

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN
GÉNIE DE L'ENVIRONNEMENT
M.Ing.

PAR
Alice NANTEL

COMPARAISON DE TROIS MÉTHODES D'ÉVALUATION DU VOLUME DE
DÉBORDEMENT D'ÉGOUT UNITAIRE AUX ÉMISSAIRES DE DÉBORDEMENT

MONTRÉAL, LE 9 JANVIER 2012

© Tous droits réservés. Alice Nantel, 2012



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY
CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Robert Hausler, directeur de mémoire
Génie de l'environnement à l'École de technologie supérieure

M. Mathias Claus, président du jury
Génie de l'environnement à l'École de technologie supérieure

M. Alain Charron, jury externe
Directeur technique BPR-CSO

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 16 DÉCEMBRE 2011

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de thèse Robert Hausler qui a su m'aguiller dans la bonne direction pour persévérer et mener à terme ce projet. Je tiens aussi à souligner l'assistance de Mathias Glaus qui m'a donné de bons commentaires pour faire en sorte que ce projet soit un succès.

Je ne veux surtout pas oublier mon directeur chez BPR-CSO, Alain Charron, qui m'a donné l'idée d'approfondir mes recherches et avec qui j'ai préparé une conférence présentée au 34^e Symposium sur les eaux usées.

De plus, je voudrai souligner le support infailible de ma famille, notamment mon père Bruno et ma mère Claire. Ils m'ont toujours encouragé à atteindre mes objectifs et aller à la poursuite de mes rêves les plus ambitieux.

Enfin, je remercie particulièrement mon fiancé, Alexandre Joyce, de m'avoir soutenue tout au long du projet et d'avoir toujours cru que je serai un jour maître.

COMPARAISON DE TROIS MÉTHODES D'ÉVALUATION DU VOLUME DE DÉBORDEMENT D'ÉGOUT UNITAIRE AUX ÉMISSAIRES DE DÉBORDEMENT

Alice NANTEL

RÉSUMÉ

Les débordements d'égout unitaire (DEU) ont lieu en temps de pluie lorsque le système d'évacuation des eaux a atteint sa capacité. Les eaux usées sont alors dirigées à travers des émissaires de débordement munis de clapets qui empêchent leur retour dans le réseau. Le suivi des DEU est important pour les municipalités car il permet de mettre en place des solutions de réduction du volume et de la fréquence des débordements.

La présente étude porte sur l'efficacité de trois méthodes d'évaluation du volume de débordement : le débitmètre, le modèle hydraulique et l'utilisation de l'équation de Bernoulli avec des données de niveau et d'inclinomètre. Les volumes mesurés à l'aide de débitmètre sont utilisés comme témoin à fin de comparaison avec les deux autres méthodes. Un total de 12 événements de débordement a été étudié lors d'une saison estivale. La précision pour chaque événement, le bilan total ainsi que le coût de cycle de vie de chaque méthode ont été évalués. Pour les résultats du modèle hydraulique, la précision des volumes débordés a été établie à 7,2 % sur les volumes totaux pour un intervalle de confiance de 95 % à 83 %. L'utilisation d'un inclinomètre et des niveaux amont et aval du clapet, basée sur l'équation de Bernoulli donne une différence globale sur le total des volumes de 14 %, avec un intervalle de confiance de 95 % à 91 %.

En somme, la méthode qui combine à la fois une performance satisfaisante et qui a le coût de cycle de vie le moins élevé est le modèle hydraulique. Les municipalités qui souhaitent faire le suivi des DEU ont intérêt à développer un modèle hydraulique et hydrologique simplifié de leur émissaire de débordement afin d'atteindre leur objectif de rejet. Ceci permettra de mieux protéger les milieux récepteurs.

Mots-clés : Débordement égout unitaire, inclinomètre, débitmètre, suivi, modèle

COMPARAISON DE TROIS MÉTHODES D'ÉVALUATION DU VOLUME DE DÉBORDEMENT D'ÉGOUT UNITAIRE AUX ÉMISSAIRES DE DÉBORDEMENT

Alice NANTEL

ABSTRACT

Combined sewer overflows (CSOs) are taking place when the combined sewer network is overloaded. Sewage is then released to the receiving waters at outfalls that are equipped with flapgate that prevents the receiving waters to enter the system. The CSO monitoring is important for municipalities in order to establish priorities and find solution to reduce the frequency and volume of overflows.

This research looks at the efficiency of three methods to determine CSO volume: the flow meter, hydraulic model and Bernoulli equation. The overflow volumes computed from the flow meter are used as the experiment's reference volumes for comparison with the other two methods. A total of 12 rainfall events were selected during one recreational season. The precision of each event, the global performance and the life cycle costs of each method was analyzed. For the hydraulic model, the average difference for the total overflow volumes is 7.2% with the monitored data. The 95th confidence interval is at 83%. The Bernoulli equation method gives an average difference of 14.7% with a 91% 95th confidence interval.

In conclusion, the method that provides the best results is the use of a hydraulic model. Furthermore, this method has the lowest life cycle cost in the long term and requires less maintenance. With this method, the cities can quantify the overflow volume and respect their CSO limitations engagements, thus helping protecting the receiving waters.

Keywords: Combined sewer overflow, inclinometer, flow meter, monitoring, modeling

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 ÉTAT DES CONNAISSANCES.....	4
1.1 Réseau d'assainissement.....	4
1.1.1 Type de réseau	4
1.1.2 Déversement de réseau unitaire	6
1.1.3 Contexte des villes aujourd'hui	9
1.1.4 Problématique des rejets	10
1.1.5 Contexte législatif de suivi des DEU	11
1.2 Instrument de mesure.....	14
1.2.1 Limnimètres	14
1.2.2 Débitmètres	15
1.2.3 Inclinomètre	19
1.3 Modélisation du débit	19
1.3.1 Modèle hydraulique et hydrologique.....	20
1.3.2 Calcul du débit avec inclinaison clapet et gradient hydraulique.....	21
1.4 Précision, erreurs et incertitudes.....	23
1.4.1 Données mesurées.....	24
1.4.2 Données simulées ou calculées.....	26
CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE.....	28
2.1 Projet d'ingénierie.....	28
2.2 Détection d'un évènement de débordement.....	29
2.3 Description de l'échantillon.....	30
2.3.1 Validation des données	31
2.3.2 Données pluviométriques.....	31
2.3.3 Données mesurées de débit.....	32
2.3.4 Niveau d'eau	33
2.3.5 Ouverture du clapet.....	34
2.4 Calculs des volumes débordés	34
2.4.1 Débit mesuré et capacité d'interception.....	35
2.4.2 Modèle hydraulique	36
2.4.3 Calcul du débit avec ouverture de clapet et niveau en aval	37
2.5 Comparaison des données mesurées et simulées.....	40
2.5.1 Critère de Nash-Sutcliffe	41
2.5.2 Coefficient de détermination.....	42
2.5.3 Index de corrélation (<i>Index of Agreement</i>)	42
2.5.4 Écart type	43
2.5.5 Intervalle de confiance.....	43
2.5.6 Technique graphique.....	43
2.6 Analyse de sensibilité des variables.....	44

CHAPITRE 3	PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....	45
3.1	Objectifs et présentation des données.....	45
3.2	Résultats volumes simulés.....	46
3.2.1	Erreur moyenne.....	47
3.2.2	Résultats indicateurs statistiques.....	48
3.2.3	Constats principaux.....	48
3.3	Calculs volume débordés avec clapet et niveau.....	49
3.3.1	Relation inclinaison et gradient hydraulique.....	50
3.3.2	Évaluation débit avec 1 variable : ouverture clapet.....	54
3.3.3	Évaluation débit avec 2 variables : ouverture clapet et gradient hydraulique.....	56
3.3.4	Comparaison résultats une variable et deux variables.....	58
3.3.5	Commentaires.....	59
CHAPITRE 4	DISCUSSION.....	61
4.1	Comparaison des volumes simulés et calculés.....	61
4.1.1	Indicateurs statistiques.....	62
4.1.2	Influence niveau aval (Z/D).....	65
4.2	Commentaires sur l'état des connaissances.....	67
4.2.1	Instruments de mesure.....	67
4.2.2	Évaluation de la corrélation.....	67
4.3	Considérations du cycle de vie des méthodes.....	69
4.3.1	Utilisation d'instruments de mesure.....	70
4.3.2	Modèle hydraulique.....	71
4.3.3	Constat général de l'évaluation du CCV.....	72
4.4	Limites des méthodes.....	72
4.4.1	Débits mesurés sur le terrain.....	73
4.4.2	Débits calculés avec inclinaison clapet et gradient hydraulique.....	74
4.4.3	Débits simulés avec modèle hydraulique.....	74
CONCLUSION.....		76
ANNEXE I	DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE.....	79
ANNEXE II	FIGURES ET TABLEAUX DE RÉSULTATS DU CHAPITRE 3...	89
ANNEXE III	FIGURES POUR DISCUSSION CHAPITRE 4.....	92
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		98

LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Comparaison des technologies de limnimètre	15
Tableau 2.1	Composantes du modèle hydraulique	36
Tableau 3.1	Résultats des indicateurs statistiques volumes simulés par site.....	48
Tableau 3.2	Coefficient de détermination de la relation inclinaison-gradient hydraulique pour chaque niveau de rivière.....	53
Tableau 3.3	Résultats des indicateurs statistiques volumes calculés avec 2 variables par site.....	57
Tableau 4.1	Différence moyenne des volumes calculés et simulés comparés au volume témoin	62
Tableau 4.2	Indicateurs statistiques	63
Tableau 4.3	Comparaison des indicateurs de corrélation	64
Tableau 4.4	Indicateurs statistiques selon Z/D pour volumes calculés	65
Tableau 4.5	Indicateurs statistiques selon Z/D pour volumes simulés	65
Tableau 4.6	Éléments du CCV	70

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Réseau unitaire.....5
Figure 1.2	Réseau séparatif.....5
Figure 1.3	Déversement de réseau unitaire7
Figure 1.4	Coupe type d'un émissaire de débordement8
Figure 1.5	Schéma de fonctionnement débitmètre Doppler multi-couche.....16
Figure 1.6	Courbe de débit selon inclinaison du clapet22
Figure 1.7	Gradient hydraulique amont et aval du clapet23
Figure 2.1	Emplacement des instruments dans un émissaire de débordement29
Figure 2.2	Histogramme de l'intensité des pluies30
Figure 2.3	Validation de la qualité d'un débitmètre en amont de l'interception.....32
Figure 2.4	Calcul des débits témoin.....35
Figure 2.5	Vue 3D : Présentation des variables et constantes à l'étude dans leur contexte physique.....40
Figure 2.6	Vue en coupe: Présentation des variables et constantes à l'étude dans leur contexte physique40
Figure 3.1	Débit débordé vs Débit simulé pour 1 évènement au site A.....47
Figure 3.2	Données mesurées autour du clapet.....50
Figure 3.3	Identification des variables Z et D51
Figure 3.4	Relation gradient hydraulique vs inclinaison clapet à Z/D=0.....52
Figure 3.5 :	Relation gradient hydraulique et inclinaison du clapet pour site T53
Figure 3.6	Régression débit vs inclinaison clapet55

Figure 3.7	Comparaison volume débordé calculé une variable contre deux variables	59
Figure 4.1	Impact du Z/D sur les indicateurs statistiques pour les volumes calculés ..	66
Figure 4.2	Impact du Z/D sur les indicateurs statistiques pour les volumes simulés ..	66
Figure 4.3	Valeurs des indicateurs en comparaison du pourcentage de différence du volume débordé pour résultats du modèle hydraulique	68

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

NSE	Nash-Sutcliffe index d'efficacité
IC	Index de corrélation
DC	Coefficient de détermination
DEU	Débordement de réseau unitaire
DS	Déviation standard, écart type
OD	Objectif de débordement

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

m	mètre (unité de longueur)
mm	millimètre
km ²	kilomètre carré (=1 000 000 m ²)
ha	hectare
m ²	mètre carre
m ³	mètre cube
L	litre (unité de volume)
kg	kilogramme (unité de masse)
j	jour (unité de temps)
h	heures (unité de temps)
s	seconde (unité de temps)
°C	degrés Celsius (unité de température)
hab	habitants
θ	angle en degrés

VITESSE

m/s	mètre par seconde
-----	-------------------

DÉBIT

m ³ /s	unité de débit, mètre cube par seconde
-------------------	--

INTRODUCTION

Avant les années 1950, plusieurs villes ont construit des réseaux où les eaux usées de source domestique ainsi que les eaux de pluie sont collectées par une conduite unique. Au moment de l'implémentation de ce type de réseau, ceci a grandement contribué à l'amélioration de la santé des citoyens qui vivaient dans de piètres conditions sanitaires. Le choléra, le paludisme, la peste et le typhus ont pu être enrayerés grâce à la construction d'égouts dans les années 1800. Ces égouts collectaient donc les eaux usées pour aller les déverser, sans traitement, directement dans les plans d'eau. Au moment où ces réseaux ont été conçus, la priorité était d'améliorer la santé publique, au détriment des cours d'eau naturels, car les gens étaient moins conscients de la destruction des milieux récepteurs.

Avec la croissance de la population, l'épuration naturelle seule n'a plus suffi à protéger les plans d'eau. Des stations de traitement ont été construites en aval de ces réseaux. Il a été convenu que les nouveaux réseaux d'égouts seraient construits de façon séparée pour les eaux sanitaires et les eaux pluviales. Ces progrès ont grandement contribué à l'assainissement des plans d'eau. Cependant, il reste que ce type de réseau unitaire est présent dans plus de 800 villes en Amérique du Nord. Ces réseaux unitaires continuent de déverser des eaux usées contaminées dans les plans d'eau principalement en temps de pluie lorsque la capacité du réseau est atteinte.

Avec l'augmentation de la population urbaine mondiale, les villes doivent répondre aux besoins croissants, notamment en développant leur territoire ou en densifiant les zones urbaines existantes. Ces deux actions augmentent la production d'eaux usées d'usage domestique (par la population) et aussi du ruissellement de surface. Le sol a changé d'utilisation, de perméable à imperméable. Le développement des villes va donc générer une augmentation des fréquences et des volumes débordés. C'est pourquoi la directive canadienne sur les débordements de réseau unitaire s'assure que le développement des villes canadiennes ne va pas contribuer à l'augmentation des débordements d'égout unitaire (DEU) (CCME, 2009).

Dans la foulée de la stratégie pancanadienne pour la gestion des effluents d'eaux usées municipales, plusieurs municipalités sont aux prises avec des problèmes de débordement de leur réseau unitaire par temps de pluie. Les eaux de ruissellement urbain sont captées dans des égouts unitaires qui contribuent à augmenter les débits en réseau, et ce, au-delà de la capacité d'interception et de traitement. À divers points du réseau, des ouvrages régulent les eaux et génèrent des débordements directement évacués aux milieux récepteurs. Ces débordements mettent en péril la santé humaine et l'environnement. En plus de polluer les milieux récepteurs, les principaux risques sont la contamination de la prise d'eau potable et l'exposition à des pathogènes lors de contact avec l'eau pendant des activités récréatives.

La directive de la Stratégie pancanadienne requiert que les municipalités fassent un suivi et rapportent annuellement les débordements de réseaux unitaires. Au Québec, la réglementation reliée au suivi des ouvrages de débordement demande de comptabiliser la fréquence de ces épisodes pour la période de référence, sans indiquer la durée ou le volume débordé d'un évènement. Pour répondre à ces exigences, la plupart des municipalités ont des enregistreurs avec des capteurs ou des repères de débordement situés aux points de régulation ou dans les émissaires. Les conditions hydrauliques étant de nature assez turbulente et instable dans ces structures et dans les émissaires, l'installation d'équipement de mesure s'avère être une tâche complexe pour obtenir des résultats de qualité.

L'objectif de cette recherche est d'identifier un moyen pour pouvoir évaluer les Débordements des Eaux d'Égout Unitaire (DEU) et satisfaire aux exigences du Ministère de l'Environnement du Canada. Par la même occasion, ce projet récolte de l'information cruciale pour établir des stratégies de lutte contre les DEU. Les expérimentations et les résultats d'un banc d'essai de technologies et de méthode de suivi des débordements sont présentés en détail dans ce rapport de mémoire.

Le premier chapitre de cette recherche fait état des connaissances quant à la réglementation actuelle, au suivi et aux respects des exigences de débordements de l'Europe, des États-Unis, du Canada et du Québec en particulier. De plus, le fonctionnement des instruments de mesure

et à leur précision attendue sera étudié, en particulier les débitmètres, les limnimètres et les inclinomètres. Finalement, ce premier chapitre va couvrir les méthodes alternatives pour faire le suivi de débordement, soit par l'utilisation de modèle hydraulique ou encore par l'interprétation de données mesurées au niveau d'un émissaire de débordement avec clapet.

La méthodologie de recherche est présentée dans le deuxième chapitre. Celle-ci indique brièvement la validation des données effectuée pour sélectionner l'échantillon à l'étude. Le développement du réseau modélisé est présenté sommairement, mais le détail se trouve à l'annexe I. Les indicateurs statistiques utilisés pour analyser l'échantillon y sont décrits, avec leur application respective.

Le troisième chapitre présente les résultats obtenus des données mesurées avec des débitmètres et ceux simulés avec un modèle hydrologique et finalement les données dérivées de mesure de niveau et d'inclinaison de clapet. Ces résultats seront interprétés individuellement par méthode de suivi de débordement.

Dans le quatrième chapitre, il y a une discussion des résultats obtenus qui vient clarifier le degré d'instrumentation requis pour faire un bon suivi de débordement. Effectivement, en fonction de la méthode choisie, certains avantages et inconvénients de chacune des méthodes viennent nuancer le besoin de suivi des débordements. Un aperçu du coût du cycle de vie de chaque méthode est présenté pour ajouter des points de repère à la comparaison.

Finalement, pour conclure, le suivi des débordements est une étape essentielle pour quantifier les rejets actuels et évaluer l'impact des mesures de réduction entreprises par les municipalités. Quelle que soit la méthode choisie, il faut prendre en considération les bénéfices attendus en relation avec l'investissement initial et l'entretien du système inhérent.

CHAPITRE 1

ÉTAT DES CONNAISSANCES

1.1 Réseau d'assainissement

Les réseaux d'assainissement ont été pensés et construits dès l'époque des Romains, qui ont conçu des aqueducs et des réseaux d'égout pour drainer les eaux pluviales et les eaux sanitaires à l'extérieur des villes. Par exemple, le Cloaca Maxima est un des réseaux les plus anciens du monde qui fut construit 600 ans av. J.-C. dans l'ancienne Rome (Hopkins, 2007). Malheureusement, ces avancées d'ingénierie développées par les Romains se sont perdues pour une bonne partie durant les siècles suivants pour finalement réapparaître suite à l'augmentation de la densité des villes. Les réseaux d'assainissement ont été élaborés lors de la deuxième moitié du XIX^e siècle pour répondre aux problèmes sanitaires des villes, entre autres suite à une épidémie de Choléra en 1854 à Londres.

Les eaux collectées dans ce type de réseau sont une combinaison des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Grâce à l'introduction de ces réseaux dans les villes industrialisées, cette avancée technologique est l'une des plus importantes de l'histoire et la plus grande contribution à la santé des hommes. Essentiellement, les réseaux font la collecte des eaux usées de la ville de façon gravitaire pour ensuite les diriger vers un plan d'eau récepteur, soit une rivière ou un lac.

1.1.1 Type de réseau

Les premiers réseaux installés au début du 20^e siècle sont de type unitaire. C'est-à-dire qu'une seule conduite est utilisée pour collecter les eaux de ruissellement générées par la pluie et les eaux usées de type sanitaire. L'idée derrière la construction de ce type de réseau était bien sur le coup pour justifier l'utilisation d'une seule conduite, en croyant que ce serait suffisant. De plus, à l'époque de la construction des premiers réseaux unitaires, les stations d'épuration n'étant pas encore existantes, les villes ne voyaient pas l'intérêt de séparer les

réseaux à fin d'assainissement du milieu récepteur. Ce type de réseau se trouve dans les grandes villes en Europe ou à travers les États-Unis, particulièrement autour de la région des Grands Lacs. Leur capacité est basée sur un débit théorique de temps sec défini comme étant les eaux usées sanitaires d'origine domestique, commerciale, industrielle et institutionnelle ainsi qu'une part d'eau de pluie ruisselé. Le fonctionnement de ce système à l'origine était que chaque secteur était desservi par un réseau local, qui se drainait vers une conduite collectrice. Celle-ci se déversait directement dans le milieu récepteur sans traitement.

Avec le temps, ces rejets ont fini par constituer une source de pollution importante. Pour remédier à ce problème, un réseau d'intercepteur a été mis en place pour réguler l'eau usée provenant des collecteurs pour l'acheminer vers les nouveaux ouvrages de traitement. Lorsque le débit provenant d'un collecteur excède la capacité de l'intercepteur, il y a un DEU vers le milieu récepteur.

