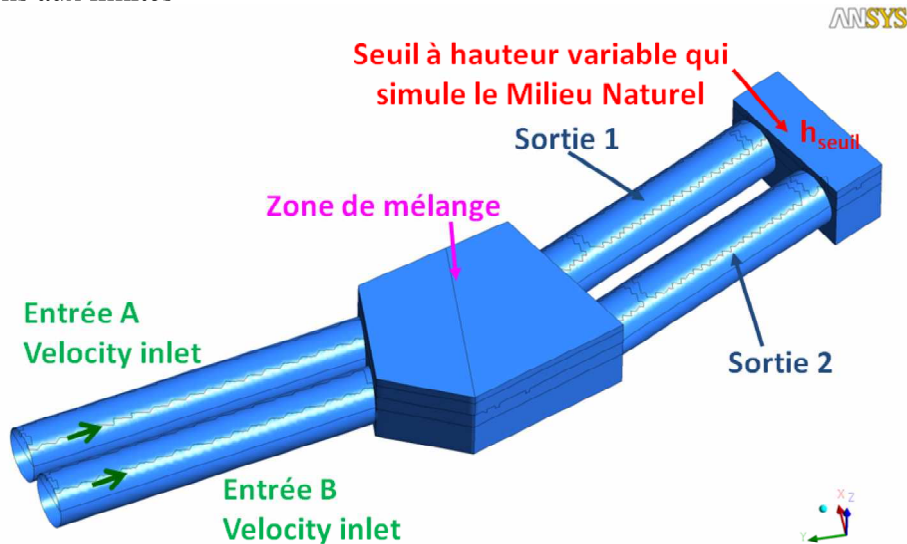
La méthodologie d'instrumentation présentée précédemment a été développée initialement pour les déversoirs d'orage non-standard. Néanmoins, le principe peut être étendu à d'autres ouvrages de réseau d'assainissement présentant une géométrie ou des conditions hydrauliques complexes, notamment les canaux Venturi non-standard. Cette dénomination est associée, dans ce travail, aux effets Venturi (contraction latérale avec passage par la hauteur critique) produits par un entonnement brusque : on propose ici de tirer parti de ce type d'écoulement pour l'instrumentation.

Bien que le principe d'instrumentation soit similaire aux canaux standard, il est nécessaire d'intégrer les particularités géométriques du site dans le modèle avant d'identifier une relation  $Q = f(h)$  spécifique au site : l'utilisation d'un modèle 3D semble donc essentielle.

La méthodologie présentée précédemment a donc été appliquée au Venturi non-standard de Branly. En effet, ce site complexe (détaillé au paragraphe 5.2.1.4) présente un entonnement fort à la sortie d'une chambre de mélange de taille conséquente : on passe d'une section de (6 m \* 9 m) à 2 conduites DN2200. Deux effets Venturi ont donc lieu dans chacune des conduites de décharge. L'analyse hydraulique du site a permis d'identifier un régime d'écoulement fluvial dans l'ensemble de l'ouvrage avec une potentielle influence aval, provenant du milieu naturel. Cette variabilité a donc été intégrée comme condition aux limites du modèle à l'aide d'une condition de hauteur d'eau (définie par un mur de hauteur variable). Suite à une visite du site pendant laquelle un relevé topographique en 3D du site a été réalisé, le modèle CFD a pu être conçu avec comme conditions aux limites : un débit d'entrée à l'amont (velocity inlet) et une condition de seuil à l'aval pour représenter l'influence du milieu naturel (cf. Figure 5.24).

CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

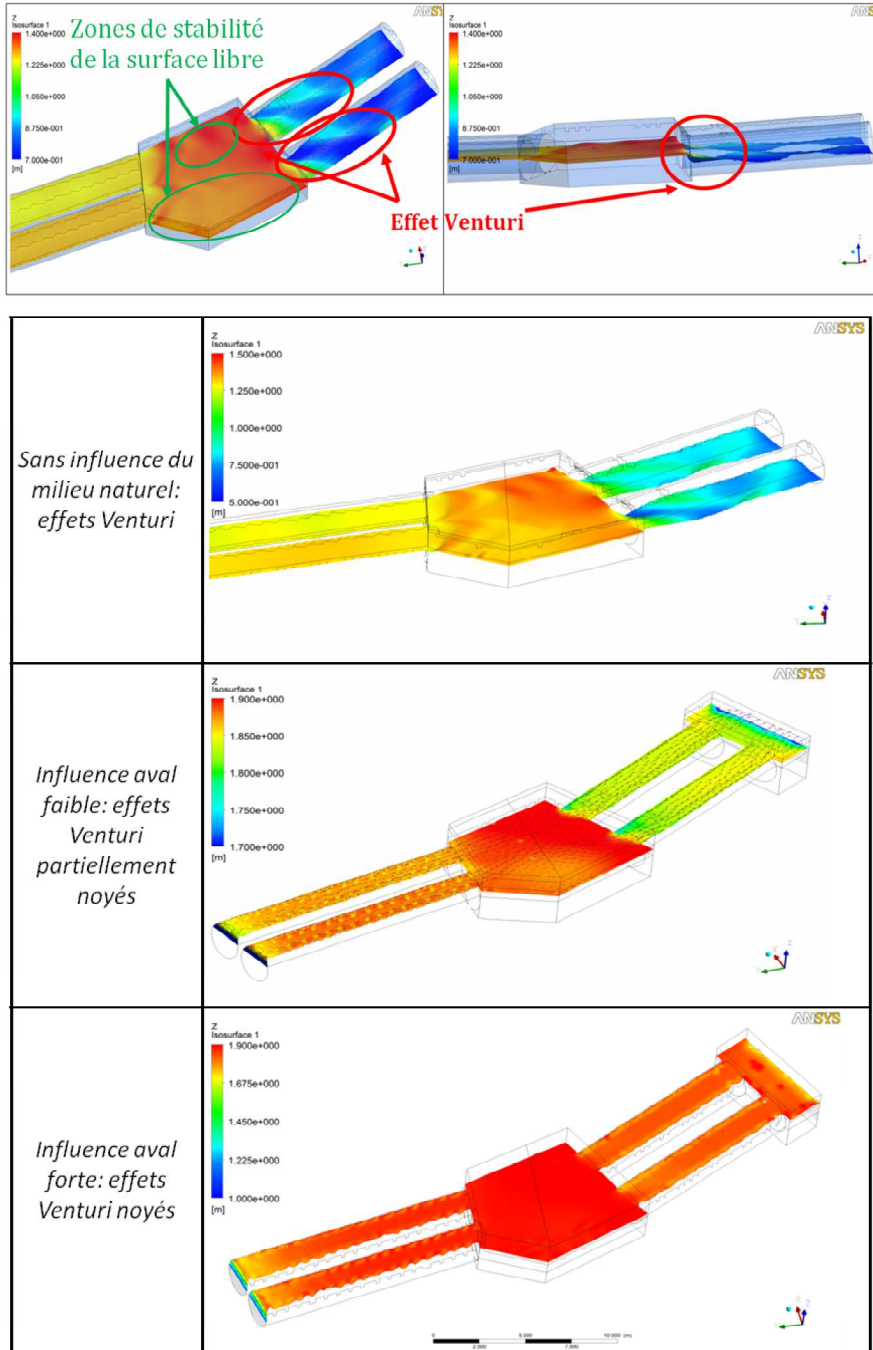
FIGURE 5.24: Modélisation de la chambre de mélange du site de Branly et conditions aux limites



Par la suite, une quinzaine de simulations a été réalisée de manière à balayer l'ensemble des fonctionnements hydrauliques possibles, notamment le noyage progressif des effets Venturi. Ces simulations permettent de reproduire à la fois cet effet Venturi mais également le ressaut hydraulique induit par une influence aval forte (cf. Figures 5.25 et 5.26). Elles ont également permis d'identifier une valeur seuil de hauteur d'eau aval pour laquelle l'effet Venturi est noyé.

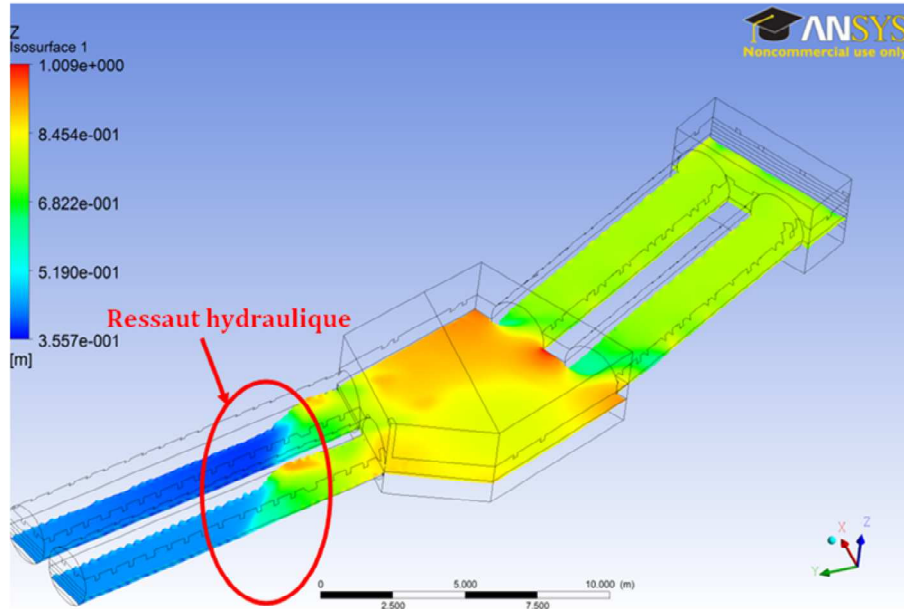
CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.25: Résultats de simulations : identification de l'effet Venturi et noyage progressif ressaut hydraulique sur le site de Branly



## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.26: Résultats de simulations : identification du ressaut hydraulique sur le site de Branly



**Remarque :** Ce cas de figure correspond à un débit déversé relativement faible (rapporté à la taille de l'ouvrage) de  $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$  associée à un milieu naturel d'influence mesurée (assez importante pour ne pas permettre une sortie libre mais pas assez pour noyer l'effet Venturi).

Une fois ces simulations réalisées, la position des capteurs a pu être identifiée en tenant compte des zones présentant une surface libre relativement stables et le moins de dépôt possible. Une instrumentation individuelle de chacune des conduites de décharge a été mise en place comprenant : 1 capteur de hauteur d'eau par technique acoustique dans la chambre de mélange et un autre dans le milieu naturel aval. Les résultats de simulations ont ensuite permis d'identifier une relation paramétrée tenant compte des deux types de fonctionnement de l'ouvrage (noyé et dénoyé) (cf. Figure 5.27). Les différents coefficients ont été ajustés pour chacun des deux collecteurs, permettant de calculer le débit total déversé vers le milieu naturel en additionnant les deux résultats.

CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.27: Forme de la relation paramétrée employée pour le Venturi non-standard de Branly

$$\alpha = -c_1 \cdot \ln(h_{ZM}) \quad \beta = b_2 - c_2 \cdot \ln(h_{ZM})$$

$$\gamma = \ln(b_1) - c_3 \cdot \ln(h_{ZM}) - \ln(a_1 + a_2 \cdot h_{ZM} - h_{MN})$$

$$coef = 1 - \frac{1}{1 + 50 \cdot \exp(-50 \cdot (h_{MN} - 0,6773 \cdot h_{ZM}))}$$

Limite noyé / dénoyé  
 $h_{MN} = 0,6673 \cdot h_{ZM}$

$$Q = (1 - coef) \cdot \frac{-\beta + \sqrt{\text{abs}(\beta^2 - 4\alpha\gamma)}}{2\alpha} + coef \cdot (d_1 \cdot h_{ZM}^2 + d_2 \cdot h_{ZM} + d_3)$$

Loi en fonctionnement noyé
Loi en fonctionnement dénoyé

avec la condition hydraulique suivante:

$$h_{MN} > I \cdot L + h_{ZM} \Rightarrow Q_{\text{rejeté\_vers\_le\_MN}} = 0 \quad (I \text{ la pente du collecteur et } L \text{ sa longueur})$$

## 5.7 Conclusion et perspectives

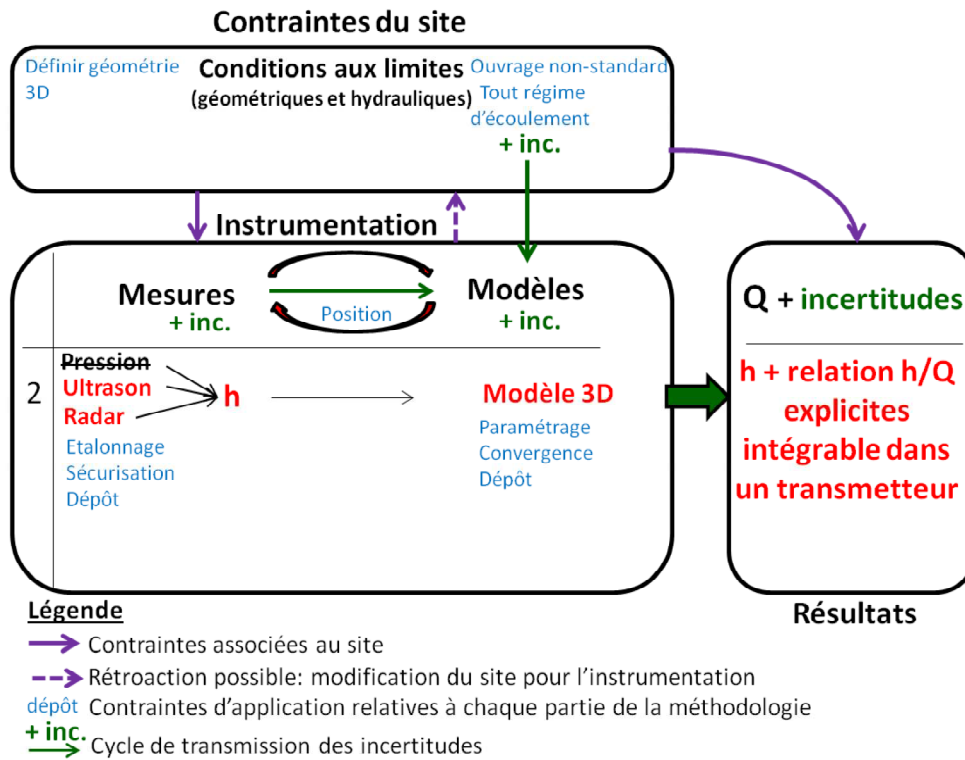
### 5.7.1 Conclusion

La mise en place de cette méthodologie d'instrumentation sur des ouvrages non-standard réels a permis de valider son applicabilité vis-à-vis des contraintes de site. Il en ressort que cette méthode permet d'évaluer les débits pour des ouvrages non-standard et au fonctionnement hydraulique complexe, avec des erreurs sur le débit calculé acceptables, si tant est qu'il soit possible d'identifier une position des capteurs de hauteur d'eau peu sensible à la variation des conditions aux limites. De plus, une relation hauteur/débit explicite peut-être identifiée à l'aide des simulations numériques à trois dimensions. Cette relation d'étalonnage peut être implémentée dans un transmetteur de capteur de hauteur d'eau. L'évaluation du débit déversé peut également faire l'objet d'une sécurisation par la mise en place de plusieurs capteurs associés à des relations h/Q spécifiques.

En conclusion, cette méthodologie d'instrumentation repose bien sur le principe de synergie entre mesure et modèle, en intégrant les contraintes géométriques et hydrauliques du site. Son principe et ses contraintes peuvent donc être résumés par la figure 5.28.

## CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?

FIGURE 5.28: Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standard avec un modèle CFD : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 3D



### 5.7.2 Perspectives

Malgré les développements effectués pendant ce travail de thèse et notamment la création d'un guide technique pour l'application de cette méthodologie par les gestionnaires de réseau, des travaux supplémentaires peuvent être envisagés :

- un calcul de sensibilité de la méthode par rapport aux paramètres géométriques tels que la pente serait pertinent,
- la transposition de cette méthode à un outil 1D adapté à la modélisation des déversoirs à géométries courantes (mais pas standard), tels que les déversoirs courbes avec ou sans entonnement, est également une piste de

*CHAPITRE 5. COMMENT UTILISER LES PARTICULARITÉS DES  
GÉOMÉTRIES EXISTANTES POUR L'INSTRUMENTATION ?*

développement particulièrement intéressante, notamment pour réduire le temps de calcul,

- le développement d'une étude fluide-structure pour intégrer les clapets anti-retour (notamment les souples) dans le modèle 3D. Ce point a déjà fait l'objet d'un travail préliminaire au sein de l'équipe de recherche,
- l'intégration du transport solide dans le modèle 3D et notamment travailler sur la remise en suspension et le dépôt de particules. Ce point a déjà fait l'objet de développements appliqués principalement à la sédimentation en bassin de dépollution. Il serait intéressant d'intégrer ce paramètre dans la méthodologie proposée.

# Chapitre 6

## Comment modifier la géométrie d'un ouvrage pour rendre l'instrumentation possible ?

Dans ce chapitre, nous proposons des pistes de méthodes basées sur l'emploi des modèles CFD, pour modifier la géométrie d'ouvrages existants ou en créer de nouveaux selon les contraintes de site. Ces modifications ont pour objectif de permettre l'instrumentation de certains ouvrages non standard pour lesquels la méthodologie précédente n'aboutit pas à des résultats opérationnels. L'influence de ces modifications sur l'écoulement amont et aval devra également être évaluée. Des petits aménagements supplémentaires pourront ainsi être considérés afin de la limiter.

### Sites d'application

Cette méthode de modification des ouvrages a été appliquée sur plusieurs sites réels, dont deux seront employés pour illustrer nos propos :

- le déversoir de “La Pradelle” à Clermont-Ferrand (Clermont Communauté) permettra l'illustration de la méthode adaptée aux déversoirs d'orage (cf. 6.1).
- le Venturi situé à l'entrée de la station de pompage de Branly (Colmar), employé pour illustrer l'application sur les Venturis non standard (cf. 5.2.1.4).

Les caractéristiques de ces sites sont présentées dans le tableau 6.1.



**CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?**

TABLE 6.1: Caractéristiques des sites d'application de la méthodologie de modification des ouvrages non-standard

Caractéristiques		Déversoirs d'orage	Effet Venturi
		La Pradelle	Branly - Vis
Crête	Nombre	1	/
	Type		/
	Longueur	3.5 m	/
Amont	Type	Circulaire	Chambre d'arrivée des vis
	Dimensions	φ1600	≈ 5.5 m * 3 m
	Singularité	/	Vis à l'amont
	Type d'écoulement	Torrentiel	Torrentiel
Aval	Type	Circulaire	Rectangulaire
	Dimensions	φ400	2.5 m * 1 m
	Singularité	Fosse à sable	Chute
	Type d'écoulement	En charge	Torrentiel
Déversé	Influence du déversé	Non	/
	Débit max	0.5 m <sup>3</sup> /s	/
Dépôt		Aucun	/

## 6.1 Pour les déversoirs d'orage

La méthodologie d'instrumentation détaillée ici correspond à la sous-procédure 10 du chapitre précédent (cf. 6.1.3).

### 6.1.1 Principe et intérêts

L'instrumentation proposée est toujours basée sur la mesure de hauteur d'eau et nécessite donc de localiser un endroit dans le déversoir où la surface libre est relativement plane sur la zone de mesure, mais demeure tout de même représentative du débit déversé. Or, les simulations numériques de l'écoulement, réalisées avec la méthode précédemment explicitée, peuvent mettre en évidence un non-respect de ces conditions dans certains ouvrages.

Dans ce cas, la méthode n'est pas applicable telle quelle ; des modifications de la géométrie du déversoir sont nécessaires pour permettre l'instrumentation de l'ouvrage avec uniquement des hauteurs d'eau.

*CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN  
OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?*

### **6.1.2 A qui cette méthodologie s'adresse-t-elle et sur quels ouvrages ?**

Cette méthodologie s'adresse aux déversoirs d'orage non-standard dont la surface libre est particulièrement agitée. Cette agitation doit être associée à un régime d'écoulement torrentiel à l'amont ( $Fr > 1$ ) ou transcritique ( $Fr = 1$ ) (présence d'un ressaut hydraulique), dû par exemple à une pente forte dans la canalisation amont.

**Remarque :** Ce type de régime d'écoulement est nécessaire afin de limiter les conséquences des modifications géométriques proposées. On rappelle qu'un régime d'écoulement torrentiel est caractérisé par une vitesse d'écoulement supérieure à la célérité des ondes : les informations se propagent donc toutes de l'amont vers l'aval.

### **6.1.3 Procédure**

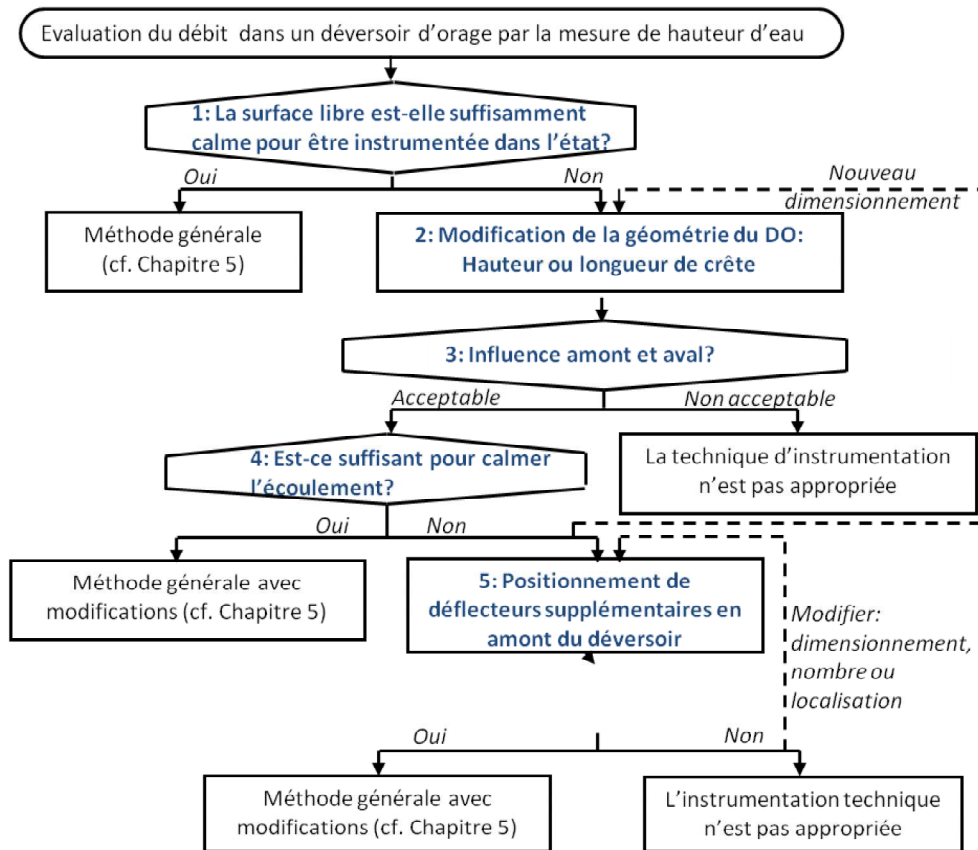
Une procédure de dimensionnement et de localisation des modifications à apporter aux ouvrages non-standard pour l'instrumentation a été développée. Ces développements ont été effectués pour des applications aux déversoirs d'orage à écoulement torrentiel ou transcritique et seront donc présentés dans ce cadre par la suite. Une extension à la mise en place d'un Venturi non-standard sera néanmoins proposée par la suite, moyennant quelques modifications.