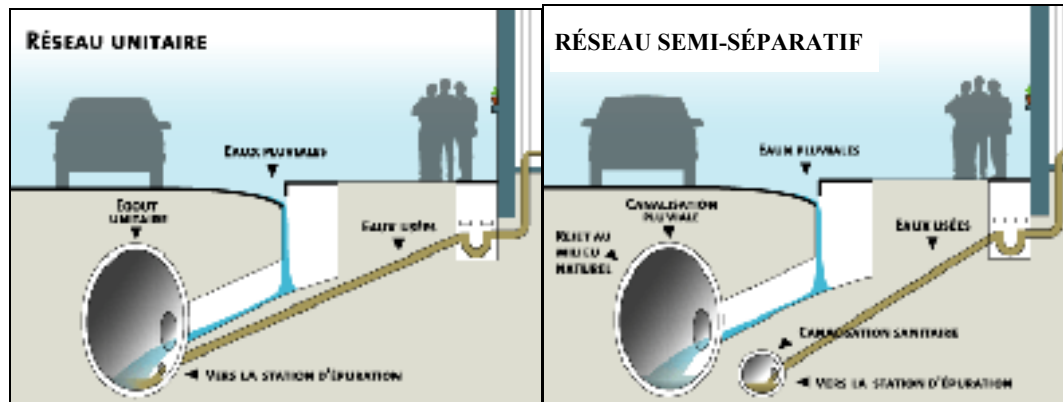


Figure 1.1 Réseau unitaire
Tirée de (Marseille, 2011)

Figure 1.2 Réseau semi-séparatif
Tirée de (Marseille, 2011)

Pour remédier aux problèmes d'inondations, certains réseaux ont été modifiés pour limiter l'apport de la pluie, notamment en ajoutant un réseau pluvial dans les rues pour capter le ruissellement de la rue par les puisards. Cette façon de faire permet effectivement de réduire la portion d'eau provenant de la rue dans la conduite principale acheminant les eaux usées sanitaires, mais elle ne soulage pas entièrement le réseau. Pour une bonne partie des résidences, les toits sont toujours connectés au réseau. L'eau de pluie qui se retrouve sur le

toit est drainée vers le drain principal de la maison qui recueille aussi les eaux usées d'origine domestique. On nomme ce type de réseau pseudosanitaire, car il n'est pas complètement de type séparatif. Les Figure 1.1 et 1.2 illustrent les réseaux unitaires et pseudosanitaires.

Les responsables municipaux, forts de leur expérience avec les premiers réseaux, misent de plus en plus sur les réseaux séparatifs. C'est-à-dire que les eaux usées sanitaires sont séparées des eaux de ruissellement. La plupart des nouveaux développements sont désormais desservis par des réseaux séparatifs.

1.1.2 Déversement de réseau unitaire

Généralement, lorsque le réseau est opéré en temps sec, c'est-à-dire en l'absence de précipitations, toutes les eaux usées sont acheminées en aval du réseau vers la station de traitement. Celle-ci a habituellement de deux à trois fois la capacité de traiter le débit temps avant le retour au milieu récepteur. Il peut arriver que des bris de conduites ou encore un mauvais fonctionnement du réseau cause des déversements, mais ceux-ci sont techniquement rares et ne sont pas liés à la capacité du réseau lui-même.

En temps de pluie, les réseaux unitaires vont prendre à la fois les eaux usées d'origine sanitaire et les eaux ruisselées pour les acheminer vers la station de traitement. Pour la majorité des réseaux, deux contraintes peuvent surgir. Soit la capacité de traitement de la station est atteinte ou bien la capacité du réseau elle-même est atteinte. Dans les deux cas, un déversement d'eaux usées a lieu à des émissaires de débordement. Ceux-ci sont situés à des points d'interception du réseau pour le soulager en cas de surcharge. La configuration de ces points d'interception est typiquement la rencontre entre un collecteur et un intercepteur.

Les collecteurs sont des conduites d'égout unitaire qui drainent les eaux usées d'un bassin versant vers les intercepteurs. Un raccordement entre les collecteurs et les intercepteurs gère les entrées d'eau et les débordements au milieu récepteur. Ce raccordement est un point de

régulation du réseau qui limite le transfert des eaux provenant du collecteur vers l'intercepteur.

Un intercepteur est une conduite très large dans un réseau unitaire qui contrôle les eaux usées vers la station d'épuration. Durant un évènement de pluie, une partie de l'eau usée mélangée avec la pluie est dirigée directement vers le milieu récepteur, ce qui permet de minimiser un débordement au niveau des rues et une surcharge à la station de traitement. Les intercepteurs reçoivent les eaux usées des collecteurs qui sont gérés aux chambres de régulation et de dérivation.

La Figure 1.3 présente un schéma de ce qui a lieu lors d'un débordement. En temps de pluie, lorsque la capacité du réseau est atteinte ou pour prévenir des inondations, une partie de l'eau usée déverse vers le milieu récepteur. L'émissaire de débordement est la structure qui est située en aval du point de jonction entre l'intercepteur et le collecteur et qui achemine l'eau usée vers le milieu récepteur.

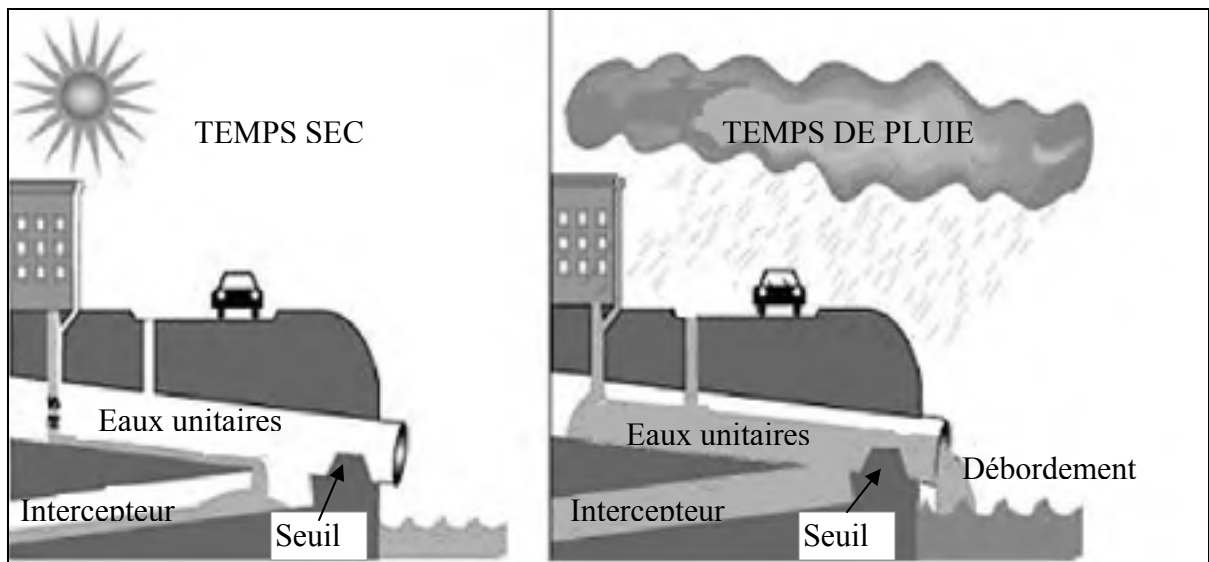


Figure 1.3 Déversement de réseau unitaire
Adaptée de ((EPA), 2004))

Lorsque l'émissaire de débordement est soumis à un effet aval, c'est-à-dire que le niveau du milieu récepteur est supérieur au radier de la conduite de l'émissaire, on peut dire que l'émissaire est submergé ou encore est partiellement submergé. Quand l'émissaire est submergé, les conditions hydrauliques du site de débordement sont particulières, car le système ne déborde plus de la façon dont l'émissaire de débordement a été conçu. En réalité, les eaux usées doivent atteindre le seuil de débordement avant de se déverser. Cette condition hydraulique s'applique lorsque le niveau d'eau du milieu récepteur ne cause pas d'effet aval. Lorsque le niveau aval est supérieur au radier de la conduite de l'émissaire, le seuil à franchir pour que l'eau déverse devient le niveau de la rivière. Afin d'obtenir une mesure fiable et précise dans un émissaire de débordement, il faut utiliser les instruments appropriés qui peuvent bien fonctionner dans des conditions hydrauliques variables.

Lorsque l'émissaire de débordement est au niveau du plan d'eau ou encore submergé, celui-ci est typiquement équipé d'un clapet anti-retour pour protéger le réseau. Le clapet permet au débordement de sortir du réseau en subissant une petite perte de charge tandis que le plan d'eau ne peut rentrer dans le système si le niveau d'eau monte, voir Figure 1.4.

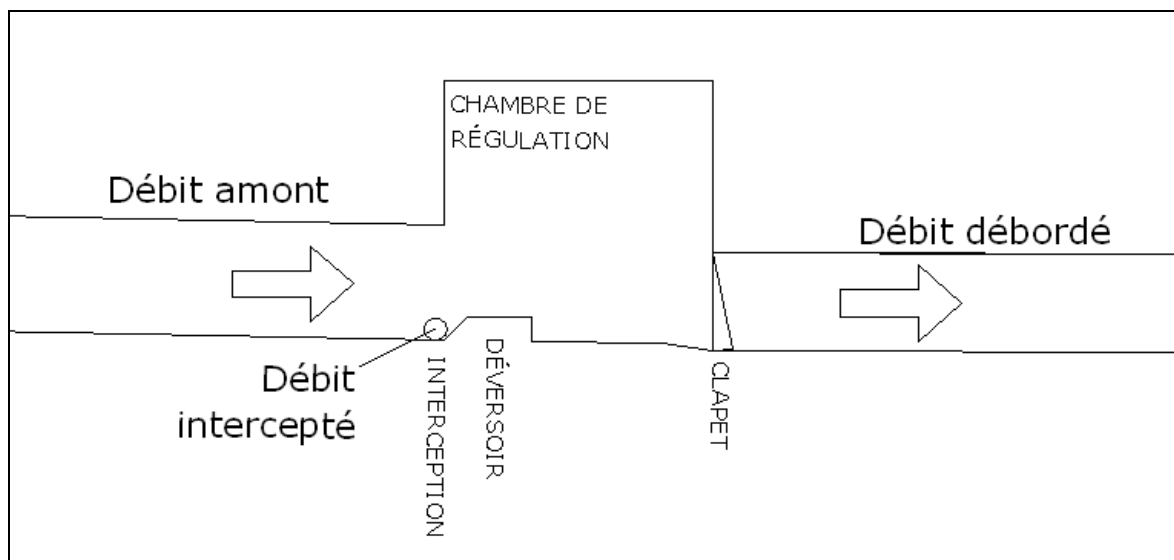


Figure 1.4 Coupe type d'un émissaire de débordement

1.1.3 Contexte des villes aujourd'hui

Les villes d'aujourd'hui ont mis de l'avant diverses solutions pour faire face à la problématique des débordements de réseaux unitaires. Une des premières pistes de solution réside à ne plus construire de réseau de type unitaire pour exclusivement des réseaux séparatifs dans les nouveaux développements. Cependant, les vieux quartiers abritant toujours des réseaux unitaires, la séparation est une avenue coûteuse qui offre des avantages limités. Les bâtiments et habitations de ces vieux quartiers ont souvent leur drain de toit relié directement dans le drain de fondation qui est lui-même connecté à l'égout unitaire. Lorsque des travaux de séparation sont entrepris dans ces quartiers, la conduite d'égout unitaire continue de recevoir une partie de l'eau de pluie à travers les fondations et le toit des bâtiments. Par conséquent, d'autres solutions doivent être envisagées lorsque la séparation des réseaux ne règle pas entièrement le problème.

Les autres solutions envisagées sont principalement les solutions de type contrôle en amont, où l'eau de pluie est ralentie avant de se retrouver dans le réseau. Les applications de ce type de contrôle incluent entre autres les toits verts, les fossés drainant et les barils de pluie pour les gouttières des résidences. Toutes ces mesures veillent à réduire la quantité d'eau qui se retrouve dans les réseaux unitaires.

Les autres solutions sont le contrôle en aval pour l'eau de pluie qui a déjà pénétré le réseau. Cette solution limite les débordements en dirigeant les eaux usées vers des structures de rétention ou encore en utilisant un contrôle en temps réel. Ces deux solutions sont généralement appliquées après l'instauration de mesure de contrôle en amont.

De plus, les municipalités aux prises avec des problèmes de débordement de leur réseau d'égout unitaire souhaitent connaître la fréquence des débordements, leur durée et le volume débordé. Lorsque ces informations sont recueillies, elles permettent de pouvoir établir une stratégie pour l'ensemble de la ville et cibler les efforts là où ils seront les plus avantageux. Par ailleurs, la connaissance des débordements permet aussi d'évaluer la performance des

solutions mises en place pour réduire les débordements, principalement pour les fréquences de débordement associées à certaines récurrences de pluie ou encore le volume débordé par millimètre de pluie (Engel, Storm, White, Arnold et Arabi, 2007).

1.1.4 Problématique des rejets

En Amérique du Nord, autour des années 1960, un effort concerté a été mis en place pour nettoyer les rives des cours d'eau en réalisant des projets d'usine d'assainissement des eaux. Les stations de traitement ont permis de transformer certains cours d'eau qui étaient alors considérés comme des égouts à ciel ouvert, mais pas suffisamment pour les nettoyer entièrement. Effectivement, l'occurrence de débordements de réseaux unitaires en temps de pluie rejette des polluants dans les cours d'eau récepteurs ce qui contribue à réduire l'usage de ces plans d'eau. Un de principaux problèmes est la contamination bactérienne, avec le E.Coli par exemple.

À court terme, les rejets de DEU sont responsables de pollution organique biodégradable qui a un impact important sur le taux d'oxygène dissout (Hopkins, 2007). De plus, les effets cumulatifs peuvent être observés dans les cours d'eau récepteurs en tant que sédiments à haute teneur en matière organique, ce qui provient des eaux usées rejetées par les émissaires de débordement en temps de pluie.

Il n'y a pas que les DEU qui sont problématiques. Les eaux de pluie qui ruissellent dans les villes et qui sont acheminées directement dans les milieux récepteurs sans traitement sont responsables de la contamination et de l'érosion des milieux récepteurs (Souer, Hubka, Chang et Stecher, 1994). Certaines villes sont même tenues de traiter les rejets pluviaux pour en minimiser leur impact. Dans ce contexte, la séparation des réseaux n'est pas la solution optimale pour améliorer la qualité de l'eau des milieux récepteurs. Les polluants qui se retrouvent dans le milieu récepteur sont les suivants (Thévénat, 1992);

1. Solides flottants
2. Matières en suspension (MES)

3. Matières oxydables (DCO, DBO₅)
4. Nutriments (azote, phosphore)
5. Micro polluant minéral (métaux lourds)
6. Micro polluant organique (hydrocarbure, composés aromatique, PCB, pesticides)
7. Micro-organisme (pollution bactériologique)

Ces polluants sont la cause principale de la contamination des sources d'eau potable, de la restriction des usages de plans d'eau ainsi que de la contamination de la vie aquatique. C'est pour contrer cette problématique que certaines lois et exigences ont été mises en place pour limiter les impacts sur le milieu récepteur.

1.1.5 Contexte législatif de suivi des DEU

Depuis les années 1970, il y a eu un effort global pour réduire les débordements de réseaux unitaires, premièrement en séparant les nouveaux réseaux en conduites pluviales et sanitaires et par la suite en tentant d'instaurer des principes de bonne gestion. Aux États-Unis, avec l'arrivée du Clean Water Act (CWA), les principes de base ont été établis pour mieux contrôler les rejets d'eaux usées polluées dans les plans d'eau. Neufs points ont été identifiés afin de contrôler les rejets de (EPA, 1995). Ils sont les suivants :

1. Opération adéquate du réseau et programme d'entretien pour les réseaux d'égout et les débordements de DEU;
2. Utilisation maximale du réseau pour emmagasiner les eaux usées;
3. Révision et modification du processus de prétraitement pour s'assurer que les impacts des DEU soient minimisés;
4. Optimisation et maximisation des débits vers les stations de traitements autorisés;
5. Interdiction de DEU en temps sec;
6. Contrôle des flottables et solides dans les DEU;
7. Prévention de la pollution;

8. Avertissement de la population pour s'assurer que le public reçoit un avertissement de l'occurrence de DEU et de ces impacts;
9. Faire un suivi pour caractériser efficacement l'impact des DEU et de l'efficacité de leur contrôle.

De ces neuf mesures, la neuvième est celle qui englobe l'essence de ce projet de recherche. Ainsi, les États-Unis ont mis sur pied un guide pour conseiller les municipalités en ce qui a trait au suivi et à la modélisation des DEU (EPA, 1999). Les conseils fournis par ce guide décrivent une démarche pour faire un bon suivi des DEU. Cette démarche débute avec la définition d'un plan de suivi. La deuxième étape est la création d'un modèle hydraulique pour permettre de caractériser le réseau. Par la suite, il faut évaluer et choisir des alternatives de contrôle des DEU. Finalement, la démarche se termine avec une validation de la performance des mesures mises en place pour le contrôle des DEU.

La planification du suivi et de la modélisation est basée sur des informations obtenues dans le cadre d'activités préparatoires. La récolte d'information consiste à enregistrer la quantité d'eau de pluie qui cause un DEU, la localisation des DEU, la durée des DEU et à identifier des ouvrages qui ont une capacité limitée. Toutes ces données permettent de tracer les grandes lignes du plan d'intervention pour le suivi des DEU. La planification inclut aussi l'établissement de la durée du programme. Celle-ci peut varier de site en site selon le nombre d'évènements de pluies observés, l'intensité des pluies, la représentation de la fonte des neiges et les volumes débordés. Un échantillon qui représente bien toutes les conditions permet de calibrer un modèle hydraulique et des calculs hydrauliques connexes adéquatement. Il est recommandé d'utiliser entre 5 et 10 évènements de pluie pour faire une calibration satisfaisante (Charron, 1995).

Pour tracer les grandes lignes d'un plan d'action afin de réduire la fréquence et les volumes de débordement, il faut être en mesure de quantifier ces débordements. La stratégie pancanadienne sur les rejets d'effluents municipaux nécessite que les débordements des réseaux unitaires et sanitaires soient rapportés sur une base annuelle (Environnement Canada,

2007), ailleurs, selon les conditions de chaque site pour une municipalité, le Ministère de l'Environnement peut avoir des exigences plus spécifiques. La politique canadienne tient à ce que le développement ou redéveloppement d'un territoire ne contribue pas à l'augmentation des DEU (CCME, 2009). Ce qui signifie qu'une municipalité peut conserver le statu quo tant qu'elle n'est pas en développement. Si un développement a lieu sur le territoire d'une municipalité, celle-ci doit démontrer que les DEU n'augmenteront pas. Ceci est généralement prouvé à l'aide d'un modèle hydraulique basé sur une campagne de mesure en réseau. Les informations recueillies lors de cette campagne vont permettre de caractériser le réseau et la réponse en temps de pluie.

Pour ce qui est des exigences du Québec en matière de suivi des DEU, un programme intitulé le « Programme de suivi des ouvrages de surverse » préconise que tous les émissaires de débordement d'une ville doivent d'être équipés au minimum d'un repère (MAMROT, 2000). Celui-ci consiste en un objet flottant qui se trouve dans une chambre en amont du trop-plein. Dès que le niveau d'eau atteint la limite de débordement établie, le repère est déplacé. Une inspection visuelle toutes les semaines a lieu pour rapporter les événements de débordement. Bien que cette technique soit simple et peu coûteuse, il s'avère que les résultats de débordement ne sont pas complets. Advenant deux événements de pluie dans la même semaine, ce qui n'est pas rare, un seul débordement sera comptabilisé. De plus, la technique des repères installés à des sites sujets à un effet aval, c'est-à-dire que le niveau du plan d'eau récepteur est supérieur au seuil de débordement, ne tient pas la route. Cette technique ne peut donc pas être utilisée pour tous les sites et toutes les conditions hydrauliques. Il faut aussi noter que ni la durée ni le volume débordé ne sont disponibles avec la technique du repère.

Le programme de suivi des DEU suggère aussi l'utilisation d'enregistreur de DEU. Ceux-ci sont installés dans un trop-plein et comptabilisent la durée d'un événement de DEU. Cette information est ensuite transmise à une base de données de type SCADA (Supervisory control and data acquisition) à l'aide de la télémétrie. Bien qu'un niveau d'information s'ajoute à cette donnée, soit la durée du DEU, il y a un manque d'information quant à l'ampleur du DEU, soit le volume débordé. Il faut aussi préciser que la lecture d'un

enregistreur de débordement peut s'avérer erronée s'il y a présence d'humidité dans le boîtier de l'instrument.

Le contexte législatif des États-Unis, du Canada et du Québec requiert que les villes fassent un suivi des événements de DEU, chacun avec des exigences particulières. Comme pour tout projet, la collecte d'information est cruciale pour pouvoir établir un plan d'intervention qui vise à atteindre les objectifs. Dans le cas du suivi des débordements, une précision dans l'information quant à la durée d'un événement et le volume débordé devient une information de grande valeur pour mettre en place des mesures de diminution des DEU. Effectivement, la connaissance des volumes débordés permet de faire un bilan annuel qui servira à faire des comparaisons entre les années et évaluer si la municipalité atteint ses objectifs.

1.2 Instrument de mesure

Pour mesurer adéquatement un DEU, plusieurs techniques ou instruments sont utilisés à différents endroits dans un émissaire. Les instruments utilisés dans le cadre de cette recherche sont les limnimètres, débitmètres et inclinomètres.

1.2.1 Limnimètres

Un limnimètre est un instrument qui mesure le niveau d'eau. Plusieurs technologies existent pour faire la lecture de niveau, telle que les sondes ultrasoniques, radars à cellule de pression, les sondes bulle à bulles et les sondes flottantes. Le Tableau 1.1 présente le fonctionnement, l'emplacement ainsi que les inconvénients de chaque technologie.