Cette procédure de dimensionnement est basée sur la modélisation 3D. Elle est divisée en 5 étapes détaillées par la suite (cf. Figure 6.1) et propose deux types de modifications principales, présentées dans l'ordre croissant de difficulté d'application :

- rehausse de crête (ou réduction de la longueur) à l'aide de plaques en acier inoxydable ou de batardeaux, suivant la forme de la crête. Cette rehausse peut être fixée sur rails, vissée sur la crête ou encore maçonnée selon les caractéristiques du site. Leur dimensionnement dépend de la place disponible dans la chambre de déversement et de leur influence sur l'écoulement,
- mise en place de déflecteurs dans la conduite amont de l'écoulement, de manière à réduire l'énergie cinétique de l'écoulement (et déplacer le ressaut hydraulique).

**CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?**

FIGURE 6.1: Sous-procédure 10 : Modification “simple” du DO



1. Etape 1 : Quel est l'état initial sans modification de la géométrie ? La surface libre est-elle suffisamment plane pour être instrumentable ? Pour répondre à ces questions, une simulation CFD du cas le plus défavorable doit être exécutée. Les conditions aux limites pour cette simulation sont choisies en utilisant la technique d'évaluation du débit proposée au chapitre 5, et en particulier l'analyse hydraulique de l'ouvrage qu'elle requiert. Si cette simulation met en évidence l'impossibilité de l'instrument de la structure actuelle, en utilisant des capteurs de hauteur d'eau, une modification de sa géométrie peut être envisagée.
2. La première modification pouvant être considérée concerne la hauteur ou

## *CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?*

la longueur de la crête du déversoir qui peut être effectuée en utilisant des plaques en acier inoxydable, ou batardeaux. Leur forme suit celle de la crête à condition qu'elle ne soit pas trop compliquée à construire. Dans le cas contraire, des plaques rectangulaires ou trapézoïdales simples peuvent être envisagées. Leur dimensionnement dépend de l'espace disponible dans la chambre et leur influence sur l'écoulement.

3. L'influence de ces modifications sur l'écoulement en amont et en aval doit être évaluée. Une attention particulière est portée sur l'identification et la minimisation de l'influence de ces aménagements sur l'environnement du déversoir. Ainsi, il est nécessaire d'estimer l'impact de l'augmentation de la ligne d'eau dans le déversoir sur le débit de sortie. Si l'augmentation de ce débit devait être trop importante une obstruction partielle de la conduite conservée est envisageable. De même, l'augmentation de ligne d'eau à l'amont doit être évaluée et mise en lien avec le risque de débordement. Cette augmentation demeure généralement limitée du fait de la forte pente dans la canalisation amont ; le dimensionnement de ces aménagements n'entraînant la remontée du ressaut hydraulique que sur quelques mètres à l'amont de l'ouvrage. Le choix de l'acceptabilité ou non de ces conséquences hydrauliques, demeure une prérogative du gestionnaire de réseau.
4. Des simulations CFD sont nécessaires pour évaluer l'impact des modifications de la géométrie sur la surface libre, et notamment si elles sont suffisantes pour calmer l'écoulement. Ces simulations permettent également un dimensionnement plus précis de ces modifications, à condition que leur influence soit toujours acceptable.
5. Si modifier la crête ne suffit pas à calmer l'écoulement, des déflecteurs supplémentaires (généralement au nombre de 2 ou 3) peuvent être placés en amont du déversoir d'orage. Ces déflecteurs sont souvent constitués de plaques d'acier inoxydable, placées en quinconce pour laisser passer le flux de temps sec.

### **6.1.4 Application de la méthodologie sur le déversoir d'orage de La Pradelle à Clermont-Ferrand**

L'applicabilité de cette méthode est ensuite illustrée sur le cas réel du déversoir d'orage de "La Pradelle" à Clermont-Ferrand.

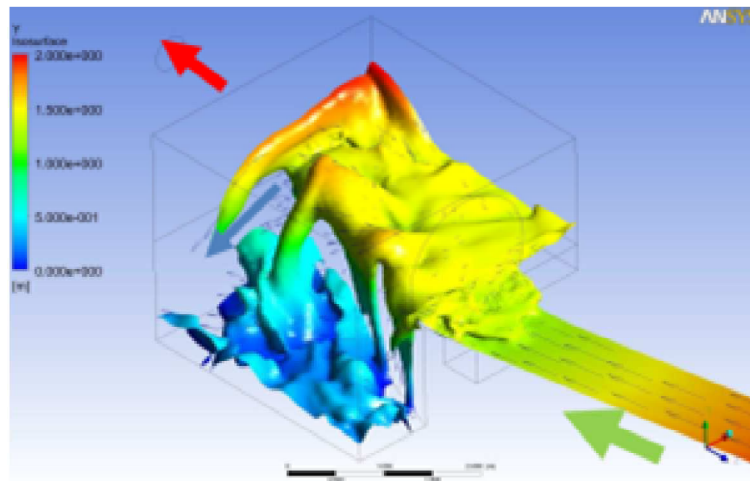
## CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?

### 6.1.4.1 Etape 1 : Etat initial, sans modification de la géométrie

Dans ce cas d'application, une simulation numérique de l'écoulement transitant dans l'ouvrage, pour un débit d'entrée important, met en évidence la difficulté d'identifier une zone stable pour mettre en place des capteurs de hauteur d'eau (cf. Figure 6.2).

**Remarque :** Cette simulation a été effectuée en régime stationnaire alors que l'écoulement est probablement très fortement instationnaire. Néanmoins, elle demeure suffisante pour caractériser la possibilité ou non d'instrumenter un déversoir en hauteur d'eau. Dans le cas de "la Pradelle", les résultats permettent de conclure de manière négative.

FIGURE 6.2: Simulation de l'écoulement dans le déversoir La Pradelle à l'état initial



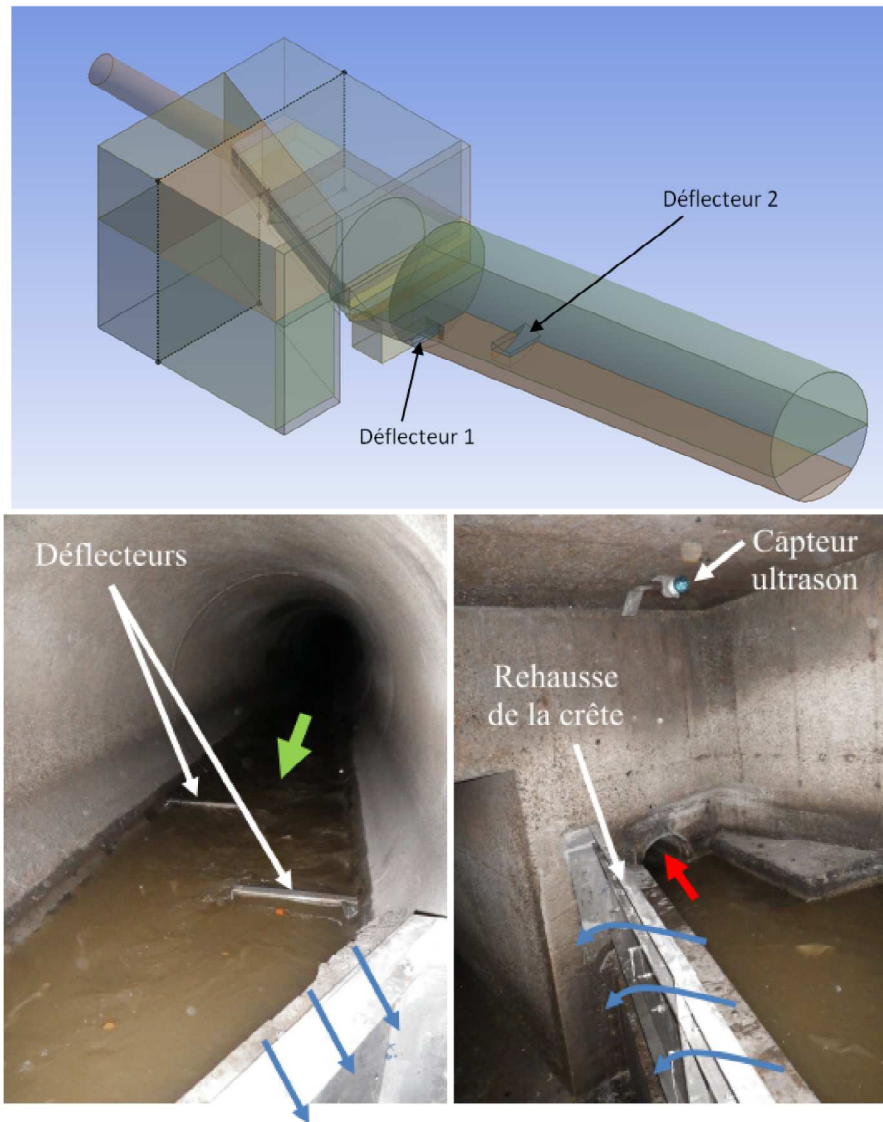
### 6.1.4.2 Etapes 2, 3, 4 et 5 : Modifications apportées

La méthodologie proposée a été appliquée au site de La Pradelle pour permettre son instrumentation en utilisant des mesures de hauteur d'eau. Dans ce cas particulier, une augmentation de 30 cm de la hauteur de crête à tout d'abord été envisagée. Celle-ci n'a pas permis de stabiliser l'écoulement suffisamment. De ce fait, deux déflecteurs ont été ajoutés dans la conduite d'entrée, de part et d'autre de la cunette permettant le passage de l'écoulement de temps sec (cf. Figure 6.3). Ces déflecteurs ont été construits en acier inoxydable présentant une forme arrondie, de manière à suivre l'aspect de la conduite circulaire. Leur lar-

**CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?**

leur et hauteur ont été “optimisées”, en simulant l'écoulement dans le déversoir pour un débit d'entrée important à l'aide du modèle CFD. Dans le cas présent, les déflecteurs mis en place sont caractérisés par une largeur de 45 cm et une hauteur de 23 cm.

FIGURE 6.3: Aménagements dimensionnés pour le déversoir La Pradelle grâce au modèle numérique (en haut) et mis en place sur site (en bas)



## CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?

### 6.1.4.3 Résultats après modifications

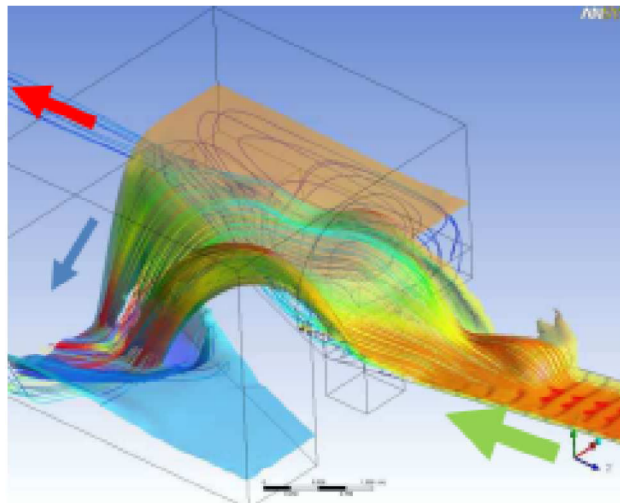
La mise en place des déflecteurs a permis de réduire l'énergie cinétique de l'écoulement. Associés à l'augmentation de la hauteur de crête, ces aménagements ont permis de stabiliser suffisamment l'écoulement pour permettre l'instrumentation de l'ouvrage à l'aide d'une seule mesure de hauteur d'eau (cf. 6.3). L'emplacement de ce capteur a été identifié à partir de la méthodologie précédemment présentée (cf. 5.3.3.1).