Tableau 1.1 Comparaison des technologies de limnimètre

Technologies	Fonctionnement	Emplacement	Inconvénients
Ultrasonique	Ondes acoustiques	Extérieur et en haut du niveau à mesurer	Humidité Pression Température Mousse Eau trouble Turbulence
Radar	Ondes radars pulsées	Extérieur et en haut du niveau à mesurer	Humidité Pression Température Mousse Eau trouble Turbulence
Hydrostatique	Différence de pression	Dans le liquide, au fond	Température Accumulation boue
Bulle à bulle	Mesure résistance à la formation d'une bulle	Dans le liquide, au fond	Corrosion

1.2.2 Débitmètres

Le débit d'un liquide peut être mesuré par différentes méthodes, mais repose essentiellement sur un calcul de l'aire de la conduite multipliée par la vitesse d'écoulement, tel que $Q = V \cdot A$. Les instruments typiquement utilisés dans les égouts unitaires sont les débitmètres de type Doppler multicouches, temps de parcours et le canal profilé.

Doppler multicouche

Le débitmètre de type Doppler multicouche utilise le principe de fonctionnement de l'effet Doppler (Hughes et Longair, 1996) de type hauteur-vitesse. L'effet Doppler consiste à obtenir la vitesse d'un déplacement en calculant le décalage de fréquence à l'émission et à la réception de l'onde, soit acoustique ou électromagnétique. Ensuite, en combinant les données recueillies à différentes couches, l'instrument recrée le profil de vitesse de l'écoulement. Cette mesure couplée à la mesure du niveau d'eau permet à l'instrument de calculer le débit.

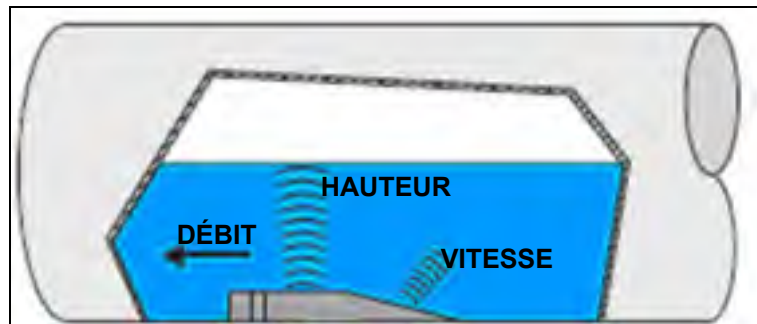


Figure 1.5 Schéma de fonctionnement débitmètre Doppler multicouche

$$Q = A * V \quad (1.1)$$

Q = débit (m^3/s)

A = aire (m^2) dépend du diamètre de la conduite et est fonction de la hauteur d'eau = $F(h,d)$

h = hauteur d'eau

d = dimension du conduit, diamètre pour conduite circulaire

V = vitesse (m/s)

La mesure de la vitesse de l'eau est produite par la mesure des particules qui y sont en suspension. Cette mesure est faite en strates par effet Doppler. La vitesse résultante représente le profil de vitesse de l'eau basé sur la mesure des particules détectées dans le champ de mesure de la sonde.

L'application de cette technologie pour obtenir des résultats de qualité en eaux usées est raisonnable lorsqu'utilisée pour des conduites de taille petite à moyenne (0 à 1,5m). Ce type d'instrument utilise bien la technologie Doppler et compense pour ses faiblesses en segmentant la zone de mesure pour en déterminer le profil de vitesse.

Cette technologie dépend entièrement des particules en suspension dans l'eau. Si les particules sont mal réparties dans le débit (à la surface ou en fond de conduite) ou représentées en quantités trop faibles ou trop fortes, la mesure de vitesse en sera affectée.

Cela est possible puisque la plage de mesure est segmentée pour représenter plus fidèlement le profil de vitesse utilisé dans le calcul du débit, mais ne représente pas entièrement la vitesse associée à exactement chaque niveau.

Les précisions annoncées par les manufacturiers de $\pm 5\%$ doivent être interprétées avec précaution. Ces précisions sont généralement effectuées en laboratoire dans des conditions contrôlées utilisant des particules uniformes. Selon des communications personnelles avec BPR-CSO, le niveau de précision attendu de ce type d'instrument pour une application en eaux usées, installées dans des conditions optimales devrait se situer dans la gamme de ± 10 à 15% . Hugues a démontré en 1996 qu'il obtient une erreur absolue moyenne de 11% avec ce type d'instrument.

Temps de parcours

Le débitmètre à corde, mieux connu sous le nom de temps de parcours, est utilisé depuis plusieurs années pour mesurer les débits. Sa technologie lui permet de mesurer les débits en mesurant le temps de transit aller-retour d'une onde ultrasonique entre des sondes installées sur les parois verticales de la conduite.

La vitesse de l'eau est mesurée par les temps de parcours d'impulsions acoustiques effectuant un aller-retour sur une trajectoire en diagonale par rapport à l'écoulement. La vitesse moyenne de l'écoulement le long de cette corde, ou vitesse en ligne, est calculée en utilisant la différence entre les temps de parcours aller et retour. L'instrument applique ensuite un facteur multiplicatif aux mesures de vitesses qui proviennent des caractéristiques géométriques de la conduite et de la hauteur d'eau moyenne. Ceci permet de recréer le profil de la vitesse.

La précision du résultat calculé est fonction du nombre de cordes de vitesse mesuré. Plus il y a de corde de mesures et plus la mesure sera précise et plus la fiabilité sera accrue puisque redondante. Les débitmètres de type « temps de parcours » requièrent peu de calibration et configuration de par la méthode utilisée pour la mesure du débit. En fait, puisque le

différentiel du temps de transit d'une onde ultrasonique est utilisé, ceci permet de supprimer plusieurs facteurs d'erreurs pouvant affecter d'autres technologies telles que l'évaluation de la température et des particules en suspensions. Encore une fois, les marges d'incertitudes annoncées par les manufacturiers de $\pm 2\%$ ne sont pas si précises en conditions de terrain puisque ces mesures sont généralement effectuées en laboratoire dans des conditions contrôlées utilisant des débits d'eau laminaire et uniformes. Selon des communications personnelles avec BPR-CSO, le niveau de précision attendu de ce type d'instrument pour une application en eau usée, installée dans des conditions optimale devrait se situer près de $\pm 5\%$.

Canal profilé

Un canal profilé, mieux connu sous le nom de « Flume » est une technologie utilisée depuis plusieurs années pour mesurer efficacement les débits. Sa technologie consiste à canaliser le débit d'eau dans une conduite profilée permettant de créer les conditions hydrauliques spécifiques permettant l'association unique du niveau d'eau en un point précis à un débit. Le désavantage de cette technique survient lorsque le site est soumis à une condition de submergence créée par l'aval, la relation hauteur-débit ne tient plus.

Plusieurs types de canal profilé existent sur le marché pour répondre à différents besoins, souvent liés aux contraintes physiques et hydrauliques des sites d'installation. Aussi, plusieurs manufacturiers offrent des produits de toutes sortes de matériaux et grandeurs.

La mesure du niveau de l'eau est réalisée à partir d'une sonde de niveau adaptée au site d'installation. Certaines sondes de niveau peuvent calculer le débit résultant directement et le transmettre par un signal analogique (4-20mA) au PLC. Aussi, le calcul du débit peut être fait à l'automate en utilisant appliquant la mesure du niveau d'eau à la formule fournie par le manufacturier du canal profilé.

Les précisions annoncées par les manufacturiers de $\pm 2\%$ sont près de la réalité lorsque le débit d'eau se maintient dans les balises pour lesquelles il a été conçu. Le niveau de précision attendu de ce type d'instrument pour une application en eau usée, installé dans des conditions

optimales, devrait se situer dans la gamme de ± 5 à 10 % (communication personnelle avec BPR-CO).

Finalement, après avoir analysé toutes les différentes technologies de mesure de débit, les technologies de type Doppler multicouches ont été sélectionnés pour être utilisés dans ce projet. Le critère principal de sélection était de pouvoir lire convenablement la vitesse en situation de submergence ainsi qu'un contexte budgétaire limitant le choix d'équipement.

1.2.3 Inclinomètre

Un inclinomètre est une sonde qui permet de mesurer des angles à partir d'un point de référence. Pour une application en réseau d'égout, cet instrument est typiquement installé sur une vanne ou un clapet pour en mesurer l'angle d'ouverture être absolument étanche. La technologie utilisée est de type microélectromécanique. Cette technologie peut fonctionner pour mesurer des angles entre $\pm 85^\circ$.

Les difficultés parfois rencontrées associées avec ce type d'instrument sont l'humidité dans le boîtier de l'instrument et la sensibilité de la sonde à des ouvertures minimales qui peuvent être créées par des vagues en aval de l'émissaire.

1.3 Modélisation du débit

Un bon moyen de prédire le débit débordé lors d'un événement de pluie est d'utiliser un modèle hydraulique et hydrologique des sous-bassins alimentant l'émissaire de débordement. Les données qui doivent être utilisées sont de deux natures, soit les données pour la représentation physique du réseau et celles pour la représentation hydrologique. La section suivante présente l'état de connaissance de base au niveau du développement d'un modèle.

Une autre façon de calculer les débits est développée dans ce projet. Il s'agit de calibrer une relation gradient hydraulique et ouverture de clapet avec des débits mesurés pour ensuite utiliser cette relation pour faire la prédiction des débits débordés. La section 1.3.2 décrit les

recherches déjà effectuées dans le passé qui ont démontré l'existence de cette relation de façon empirique.

1.3.1 Modèle hydraulique et hydrologique

Cette section discute de la façon dont un modèle hydraulique et hydrologique permet de bien caractériser un réseau d'égout, particulièrement un réseau de type unitaire. La connaissance du réseau permet alors de pouvoir faire des bilans de débordement, des suivis en temps réel ou différé de DEU et aussi d'évaluer les alternatives de contrôle des débordements. La meilleure façon de bien représenter les réseaux unitaires est d'utiliser un modèle qui crée des simulations en continu en utilisant des données de pluies historiques (EPA, 1999).

Les modèles généralement utilisés de nos jours sont InfoWorks (Innovyze, 2011), SWMM5 (EPA, 2011), PCSWMM (Computational Hydraulics Int, 2011), XPSWMM (XP Software Inc., 2011) et Mike Urban (DHI Software, 2011). Chacun de ces logiciels comporte leurs avantages et inconvénients. Le choix d'un modèle devrait se faire de façon à choisir la représentation la plus simplifiée qui permet d'atteindre les objectifs identifiés pour minimiser les efforts et les investissements en modélisation. Lorsque le réseau réagit rapidement à des pluies de forte intensité sur une courte période, il faut que le modèle soit utilisé avec des données de pluie avec un pas de temps approprié, soit 5 minutes.

Il y a deux aspects fondamentaux dans la modélisation, il s'agit des représentations hydrauliques et hydrologiques. L'hydrologie est la façon de déterminer le ruissellement sur un bassin urbain dans un réseau unitaire. Un modèle de ruissellement est utilisé pour estimer les débits entrants dans le réseau. Par la suite, le modèle hydraulique quant à lui prédit le débit qui s'écoule en conduite. Les caractéristiques de l'écoulement sont la vitesse, le niveau d'eau et la durée et volume de DEU.

Pour l'aspect hydrologie, le modèle doit pouvoir bien estimer le débit de ruissellement en prenant compte de la taille des bassins versant, de leur pente, type de sol et imperméabilité.

Le modèle peut être utilisé pour représenter des bassins où il n'y a pas eu de mesures de débit. Ces bassins seront calibrés en se basant sur des bassins calibrés qui ont des caractéristiques géographiques semblables, soit la pente, le degré d'imperméabilité et le type de dol. Au niveau de l'hydrologie, les paramètres qui seront calibrés sont principalement la surface totale drainée, l'imperméabilité efficace et les pertes par dépression et par infiltration. Une fois la calibration complétée, une validation des résultats du modèle doit être évaluée avec des données mesurées pour établir sa précision (Charron, 1995).

Les critères de sélection pour le choix du modèle sont basés sur la représentativité des caractéristiques hydrauliques telles que le refoulement et la surcharge. De plus, le modèle doit être en mesure de représenter toutes les dimensions des conduites et des structures spéciales, telles que les déversoirs, les stations de pompage, les régulateurs et les niveaux aval. Pour cette étude, le logiciel InfoWorks est utilisé pour modéliser le modèle hydraulique et hydrologique.

1.3.2 Calcul du débit avec inclinaison clapet et gradient hydraulique

Des ingénieurs de Thame Water Utilities (Burrows, Ockleston et Ali, 1997) ont développé un système à bas coût pour faire le suivi de l'ouverture de nombreux clapets situés à des émissaires le long des rivières. Une approche a été développée à partir du principe de conservation du moment angulaire et son application expérimentale sur des clapets circulaires. Les résultats obtenus démontrent qu'il est possible d'estimer le débit avec une précision de 20 à 30 % pour des ouvertures de clapet supérieures à 20°. Pour les ouvertures inférieures à 20°, l'estimation du débit par cette méthode se trouve à être conservatrice par rapport au débit observé. Cette démarche prend en compte l'effet du niveau aval qui crée une restriction de l'écoulement et nécessite une tête d'eau plus élevée pour permettre au débordement d'avoir lieu. De façon empirique, les paramètres principaux sont l'ouverture du clapet, le niveau aval et le niveau amont. Des courbes de débit selon le niveau ont donc été tracées à partir des données expérimentales, tel que montré sur la Figure 1.6.

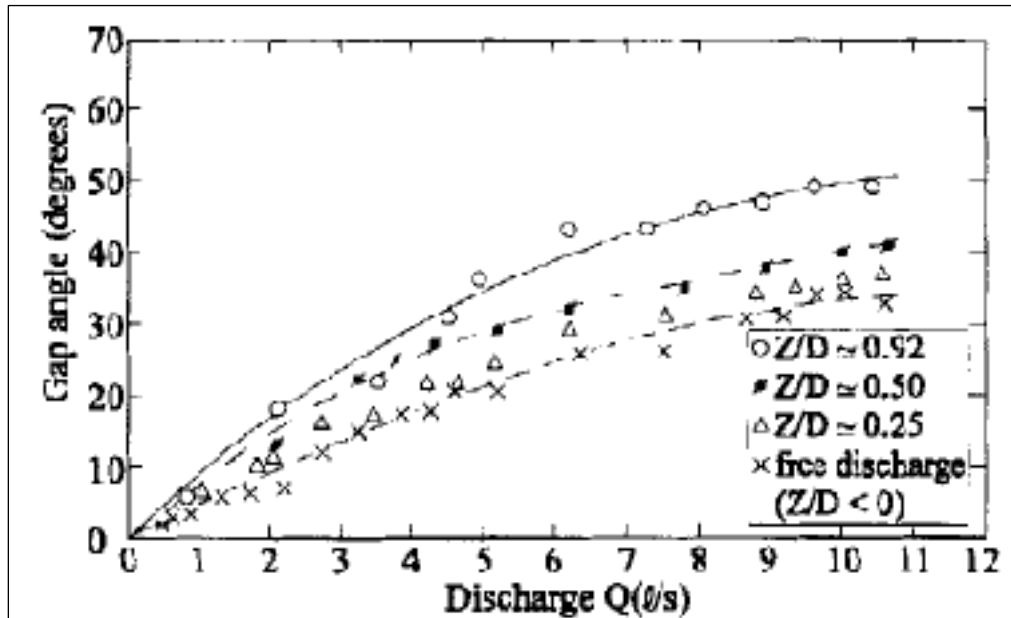


Figure 1.6 Courbe de débit selon inclinaison du clapet
Tirée de Burrows et al., 1997, p.352

Plus le ratio Z/D augmente, plus il faut un grand angle pour laisser passer le même débit. Cette relation n'est pourtant pas directe pour les angles inférieurs à 20° . La conclusion générale de cette étude affirme qu'il est possible de calculer les débits avec l'ouverture d'un clapet en utilisant la loi de la conservation du moment pour toutes formes de clapet. Les résultats de cette étude sont pourtant préférables pour un clapet de forme circulaire.

Une autre façon d'appliquer une théorie hydraulique se fait avec le théorème de Bernoulli. Pour un écoulement d'un fluide incompressible, c'est-à-dire que sa masse volumétrique reste constante et qui n'est pas un mode de turbulence, on peut appliquer l'équation (1.2) en négligeant les transferts de chaleur.

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g} \quad (1.2)$$

ΔH = Gradient hydraulique (m)

V = Vitesse (m/s)

G = Gravité ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Cette équation permet d'évaluer la vitesse d'un fluide lorsqu'on connaît le gradient hydraulique. Le théorème de Bernoulli permet alors de calculer le débit qui passe à travers un clapet en utilisant le gradient hydraulique entre le niveau amont et aval du clapet. La Figure 1.7 schématise l'application du théorème de Bernoulli au calcul de débit passant à travers un clapet.

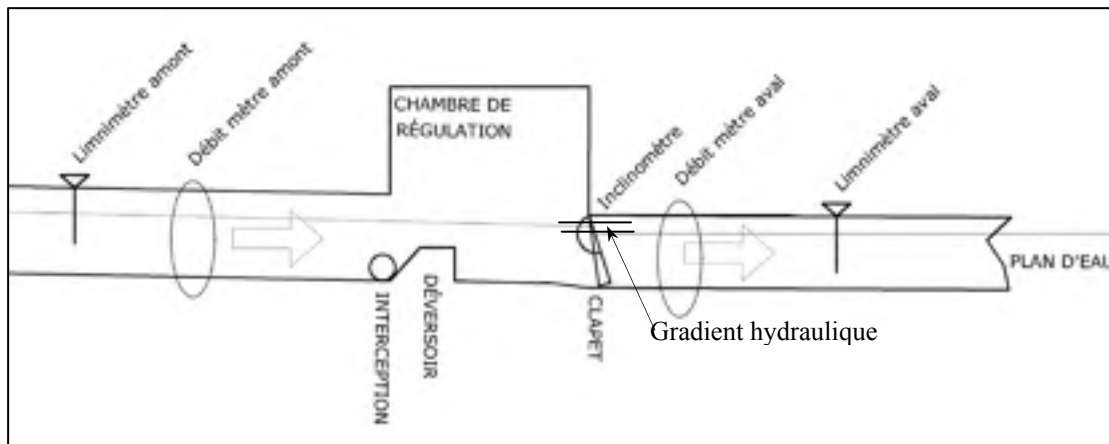


Figure 1.7 Gradient hydraulique amont et aval du clapet

1.4 Précision, erreurs et incertitudes

La précision d'une mesure est une indication de la proximité de l'observation de cette dernière en comparaison avec la valeur réelle. Quant à l'erreur, c'est la différence entre la donnée mesurée et la valeur réelle. En réalité, il est pratiquement impossible d'observer la valeur réelle de référence. Par conséquent, il faut prendre conscience que la valeur réelle peut comporter une certaine marge d'erreur. L'estimation de cette erreur devient l'incertitude associée à la valeur réelle. La précision des données mesurées est essentielle dans cette recherche, car elles sont utilisées comme valeur témoin afin d'être comparés à des données simulées ou calculés. Les données mesurées et les données simulées sont comparées selon certaines techniques avancées appliquées en hydrologie.

1.4.1 Données mesurées

L'incertitude associée à la mesure d'une donnée doit être appréciée en fonction de son utilisation, notamment à titre d'intrant pour la calibration d'un modèle hydrologique. Une étude faite par Harmel en (2006) explore les incertitudes accumulées associées à des mesures hydrologiques, notamment pour l'évaluation du débit. Les débits sont mesurés en fonction de la vitesse et de la hauteur d'eau, à différente hauteur de la coupe. La méthode des moindres carrés est donc utilisée pour pouvoir avoir une idée de l'erreur globale sur la mesure, telle que présentée par l'équation (1.3).

$$E_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n (E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_n^2)} \quad (1.3)$$

La précision d'un instrument de mesure est une combinaison d'éléments différents et non seulement de l'instrument en soi. Il faut tenir compte de ce qui permet de transmettre la donnée mesurée à la base de donnée (Davis, 2005). Ceci s'applique autant au débitmètre qu'au limnimètre. À l'aide de la méthode des moindres carrés, il faut prendre en considération la précision de tous les éléments qui sont présents entre la sonde et la base de données. C'est-à-dire la précision du débitmètre lui-même, celle du transmetteur, du branchement, et du PLC. Chacune de ces composantes possède sa propre précision qui contribue à la précision globale de la mesure. En réalité, il peut y avoir plusieurs autres composantes à ce système. Par exemple, en appliquant la méthode du moindre carré, un débitmètre ayant une précision de $\pm 0,5\%$, celle du transmetteur $\pm 0,5\%$, du branchement $\pm 0,02\%$, et du PLC $\pm 0,04\%$, tous combinés ensemble vont avoir une précision globale de $\pm 0,81\%$. Ce qui représente une différence de 66 %.

Pour évaluer la performance d'un instrument de mesure des débits d'eaux usées, l'EPA a développé une méthodologie pour tester les appareils. Un rapport sur la vérification des technologies de mesure de l'EPA (Environmental Protection Agency, 2003) présente les résultats obtenus lors de l'évaluation d'un débitmètre de type vitesse-aire. Globalement, la

précision pour l'intervalle de confiance à 95 % se situe à 10 %. Notons que ces tests ont été effectués dans un environnement contrôlé, avec un taux et une grosseur de particules prédéfinies, dans des conditions où la conduite était neuve et parfaitement lisse, sans accumulation de débris.

L'instrument a été testé dans une conduite de 1050 mm avec une pente moyenne de 0,17 %. Les conditions d'écoulement en aval du débitmètre étaient à écoulement libre. Des vannes de contrôle en amont du site de lecture ont été utilisées pour créer les différents débits à évaluer. Le débit témoin a été validé en utilisant un traceur au lithium. Le débit en aval des vannes a été calculé selon des équations hydrauliques standard pour assurer la redondance des débits mesurés. Pour déterminer le débit témoin, un débitmètre de type temps de parcours a été installé en aval du débitmètre à l'étude.