Celle-ci a également permis d'identifier une relation reliant la hauteur d'eau mesurée par ce capteur (en m) au débit déversé (en  $m^3/s$ ) :

$$Q_{\text{déversé}} = -2.154 \cdot h - 1.321 \cdot \ln(h) - \frac{0.099}{\ln(h)^3} \text{ valide pour } h > 0.56 \text{ m}$$

La possibilité de modifier la forme du déversoir dépend des conditions hydrauliques de l'écoulement et en particulier de la pente dans la conduite en amont. Dans le cas de "La Pradelle", cette pente était suffisamment raide (15 %) pour éviter toute influence des modifications de l'écoulement en amont des déflecteurs (le ressaut est situé près des déflecteurs, comme illustré sur la figure 6.4). En outre, ces modifications n'ont pas augmenté de façon significative le débit de sortie.

FIGURE 6.4: Résultats de simulations suite aux aménagements effectués sur la structure du déversoir d'orage



## **6.2 Pour les ouvrages de type “Venturi non-standard” - le site de Branly**

Cette section présente l'intérêt d'employer les modèles CFD pour dimensionner un ouvrage non-standard dans un objectif d'instrumentation avec des hauteurs d'eau, à l'aide d'une méthodologie divisée en 3 étapes. Ainsi, dans le cadre de la mise en place de l'autosurveillance de la station de pompage de Branly, il a été convenu que les vis d'Archimède disposeraient d'un dispositif de fiabilisation du débit. Le choix du dispositif a été effectué en tenant compte des caractéristiques et contraintes du site. Son dimensionnement repose quant à lui sur des simulations numériques 3D.

### **6.2.1 Etape 1 : Analyse des caractéristiques et contraintes du site**

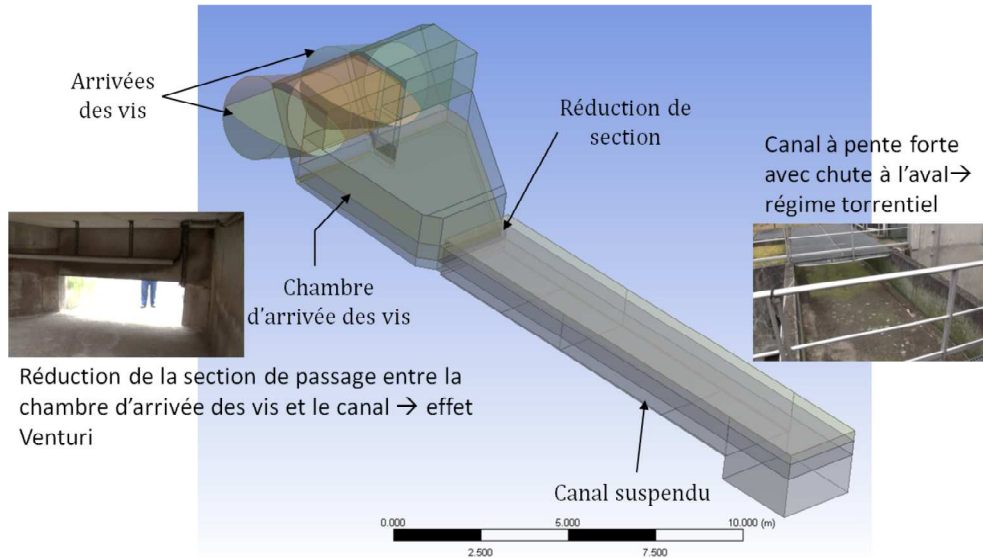
Comme évoqué précédemment, l'instrumentation repose sur une synergie entre technologie de mesure et modèle, en tenant compte des contraintes de site.

On opte ici, et comme dans tout l'ensemble de ce travail de thèse pour une technique de mesure de hauteur d'eau non-intrusive, afin de réduire la maintenance et faciliter la gestion de l'ouvrage. Il convient ensuite d'identifier le modèle le plus adapté aux contraintes de site. L'analyse du site de mesure, met en évidence une caractéristique à exploiter : une réduction de section brusque entraînant un effet Venturi (cf. Figure 6.5). La méthodologie d'instrumentation adaptée aux venturi non-standard présentée précédemment (et illustrée par la chambre de mélange du site de Branly) (cf. 5.6.2) a donc été appliquée. Néanmoins, l'effet Venturi naturel induit par la géométrie du site s'est avéré insuffisant pour évaluer les débits transitant dans le canal. Une accentuation de cet effet à l'aide de plaque en acier inoxydables a donc été proposée. Cette accentuation de l'entonnement a pour but d'augmenter la ligne d'eau à l'amont et de la stabiliser afin de pouvoir effectuer une mesure de hauteur d'eau dans de bonnes conditions. De plus, ce dispositif présente l'avantage d'être valable même pour les très faibles débits.



## CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?

FIGURE 6.5: Analyse du site des vis de Branly

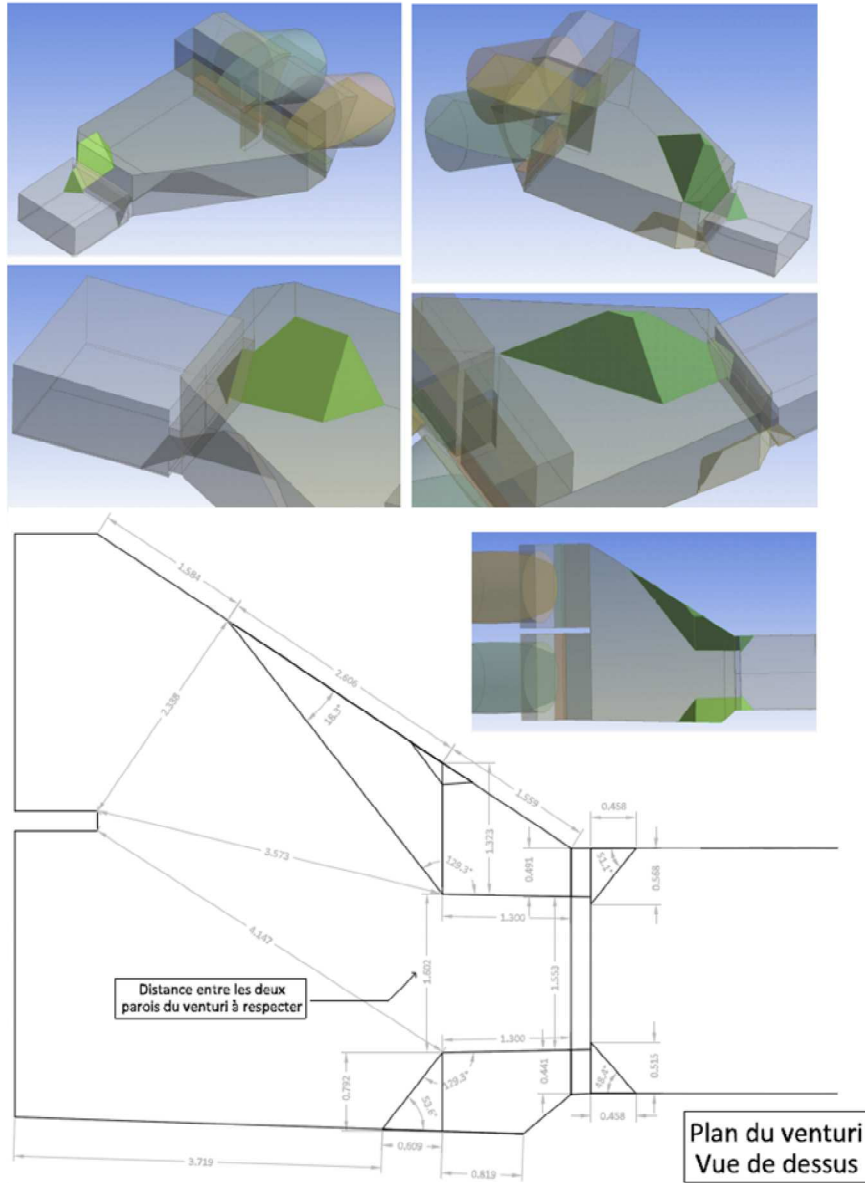


### 6.2.2 Etape 2 : Dimensionnement des modifications apportées

La modélisation 3D du site associée à une simulation de débit important permet ensuite de dimensionner l'ouvrage. Comme pour la méthode précédente adaptée aux déversoirs d'orage (cf. 6.1), on prendra soin d'évaluer l'impact des modifications apportées à la géométrie, sur les écoulements aval et amont. Dans le cas du Venturi des vis de Branly, cet impact est faible et ne pose de toute façon aucun souci, du fait de la présence d'une chute à l'amont et à l'aval.

**CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?**

FIGURE 6.6: Localisation du Venturi dans la chambre d'arrivée des vis de Branly (à gauche) et dimensionnement (à droite)



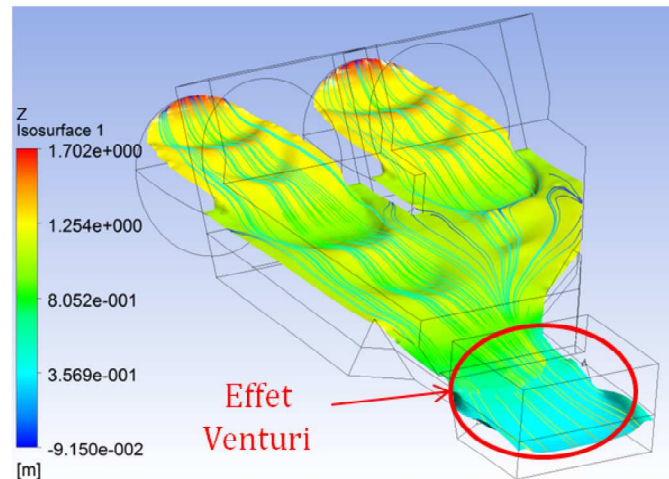
**Remarque :** Etant donné les contraintes de site, la mise en place d'un Venturi standard n'était pas envisageable. Le Venturi ainsi créé suit les parois de la chambre d'arrivée des vis mais permet de conserver un col rectiligne.

CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN  
OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?

### 6.2.3 Etape 3 : Application de la méthodologie d'instrumentation à la géométrie modifiée

Une fois la section de contrôle définie, la méthodologie d'instrumentation définie au chapitre 5 peut être appliquée. Ainsi, 18 simulations numériques ont été réalisées pour traduire l'ensemble des cas de fonctionnement possible (cf. Figure 6.7). L'emplacement des capteurs a ensuite pu être identifié, de même que des relations d'étalonnage hauteur-débit selon les modes de fonctionnement des vis à l'amont. Au final, l'incertitude sur ce dispositif de mesure a été évaluée à  $\pm 15\%$  pour des débits supérieurs à  $0.5m^3/s$  et se réduit à moins de 10 % pour des débits supérieurs à  $2m^3/s$  (i.e. le débit nominal de chacune des vis).