Ceci étant dit, la prise de mesure de débit pour une application réelle demeure plus difficile. De plus, les résultats du test effectué en continu sur une période de 26 jours n'ont pas été présentés. Des pointes de lecture de niveau ont été enregistrées vers la fin de la période de test. Ceci est probablement dû à une accumulation d'humidité dans la sonde de niveau ultrasonique. Il n'y a pas eu d'accumulation de débris ou de boue sur les sondes, à part une fine pellicule de graisse. Dans le cadre de cette expérience, il a été observé que l'équipement était en bon état après 26 jours et qu'il ne nécessitait pas d'entretien.

Encore une fois, cette expérience démontre que pour une application contrôlée, il est possible d'obtenir une précision de 10 % sur la lecture des débits. Par ailleurs, il est entendu que la précision espérée pour une application réelle dans une conduite d'égout unitaire est supérieure à 10 %, surtout s'il y a présence d'effet aval et que la taille des conduites est supérieure à 1050mm.

1.4.2 Données simulées ou calculées

Une fois que l'erreur sur la mesure est connue, il faut être en mesure d'établir la précision du modèle hydraulique calibré ou encore d'une équation mathématique qui modélise le débit. Un modèle hydraulique s'avère être un bon outil tant et aussi longtemps que sa précision et ses limites sont connues. Afin de vérifier la précision d'un modèle, il faut non seulement évaluer celui-ci avec des données mesurées, encore faut-il le faire avec l'incertitude associée à cette mesure. (Harmel et Smith, 2007).

L'équipe de Harmel et Smith a développé un moyen de faire cette évaluation, notamment en application une dérivation standard connue ou inconnue à la donnée de mesure pour ensuite utiliser des tests standards de précision qui mesure la bonne corrélation du modèle. Ces tests sont notamment l'indicateur Nash-Sutcliffe, l'index de corrélation et le coefficient de détermination et l'erreur moyenne globale. Les conclusions de cette étude démontrent que la prise en considération de l'erreur sur la mesure peut aider la corrélation entre des données mesurées et des données simulées ou calculées. Bien qu'il demeure qu'un modèle qui donne de mauvais résultats est tout aussi déficient.

Les valeurs de précision attendues de la part d'un modèle sont autour de 20 % (Haan et al., 1995). Il faut faire preuve de discernement quand vient le temps de juger de la performance d'un modèle. Les erreurs présentes sont reliées à la pluie et à la mesure des débits (Charron, 1995). La pluie est utilisée comme intrant par la partie hydrologique du modèle pour générer le ruissellement. Des erreurs importantes sont liées à la pluie, soit l'erreur de la mesure de l'intensité des dispositifs qui mesurent la pluie. Celle-ci peut se chiffrer jusqu'à 15 % de variation. Et, cette erreur est essentiellement causée par l'effet du vent (Neppel, Desbordes et Masson, 1998).

La deuxième erreur provient de l'effet de la distribution spatiale de la pluie pendant un événement (Schilling et Fuchs, 1986). Suivant la sollicitation de la pluie, les pluviomètres ne représentent pas toujours bien l'intensité en certains endroits. Selon la taille du bassin versant

et le nombre de pluviomètres utilisés, l'incertitude globale se trouve à près de 30 %. Même un réseau de pluviomètres dense ne permet pas d'enrayer complètement cette source d'erreur. Notre solution consiste à enlever les événements où les données pluviométriques et les débits simulés sont discordants. Cette façon de faire permet de diminuer l'incertitude des données pluviométriques au moment de la calibration. Cependant, quand il s'agit de faire un suivi de DEU en utilisant un modèle hydraulique et hydrologique, cette erreur ne peut pas être enrayerée au niveau des volumes débordés. À moins d'avoir une résolution très petite de la pluie tombée sur un bassin versant, la distribution spatiale d'un événement ne pourra jamais être parfaitement représentée à l'aide de pluviomètres.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE

Ce projet de recherche est issu d'un projet d'ingénierie avec la firme de génie conseil BPR-CSO. Les particularités de ce projet sont décrites à la section suivante pour distinguer le projet d'ingénierie de la recherche de ce mémoire.

L'enjeu des débordements de réseaux unitaires dans un milieu récepteur peut être étudié sous différents angles. Cependant, il reste que quantifier l'impact sur la qualité des eaux à des fins récréatives ou encore pour l'approvisionnement en eau potable dans une municipalité devient une priorité afin de trouver les solutions appropriées. Il faut néanmoins être en mesure de bien chiffrer l'ampleur du problème en évaluant les causes et la fréquence des événements. La démarche de cette étude veille donc à quantifier le volume d'eau débordé à l'aide de différentes méthodes.

Afin de répondre à l'objectif de cette recherche, une méthodologie détaillée a été formulée en trois étapes. La première étape consiste à établir et valider l'échantillon de mesure selon différents critères. La deuxième étape vise à définir les méthodes de calculs qui peuvent être utilisées en utilisant les données mesurées pour quantifier les volumes débordés. Finalement, la troisième étape comprend l'évaluation de la corrélation entre les débordements mesurés à l'aide d'un instrument pouvant lire le débit et les deux méthodes de calculs décrites plus haut à l'aide d'indicateurs statistiques. La méthodologie proposée veille à faire la lumière sur le degré d'incertitude associé aux mesures conventionnelles en comparaison à des techniques de calcul dérivé.

2.1 Projet d'ingénierie

Le projet d'ingénierie consistait à instrumenter 15 émissaires de débordement avec différents instruments de mesure, soit des débitmètres, limnimètres et inclinomètres pour une ville prise avec des problèmes de suivi de ses DEU. La modélisation du réseau ainsi que la validation

des données ont été exécutées dans le cadre du projet d'ingénierie. Ces activités ont donc été réalisées au préalable des analyses sur lesquelles se concentre la recherche de ce mémoire. La constitution de l'échantillon, le calcul des volumes débordés avec l'équation de Bernoulli ainsi que toutes les analyses comparatives sont la contribution exclusive de ce mémoire.

2.2 Détection d'un évènement de débordement

Pour faire la détection d'un débordement et rapporter la durée et le volume du DEU, plusieurs instruments ont été installés dans un émissaire de débordement. La Figure 2.1 présente la localisation générale de chaque instrument dans l'émissaire de débordement.

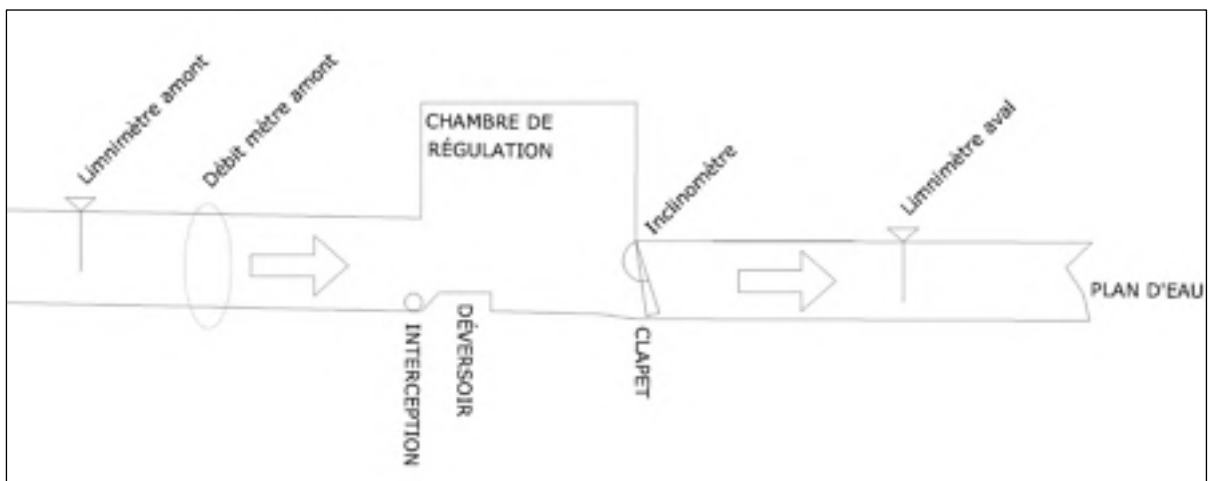


Figure 2.1 Emplacement des instruments dans un émissaire de débordement

Pour ce projet, la capacité d'interception est considérée constante. En réalité, l'interception peut se faire de deux façons, soit de façon gravitaire ou encore de façon à être acheminée par des pompes. Dans les deux cas, lorsque le niveau d'eau s'élève en amont de l'interception, la capacité d'interception elle aussi augmente (Tullis, Young et Chandler, 2007). Aux fins de cette recherche, les deux techniques de détection utilisées sont lorsque le niveau amont est supérieur au niveau aval et/ou de celui du déversoir et lorsque l'inclinomètre lit une ouverture du clapet.

2.3 Description de l'échantillon

L'échantillon est constitué de données provenant de 6 sites équipés d'un débitmètre, de deux limnimètres et d'un inclinomètre. Les données ont été prélevées entre le mois de mars et la fin du mois d'octobre pour une période de 7 mois. La sélection de 12 événements de pluie est faite de façon à choisir les pluies ayant causé des débordements aux sites et qui respectent les critères d'homogénéité spatiale, différentes intensités, durée et niveau de saturation du sol. La Figure 2.2 présente l'histogramme des intensités de pluie sélectionnées.

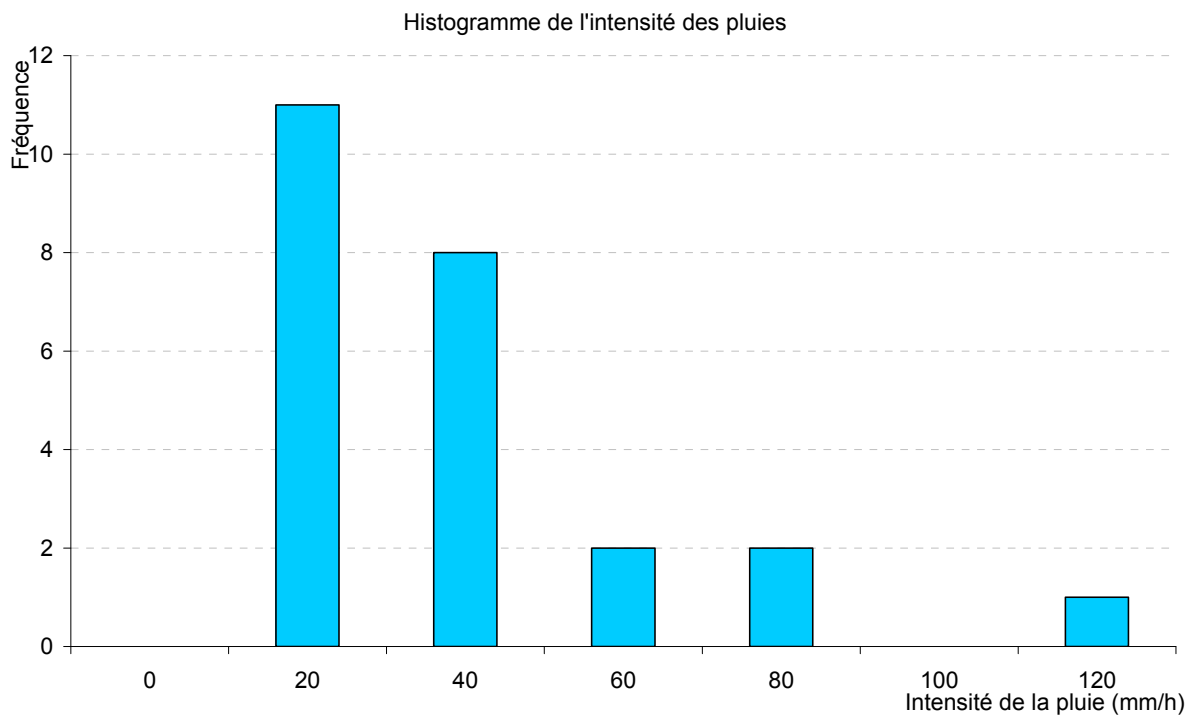


Figure 2.2 Histogramme de l'intensité des pluies

Pour chaque événement de pluie, les données mesurées aux sites servent d'intrant pour calculer les débits simulés et ceux déterminés avec la relation ouverture du clapet et hauteur d'eau. Les deux méthodes de calculs sont décrites à la prochaine section.

Il y a plusieurs types de données mesurées, notamment :

1. Donnée pluviométrique (mm tombés aux 5min) — 3 pluviomètres sur la région
2. Limnimètres (niveau d'eau (m)/5min)
3. Débitmètre (débit en m^3/s par 5 min)
4. Inclinomètre (degré d'ouverture du clapet ($^\circ$) à chaque 5 min)

2.3.1 Validation des données

Une fois l'échantillon établi, une validation des données a été effectuée. Cette validation consiste à séparer les données de mesure erronées de l'échantillon à l'étude. Pour chaque type de mesure, des critères rigoureux ont été définis afin de ne conserver que des événements de débordement où toutes les données sont de bonne qualité. La définition ici d'une donnée de bonne qualité signifie qu'elle est considérée comme étant la valeur de référence. Les données erronées sont de deux types, soit les données transmises non validées par l'instrument et les données transmises invalidées par l'instrument. Dans le deuxième cas, ces données sont faciles à discriminer, tandis que dans le premier cas, il faut faire certains tests sur ces données pour juger de leur qualité.

2.3.2 Données pluviométriques

Les principaux critères d'évaluation d'une valeur pluviométrique reposent sur deux vérifications, soit la redondance de la donnée avec les autres pluviomètres et la présence de valeur extrême impossible en réalité.

Dans le premier cas, une analyse statistique des données permet de mieux écrire l'évènement et établir s'il y a eu un décalage dans la transmission ou s'il y a une interruption de transmission pour un pluviomètre. Pour générer une donnée manquante, la moyenne des deux autres pluviomètres est utilisée pour la période manquante. Par contre, si les données de plus de deux pluviomètres sont manquantes, l'évènement de pluie n'est pas retenu dans l'échantillon.

La deuxième évaluation consiste à repérer des valeurs d'intensité ou de millimètre d'eau tombée qui sont impossibles. Par exemple une intensité de 1000mm/hr ou encore une valeur à un pas de temps précis qui diffère entièrement des autres valeurs de la série temporelle.

2.3.3 Données mesurées de débit

Les instruments qui sont utilisés pour mesurer le débit sont de type radar Doppler pulsé. Pour valider les données de débit, trois évaluations sont effectuées, c'est-à-dire la calibration des instruments, la relation vitesse-hauteur et la présence de données en continu, sans interruption.

Pour évaluer la calibration de l'instrument, il faut faire une analyse hydraulique de l'endroit où se situe l'instrument. Les éléments importants à connaître sont le diamètre, la forme, le niveau géodésique, la capacité et la pente de la conduite ainsi que les paramètres programmés dans l'instrument. C'est avec toutes ces informations que les données de débit mesurées peuvent être validées pour chaque site.

Pour évaluer la relation vitesse-hauteur d'un débit, un graphique représentant les vitesses mesurées en fonction des hauteurs d'eau est utilisé pour confirmer la bonne lecture de l'appareil, pour chaque événement de pluie. Un instrument qui produit le même graphique de vitesse/hauteur pour chaque événement est une indication de constance et de cohérence à travers le temps. Inversement, si la vitesse est constante ou la vitesse erratique pour la même hauteur, ceci peut être une indication de mauvaise lecture de l'appareil.

Cette représentation doit normalement suivre l'équation théorique de Manning pour l'écoulement en surface libre (Akgiray, 2005). Lorsqu'il y a un effet aval, la relation hauteur-vitesse d'un écoulement prend l'allure de la Figure 2.3.

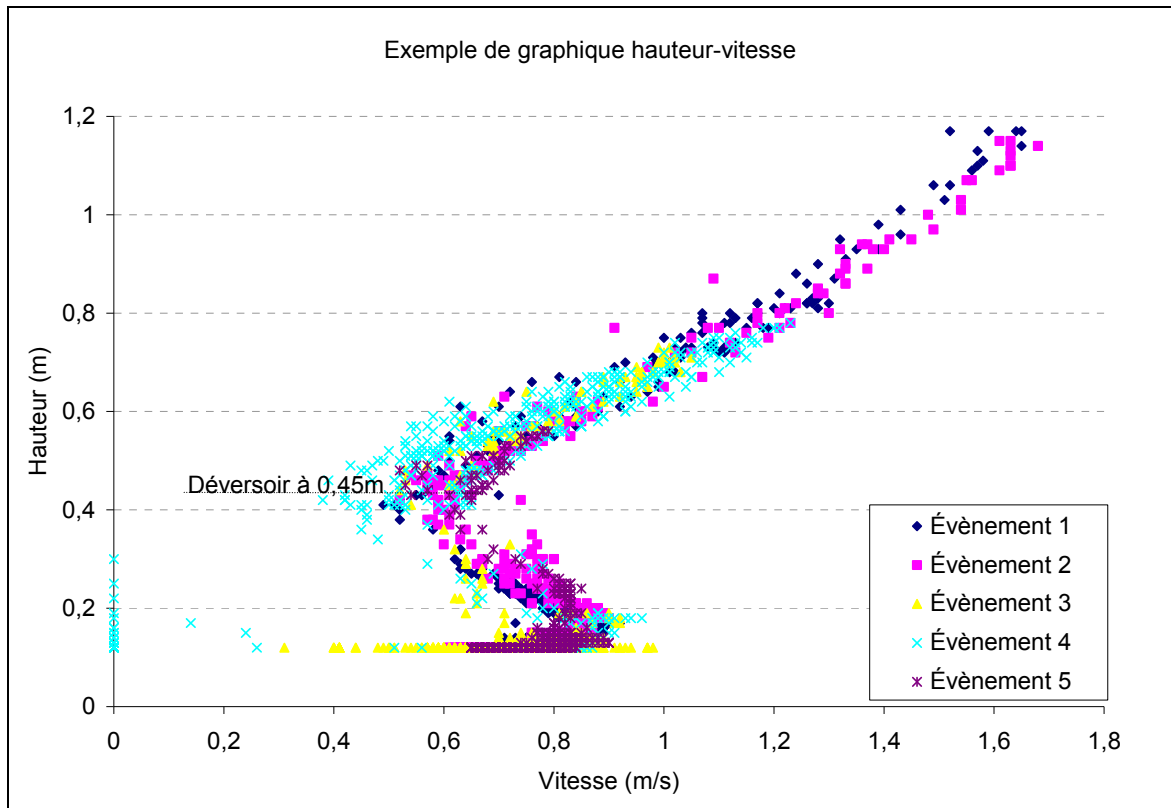


Figure 2.3 Validation de la qualité d'un débitmètre en amont de l'interception

2.3.4 Niveau d'eau

Les données mesurées de niveau sont prises en amont et en aval de l'interception. La mesure de niveau se situe près du déversoir. Sans condition aval, lorsque le niveau amont atteint et dépasse le niveau du seuil, il y a un débordement d'égout unitaire.

La mesure de niveau en aval est située dans l'émissaire de débordement. Cette valeur est habituellement corrélée avec celle du niveau du plan d'eau à cet endroit. Lors d'un événement de débordement, l'hydrogramme du niveau d'eau dans l'émissaire prend la forme d'une vague, car l'émissaire est un espace restreint où l'écoulement peut être observé. Par conséquent, il faut faire un traitement sur la donnée de niveau pour enlever l'effet de vague et ne conserver que le niveau d'eau constant. Ce niveau doit être en début d'évènement pour obtenir le gradient hydraulique réel de l'écoulement à travers le clapet.

2.3.5 Ouverture du clapet

L'ouverture du clapet est donnée en degrés d'ouverture, à partir de la position fermée du clapet. En situation normale, la valeur minimale de l'ouverture est de 0. Cependant, lors de l'installation des inclinomètres, une calibration a été faite et certains sites ont une valeur de départ à supérieur à 0. Donc par défaut, la valeur équivalente à la position fermée n'est pas 0. Pour éviter d'utiliser des données d'ouverture de clapet erronées, la valeur de base en position fermée est déduite de l'ouverture mesurée pour obtenir la vraie ouverture. Par exemple, si l'inclinomètre lit en position fermée une valeur de 5° et qu'un évènement de débordement cause l'ouverture du clapet jusqu'à une valeur maximale de 35° , l'ouverture réelle est de 30° . C'est précisément cette valeur qui est utilisée dans le calcul des volumes de débordements.

De plus, un seuil d'activation minimal a été défini à chaque site pour éviter la détection d'un débordement alors qu'il s'agit en réalité de vagues dans l'émissaire provenant du plan d'eau et non d'un débordement actuel. Ce seuil peut atteindre 2° à certains sites. Une validation rigoureuse des données d'inclinaison du clapet permet de raffiner les conclusions sur la pertinence d'utiliser cette valeur pour calculer le débit.

2.4 Calculs des volumes débordés

Les volumes débordés qui sont enjeu ont lieu exclusivement lors d'évènement de pluie. Les eaux usées déversées dans un milieu récepteur à cause d'un bris de conduite ou encore lors du temps sec ne sont pas à l'étude. Pour calculer le volume déversé lors d'un évènement, il est possible d'utiliser trois méthodes à partir de mesures météorologiques et hydrologiques. La première méthode consiste à calculer le volume débordé en faisant l'intégrale de la différence entre le débit en amont du régulateur et le débit d'interception théorique sur le pas de temps de la série temporelle. La seconde méthode utilise un modèle hydrologique simplifié du bassin versant pour générer le débit amont, pour ensuite faire l'intégrale de la différence entre le débit amont et le débit intercepté théorique. La troisième méthode calcule le volume

débordé par l'ouverture du clapet fourni par la mesure de l'inclinomètre et du niveau en aval du clapet. Le détail de ces trois méthodes est fourni dans la section suivante.

2.4.1 Débit mesuré et capacité d'interception

Le débit débordé témoin peut être obtenu de deux façons qui sont jugées équivalentes. La première méthode est de faire la différence entre le débit amont du régulateur et le débit théorique intercepté. La deuxième méthode est de prendre la mesure de débit directement dans l'émissaire en aval du clapet. Dans le cadre de cette analyse, ces deux types de mesure sont donc identifiés comme étant les débits témoins. La Figure 2.4 identifie les mesures utilisées pour calculer le débit témoin.

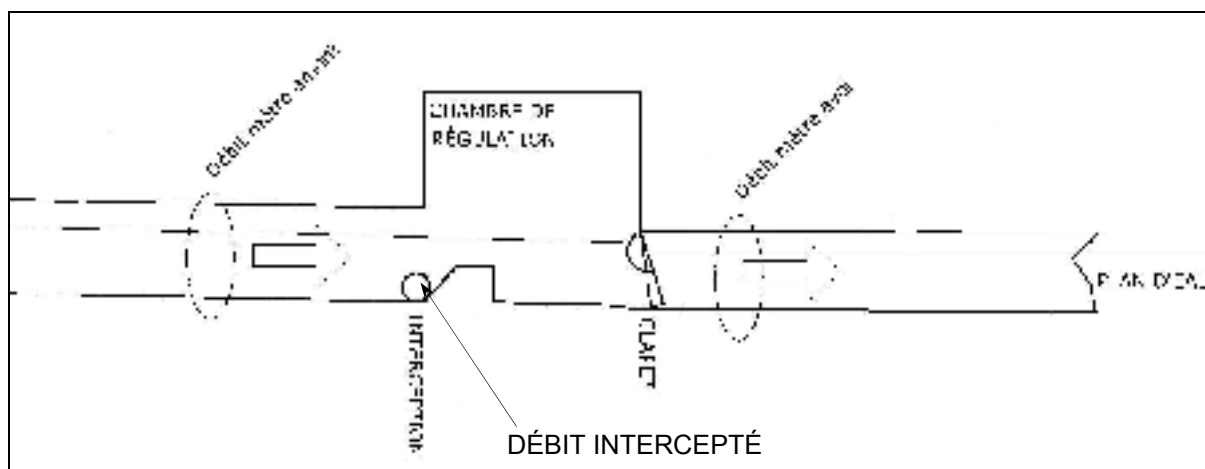


Figure 2.4 Calcul des débits témoin

Bien que la mesure de débit situé dans l'émissaire soit la mesure idéale de débit témoin, car elle se situe exactement à l'endroit qui nous intéresse. En réalité, installer un instrument de mesure à cet endroit est une démarche périlleuse. De plus, les conditions hydrauliques optimales pour une bonne mesure de débit ne sont pas toujours présentes. Un niveau d'eau élevé en aval du clapet peut rendre l'entretien d'un tel instrument impossible et causer des difficultés au niveau de la lecture de la vitesse. Effectivement, une sonde de vitesse dans un émissaire doit mesurer la vitesse pratiquement dans le milieu récepteur, avec une hauteur

d'eau importante en fonction du niveau aval. Ce qui a été observé pour ce type de mesure, c'est que la lecture de la vitesse est noyée dans l'ensemble de l'eau du milieu récepteur. Les petites variations de niveau causées par des vagues ou le courant d'une rivière viennent perturber la lecture.

Pour ces raisons, bien que le débitmètre en émissaire donne exactement la mesure désirée, les conditions où il est réaliste de faire une telle installation sont pratiquement inexistantes. Ce faisant, le débit en amont du régulateur est une mesure relativement plus simple à obtenir, quoique nécessitant aussi beaucoup d'entretien pour garder l'instrument fonctionnel en tout temps. Le débit témoin provient donc généralement de la différence entre le débit amont et le débit théorique intercepté. Dans le cadre de cette étude, on assume que le débit théorique intercepté est constant pour simplifier la problématique.

2.4.2 Modèle hydraulique

Un modèle hydraulique a été développé pour représenter le réseau d'égout unitaire. Les détails de cette modélisation se trouvent à l'ANNEXE I. Le modèle a été complété sur la base du logiciel InfoWorks et est un modèle grossier, c'est-à-dire qu'il présente seulement les conduites de diamètres supérieurs à 750mm et que la taille de sous-bassins est en moyenne de 68 ha.

Tableau 2.1 Composantes du modèle hydraulique

	Paramètres du modèle
Moyennes aires sous-bassins (Ha)	68
Taille conduite minimale (mm)	750 mm
Coefficient d'imperméabilité moyen	0,52

Pour simplifier la représentation des aires drainées, les bassins ont été séparés selon leur type de drainage, soit 100 % unitaire ou partiellement séparés. Cette façon de faire a réduit

considérablement le nombre de bassins pour ne conserver que les aires drainées qui sont injectées juste en amont de la régulation.

La couverture pluviométrique consiste à trois pluviomètres qui couvrent chacun environ 3 km de superficie des sous-bassins. Les chercheurs (Pebesma, Switzer et Loague, 2005) ont démontré qu'une couverture des pluviomètres supérieure à $1/12 \text{ km}^2$ donne une précision de 10 %. Dans une application de suivi de débordement, l'idéal serait d'avoir une couverture pluviométrique d'un dispositif par km^2 ce qui permettrait d'avoir une précision de moins de 5 % sur les débits simulés.

Le temps sec a été généré pour chaque bassin relié aux sites de débordement. Des journées de semaine et de fin de semaine ont été utilisées pour déterminer le cycle journalier ainsi que le débit moyen journalier par individu. Le modèle a ainsi été calibré avec 12 événements de pluie en comparaison avec le débit amont. Le principal paramètre qui a été modifié est le coefficient d'imperméabilité de chaque bassin.

2.4.3 Calcul du débit avec ouverture de clapet et niveau en aval

Les travaux de (Burrows et al., 1997) ont démontré qu'il est possible d'estimer le débit passant à travers un clapet. Dans le cadre de cette recherche, les deux variables les plus importantes sont l'ouverture du clapet et son niveau d'eau en aval.

Il est possible de calculer le volume débordé selon la méthode proposée ici, en utilisant la mesure de l'ouverture du clapet ainsi que les niveaux en amont et en aval de celui-ci. L'équation développée qui prend en compte l'ouverture du clapet et le gradient hydraulique de l'écoulement est présentée plus bas.

À partir de l'équation de Bernoulli, (2.1), qui stipule que le gradient hydraulique est relié la vitesse telle que l'équation suivante :

Équation de Bernoulli

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g}$$

ΔH = Gradient hydraulique (m)

V = Vitesse (m/s)

G = Gravité (9,81 m/s²)

(2.1)

Pour obtenir le débit, l'équation peut être transformée comme suit, en ajoutant la constante C qui représente le coefficient de perte de charge. La vitesse peut être exprimée comme étant le quotient du débit sur l'aire ($V = Q/A$)

$$Q = C * A * \sqrt{2g\Delta H}$$

ΔH = Gradient hydraulique (m)

C = Coefficient de perte de charge hydraulique

A = Aire (m²)

Q = Débit débordé (m³/s)

(2.2)

Cette équation est alors adoptée pour utiliser l'aire A calculée en relation avec l'ouverture du clapet et le niveau aval, tel que montré sur la Figure 2.5. L'équation (2.3) est une estimation du calcul de l'aire basé sur une intégrale simplifiée de la surface entre le clapet et son cadrage à partir de simples relations géométrique. La Figure 2.5 présente les variables dans leur contexte physique.

$$A = S[\sin(\Theta / 2)(2D - Z)]$$

$$Q_2 = S[\sin(\Theta / 2)(2D - Z)]C\sqrt{2g\Delta H}$$

$$\text{Si } Z \leq r ; S = 2\pi r - 2rA \cos\left(\frac{r-Z}{r}\right)$$

$$\text{Si } Z > r ; S = 2\pi r - 2rA \cos\left(\frac{Z-r}{r}\right)$$

$$\text{Si } Z > 2r ; S = 2\pi r$$

(2.3)

S= périmètre mouillé

R = Rayon du clapet

ΔH = Gradient hydraulique (m)

θ = Angle d'ouverture du clapet (degrés)

D = Diamètre du clapet

C = Coefficient de perte de charge

Z = Différence entre le niveau aval et le radier du clapet

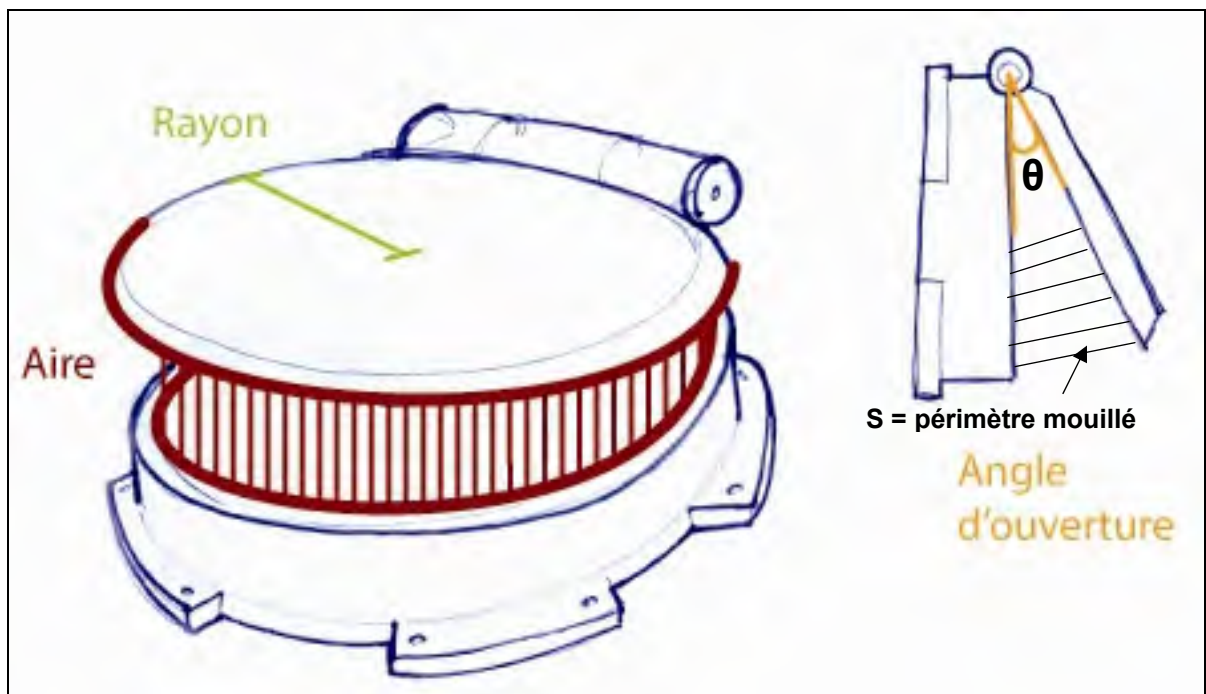


Figure 2.5 Vue 3D : Présentation des variables et constantes à l'étude dans leur contexte physique

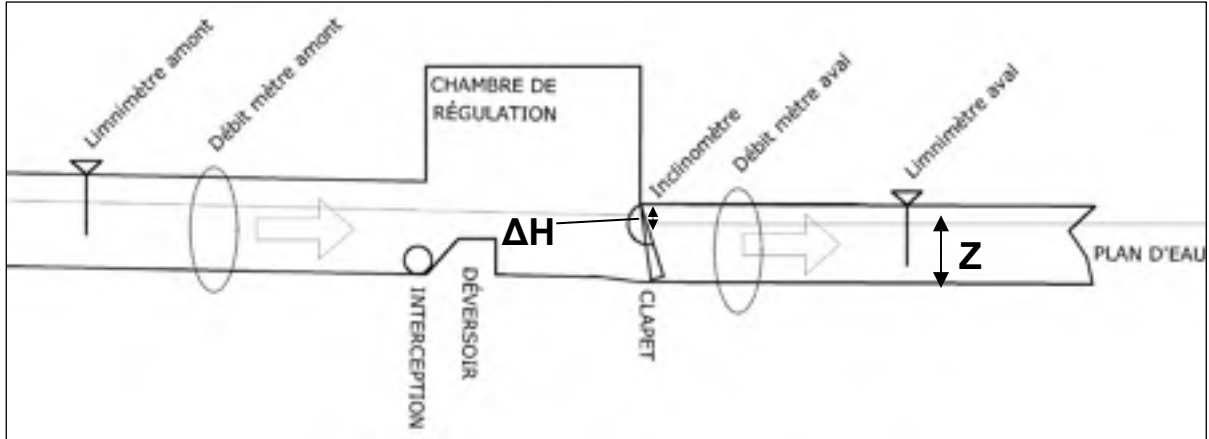


Figure 2.6 : Vue en coupe : Présentation des variables et constantes à l'étude dans leur contexte physique

Le coefficient de perte de charge hydraulique C dépend du type de clapet et de sa grandeur. Ce coefficient est déterminé de façon expérimentale et doit être calibré de façon appropriée.

2.5 Comparaison des données mesurées et simulées

Pour la spécialité de l'hydrologie et de l'hydraulique, les indicateurs statistiques typiquement utilisés sont l'écart type, le coefficient de Nash-Sutcliffe, le coefficient de détermination et l'index concordance.

Ces indicateurs sont utilisés pour évaluer la validité de la corrélation entre les données mesurées et celles calculées ou simulées. Effectivement, les volumes témoins sont comparés aux volumes simulés par le modèle hydrologique et aussi comparés aux volumes calculés par la relation entre l'ouverture du clapet et le niveau aval. Ces indicateurs ont été sélectionnés, car ils sont généralement acceptés pour ce type d'évaluation dans la communauté scientifique et ils permettent d'évaluer les forces et les faiblesses de résultats simulés (Moriassi et al., 2007).

La prochaine section décrit les équations de ces indicateurs et les critères utilisés pour l'interprétation des résultats.

2.5.1 Critère de Nash-Sutcliffe

Le critère de Nash-Sutcliffe est une technique statistique normalisée qui détermine la grandeur de la variance des données mesurées comparée à la variance des données simulées. Cette valeur indique donc quel est le degré d'ajustement sur une droite 1 : 1 entre les données mesurées et simulées. L'équation 2.2 indique comment le critère d'efficacité NSE est calculé à partir des données mesurées et simulées.

Critère de Nash-Sutcliffe, (Nash & Sutcliffe, 1970)

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (M_i - S_i)^2}{\sum_{i=1}^n (M_i - \bar{M})^2}$$

NSE= Valeur de Nash-Sutcliffe (2.4)

M_i = Donnée mesurée

\bar{M} = Moyenne des données mesurées

S_i = Donnée simulée ou calculée

Le critère NSE varie entre $-\infty$ et 1, où 1 est la valeur optimale. Les valeurs entre 0 et 1 sont jugées comme étant de bons indicateurs de performance. Les valeurs inférieures à 0 indiquent que la moyenne des valeurs mesurées est une meilleure indication que les données simulées. Ceci dénote donc d'une mauvaise performance des données simulées. (Moriassi et al., 2007). Généralement, le critère utilisé pour apprécier les résultats d'un modèle doit être un NSE plus grand que 0,5, soit $NSE > 0,5$ (Moriassi et al., 2007).

Deux raisons principales justifient l'utilisation de ce critère. Premièrement, il est recommandé par l'ASCE American Society of Civil Engineer, (Moriassi et al., 2007) et est très utilisé, ce qui donne beaucoup de profondeur en tant que test. Deuxièmement, Singh,

Sevat et Dezetter (2003) ont aussi trouvé que ce critère reflète le mieux la corrélation de données hydrologiques.

2.5.2 Coefficient de détermination

Le coefficient de détermination est le coefficient de corrélation linéaire au carré, tel que défini par Bravais-Pearson. Il fait partie des évaluations de type régression linéaire. Ce coefficient est utilisé pour évaluer statistiquement le rapport entre les valeurs simulées ou prédites et celles mesurées. Une corrélation élevée entre les données s'approche de 1, alors qu'un résultat de 0 indique qu'il n'y a aucune corrélation. Ce coefficient est un bon indicateur de la validité de la corrélation d'un modèle. Cependant, il demeure très sensible aux valeurs extrêmes et manque de sensibilité pour les différences additives et proportionnelles entre les données mesurées et simulées (Legates et McCabe Jr, 1999). Un coefficient supérieur à 0,5 est signe d'une bonne corrélation entre les données mesurées et les données simulées. (Santhi et al., 2001) et (Van Liew et Garbrecht, 2003)

2.5.3 Index de corrélation (*Index of Agreement*)

L'index d'agrément est une méthode d'évaluation dite « sans dimension » et a été développé comme étant une mesure standardisée pour évaluer le degré de performance des données simulées sur une échelle de 0 à 1. Une valeur de 1 indique une corrélation parfaite tandis que 0 indique qu'il n'y a aucune concordance. Cette valeur représente le ratio de l'erreur au carré de la donnée mesurée et de l'erreur potentielle (Willmott, Ackleson et Davis, 1985). L'équation (2.5) décrit les deux termes. (Legates et McCabe Jr, 1999)

Index de corrélation

$$IC = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (M_i - S_i)^2}{\sum_{i=1}^n (|S_i - \bar{M}| + |M_i - \bar{M}|)^2} \quad (2.5)$$

IC = valeur de l'index de corrélation

M_i = Donnée mesurée

\bar{M} = Moyenne des données mesurées

S_i = Donnée simulée ou calculée

Cette valeur est supérieure au coefficient de détermination, car elle peut détecter les erreurs additives et proportionnelles entre les données mesurées et simulées. Par contre, c'est un indicateur ultrasensible aux grands écarts à cause de la différence au carré.

2.5.4 Écart type

L'écart type représente la dispersion d'un ensemble de données par rapport à la moyenne de l'ensemble et fait partie des évaluations statistiques de type erreur absolu. Effectivement, cet indicateur informe de l'ordre de grandeur de l'erreur dans les unités des données. Il s'agit d'un bon test pour évaluer la précision des données simulées ou calculées pour fournir une estimation conservatrice à défaut d'avoir des données mesurées à l'appui.

2.5.5 Intervalle de confiance

L'incertitude associée aux débits simulés et calculés peut aussi se traduire en termes d'intervalle de confiance. Pour ce projet, l'intervalle de 95 % sera le point de départ pour connaître la précision de chacune des valeurs. Ce type de quantification de l'erreur permet de donner une bonne idée de la dispersion des valeurs obtenues en regardant l'incertitude associée dans la distribution pour 95 % des différences. De cette façon, les données simulées ou calculées peuvent être interprétées avec un certain degré de confiance. Donc la valeur recherchée équivalente à la valeur mesurée se trouve dans 95 % des données de l'échantillon. À cela s'ajoute une quantification de la précision donnée en pourcentage.

2.5.6 Technique graphique

Pour compléter la comparaison entre les ensembles de données, on peut utiliser une technique d'appréciation graphique. Il s'agit de générer les données sous forme de série temporelle en hydrographe.

Les indicateurs statistiques peuvent informer sur l'ensemble des données, mais ne disent pas tout de la corrélation des données. Il est important de visualiser les données en hydrographe pour valider à la fois les données mesurées et les données simulées. Les critères principaux d'évaluation sont la synchronisation des pointes, la durée de l'évènement et la forme de l'hydrographe.

2.6 Analyse de sensibilité des variables

La méthode de calcul du débit est basée sur une régression avec les deux variables les plus importantes, étant l'ouverture du clapet et le gradient hydraulique, qui sont elles-mêmes intimement liées. Une fois que l'incertitude de cette régression sera démontrée, une analyse de sensibilité sur l'inclinaison du clapet seul viendra confirmer ou infirmer si la régression à deux variables procure un degré de confiance plus élevé dans l'estimation du débit.

CHAPITRE 3

PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

3.1 Objectifs et présentation des données

Les échantillons de donnée sont constitués de 12 évènements de pluie qui ont causé des débordements à 5 émissaires. Au départ, le nombre de sites-évènement s'élevait à 60. Suite à une validation rigoureuse de toutes les données mesurées, seulement 34 sites-évènements ont été retenus pour être utilisés dans le cadre de cette recherche.

Il est essentiel pour cette expérience que les quatre mesures terrain du même évènement soient valides. La difficulté repose dans la robustesse des installations et le bon fonctionnement et entretien des instruments pour s'assurer qu'ils sont tous fonctionnels et valides à chaque évènement de pluie. Les raisons premières qui ont permis de mettre de côté un site-évènement sont dans l'ordre, une mauvaise mesure de débit, un niveau amont erroné, une lecture d'ouverture de clapet suspecte et finalement un niveau aval inconsistant.

Cet ordre traduit bien de la qualité des mesures globales pour l'ensemble des sites. Il s'avère que les données de niveau et d'inclinaison sont généralement plus fiables que les données de débit. De plus, les données de niveau en aval ont pu être corrélées avec une autre source de donnée, telle que le niveau du plan d'eau récepteur. Cette façon de faire a permis d'utiliser des informations externes au projet pour ajouter un degré de confiance dans les mesures en aval. À cause de l'effet de vague dans l'émissaire lors d'un débordement, cette validation a permis de confirmer le niveau de base en début d'évènement. Ceci permet d'éviter l'utilisation d'un niveau changeant en cour d'évènement lors d'une forte pluie.