FIGURE 6.7: Localisation du Venturi dans la chambre d'arrivée des vis de Branly (à gauche) et dimensionnement (à droite)



## 6.3 Conclusions et perspectives

### 6.3.1 Conclusion

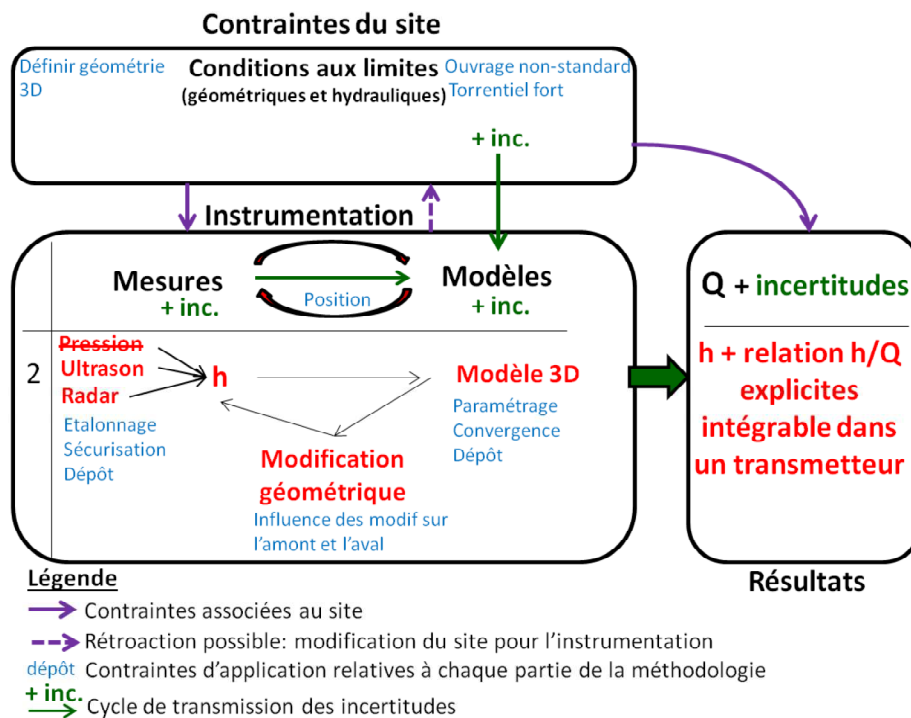
Une méthodologie générale adaptée à l'évaluation du débit déversé par mesure de hauteur d'eau pour les déversoirs d'orage dont le régime d'écoulement amont est torrentiel ou transcritique a été proposée. Elle est basée sur la modification de la forme de la géométrie de l'ouvrage soit par réhausse de crête, soit par la mise en place de déflecteurs. Cette méthode nécessite un modèle 3D de

## CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?

la structure en l'état actuel mais également avec la mise en place des différents aménagements proposés. L'influence de ces aménagements sur les écoulements amont et aval doivent également être évalués. L'application de cette méthode sur le site grandeur naturel du déversoir de La Pradelle à Clermont-Ferrand (France), a mis en évidence la nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour appliquer cette méthodologie. En effet, le nombre et le dimensionnement des modifications de l'ouvrage demande une certaine expérience de la part de l'utilisateur du modèle, qui doit optimiser ces aménagements de manière itérative.

En conclusion, cette méthodologie d'instrumentation repose bien sur le principe de synergie entre mesure et modèle, en intégrant les contraintes géométriques et hydrauliques du site. Son principe et ses contraintes peuvent donc être résumés par la figure 6.8.

FIGURE 6.8: Schéma de principe de la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standard avec un modèle CFD et modification géométrique : une synergie entre mesures de hauteur d'eau et modèle 3D



*CHAPITRE 6. COMMENT MODIFIER LA GÉOMÉTRIE D'UN  
OUVRAGE POUR RENDRE L'INSTRUMENTATION POSSIBLE ?*

**6.3.2 Perspectives**

Malgré les développements effectués, il serait intéressant d'effectuer des travaux supplémentaires par rapport aux points suivants :

- un test de sensibilité de la méthodologie par rapport aux dimensions de l'ouvrages
- synthétiser les besoins, les moyens disponibles et les contraintes du maître d'ouvrage par rapport au dispositif de modification de l'ouvrage afin d'orienter les solutions envisagées et améliorer encore plus l'applicabilité de la méthode.

# **Discutons un peu pour conclure sur l'instrumentation des ouvrages non-standard**

## **Problématiques liées à la technologie de mesure**

Nous ne reviendrons pas sur l'importance du choix d'une technologie de mesure adaptée aux contraintes du site, déjà évoquée dans la conclusion de la partie 2. De même, la nécessité d'adapter la fréquence d'acquisition aux phénomènes que l'on veut observer (par exemple, le début d'un évènement pluvieux) a également déjà été abordée.

En revanche, les contraintes de mises en place des capteurs dans un déversoir d'orage, et en particulier l'étalonnage de ces capteurs de hauteur d'eau requièrent quelques précisions. Ainsi, le zéro des capteurs de hauteur d'eau peut être effectué par rapport à n'importe quelle surface, néanmoins il est d'usage de le réaliser :

- soit par rapport au radier de l'ouvrage,
- soit par rapport à la crête,

Ces deux méthodes présentant chacune des avantages et des inconvénients détaillés dans le tableau 6.2.

TABLE 6.2: Avantages et inconvénients de l'étalonnage des capteurs de hauteur d'eau, par rapport au radier de l'ouvrage ou de la crête

	Par rapport au radier	Par rapport à la crête
Avantages	- Information facilement exploitable en temps réel	- Facilité de mise en pratique (à l'aide d'une planche et d'un niveau) - Moins sensible à la problématique du dépôt
Inconvénients	- Difficulté d'étalonnage sur site - Modélisation du radier de l'ouvrage reproduit de manière approximative => Mesures et simulations peu précises sur ce point	- Donne des valeurs négatives en temps sec → problème pour la gestion en temps réel et l'analyse de données

En règle générale, on privilégiera un étalonnage par rapport à la crête, plus facile à mettre en oeuvre et plus précis. En effet, étalonner le capteur par rapport au fond pose des difficultés techniques de mesure de ce fond en tout point de l'ouvrage et entraîne également un problème associé au modèle numérique. Ainsi, la topographie 3D de l'ouvrage réalisée sur site, intègre la définition précise des dimensions et de la localisation des murs, conduites, crête, etc. mais demeure approximative pour le fond (mesure du fond à l'aide d'une mire sur 5 à 10 points selon la taille de l'ouvrage). La modélisation du fond dans le modèle 3D est donc approximative puisqu'issue de l'interpolation entre ces différents points. Cette approximation (un ou deux cm sur le fond) entraîne donc une incertitude supplémentaire sur les relations hauteur/débit issues des résultats numériques. Pour s'affranchir de ce problème, l'utilisation de la hauteur de crête, modélisée avec précision, semble donc bien adaptée.

## Traitement de la problématique du dépôt

Cette problématique liée au dépôt est double :

- liée à la technologie de mesure puisque l'erreur sur la mesure est dépendante de la position des capteurs identifiée et son indépendance vis-à-vis de cette problématique,
- liée au modèle numérique et en particulier à l'intégration de ce paramètre dans le modèle CFD.

Ainsi, le traitement de cette problématique du dépôt va dépendre de la nature de celui-ci :

### *Discussion sur l'instrumentation des ouvrages non-standard*

- en cas de dépôt consolidé et étendu, il est possible de l'intégrer dans la géométrie du modèle (modification des conditions aux limites internes, en particulier de la pente).
- dans le cas d'un dépôt localisé, on tentera d'identifier la position des capteurs la moins sujette à cette contrainte en étudiant les champs de vitesse dans la modélisation (cf. 5.3.3.1)
- enfin, le cas d'un dépôt faiblement consolidé et évoluant avec le temps (alternance de dépôt et remise en suspension), se situe à la limite d'application de ces méthodologies puisque ce paramètre n'est pas intégrable dans le modèle (ou du moins pas de manière évidente).

Des travaux sont en cours pour développer la modélisation du transport solide en hydraulique urbaine [71, 52, 77]. Ces travaux s'attachent particulièrement aux valeurs seuils des coefficients de cisaillement et de l'énergie cinétique turbulente.

## **Conclusion sur la partie III**

Pour conclure sur la partie III, revenons sur les verrous techniques et scientifiques visés et faisons le point sur les solutions adoptées dans les méthodologies pour les résoudre (cf. Tableau 6.3).



*Discussion sur l'instrumentation des ouvrages non-standard*

TABLE 6.3: Comment a-t-on fait sauté les verrous techniques et scientifiques associés à la partie III ?

Type de verrous	Verrous	Solutions dans la méthodologie
Techniques	Comment instrumenter des ouvrages à géométrie ou fonctionnement hydraulique complexe à l'aide d'une technologie fiable et un minimum d'entretien ?	A l'aide de mesures de hauteur d'eau non intrusives associées à une modélisation 3D du site capable de reproduire des écoulements complexes
	Développer une méthode opérationnelle: identification d'une relation h/Q intégrable dans un transmetteur (ou en post-traitement)	Identification de courbes d'étalonnage à partir des résultats du modèle qui intègre la variabilité des conditions aux limites et la position du capteur
	Applicabilité de la méthode (validation sur site, création d'outils d'aide à la décision, validation de données,...)	Méthode confrontée aux contraintes de différents sites aux caractéristiques différentes (fluvial - fortement torrentiel, noyé - dénoyé, ...) – Elaboration d'un guide méthodologique
	Comment identifier la localisation du capteur la plus adaptée ?	En multipliant le nombre de simulation pour une même débit déversé mais avec des conditions de débit amont et aval différentes. La comparaison des résultats en terme de surface libre permet d'identifier la position du capteur la moins sensible à la variabilité des conditions aux limites amont et aval.
	Quelles recommandations de modifications de la géométrie proposer pour améliorer la mesure du débit ?	On peut envisager une augmentation de la hauteur de crête, et si cela n'est pas suffisant, la mise en place de déflecteurs à l'amont. Ces modifications ne sont possibles que dans les régimes fortement torrentiel pour lesquels ces modifications ont peu d'influence sur les écoulements amont et aval.
Comment calculer et minimiser l'incertitude sur la mesure ?	L'incertitude sur les conditions aux limites est directement intégrée dans la méthodologie lorsqu'on multiplie le nombre de simulation. L'incertitude associée à la précision du capteur peut, elle, être calculée et transmise dans la relation h/Q établie à l'aide d'un calcul de bornes, de la loi de propagation des incertitudes ou encore d'une méthode de Monte-Carlo.	
Scientifiques	Quel paramétrage du modèle définir pour reproduire les écoulements complexes étudiés ?	Ces choix ont été justifiés par la bibliographie, notamment par des travaux de l'équipe de recherche antérieurs à mon travail de thèse.
	Comment définir les conditions aux limites (hydraulique et géométrique) représentatives du fonctionnement de l'ouvrage et prendre en compte leur variabilité dans le modèle ?	La méthodologie intègre une étape d'analyse du fonctionnement hydraulique de l'ouvrage, et en particulier les régimes d'écoulements, qui permettent d'identifier le type de conditions aux limites à imposer dans le modèle. De plus, leur variabilité est prise en compte dans la méthode en multipliant le nombre de simulations par balayage de la gamme de variation de ces conditions aux limites, puis en comparant les résultats numériques de hauteur d'eau pour une même condition de déversement.

# Chapitre 7

## Conclusion générale de ce travail de thèse

Dans ce travail de thèse, quatre méthodologies d'instrumentation ont été développées pour une application en réseau d'assainissement. Ces méthodologies ont toutes utilisé la même technique d'instrumentation basée sur la synergie entre une mesure de hauteur d'eau non-intrusive et un modèle numérique (1D ou 3D) avec pour objectif final : l'identification d'une courbe d'étalonnage intégrable dans un transmetteur de capteur de hauteur d'eau. Cet objectif a été rempli pour l'application aux collecteurs (cf. chapitre 4) mais également aux ouvrages non standard (cf. chapitres 5 et 6).

### 7.1 Faisons le point sur les méthodologies

Les méthodologies proposées ont toutes été développées à partir d'une approche bottom-up, basée sur la résolution des verrous techniques et tenant compte des contraintes associées au site (cf. conclusion de chacune des parties précédentes). Les développements effectués durant ce travail de thèse se sont principalement attachés aux points suivants (cf. Tableau 7.1) :

- l'instrumentation d'un large panel d'ouvrages en réseau d'assainissement : des collecteurs en régime fluvial, aux déversoirs d'orages non-standard présentant tout type de régime d'écoulement, en passant par les Venturi non-standard au régime hydraulique varié,
- à l'aide de modèles de dimension différente (1D / 3D) permettant la modélisation des régimes permanents ou pseudo-permanents (3D) ou même

## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

transitoires (BSV), adaptés pour l'instrumentation. Ainsi, le traitement des conditions aux limites du code 1D "Barré de Saint-Venant" a-t-il dû être adapté à l'objectif visé de définir un débit à partir de deux hauteurs d'eau,

- tout en tenant compte de la variabilité des conditions aux limites et de la précision du capteur.

TABLE 7.1: Apports de thèse

		Collecteur		Venturi		Déversoir d'orage			
				Standard	Non-standard	Standard		Non-standards	
						Frontal	Latéral		
Régime	Fluvial		noyé	noyé					
	Torrentiel		avant	avant					
	Transcrit-ique								
Influence du déversé	Dénoyé								
	Noyé								

**Légende**  
 Connu       Travaux engagés       Manque d'information       Information non adaptée  
 Points abordés dans ce travail       Apports de ce travail (pour l'instrumentation)

		Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage						
		Modèle (M)	Adapté à l'instrumentation (I)	Standard		Non-standard		Standard				Non-standards		
				M	I	M	I	M	I	M	I	M	I	
Variabilité dans le temps	Permanent													
	Pseudo-permanent													
	Transitoire													
Variabilité dans l'espace	Uniforme													
	Non-uniforme													

**Légende**  
 Connu       Travaux engagés       Manque d'information       Information non adaptée  
 Points abordés dans ce travail       Apports principaux de ce travail

## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

Incertitudes	Collecteur		Venturi				Déversoir d'orage						
	(I) Facilité d'intégration	(E) Etudes existantes	Standard		Non-standard		Standard				Non-standards		
			I	E	I	E	Frontal		Latéral		I	E	
							I	E	I	E			
Conditions aux limites géométriques	Connu	Travaux engagés	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Connu	Connu	Connu	Connu	Connu	Connu	Connu
Conditions aux limites hydrauliques	Connu	Appports significatifs de ce travail	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail
Précision du capteur	Connu	Appports significatifs de ce travail	Connu	Connu	Manque d'information	Manque d'information	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail	Appports significatifs de ce travail

**Légende**

- Connu
- Travaux engagés
- Manque d'information
- Centres d'intérêts de cette partie
- Appports significatifs de ce travail

Ces quatre méthodologies ont toutes fait l'objet d'une application sur site grandeur nature associée à une validation (au moins partielle). Cette confrontation aux contraintes de terrain a permis de dégager un certain nombre de problématiques et limites à prendre en compte, dont on distingue trois origines principales :

- le site de mesure,
- la technologie de mesure de la hauteur d'eau et sa mise en place sur site,
- et le modèle numérique.

Ces limites ont déjà fait l'objet de discussion dans les conclusions de chacune des parties, on tâchera ici de ne rapporter que les points qui nous semblent les plus importants.

### 7.1.1 Contraintes liées à la technologie de mesure employée

Comme ces méthodologies d'instrumentation se basent sur un type unique de variable d'entrée : la hauteur d'eau mesurée par des dispositifs non-intrusifs, elles sont extrêmement sensibles à la qualité des données de hauteur d'eau initiales. Les contraintes de mise en place associées et son paramétrage conditionnent donc la pertinence des résultats obtenus et constituent une première limite de ces méthodologies ; en particulier l'étalonnage du capteur.

## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

### 7.1.1.1 L'étalonnage du capteur

Quelle que soit la méthodologie d'instrumentation employée, l'étalonnage du capteur est une étape déterminante à l'obtention d'une évaluation du débit cohérente. Ainsi,

- pour les méthodes appliquées aux collecteurs, cet étalonnage conditionne la validité des conditions aux limites du modèle mais peut néanmoins faire l'objet d'un ajustement numérique (ajout de quelques centimètres pour être cohérent avec des données de débit temporaire).
- pour les méthodes appliquées aux déversoir, la référence utilisée pour l'étalonnage des capteurs de hauteur d'eau conditionnement par rapport au radier de l'ouvrage par rapport à la crête conditionne également une partie des résultats.

**Remarque :** Il arrive que le zéro du capteur varie dans le temps, pour des raisons anthropiques ou non : une mesure précise du zéro des capteurs doit donc être réalisée régulièrement sur site.

### 7.1.1.2 Mise en charge

De plus, la mise en place des capteurs doit tenir compte d'une éventuelle mise en charge possible du collecteur (ou d'un remplissage conséquent fréquent). En effet, une mesure de mauvaise qualité d'une des deux hauteurs d'eau (dû à une saturation du capteur lorsque le niveau atteint la "zone morte" par exemple) entraîne des calculs de débits complètement erronés.

**Remarque :** Si la mise en charge est possible, on pourra sécuriser la mesure de hauteur d'eau en associant une mesure de hauteur par piézomètre, en plus du dispositif de mesure sans contact nécessaire aux méthodologies.

## 7.1.2 Contraintes liées au modèle employé pour établir la relation d'étalonnage

Quel que soit le type de modèle employé (1D ou 3D), il est toujours nécessaire de définir un certain nombre de paramètres. Le choix du paramétrage conditionne fortement la pertinence des résultats obtenus. Ainsi, il est possible de simuler des écoulements à l'aide d'un modèle CFD sans utiliser la méthode VoF ou encore le schéma HRIC, néanmoins ce paramétrage ne permettrait pas

## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

d'obtenir une information précise sur la surface libre à l'issue des simulations numériques.

### 7.1.3 Contraintes associées aux contraintes de site

#### 7.1.3.1 L'influence aval

L'influence aval éventuelle d'un site de mesure doit être prise en compte quelle que soit la méthodologie. Ainsi, cette contrainte est particulièrement limitante pour les méthodologies d'instrumentation appliquées aux collecteurs, puisqu'une différence de charge minimum est nécessaire pour permettre l'obtention de résultats satisfaisants. En général, une différence de charge de quelques centimètres ( $\geq 4 \text{ cm}$ ) est suffisante. Un débit faible, associé à une influence aval très importante entraîne donc une incertitude conséquente sur le débit évalué.

Cette problématique se retrouve également lors de l'évaluation d'un faible débit déversé par un déversoir d'orage. En effet, l'estimation de ce type de débit entraîne des incertitudes fortes car la lame déversante y est faible. La précision des capteurs joue alors un rôle prépondérant. Cette incertitude est encore plus accentuée pour l'évaluation de faibles débits déversés avec noyage de la crête déversante (influence du milieu naturel forte). Dans ce cas, l'estimation du débit déversé est extrêmement difficile à obtenir avec des incertitudes satisfaisantes.

#### 7.1.3.2 Problématique des dépôts

Le dépôt demeure une problématique importante qui conditionne chaque étape des méthodologies. Ainsi, la mise en place de capteurs dans des zones sensibles à ce problème entraîne une incertitude importante sur l'information de hauteur d'eau. Or, cette donnée constitue la variable d'entrée des modèles 1D, et conditionne l'évaluation du débit déversé en étant associée à la loi d'étalonnage identifiée à partir du modèle 3D.

De plus, la présence d'un dépôt dans un ouvrage peut influencer l'écoulement et devrait donc être intégré au modèle 3D. Pour le moment, on essaie de s'affranchir de cette problématique en identifiant les zones particulièrement sensibles à ce problème pour les éviter. Néanmoins, sur le long terme, il serait intéressant d'intégrer un module "transport solide" à la modélisation des écoulements dans les ouvrages non-standard.

## 7.2 Perspectives futures

Ces méthodologies d'application très large ouvrent tout un champ des possibles en terme de développements futurs. Ces développements peuvent être classés en deux types : les développements numériques ou applicatifs.

### 7.2.1 Les perspectives d'adaptation des modèles pour l'instrumentation

#### 7.2.1.1 Le modèle Barré de Saint-Venant

La connaissance sur la résolution des équations de Barré de Saint-Venant est extensive et il existe un nombre important de travaux réalisés sur ce sujet. De ce fait, aucun développement numérique spécifique ne semble requis pour ce modèle dans un futur proche. Néanmoins, un test de sensibilité sur le paramètre du CFL pourrait être réalisé afin d'optimiser sa valeur et par là-même la rapidité des calculs. De même, un test de sensibilité permettrait de mieux comprendre l'effet de ce coefficient et peut-être de réduire la puissance de calcul importante requise par le code de calcul pour rejoindre in fine la capacité actuelle des transmetteurs. De manière plus anecdotique, il serait intéressant d'évaluer la capacité de ces équations à filtrer naturellement les données d'entrée.

#### 7.2.1.2 Courbe de remous

Des développements futurs du modèle de la courbe de remous pourraient intégrer une évaluation de la sensibilité de la méthode vis-à-vis des paramètres géométriques, notamment la pente, et de la calibration du coefficient de rugosité. Ils pourraient également intégrer une qualification des effets transitoires faibles afin d'identifier des seuils limites d'application.

#### 7.2.1.3 Le modèle 3D pour les ouvrages non-standard

Comme nous l'avons évoqué précédemment, l'une des contraintes principales des méthodologies employant ce modèle est l'intégration du transport solide (notamment l'influence de la remise en suspension d'un dépôt). D'autres pistes de travaux futurs consisteraient à poursuivre les calculs de sensibilité de la méthode, par rapport aux paramètres géométriques tels que la pente par exemple, ou encore la transposition de la méthode à un outil 1D adapté à la modélisation des déversoirs à géométries relativement simples (mais pas standard). Enfin, il

## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

conviendra de finaliser le développement de l'étude fluide-structure pour intégrer les clapets anti-retour (notamment les souples) dans le modèle 3D.

### 7.2.2 Concernant l'applicabilité des méthodologies ou leurs éventuelles extensions

#### 7.2.2.1 Méthodologies adaptées aux collecteurs

On distingue deux pistes de perspectives éventuelles pour étendre l'applicabilité des méthodologies appliquées aux collecteurs :

- tester un dispositif de mesure du débit à 3 points de mesure (au lieu de deux), distants à chaque fois de plusieurs dizaines de mètres. Ce dispositif permettrait en théorie de sécuriser la mesure. Néanmoins, il nécessite d'identifier une section courante de collecteur en réseau d'assainissement respectant les contraintes d'application de la méthode (cf. II) et sans apport latéral important sur 150 m environ.
- envisager une application en cours d'eau (rivière,...) comme nous l'avons déjà évoqué précédemment. Cette extension nécessiterait néanmoins de régler le problème de la calibration de la rugosité pour des sections complexes et variables dans l'espace.

#### 7.2.2.2 Méthodologies appliquées aux ouvrages non-standard

Les méthodologies employant le modèle 3D ont déjà fait l'objet d'une extension au régime fortement torrentiel mais également aux effets Venturi non-standard. De ce fait, seule une perspective d'amélioration de l'applicabilité de la méthodologie de modification des ouvrages pour l'instrumentation a été identifiée. Elle consiste à identifier et synthétiser les besoins, les moyens disponibles et les contraintes du maître d'ouvrage par rapport à la mise en place d'un éventuel dispositif de modification de l'ouvrage, afin d'orienter les solutions envisagées et d'améliorer encore plus l'applicabilité de la méthode.