3.2 Résultats volumes simulés

Les évènements de débordement qui comportent tous des données de qualité pour les niveaux, débits et mesures d'inclinaison et d'intensité de pluie sont ceux qui ont été simulés avec le modèle hydraulique. Les données de pluie provenant de trois pluviomètres ont été utilisées pour générer les débits de ruissellement.

Des 5 sites à l'étude, seulement 4 ont été modélisés. Effectivement, pour un site, seulement une mesure de débit débordé était disponible, soit la mesure du débit directement dans l'émissaire. N'ayant pas la mesure du débit en amont de l'interception, donc le volume total ruisselé d'un bassin versant, ce site a été mis de côté, car il n'était pas possible de le calibrer. Au total, 23 sites-évènements sont utilisés pour comparer les volumes débordés mesurés à ceux simulés.

Un exemple de site-évènement est présenté à la Figure 3.1. Les pointes de débits ont sensiblement le même ordre de grandeur ainsi que le moment de début et de fin de l'évènement. Cet évènement a une corrélation excellente entre son volume mesuré et simulé, ayant des indicateurs avec des valeurs de 0,80, 0,95 et 0,81 pour les indicateurs statistiques de Nash-Sutcliffe, index de corrélation et le coefficient de détermination respectivement.

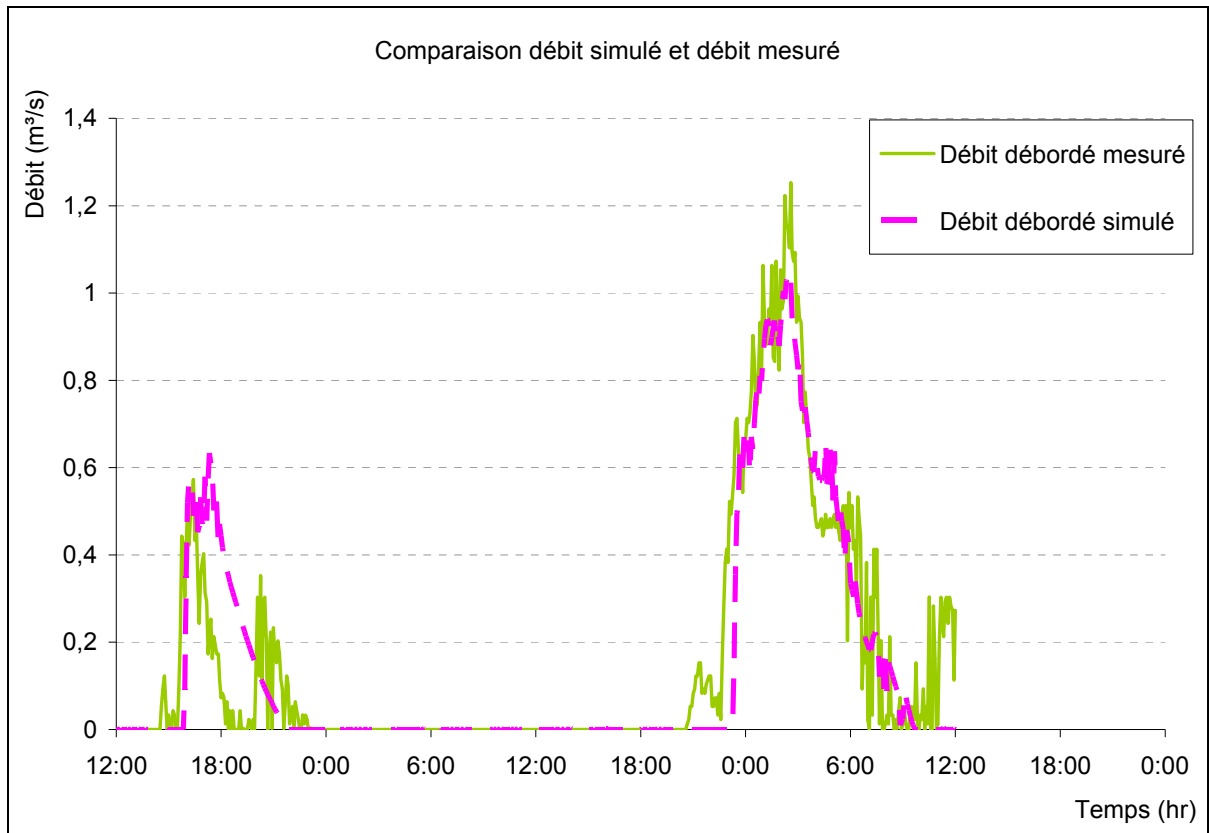


Figure 3.1 Débit débordé vs Débit simulé pour 1 évènement au site A

3.2.1 Erreur moyenne

L'erreur moyenne sur les volumes débordés se situe à 62 %, avec un écart-type de 50 %. L'intervalle de confiance à 95 % pour ces 23 sites-événements est de 21 %, donc 95 % des volumes mesurés ont une différence de moins de 83 % avec les volumes mesurés. Pour chaque site, les différences moyennes varient de 40 % à 85 %. Les différences spécifiques pour chaque site-événement quant à elles varient de 1 % à 223 %. En terme de volume, on parle de différence moyenne pour l'ensemble des sites-événements de 9 064 m³ sur un volume débordé moyen de 23 755 m³.

3.2.2 Résultats indicateurs statistiques

Les différents tests statistiques appliqués à la comparaison des volumes mesurés et ceux simulés donnent des résultats intéressants. Les indicateurs tels que l'index de corrélation et le coefficient de détermination donnent tous deux des valeurs globales près de 0,5, ce qui signifie que la corrélation est satisfaisante. Certains événements de débordement viennent fausser un peu le portrait. Ce sont des événements où la représentation pluviométrique n'est pas adéquate, car il y a une grande différence entre les volumes simulés en amont et les volumes mesurés. De plus, il y a aussi un décalage temporel entre le début et la fin de certains événements qui affectent particulièrement l'indicateur du test de Nash-Sutcliffe. Effectivement, une valeur de Nash-Sutcliffe négative indique que la corrélation n'est pas du tout représentative, soit que la moyenne des valeurs témoins est plus représentatives que les valeurs calculées. Les sites qui ont des résultats insuffisants, soit une valeur d'indicateur moyenne au site inférieur à 0,5 sont des sites qui gagneraient être avoir un modèle hydraulique plus détaillé, une meilleure représentation pluviométrique ainsi qu'une représentation améliorée de la géométrie des chambres d'interception. Le Tableau 3.1 présente les résultats obtenus.

Tableau 3.1 Résultats des indicateurs statistiques volumes simulés par site

Indicateur statistique	Plus faible	Plus élevé	Moyenne
Nash-Sutcliffe	- 6,03	0,87	-0,32
Index de corrélation	0,05	0,97	0,61
Coefficient de détermination	0,00	0,90	0,45

3.2.3 Constats principaux

Le constat qui s'impose lorsque les volumes simulés et mesurés sont comparés, c'est que la géométrie des chambres de régulation n'est pas représentée adéquatement par le modèle. Effectivement, lorsque l'on compare les niveaux simulés aux niveaux mesurés en amont de la régulation, il faut constater que ceux-ci diffèrent grandement. La représentativité du modèle

est basée sur la balance massique du système en terme de volume. Une piste d'amélioration intéressante comprend une mise à jour du modèle pour mieux représenter la géométrie et de la même façon l'hydraulique des chambres d'interceptions et des émissaires de débordement.

3.3 Calculs volume débordés avec clapet et niveau

De façon similaire aux volumes simulés, les volumes débordés ont été aussi calculés à partir d'autres données mesurées, qui sont l'ouverture du clapet et les niveaux en amont et en aval du clapet. Les volumes débordés ont été calculés pour chaque site-événement qui comportait des données de bonne qualité.

La Figure 3.2 présente un exemple de site-événement qui illustre les séries temporelles de l'ouverture du clapet avec les niveaux amont et aval. Tel que présenté à la section 2.1 pour la détection d'un débordement, on remarque qu'il y a un décalage temporel de 5 minutes entre la réponse de l'inclinomètre et celle du limnimètre pour cet événement. En moyenne, le début et la fin des événements diffèrent de 10 minutes entre les mesures d'inclinaison et celles de niveaux pour l'ensemble des sites-événements.

Sur la Figure 3.2, le niveau aval suit les variations comme le niveau amont. Il s'agit de l'effet d'écoulement observé dans l'émissaire lors d'un débordement. Le gradient hydraulique calculé de façon à établir le différentiel de tête d'eau entre le niveau amont et le niveau aval du plan d'eau. L'effet de vague mesuré par le niveau aval lors d'un débordement n'est donc pas considéré dans le calcul du gradient hydraulique de l'écoulement.

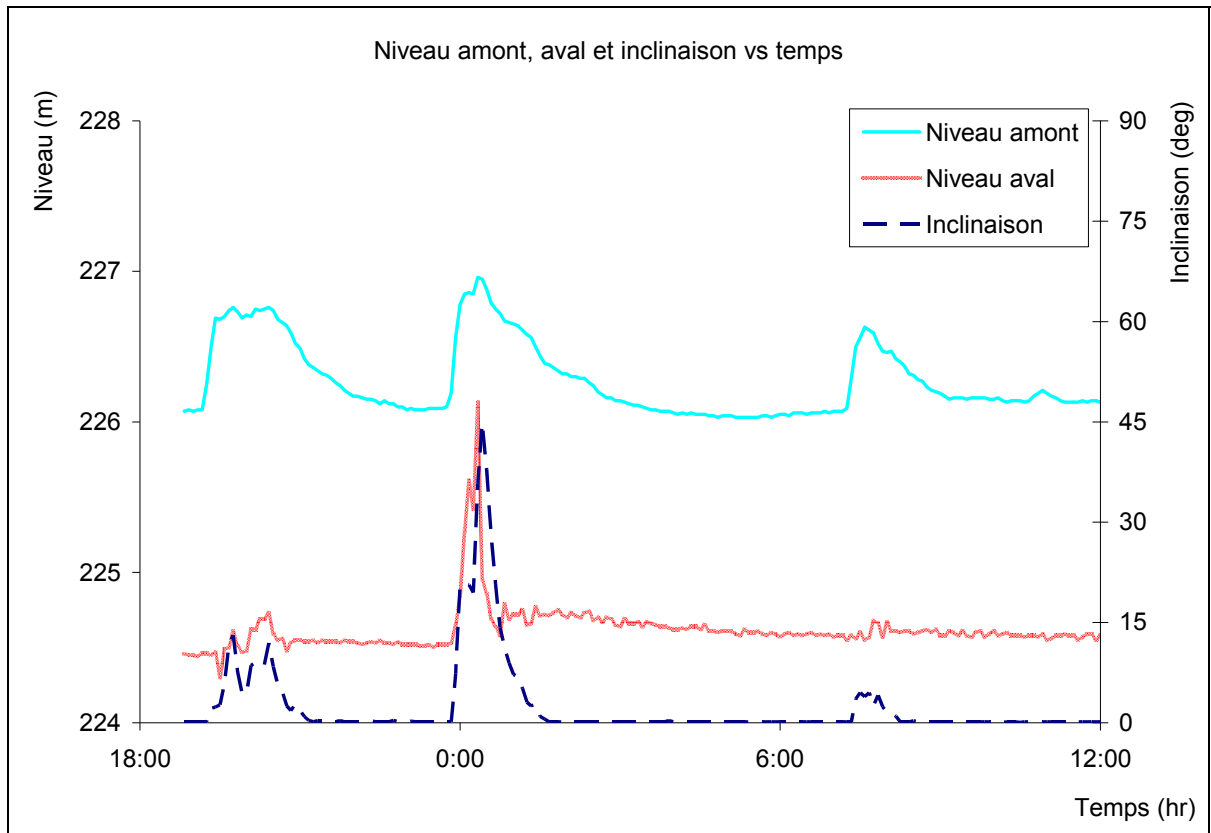


Figure 3.2 Données mesurées autour du clapet

3.3.1 Relation inclinaison et gradient hydraulique

La relation entre le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet est fortement corrélée pour différents niveaux du milieu récepteur. Pour simplifier l'utilisation du niveau du milieu récepteur, celui-ci est exprimé comme étant la hauteur d'eau en aval (Z) en élévation relative sur la hauteur totale du clapet. Donc un ratio de $Z/D = 0$ signifie qu'il n'y a pas d'effet aval, le niveau en aval étant inférieur à la base du clapet. En revanche, un ratio de $Z/D = 1$ signifie la présence d'un effet aval important, où le niveau aval est égal à la hauteur du clapet. Entre ces deux repères, il y a une gamme de conditions aval qui est représentée par le ratio Z/D . Dans ce ratio, la valeur Z est le niveau aval relatif en début d'évènement et non la valeur moyenne durant l'évènement.

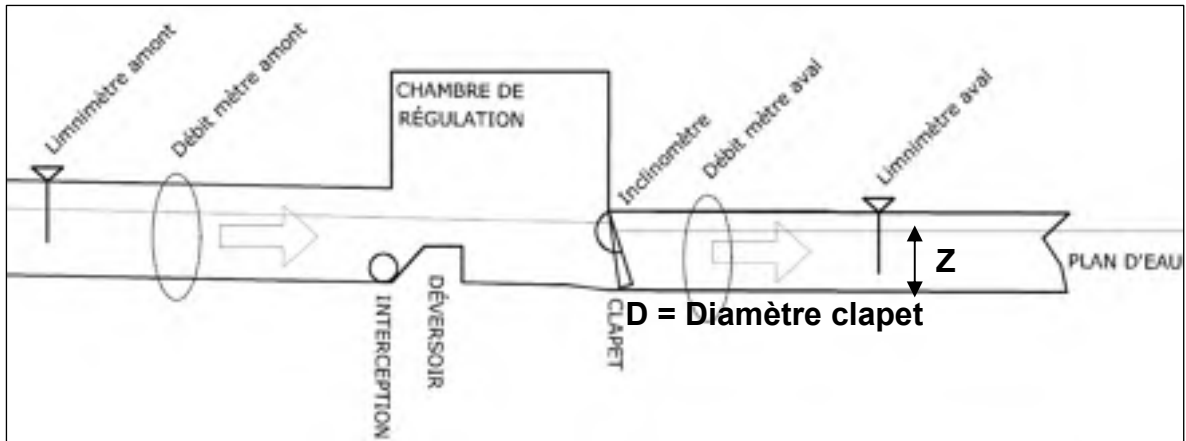


Figure 3.3 Identification des variables Z et D

Les évènements qui ont une valeur de Z qui change de plus de 10 % pendant un évènement de débordement ont été exclus de l'échantillon. La relation simplifiée du calcul du volume débordé avec le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet ne tient plus la route dans ce cas. Certains évènements de débordement ont lieu alors que le niveau aval est supérieur à la hauteur du clapet. Les évènements assujettis à ce type de conditions n'ont pas été étudiés dans le cadre de cette recherche.

La Figure 3.4 présente la relation entre le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet lorsque le ratio $Z/D = 0$. Quatre évènements de débordement ont été étudiés au site T pour établir cette relation pour ce ratio. Le coefficient de détermination R^2 pour les quatre évènements est de 0,99 pour les angles d'ouverture du clapet supérieure à 10° . Selon le degré de fermeture du clapet, la position de départ varie d'un évènement à l'autre, allant de $8,37$ à $9,66^\circ$. Pour évaluer la corrélation selon une position de départ à 0° , il faut considérer la relation entre le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet avec les valeurs supérieures à la position par défaut de chaque site. Pour ce site, cette position par défaut a été établie à 10° .

Une autre observation très intéressante à ce site est que la tête d'eau minimale pour ouvrir le clapet est de 0,2 m, indépendamment du niveau d'eau en aval. Cette tête d'eau représente la

perte de charge associée au clapet antiretour et est associée à la dimension du clapet, son poids et son type d'attache avec la chambre.

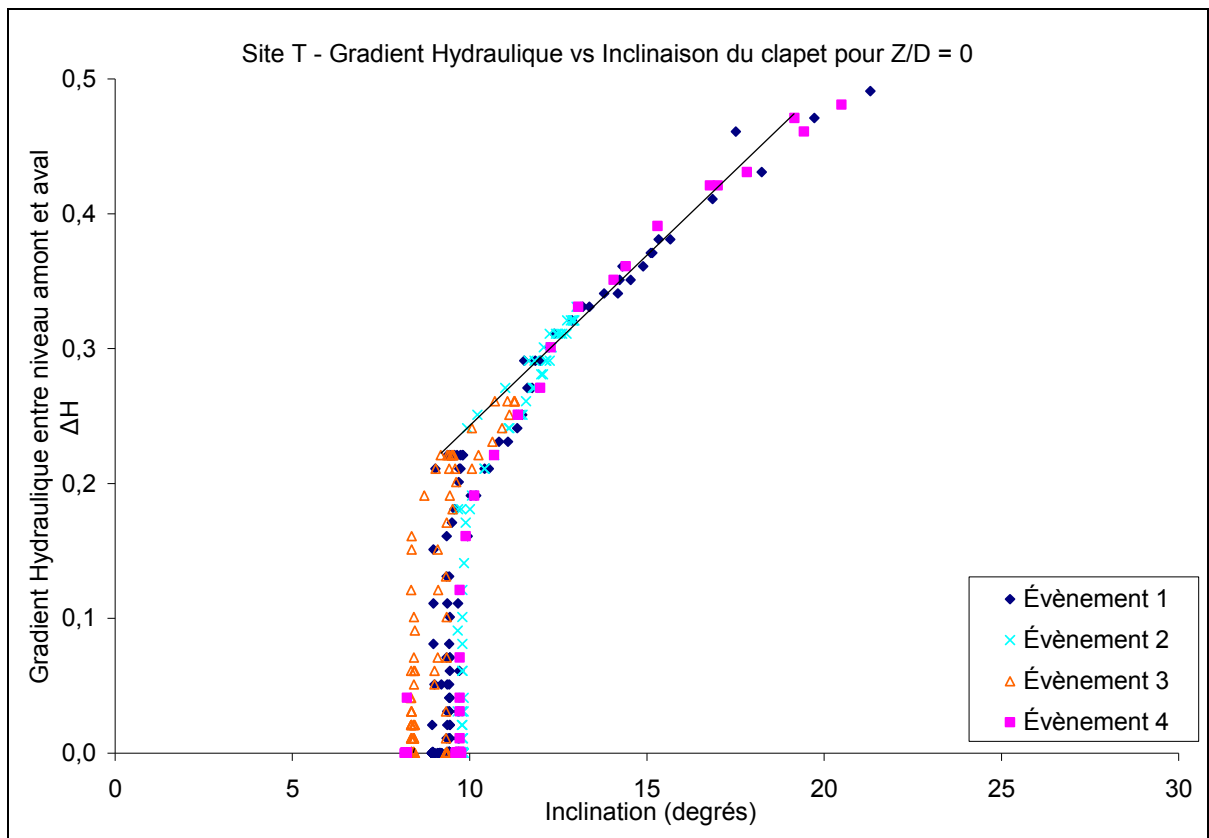


Figure 3.4 Relation gradient hydraulique vs inclinaison clapet à $Z/D=0$

La relation entre le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet est linéaire pour chaque valeur de ratio Z/D car elle dépend du niveau d'eau en aval du clapet, tel que démontré par la Figure 3.5. Plus le niveau en aval est élevé, moins la tête d'eau est importante pour la même ouverture du clapet. Ceci s'explique par la localisation de la force appliquée en amont du clapet sur la surface du clapet en amont par rapport au niveau d'eau en aval.

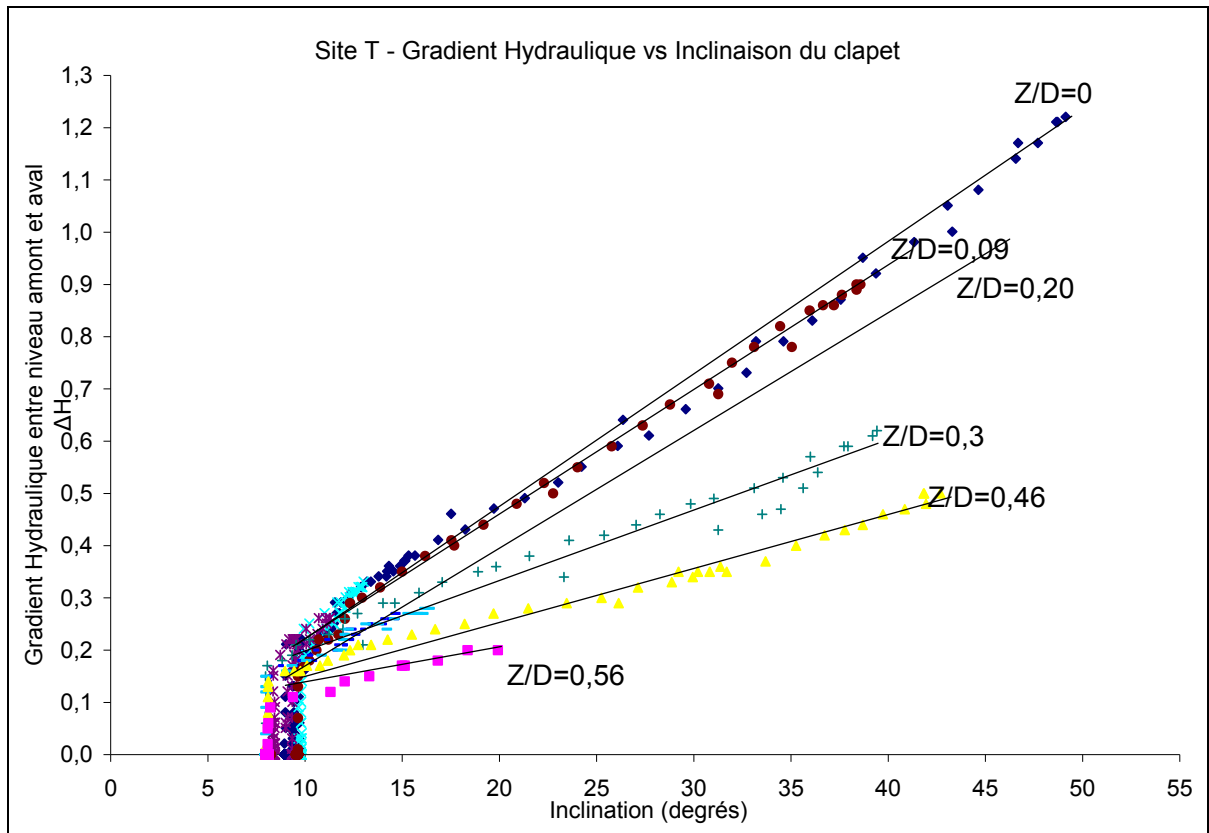


Figure 3.5 Relation gradient hydraulique et inclinaison du clapet pour site T

La corrélation pour chaque ratio Z/D est très forte lorsque le coefficient de détermination est calculé. Tous les ratios de Z/D ont un coefficient R^2 supérieur à 0,9, ce qui traduit une très bonne corrélation entre le gradient hydraulique et l'inclinaison du clapet, tel que présenté au Tableau 3.2.