## 7.3 La valorisation scientifique

Au final, un important travail de communication sur le développement de ces méthodologies d'instrumentation a également été réalisé. Cette valorisation scientifique s'est traduite par la participation à de nombreux congrès internatio-



## CHAPITRE 7. CONCLUSION GÉNÉRALE DE CE TRAVAIL DE THÈSE

naux mais également par la publication d'articles dans des journaux nationaux et internationaux à comité de lecture. Ainsi :

- la méthodologie appliquée aux collecteurs et utilisant l'équation de la courbe de remous a fait l'objet d'un article publié dans le journal "Techniques, Sciences et Méthodes" [97] et de plusieurs communications orales notamment à la conférence Urban Drainage Modelling 2012 (cf. [98])
- la méthodologie d'instrumentation des ouvrages non-standard a été présentée à la conférence ICUD 2011 (cf. [91]) pour son application aux déversoirs d'orage. Son extension aux ouvrages non-standard en général a fait l'objet d'autres communications, notamment au congrès de Novatech et à la SHF en 2013 (cf. [93, 94]). Enfin sur cette même thématique, deux articles scientifiques ont été publiés dans des journaux internationaux à comité de lecture, le premier dans Urban Water Journal (cf. [95]) et le second dans Flow Measurement and Instrumentation (cf. [96]).
- la méthodologie de modification des ouvrages non-standard en régime fortement torrentiel pour permettre l'instrumentation a fait l'objet d'une communication au congrès de Sewer Processes Network en 2013 (cf. [92]).

De plus, deux guides techniques ont été élaborés sur ces deux thématiques, à destination des gestionnaires de réseaux et des maîtres d'ouvrages dans le cadre du projet COACHS. Enfin, un savoir-faire a également été déposé auprès de l'université de Strasbourg.

# Bibliographie

- [1] 2000/60/ec directive of the european parliament and of the council n°2000/60/ec establishing a framework for the community action in the field of water policy.
- [2] Iso 1100 : Hydrometry - measurement of liquid flow in open channel.
- [3] Iso 8363 : Measurement of liquid flow in open channels - general guidelines for selection of method.
- [4] Uncertainty of measurement - part 3 : Guide to the expression of uncertainty in measurement.
- [5] Iso 11627 :1998 - measurement of liquid flow in open channels – computing stream flow uusing an unsteady flow model. Technical report, International Organization for Standardization, 1998.
- [6] Iso 6416 - mesure du débit à l'aide de la méthode ultrasonique (acoustique), 2005.
- [7] La loi sur l'eau et les milieux aquatiques, Décembre 2006.
- [8] Circulaire du 15 février 2008 ayant pour objet les instructions pour l'application de l'arrêté interministériel du 22 juin 2007 relatif à la collecte, au transport, au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement ainsi qu'à la surveillance de leur fonctionnement et de leur efficacité et aux dispositifs d'assainissement non collectif, recevant une charge brute de pollution organique supérieure à 1.2 kg/j de dbo. instructions applicables à l'assainissement collectif., Février 2008.
- [9] Iso 4373 :2008. hydrométrie - appareils de mesure du niveau d'eau, 2008.
- [10] Iso 15769 : Hydrometry - guidelines for the application of acoustic velocity meters using the doppler and echo correlation methods, 2010.

## BIBLIOGRAPHIE

- [11] Egarr D. A., Faram M., O'Doherty T., and Syred N. An investigation into the factors that determine the efficiency of a hydrodynamic vortex separator. In *Novatech - Lyon*, 2004.
- [12] El Bahlouli A., Joannis C., and Larrarte F. Effect of a deviation on flow rate measurements in sewer channel. In *7th Conference on Sewer Processes and Network - Sheffield*, pages pp. 433–440, 2013.
- [13] Hilgenstock A. and Ernst R. Analysis of installation effects by means of computational fluid dynamics - cfd vs experiments ? *Flow Measurement and Instrumentation*, 7 :161–171, 1996.
- [14] Momplot A., Lipeme Kouyi G., Mignot E., Rivière N., and Bertrand-Krajewski J.-L. Urans approach for open channel bifurcation flows modelling. In *7th Conference on Sewer Processes and Network - Sheffield*, 2013.
- [15] Priestley A., Alcrudo F., and Garcia-Navarro P. An implicit method for water flow modelling in channels and pipes. *Journal of Hydraulic Research*, 32 :721–742, 1994.
- [16] Tominaga A., Nezu I., Ezaki K., and Nakagawa H. Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, 27 :149–173, 1989.
- [17] Maher Abdallah. *Sur les méthodes de discrétisation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires appliquées aux équations de Barré de Saint-Venant pour la modélisation de l'hydraulique en réseau d'assainissement* :. PhD thesis, Université Louis Pasteur - Sciences de l'Ingénieur, 2005.
- [18] Saul A.J. and Svejkovsky K. Computational modelling of a vortex cso structure. *Water Science and Technology*, 30(1) :97–106, 1994.
- [19] Hughes A.W., Longair I.M., and Ashley R.M. and Kirby K. Using an array of ultrasonic velocity transducers to improve the accuracy of large sewer mean velocity measurements. *Water Science and Technology*, 33 :1–12, 1996.
- [20] Chocat B. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Technique & Documentation, 1997.

## BIBLIOGRAPHIE

- [21] Van Leer B. Toward the ultimate conservative difference scheme. iv. a second order sequel to godunov's method. *Journal of Computational Physics*, 32 :101–136, 1979.
- [22] Launder B.E. and Spalding D.B. The numerical computation of turbulent flows. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3(2) :p. 269–289, 1974.
- [23] Joannis C., Vazquez J., and Zug M. Modélisation et métrologie des déversoirs d'orage. *Techniques de l'ingénieur*, page 21 p., 2009.
- [24] Vallée C., Höhne T., Prasser H-M., and Sühnel T. Experimental investigation and cfd simulation of horizontal stratified two-phase flow phenomena. *Nuclear Engineering and Design*, 238 (3) :637–646, 2008.
- [25] CETMEF. *Notice sur les déversoirs - Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs*, Février 2005.
- [26] Aydin M. Cihan and Emiroglu M. Emin. Determination of capacity of labyrinth side weir by cfd. *Flow*, 29 :1–8, 2013.
- [27] Hirt C.W and Nichols B.D. Volume of fluid (vof) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39 :201–225, 1981.
- [28] Hargreaves DM., Morvan HP., and Wright NG. Validation of the volume of fluid method for free surface calculation : the broad-crested weir. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 1(2) :136–146, 2007.
- [29] Jarman D.S., Faram M.G., Butler D., Tabor G., Stovin V.R., Burt D., and Throp E. Computational fluid dynamics as a tool for urban drainage system analysis : A review of applications and best practice. In *11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK*, 2008.
- [30] Jones Benjamin E. A method of correcting river discharge for a changing stage. *Water Supply Paper*, 375 :117–130, 1916.
- [31] Mignot E., Bonakdari H., Knothe P., Lipeme Kouyi G., Bessette A., Rivière N., and Bertrand-Krajewski J.L. Experiments and 3d simulations of flow structures in junctions and their influence on location of flowmeters. *Water Science and Technology*, 66 :p. 1325–1332, 2012.
- [32] Birgand F., Benoist J.C., Novince E., Gilliet N., Saint-Cast P., and Le Saos E. Mesure des débits à l'aide de débitmètres ultrasoniques doppler - cas des petits cours d'eau ruraux. *Ingénieries*, 41 :23–38, 2005.

## BIBLIOGRAPHIE

- [33] Dottori F., Martina M. L. V., and Todini E. A dynamic rating curve approach to indirect discharge measurement. *Hydrology and Earth System Sciences*, 6 :859 – 896, 2009.
- [34] Kerger F., Archambeau P., Erpicum S., Dewals B. J., and Piroton M. Improved one-dimensional numerical simulation of transient mixed flow in water pipe. 2008.
- [35] Kerger F., Archambeau P., Erpicum S., Dewals B. J., and Piroton M. Simulation numérique des écoulements mixtes hautement transitoire dans les conduite d'évacuation des eaux. *La Houille Blanche*, 5 :159 – 166, 2009.
- [36] Larrarte F. Velocity fields within sewers : An experimental study. *Flow Measurement and Instrumentation*, 17 :282–290, 2006.
- [37] Larrarte F., Joannis C., and Bonakdari H. Qualification and design of flow meter measurement sites within sewer networks. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 277 :31–41, 2010.
- [38] Larrarte F., Bardiaux J.B., Battaglia P., and Joannis C. Acoustic doppler flow-meters : A proposal to characterize their technical parameters. *Flow Measurement and Instrumentation*, 19 :261–267, 2008.
- [39] Larrarte F., Jaumouillié P., and Joannis C. La modélisation numérique des écoulements : un outil d'aide à l'instrumentation des collecteurs d'assainissement. In *Novatech 2004*, 2004.
- [40] Cerne G., Tiselj I., and Petelin S. Analysis of the interface tracking errors. In *Nuclear Energy in Central Europa*, 2001.
- [41] Faram M. G. and Harwood R. A method for numerical assessment of sediment interceptor. *Water Scien*, 47(4) :167–174, 2003.
- [42] Kesserwani G. *Modélisation des équations 1D de Barré de Saint Venant par la méthode des éléments finis de type discontinus de Galerkin à discrétisation temporelle de Runge-Kutta*. PhD thesis, Université Louis Pasteur Strasbourg, 2008.
- [43] Lipeme-Kouyi G. *Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage*. PhD thesis, Université Louis Paster Strasbourg, 2004.

## BIBLIOGRAPHIE

- [44] Lipeme-Kouyi G., Besson F., Bier M-A., Chocat B., and Lucchinacci P. Assessment of flow rate in a complex sewer pipe by means of a water depth sensor and modelling. In *Novatech - Lyon*, 2010.
- [45] Lipeme-Kouyi G., Vazquez J., Gallin Y., Rollet D., and Sadowski A.G. Use of 3d modelling and several ultrasound sensors to assess overflow rate. *Water Science and Technology*, 51 (2) :187–194, 2005.
- [46] Lipeme-Kouyi G., Arias L., Barraud S., and Bertrand-Krajewski J.-L. Cfd modelling of flows in a large stormwater detention and settling basin. In *Novatech - Lyon*, 2010.
- [47] Pierrefeu G. La qualification de différents systèmes de mesures de débit en rivière par les jaugeages : une expérience à partager. In *SHF Hydro-métrie 2013*, 2013.
- [48] Bonakdari H. *Modélisation des écoulements en collecteurs d'assainissement - Application à la conception de points de mesures*. PhD thesis, Université de Caen, 2006.
- [49] Bonakdari H. Establishment of relationship between mean and maximum velocities in narrow sewers. *Journal of Environmental Management*, 113 :474–480, 2012.
- [50] Bonakdari H. and Zinatizadeh A.A. Influence of position and type of dop-pier flow meters on flow-rate measurement in sewers using computational fluid dynamic. *Flow Measurement and Instrumentation*, 22 :225–234, 2011.
- [51] Bonakdari H., Larrarte F., and Joannis C. Effect of a bend on the velocity field in a circular sewer with free surface flow. In *Novatech*, 2007.
- [52] Yan H., Lipeme-Kouyi G., and Bertrand-Krajewski J.-L. 3d modeling of flow, solid transport and settling processes in a large stormwater detention basin. In *12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre / Brazil*, 2011.
- [53] Willi H. Hager. *Wastewater Hydraulics - Theory and practice*. Springer, 1999.
- [54] Versteeg H.K. and Malalasekera W. *An introduction to computational fluid dynamics - The finite volume method*. Longman Scientific & Technical, 1995.