Tableau 3.2 Coefficient de détermination de la relation inclinaison-gradient hydraulique pour chaque niveau de rivière

Z/D	Coefficient de détermination (R^2)
0,0	0,99
0,09	1,00
0,21	0,90
0,30	0,96
0,46	0,98
0,56	0,95

Les résultats présentés plus haut proviennent d'un site qui avait des données mesurées de très bonnes qualités et dont les évènements étaient plus nombreux et mieux représentés au niveau des conditions aval. Lorsque cette analyse a été effectuée sur les quatre autres sites, les mêmes constats ont pu être observés. Par ailleurs, leur échantillon étant restreint, il s'est avéré plus difficile de générer les mêmes courbes de relation inclinaison-gradient hydraulique faute de donnée mesurée de qualité ou d'évènement assez diversifiés.

3.3.2 Évaluation débit avec 1 variable : ouverture clapet

Afin de déterminer si le calcul du débit avec l'ouverture du clapet et le niveau d'eau aval permettent de faire une bonne estimation des volumes débordés, il faut faire la démonstration qu'une relation linéaire à une variable entre l'ouverture du clapet et le débit n'est pas adéquate.

Méthode

La méthode utilisée pour établir la régression entre l'ouverture du clapet et le débit passé est une régression linéaire qui coupe l'axe des X et Y à zéro. La Figure 3.6 présente la relation entre l'ouverture de clapet et le débit pour un site de l'expérience. Dans ce cas-ci, une équation linéaire traduit la relation avec un coefficient de détermination de 0,27. Ce n'est évidemment pas une corrélation parfaite (coefficient de détermination égale à 1), mais cette relation va tout de même être utilisée pour calculer le débit.

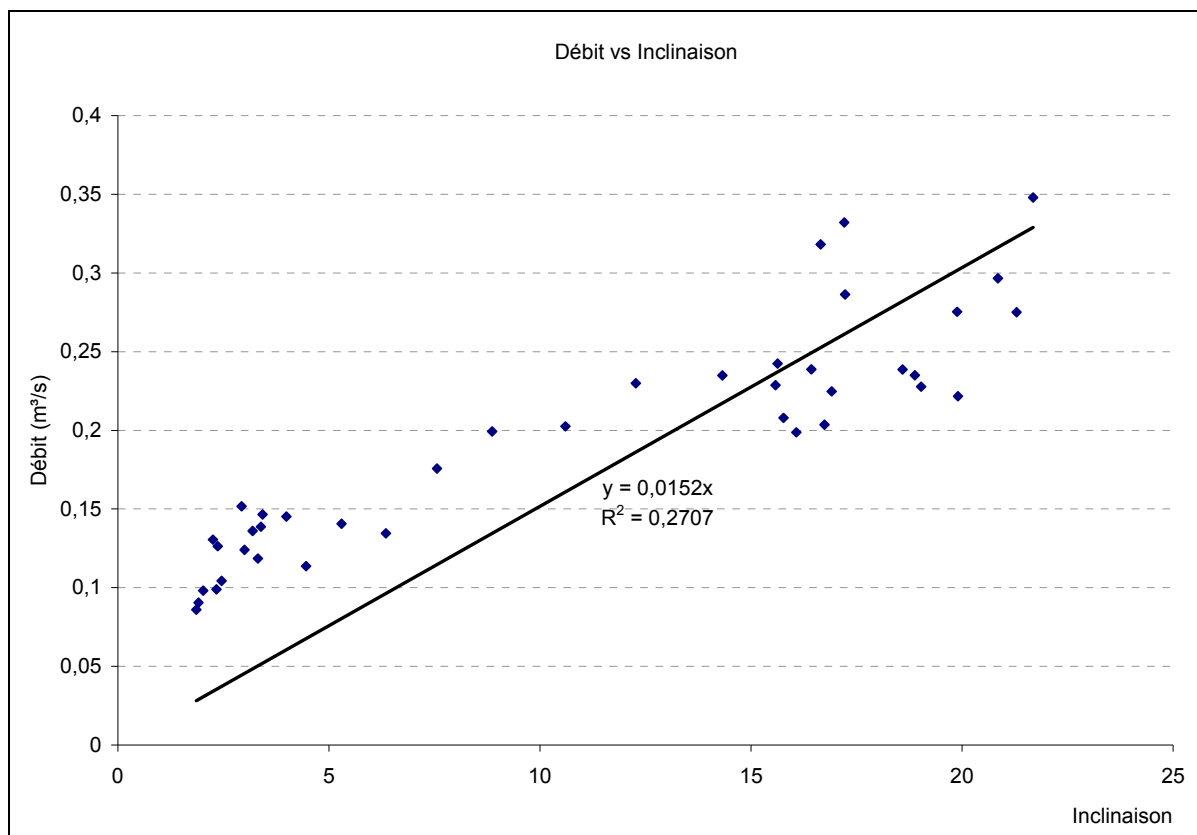


Figure 3.6 Régression débit vs inclinaison clapet

Résultats

Pour l'ensemble des sites, le coefficient de détermination varie entre -2,49 et 0,67. Cette différence s'explique par le fait que pour le site où la corrélation est meilleure (0,67), il n'y a pas d'effet aval sur le débordement, donc le niveau en aval n'a pas d'impact sur l'écoulement. Par ailleurs, les sites où le coefficient de détermination est négatif sont des sites qui ont plusieurs événements où le clapet est submergé donc en situation d'effet aval.

Lorsque les équations linéaires entre l'inclinaison du clapet et le débit sont utilisées pour calculer les volumes de débordement, les résultats ne sont pas surprenants. Pour l'ensemble des sites, en excluant trois différences extrêmes qui mettent en question la qualité des mesures, la différence moyenne est de **98 %**. L'intervalle de confiance est à 33 %, ce qui signifie que 95 % des volumes débordés calculés de cette façon ont une erreur de 131 %.

Cette erreur est importante, mais en fonction de la robustesse du système de détection, elle peut être relativisée pour avoir une idée des débordements totaux dans une année.

Implications

L'évaluation du débit mesuré à partir de l'ouverture du clapet a permis de définir l'intervalle de confiance de cette méthode. Certains sites où l'influence aval est limitée démontrent que cette voie donne de bons résultats. Par ailleurs, les sites qui sont fortement influencés par l'aval ne peuvent pas être représentés par uniquement une variable. Une deuxième variable représentant le niveau aval doit absolument faire partie de la régression pour être en mesure de représenter l'ensemble des conditions de débordement.

3.3.3 Évaluation débit avec 2 variables : ouverture clapet et gradient hydraulique

Le calcul du débit débordé en utilisant deux variables, soit l'ouverture du clapet et le gradient hydraulique est basé sur l'équation de Bernoulli, tel que décrit à la section 2.4.3. Il faut noter que non seulement le gradient hydraulique est pris en compte mais également le niveau rivière influence grandement l'aire d'écoulement à travers le clapet.

Méthode

Seulement les évènements pour lesquels l'ensemble des données mesurées tel que l'inclinaison du clapet ainsi que les niveaux amont et aval ont été validés et jugés de bonne qualité ont été utilisés pour calculer les volumes débordés. De plus, les volumes débordés mesurés proviennent quant à eux d'évènements de débordement dont la qualité a aussi été reconnue.

Un total de 34 sites-évènements de débordement ont été calculés à partir de l'équation de Bernoulli modifiée pour 5 sites témoins. Le ratio de différence moyenne a été calculé ainsi que la dérivation standard, en plus de calculer les indicateurs statistiques identifiés au chapitre 3, soit le test de Nash-Sutcliffe, le coefficient de détermination R^2 ainsi que l'index de corrélation.

Résultats

Pour l'ensemble des sites, la différence moyenne est de **62 %**. L'intervalle de confiance est à 29 %, ce qui signifie que 95 % des volumes débordés calculés de cette façon ont une erreur maximale de 91 %. Cette erreur est grandement réduite (de 91 % à 61 %) en enlevant un seul évènement où la différence entre le volume débordé mesuré et celui calculé est de 502 %. Cet évènement cause donc une disparité dans la distribution qui tire l'intervalle de confiance vers le haut.

Pour les indicateurs statistiques, le critère le plus sévère soit le NSE a une moyenne négative. En enlevant quelques évènements non représentatifs ayant un NSE inférieur à 0, la valeur moyenne de NSE passe au-dessus de 0,5. Les trois tests scientifiques pour l'ensemble des évènements de débordement démontrent donc une bonne corrélation entre les volumes calculés et ceux mesurés tel que présenté au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 Résultats des indicateurs statistiques volumes calculés avec 2 variables par site

Indicateur statistique	Plus faible	Meilleur	Moyenne
Nash-Sutcliffe	-28,4	0,73	-0,65
Index de corrélation	0,05	1,00	0,73
Coefficient de détermination	0,03	0,99	0,62

Constats principaux

Globalement, l'intervalle de confiance sur le volume débordé est satisfaisant ainsi que le résultat des trois indicateurs statistiques. Ceci étant dit, l'échantillon d'évènements de débordements est limité à chaque site et ne représente pas complètement de façon significative l'ensemble des conditions réelles à chaque site à l'étude. De plus, la validation des données mesurées est primordiale, même s'il reste difficile d'évaluer la vraie valeur des données mesurées sans témoin redondant de cette valeur, par exemple en utilisant un autre débitmètre plus précis.

3.3.4 Comparaison résultats une variable et deux variables

Le calcul du débit débordé en utilisant une seule variable, soit l'inclinaison du clapet permet d'obtenir un ordre de grandeur du débordement légèrement supérieur à deux fois le volume débordé témoin. Cette manière de faire permet une approximation du volume avec un équipement très minimal. Cependant, pour une application de suivi de débordement et de bilan de débordement rapporté aux autorités en place, cette simple approximation ne convient pas pour les sites où il y présence d'effet aval. De plus, pour les grandes ouvertures de clapet, il semble que les volumes débordés divergent largement, par exemple pour un volume témoin débordé de $44\ 000\ \text{m}^3$, le volume calculé est de $234\ 000\ \text{m}^3$, ce qui est près de 6 fois supérieures. Dans ce cas-ci, cette méthode ne donne pas une bonne appréciation du volume débordé.

Pour pallier à ce manque, la méthode de calcul utilisant deux variables, soit l'ouverture du clapet ainsi que le gradient hydraulique entre les niveaux amont et aval du clapet permet de prendre en compte les conditions aval. L'erreur sur le volume calculé est largement inférieure à celle utilisant seulement une variable et ne tend pas à créer des valeurs extrêmes, éloignées des volumes témoins. Par exemple, le plus grand volume débordé calculé avec deux variables est de $71\ 000\ \text{m}^3$ pour un volume témoin de $44\ 000\ \text{m}^3$, ce qui représente environ 1,6 fois le volume témoin.

La Figure 3.7 compare les volumes témoins aux volumes calculés selon les deux méthodes. Le coefficient de détermination pour la méthode à une variable est de 0,15 tandis que celui à deux variables est de 0,35. Le constat principal qui se dégage de cette comparaison est que la méthode à une variable donne de bons résultats pour les évènements qui ne sont pas soumis à des effets aval. Par ailleurs, la méthode à deux variables permet de mieux évaluer les débits débordés, peu importe les conditions aval.

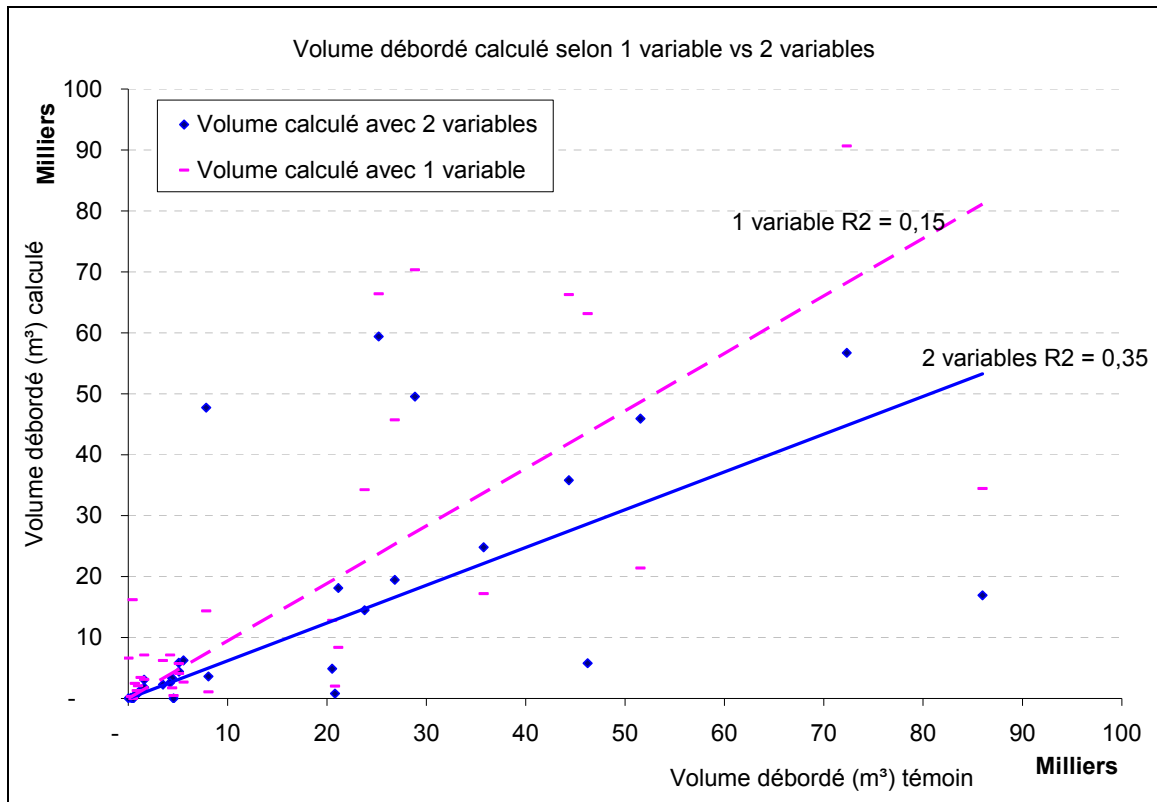


Figure 3.7 Comparaison volume débordé calculé une variable contre deux variables

L'évaluation du débit débordé peut se faire en utilisant une multitude de méthodes, allant de l'utilisant du débitmètre en passant par la simulation d'un modèle hydraulique utilisant les données de pluie et les niveaux d'eau du milieu récepteur et finalement en calibrant une équation hydraulique basée sur l'ouverture et les niveaux amont et aval du clapet. Ces méthodes ont chacune des avantages et des inconvénients qui, mises ensemble, influencent grandement leurs fiabilité, précision et applicabilité.

3.3.5 Commentaires

L'idée d'utiliser l'équation de Bernoulli pour calculer le débit passant à travers le clapet provient du fait que cette équation a la capacité de bien représenter les conditions hydrauliques à travers un modèle simplifié. Alors que (Burrows et al., 1997) ont utilisé le

concept de la conservation du moment angulaire. Notre recherche ne s'est pas intéressée aux relations de force relatives à l'ouverture d'un clapet mais à la dynamique des fluides selon l'équation de Bernoulli. Cette recherche a permis de démontrer que le paramètre Z/D qui représente le degré de submergence en aval est l'un des facteurs ayant la plus grande importance, ce qui a aussi été démontré par Burrows.

CHAPITRE 4

DISCUSSION

Les résultats compilés au chapitre 3 ont permis d'établir la précision relative de chaque méthode et surtout d'identifier des pistes d'améliorations. Les deux méthodes principales d'estimation des volumes débordés soient l'utilisation d'un modèle hydraulique ainsi que le recours à une équation hydraulique basée sur l'ouverture du clapet et les niveaux en amont et en aval sont comparés. Le tout a été effectué dans le but de mieux apprécier leurs résultats respectifs et examiner la complémentarité de ces approches.

Finalement, les limitations de la recherche seront discutées pour bien cerner l'impact de cette recherche et les pistes d'améliorations possibles en relation avec la taille de l'échantillon, la validation des données ainsi que la représentativité du modèle hydraulique.

4.1 Comparaison des volumes simulés et calculés

Globalement, les deux méthodes de calcul de débit débordé donnent des résultats similaires à première vue, avec un intervalle de confiance à 95 % de 91 % et 83 % pour les méthodes calculées avec deux variables et simulées respectivement. En regardant de plus près les résultats obtenus d'autres indicateurs statistiques, le portrait de la situation diffère de l'appréciation initiale.

Le Tableau 4.1 présente la comparaison des statistiques générales obtenues pour les deux méthodes en comparaison avec les débits témoins. La différence moyenne est plus faible pour les volumes simulés avec 7,2 % pour l'ensemble des volumes de l'échantillon comparativement à 14,7 % pour les débits calculés. Si ce bilan est fait sur une période de référence saisonnière de 6 mois ou encore annuelle, une variation de l'ordre de 15 % s'avère à être suffisamment proche de la réalité, en tant que bilan global.

Entre les deux méthodes, la différence moyenne est de 9,4 %, ce qui est satisfaisant selon les règles de l'art en modélisation. Cet écart est acceptable en prenant compte la précision de tous les éléments de cette recherche. Ces éléments sont les données pluviométriques, la qualité des données mesurées sur les sites et la précision des instruments.

Tableau 4.1 Différence moyenne des volumes calculés et simulés comparée au volume témoin

Méthode	Volume Témoin	Volume Calculé
Volume calculé	14,7 %	N/A
Volume simulé	7,2 %	9,4 %

4.1.1 Indicateurs statistiques

Lorsque les résultats des indicateurs statistiques des deux méthodes sont comparés, il s'avère que toutes deux ont obtenu une valeur de NSE négative et des valeurs supérieures ou très proches de 0,5 pour les autres indicateurs. Ceci indique donc une corrélation acceptable pour un modèle ou une équation hydraulique. Le NSE étant le seul indicateur statistique pouvant donner une valeur négative, ces indicateurs ne peuvent pas être comparés directement les uns avec les autres.

Entre un tiers et la moitié des sites-événements de débordement à l'étude ont des valeurs de NSE négative (11/34 pour les volumes calculés et 10/23 pour les volumes simulés). En enlevant les événements extrêmes qui sortent de la distribution, les valeurs de NSE sont plutôt de l'ordre de 0,18 pour les deux méthodes. Cet indicateur est excellent pour calibrer un modèle et en évaluer sa précision, cependant il est très sévère lorsqu'il est utilisé dans l'objectif de comparer des volumes débordés et non la corrélation entre deux séries temporelles. Les facteurs de synchronisation et d'amplitude sont importants dans le calcul du NSE, alors que ceux-ci le sont moins dans l'évaluation du volume débordé pendant un événement.

Le NSE de la méthode calculée est plus faible que pour la méthode simulée tandis que ces deux autres indicateurs y sont supérieurs. Ceci peut, s'expliquer, par le fait que les volumes calculés sont issus de mesures de débordement aux émissaires qui ont la même temporalité. Les débits simulés quant à eux sont issus du modèle hydraulique qui prend les données de pluie comme intrant pour générer les volumes ruisselés. L'ordre de grandeur des volumes simulés peut être plus proche des volumes témoin que ceux calculés, mais il reste que le synchronisme de la réponse, surtout de la pointe de l'évènement est mieux représentée avec la méthode calculée. C'est précisément ce que les indicateurs CD et IC évaluent mieux et qui transparait dans les résultats.

Tableau 4.2 Indicateurs statistiques

Méthode de calcul de volume	Nash-Sutcliffe (NSE)	Coefficient de détermination (CD)	Index de corrélation (IC)
Calculé	-0,65	0,73	0,62
Simulé	-0,32	0,61	0,45

Les figures de l'ANNEXE III présentent la relation de chacun des indicateurs avec les autres de façon à apprécier leur concordance. Le Tableau 4.3 présente les observations liées à ces graphiques. Pour ce qui est de la comparaison entre le NSE et le CD, plus de la moitié des sites-évènements ont des valeurs supérieures à 0,5 pour les deux indicateurs. De plus, la méthode calculée comprend un grand nombre de sites-évènements qui sont au-dessus de 0.75, tandis que la méthode simulée a une dispersion constante pour l'ensemble des points de la distribution. Pour les deux méthodes, il s'avère que pour les NSE supérieurs à 0, la valeur de NSE est toujours égale ou inférieure au CD, avec une différence moyenne de 8 et 14 % respectivement pour les méthodes calculées et simulées.