## BIBLIOGRAPHIE

- [55] Montandon I. Instrumentation des réseaux d'assainissement : Evaluation du débit à partir de la mesure de hauteur(s) d'eau en régime transitoire. Master's thesis, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 2005.
- [56] Fluent Inc. *Fluent user's guide*, 2006.
- [57] Lefebvre J. *Mesure des débits et des vitesses des fluides*. Masson, 1986.
- [58] Vazquez J., Lipeme-Kouyi G., Zug G., Levecq M., and Zobrist C. Tree-dimensional numerical study of flows in complex csos for their instrumentation. In *Wasserbaukolloquium 2006 Strömungssimulation im Wasserbau*, 2006.
- [59] Vazquez J., Lipeme Kouyi G., and Zug M. Modelling and instrumentation of the storm overflows of the combined sewer system of sélestat. *Urban Water Journal*, 3 :2 :91–110, 2007.
- [60] Vazquez J., Montandon I., and Joannis C. Instrumentation of sewage networks : assessment of water discharge from the measure of one or two water depths in transitory mode. In *7th International Conference on Hydroinformatics HIC, Nice, FRANCE*, 2006.
- [61] Wertel J., Vazquez J., and Mose R. Model for the numerical simulation of 3d turbulent flow to improve sewer net instrumentation. In *Novatech - Lyon*, 2007.
- [62] Bertrand-Krajewski J-L., Laplace D., Joannis C., and Chebbo G. *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*. Lavoisier, 2000.
- [63] Bardiaux J.B., Vazquez J., Mose R., Bonakdari H., and Larrarté F. Assessment of velocity fields through open-channels : creation of empirical laws. In *Novatech Lyon*, 2007.
- [64] Bardiaux J.B., Mosé R., Vazquez J., and Wertel J. Two turbulent flow 3d-modelings to improve sewer net instrumentation. In *11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK*, 2008.
- [65] Garcias Salas J.C. *Evaluation des performances, sources d'erreur et incertitudes dans les modèles de déversoirs d'orage*. PhD thesis, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003.
- [66] Lee J.H., Bang K.W., Choi C.S., and Lim H.S. Cfd modelling of flow field and particle tracking in a hydrodynamic stormwater separator. *Water Sc*, 62(10) :2381–2388, 2010.

## BIBLIOGRAPHIE

- [67] Sollic L., Vazquez J., and Dufresne M. Development of a flow rate sensor for open channels with smaller dimensions. In *Istanbul International Solid Waste, Water and Wastewater Congress 2013*, 2013.
- [68] Sollic L., Vazquez J., and Dufresne M. Discharge in irrigation open channels with ultrasound technique : Influence of the filling level and geometry. In *Istanbul International Solid Waste, Water and Wastewater Congress 2013*, 2013.
- [69] Sollic L. and Teufel M. Using velocity profile to determine an accurate volume flow rate at small and large dimensions. In *Novatech*, 2010.
- [70] Buyer M. *Transport de flux en réseau d'assainissement : : modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. PhD thesis, Université Louis Pasteur - Sciences pour l'Ingénieur, 2002.
- [71] Dufresne M. *La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement : du pilote expérimental à l'ouvrage réel*. PhD thesis, Université Louis Pasteur, 2008.
- [72] Dufresne M., Vazquez J., Terfous A., Ghenaïm A., and Poulet J-B. Experimental investigation and cfd modelling of flow, sedimentation, and solids separation in a combined sewer detention tank. *Computers & Fluids*, 38 :1042–1049, 2009.
- [73] Dufresne M., Vazquez J., Terfous A., Ghenaïm A., and Poulet J.B. Cfd modeling and solid separation in three combined sewer overflow chambers. *Journal of Environmental Engineering*, 135 (9) :776–787, 2009.
- [74] Sahu M., Khatua K.K., and Mahapatra S.S. A neural network approach for prediction of discharge in straight compound open channel flow. *Flow*, 22 :438–446, 2011.
- [75] The MathWorks. *MATLAB. User's Guide*, 2011.
- [76] du développement et de l'aménagement durables Ministère de l'écologie. Arrêté 22 juin 2007, 2007.
- [77] Vosswinkel N., Schnieders A., Maus C., Ebbert S., Mohn R., and Uhl M. Comparison of flow and sedimentation pattern for three design of storm water tanks by numerical modelling (cfd). In *Proceedings of 9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrad, Serbia*, page 14 p., September 2012.



## BIBLIOGRAPHIE

- [78] Chassaing P. *Turbulence en mécanique des fluides - Analyse du phénomène en vue de sa modélisation à l'usage de l'ingénieur*. Collection Polytech, 2000.
- [79] Finaud-Guyot P. *Modélisation macroscopique des inondations fluviales et urbaines : Prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur - lit mineur*. PhD thesis, Université de Montpellier, 2009.
- [80] Jaumouillié P. *Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants*. PhD thesis, Université de Bordeaux, 2003.
- [81] Pernès P. *Hydraulique unidimensionnelle*. TEC & DOC, 2004.
- [82] Roache P.J. Perspective : A method for uniform reporting of grid refinement studies. *Journal of Fluids Engineering*, 116 :405–413, 1994.
- [83] Araud Q. *Simulations des écoulements en milieu urbain lors d'un événement pluvieux extrême*. PhD thesis, Université de Strasbourg, 2012.
- [84] Chen Q., Dai G., and Liu H. Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (7) :683–688, 2002.
- [85] Bourguet R. *Analyse physique et modélisation d'écoulements turbulents instationnaires compressibles autour de surfaces portantes par approches statistiques haute-fidélité et de dimension réduite dans le contexte de l'interaction fluide-structure*. PhD thesis, Université de Toulouse, 2008.
- [86] Ghostine R. *Contribution à la résolution numérique des équations de Barré de Saint Venant bidimensionnelles par une méthode de type éléments finis discontinus : application à la simulation des écoulements au sein des carrefours dans la ville*. PhD thesis, Université de Strasbourg, 2009.
- [87] Harwood R. and Saul AJ. Modelling the performance of comined-sewer overflow chambers. *The Chartered Institution of Water and Environmental Management (CIWEM)*, 15 (4) :300–305, 2001.
- [88] Mohn R., Vosswinkel N., Schnieders A., Henrichs M., and Uhl M. Influence of pipe-junctions on downstream measuring sections, predicted by a numerical model. In *Novatech*, 2010.

## BIBLIOGRAPHIE

- [89] Stovin V. R. and Saul A. J. Computational fluid dynamics and the design of sewage storage chambers. *Journal of the Chartered Institution of Water and Environment Management*, 14(2) :103–110, 2000.
- [90] Fach S., Sitzenfrei R., and Rauch W. Assessing the relationship between water level and combined sewer overflow with computational fluid dynamics. In *11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK*, 2008.
- [91] Isel S., Dufresne M., Napoly A., François P., Lawniczak F., Araud Q., Schmitt V., Bardiaux J.B., Thenault F., Fischer M., and Vazquez J. A method taking uncertainties into account to evaluate the rate overflow in cso using water-depth measurements. In *12th International Conference on Urban Drainage ICUD, Porto Alegre, BRESIL*, 2011.
- [92] Isel S., Dufresne M., Tingaud C., and Vazquez J. Simple modifications in a cso chamber with highly supercritical conditions to assess the discharge using only water level measurements. In *Sewer Processes Network - Sheffield*, 2013.
- [93] Isel S., Dufresne M., and Vazquez J. An original methodology to instrument non-standard sewer works using water level measurements. In *Novatech - Lyon*, 2013.
- [94] Isel S., Dufresne M., Vazquez J., Bardiaux J.B., and Sollicec L. Les dispositifs hors norme de mesure du débit. In *SHF - Paris*, 2013.
- [95] Isel S., Dufresne M., Bardiaux J.B., Fischer M., and Vazquez J. Computational fluid dynamics based assessment of discharge-water depth relationships for combined sewer overflows. *Urban Water Journal*, 2013.
- [96] Isel S., Dufresne M., Fischer M., and Vazquez J. Assessment of the overflow discharge in complex cso chambers with water level measurements - on-site validation of a cfd-based methodology. *Flow Measurement and Instrumentation*, 35C :39–43, 2014.
- [97] Isel S., Araud Q., Vazquez J., and Dufresne M. Développement d’outils et de méthodologies pour déterminer le débit par mesures de hauteurs d’eau en collecteur de réseau d’assainissement. *Techniques, Sciences et Méthodes*, (à paraître), 2014.
- [98] Isel S., Araud Q., Philippe R., Dufresne M., and Vazquez J. Assessment of the discharge in sewer pipes using two water level measurements and the

## BIBLIOGRAPHIE

- relationship of gradually varying flow. In *9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrade, SERBIE*, 2012.
- [99] Muzaferija S., Peric M., Sames P., and Schellin T. A two-fluid navier-stokes solver to simulate water entry. In *Proc. 22nd Symposium on Naval Hydrodynamics, Washington, DC*, pages P. 277–289, 1998.
- [100] Pathapati S-S. and Sansalone J. J. Cfd modeling of a storm-water hydrodynamic separator. *Journal of Environmental Engineering*, 135(4) :191–202, 2009.
- [101] Patankar S.V. *Numerical Heat Transfert and Fluid Flow*. Hemisphere, Washington, D.C., 1980.
- [102] Ta C. T. and Brignal W. J. Application of computational fluid dynamics technique to storage reservoir studies. *Water Science and Technology*, 37(2) :219–226, 1998.
- [103] Guinot V. *Ondes en mécanique des fluides - modélisation et simulation numérique*. Hermes science - Lavoisier, 2006.
- [104] Schmitt V., Dufresne M., Vazquez J., Fischer M., and Morin A. Separation efficiency of a hydrodynamic separator using a 3d cfd approach. In *Novatech - Lyon*, 2013.
- [105] Chow V.T. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, 1959.
- [106] Kovacs Y. *Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement*. PhD thesis, L'Ecole des Ponts et Chaussees, 1988.
- [107] Chen Zhi, Han Sangsoo, Zhou Fa-Yi, and Wang Ke. A cfd modeling approach for municipal sewer system design optimization for minimize emissions into receiving water body. *Water Resources Management*, page 17p., 2013.

Sandra ISEL

# Développement de méthodologies et d'outils numériques pour l'évaluation du débit en réseau hydraulique à surface libre

## Résumé

L'évaluation du débit en réseaux hydrauliques à surface libre est une problématique actuelle sur le plan scientifique, à forts enjeux technologiques, économiques et écologiques. Dans cette thèse, de nouvelles méthodologies d'instrumentation, basées sur une synergie entre mesures non intrusives de hauteur d'eau et modélisation numérique ont été développées. Celles-ci s'appliquent d'une part à des collecteurs dont le fonctionnement hydraulique est complexe et, d'autre part, à des ouvrages non-standard (Venturi, déversoirs d'orage). Ce travail de thèse multidisciplinaire vise une meilleure compréhension de l'écoulement pour en déduire des relations  $Q=f(h_i)$  plus robustes, spécifiques à chaque site et associées à leurs incertitudes; mais également l'identification de possibles modifications du site de mesure afin d'améliorer l'estimation du débit. Au final, l'applicabilité des méthodologies développées a été éprouvée au travers de plusieurs études sur sites réels.

**Mots-clés** : Hydraulique urbaine, Instrumentation, Courbe de tarage, Barré de Saint-Venant, Courbe de remous, Modélisation CFD, Déversoirs d'orage, Incertitudes

## Abstract

The evaluation of the flow rate in free surface water systems is a current scientific problem, related to high technological, economical and ecological issues. In this study, new methods of instrumentation based on a synergy between non-intrusive water level measurements and numerical modeling have been developed. These methods are applied first to sewer pipes with complex hydraulic conditions then to non-standard hydraulic structures (Venturi flumes, Combined Sewer Overflows). This multidisciplinary work aims at a better understanding of the flow to identify more robust site-specific  $Q=f(h_i)$  relationships related to their uncertainties. It also aims at the identification of possible modification of the measurement site in order to improve the flow rate evaluation. Finally, the applicability of the developed methodologies has been tested through several real site studies.

**Keywords** : Urban hydraulics, Instrumentation, Rating curve, Shallow water equations, Backwater curves, CFD model, Combined Sewer Overflow (CSO), Uncertainties