La comparaison entre le NSE et le IC donne des résultats similaires à la comparaison entre le NSE et le CD. La principale différence entre ces comparaisons est que le DC est mieux corrélé au NSE que le IC. La différence moyenne pour les NSE positifs avec le IC est de 20

et 25 %. L'indicateur de IC donne largement les meilleurs résultats, où 25/34 (calculé) et 17/23 (simulé) des sites-événements ont un IC supérieur à 0,5. Cet indicateur est donc moins conservateur que le NSE et peut donner des résultats à première vue très satisfaisants.

La troisième comparaison évalue la corrélation entre l'indicateur IC et le CD. Pour l'ensemble des événements et des deux méthodes, l'IC donne des résultats supérieurs au CD. La différence principale est que la distribution est constante entre le IC et le CD pour la méthode simulée. Par ailleurs, il y a un regroupement de valeurs entre 0,85 et 1 pour la méthode calculée. Ceci indique que ces volumes débordés sont très près des volumes témoins au vue des indicateurs statistiques.

Tableau 4.3 Comparaison des indicateurs de corrélation

Méthode de calcul de volume	NSE vs CD	NSE vs IC	IC vs CD
Témoin Vs Calculé	CD supérieur à Nash + grande proportion qui est plus corrélée vers 1, entre 0,75 et 1	Index élevé pour tous les événements, mais Nash négatif supérieur à 0,75, bonne corrélation	Bonne corrélation, surtout vers >0,9, Index toujours supérieur à CD, à part > 0,95
Témoin vs Simulé	CD > Nash, pas de négatif pour Nash, différence de 0,56	Bonne corrélation avec 0.3 de différence entre lignes 1 : 1	IC > CD pour pratiquement tous les événements. Meilleure corrélation pour CD > 0,5

Suite à l'évaluation des résultats des indicateurs statistiques de corrélation, il s'avère que le NSE est un indicateur trop conservateur pour les fins de ce projet. Il est mieux employé pour l'évaluation de série temporelle que pour le calcul d'un volume. L'indice de corrélation indique une bonne concordance là où d'autres indicateurs ont une autre appréciation. Pour cette raison, le IC peut s'avérer trop optimiste pour l'évaluation des méthodes de calculs de débit. Le coefficient de détermination donne un portrait plus juste de la représentativité des volumes et ainsi, il devient un bon indicateur pour cette application.

4.1.2 Influence niveau aval (Z/D)

Afin de s'assurer que les deux méthodes représentent bien les conditions en aval et que la corrélation des volumes simulés ou calculés aux volumes témoins restent valables, une analyse de sensibilité sur les valeurs des indicateurs en fonction du Z/D a été entamée. Il apparaît clair sur les Figures 4.1 et Figure 4.2 et les Tableau 4.4 et Tableau 4.5, malgré le faible nombre d'évènements avec un ratio Z/D supérieur à 0,5 que leurs résultats d'indicateurs statistiques sont globalement plus faibles que pour les sites-évènements avec un Z/D inférieur à 0,5 (dont l'effet aval est moindre). La seule inconsistance relative à l'affirmation précédente est au niveau du NSE pour les volumes calculés. Une seule valeur extrême de NSE ayant un Z/D < 0,5 est de -28,4. Ceci influence grandement la valeur moyenne de NSE pour l'ensemble des sites-évènements. En retirant cette valeur extrême de l'échantillon, le NSE pour les volumes calculés avec un Z/D < 0,5 devient 0,43. Alors, ceci est nettement supérieur aux résultats pour les sites-évènements avec un Z/D > 0,5.

Tableau 4.4 Indicateurs statistiques selon Z/D pour volumes calculés

Indicateurs statistiques	Z/D > 0.5	Z/D < 0.5
Nash-Sutcliffe	-0,29	-0,82
Index de corrélation	0,65	0,77
Coefficient de détermination	0,54	0,65

Tableau 4.5 Indicateurs statistiques selon Z/D pour volumes simulés

Indicateurs statistiques	Z/D > 0.5	Z/D < 0.5
Nash-Sutcliffe	-0,95	-0,05
Index de corrélation	0,48	0,66
Coefficient de détermination	0,24	0,54

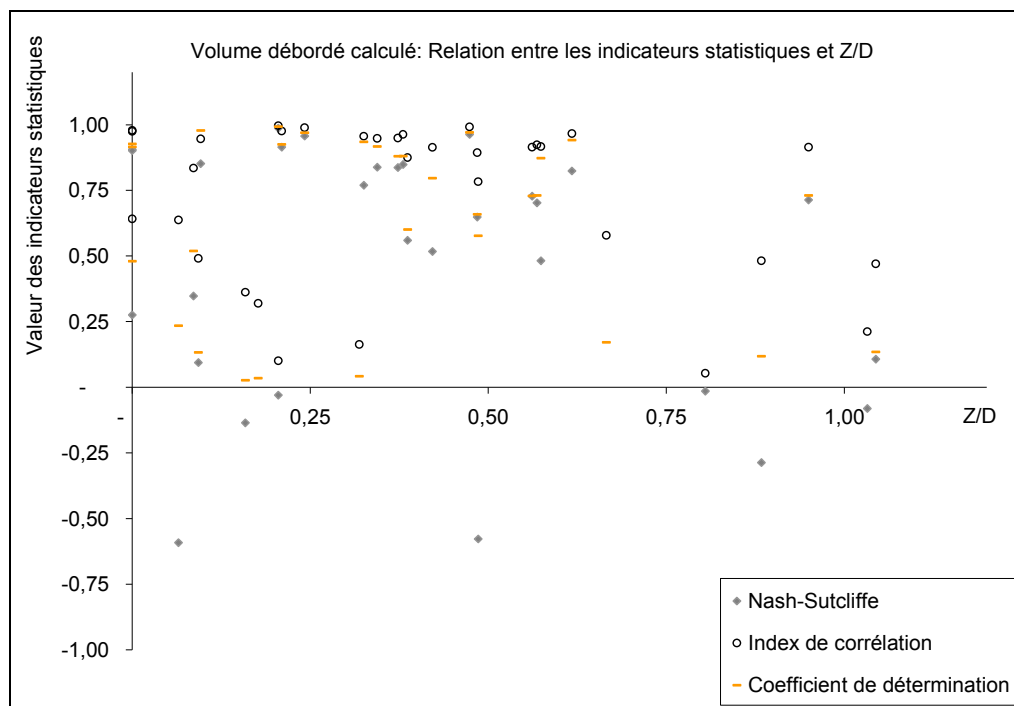


Figure 4.1 Impact du Z/D sur les indicateurs statistiques pour les volumes calculés

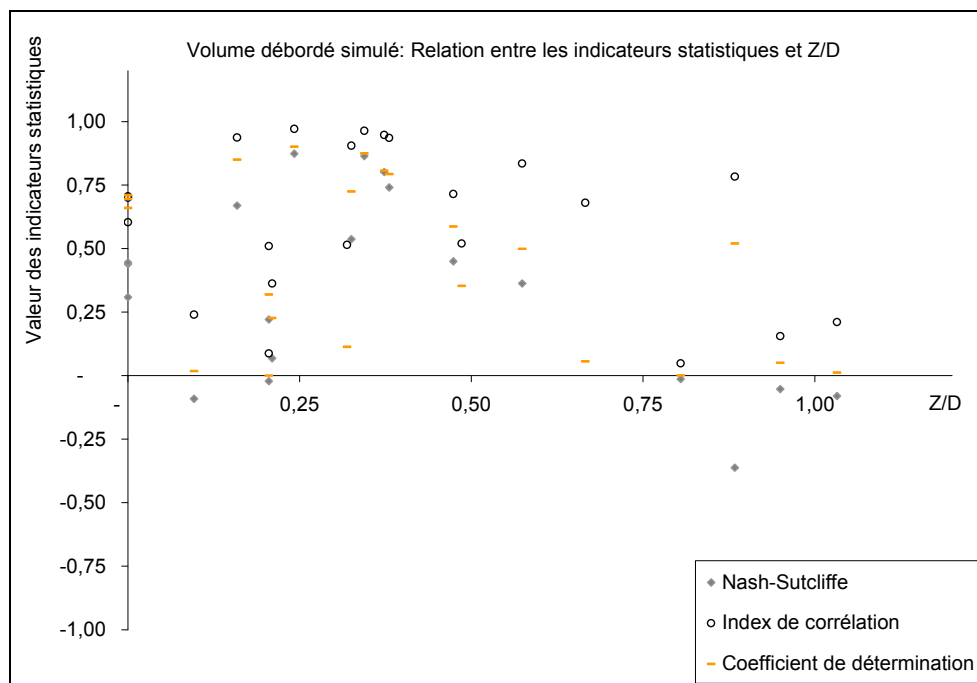


Figure 4.2 Impact du Z/D sur les indicateurs statistiques pour les volumes simulés

4.2 Commentaires sur l'état des connaissances

Les résultats de la recherche permettent de confirmer certaines connaissances initiales énoncées. Tout d'abord, la performance des instruments de mesure est importante dans le contexte où les données mesurées sont utilisées comme témoin. Certaines technologies sont plus appropriées que d'autres dans ces circonstances.

4.2.1 Instruments de mesure

Les technologies de mesure présentées dans le chapitre 1 décrivaient les instruments utilisés pour mesurer les niveaux, débits et ouverture angulaires. Lors de la validation des données, il s'est avéré que les données de niveau et d'inclinaison étaient plus fiables que celle de données de débits. Les technologies utilisées pour mesurer le débit étaient de type Doppler multicouche et vélocimètre. Bien que la précision de ces instruments varie de 5 à 15 %, la plus grande problématique a été d'obtenir des données fiables, avant même d'évaluer la précision (un taux de fiabilité de 59 %). Un projet intéressant serait de tester d'autres technologies, tels que le débitmètre temps de parcours pour avoir une idée de sa fiabilité.

Globalement, les limnimètres et les inclinomètres se sont avérés plus fiables. Les différentes technologies à l'essai pour les limnimètres, le radar et la sonde ultrasonique ont un taux de succès équivalent. Leur utilisation dépend des contraintes physiques d'un site. Un radar doit être installé à l'extérieur de la zone mouillée tandis que la sonde ultrasonique est une sonde à pression qui doit être submergée.

4.2.2 Évaluation de la corrélation

Les indicateurs statistiques permettent d'évaluer le degré de corrélation entre les volumes débordés témoins et ceux générés par les deux méthodes. Le coefficient de détermination s'est avéré être le meilleur indicateur de corrélation pour cette application. En effet, l'indice Nash-Sutcliffe permet de connaître la corrélation pour l'hydrographe de débordement en entier, ce qui est important pour la synchronisation et la pointe de débit d'un DEU, mais

moins pour la fréquence (son occurrence ou non) et le volume total débordé. L'index de corrélation est plus clément, car il est moins sensible aux pointes de débit. Dans le cadre de cette expérience, ce coefficient a la meilleure corrélation entre le volume débordé et la valeur du coefficient. Plus la différence est importante, moins la valeur de l'indicateur est bonne. La Figure 4.3 présente les résultats de cette analyse pour les résultats du modèle hydraulique.

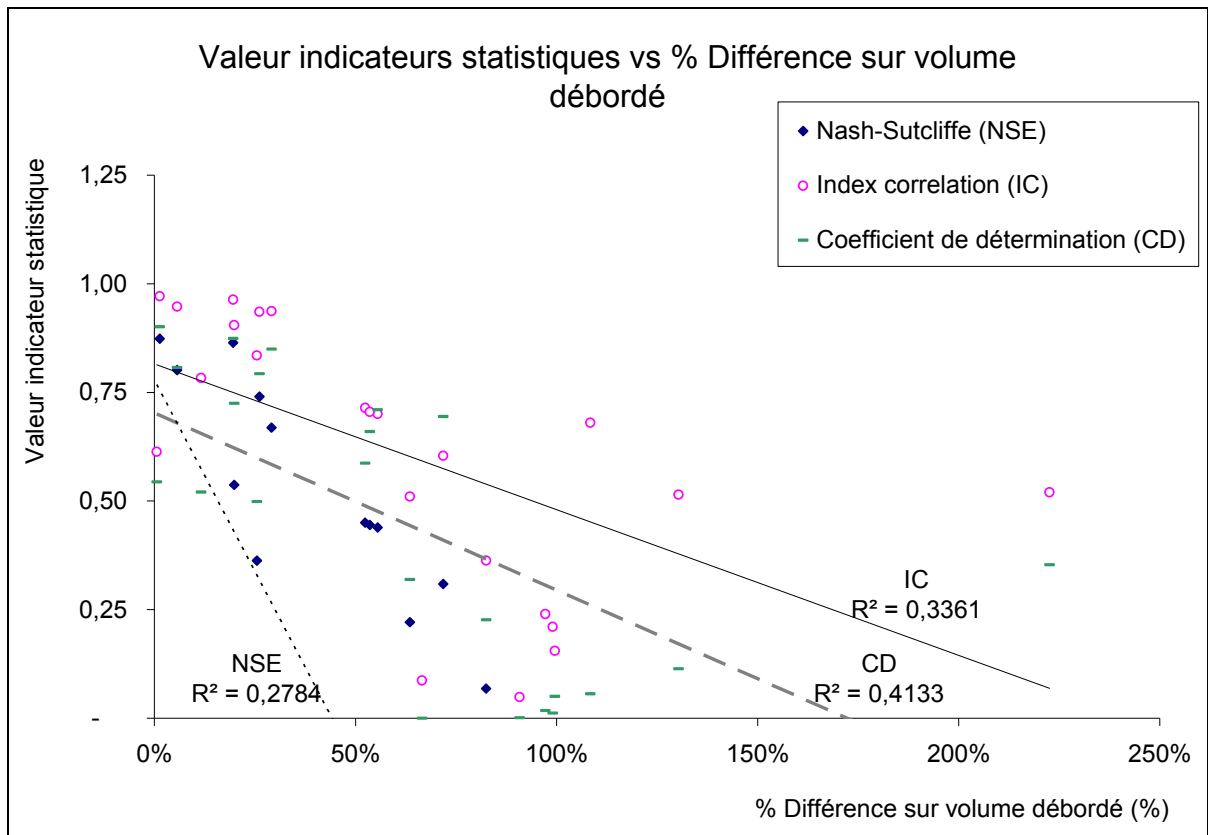


Figure 4.3 Valeurs des indicateurs en comparaison du pourcentage de différence du volume débordé pour résultats du modèle hydraulique

Le coefficient de détermination a la meilleure régression entre la valeur de son indicateur et la différence entre le volume simulé et témoin débordé. Une autre réflexion s'impose à la vue de ces résultats. Lorsque les volumes sont évalués de façon individuelle, les écarts sont importants, près de 100 % d'erreur sur l'intervalle de confiance à 95 % avec des résultats de 83 % et 91 % (volume simulé et calculé respectivement). En comparant ces résultats avec la différence globale sur le total des résultats qui est de 7,2 et 14,8 %, le constat qui se définit

ici est que les volumes totaux débordés obtenus par les deux méthodes à l'étude sont représentatifs du bilan annuel.

Le suivi des débordements a pour objectif de quantifier les débordements en termes de fréquence, mais aussi de volume débordé pour l'ensemble d'une année, particulièrement pour la période récréative où les usagers profitent le plus des plans d'eau. Pour évaluer si les municipalités atteignent leurs objectifs de débordement ou encore si les mesures de réduction des DEU mises en place sont efficaces, un estimé oscillant entre 7 et 15 % de précision du volume débordé total est satisfaisant. En comparaison, les instruments de mesure tels que des débits mètre ont une précision variant de 5 à 15 % dans des conditions de laboratoire contrôlées.

4.3 Considérations du cycle de vie des méthodes

Une autre manière de comparer les méthodes de suivi de débordement est d'en évaluer le coût de cycle de vie (CCV). Celui-ci calcule le coût total du propriétaire pour la durée de vie d'un équipement. Les coûts financiers incluent des coûts directs, soit ceux de la construction, de l'acquisition, des opérations, de l'entretien et du remplacement des équipements ainsi que des coûts indirects qui sont liés à un pourcentage des coûts directs. La description des composantes du CCV sont présentées au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Éléments du CCV

Composantes CCV	Instruments	Modèle hydraulique
Construction	Installation des instruments (civil et électrique)	Développement du modèle hydraulique
Acquisition	Achat des instruments Matériaux connexes PLC Télécommunication Cabinet et connexion électrique	Achat de licence Campagne de données mesurées
Opération	Validation et transmission des données	Simulation du modèle
Entretien et remplacement	Fréquence Calibration des sondes Achat de nouvelles sondes Installation	Calibration selon changements aux sous-bassins Campagne de mesure temporaire

4.3.1 Utilisation d'instruments de mesure

L'installation de débitmètre pour faire le suivi des débordements est un investissement important qui requiert un engagement à long terme dans le cas d'une installation permanente. En effet, des entretiens fréquents sont requis pour assurer la bonne qualité des lectures de vitesses. La durée de vie des instruments de type débitmètre est équivalente aux limnimètres et aux inclinomètres. La fréquence des entretiens requis est une variable importante entre le type d'instrument, notamment lorsque la sonde est exposée de la boue et aux débris.

Ces entretiens doivent être effectués dans des endroits difficiles à accéder, car ils sont dans des conduites de collecteurs d'égout unitaire. Ce lieu est considéré un étang un espace clos au Canada. Il faut donc un minimum de 3 personnes pour y avoir accès. Plus la fréquence d'entretien requis est importante, plus le coût de la main-d'œuvre est significatif. Sur une

période de 25 ans, le coût de la main-d'œuvre pour l'entretien et le remplacement des sondes représentent la dépense la plus importante. Les coûts initiaux d'acquisition et d'installation s'avèrent relativement moins importants dans le total des coûts.

Les coûts d'instrumentation tels que les connexions électriques ainsi que les matériaux et équipements connexes pour transmettre les données sont équivalents entre instruments. Le coût d'achat d'un débitmètre peut être en moyenne 7 fois supérieure au coût d'un limnimètre et 26 fois celui d'un inclinomètre. Cependant, le coût des équipements connexes requis vient diminuer beaucoup l'écart sur le total d'une installation.

4.3.2 Modèle hydraulique

Lorsqu'il faut évaluer le coût du cycle de vie de l'utilisation d'un modèle hydraulique, toutes les composantes reliées à l'installation d'instruments de façon permanente ne s'appliquent pas. Il faut par contre évaluer les coûts de campagne de mesure temporaire pour quelques mois à chaque site. Un élément important à considérer est le coût d'installation des pluviomètres et des stations de niveaux d'eau du pan d'eau récepteur. Ces coûts sont difficiles à évaluer si ces mesures sont aussi utilisées à d'autres fins. La plupart des municipalités ont déjà des pluviomètres sur leur territoire pour pouvoir connaître les conditions de pluie et les récurrences des événements sur une longue période. De plus, les stations de niveaux d'eau servent à planifier l'approvisionnement, gérer la navigation et connaître les risques d'inondations. Dépendamment du besoin de représentativité du modèle, ces deux types de mesure peuvent devoir être ajoutés au réseau pour avoir une meilleure couverture. Il est à noter que ces deux types de mesures requièrent moins d'entretien que des instruments en réseau d'égout, car ils sont moins exposés à des conditions difficiles.

Les autres éléments à considérer dans l'évaluation du coût pour le modèle hydraulique sont l'acquisition d'une licence d'un logiciel de modélisation, les honoraires de l'utilisateur, une période de calibration avec les données mesurées. Tous ces coûts entrent dans la catégorie de coûts de démarrage. À long terme, les besoins de modélisation sont une calibration

périodique du modèle pour refléter les changements des sous-bassins, soit par un changement d'occupation du sol, des mesures de réduction des DEU et une séparation des réseaux. Les coûts les plus importants sont reliés au besoin de campagne de mesure temporaire au fil des ans pour s'assurer d'une bonne représentativité du modèle. Sur une période de 25 ans, ces coûts représentent 2/3 du coût total.

4.3.3 Constat général de l'évaluation du CCV

Sur une période de 25 ans, les coûts pour l'utilisation d'un débitmètre ou de limnimètres et inclinomètres sont pratiquement équivalents. En comparaison, les coûts d'instrumentation sur la même période sont quatre fois plus élevés que le développement d'un modèle et sa calibration périodique. Ce constat est important pour orienter les décideurs sur la technique de suivi de débordement qui apporte le plus grand bénéfice.

4.4 Limites des méthodes

Les trois méthodes de calcul de volume de débordement comportent toutes des avantages et des inconvénients. Ceux-ci doivent être identifiés pour pouvoir juger de l'applicabilité de chaque méthode et de ses limitations. Les données mesurées de débit donnent l'heure juste sur le volume débordé, car elles sont la mesure directe. Cependant, la fiabilité des instruments demeure primordiale. Pour les volumes débordés calculés selon une équation hydraulique qui utilise l'inclinaison du clapet ainsi que le gradient hydraulique, ceux-ci sont directement dépendants de la qualité des données d'entrée. De plus, les conditions en aval influencent la qualité des résultats. Pour les volumes simulés avec un modèle hydraulique, ces données sont fiables, mais sont liées à la représentativité de la modélisation ainsi qu'aux données d'entrée telles que les données pluviométriques et les données de niveaux du plan d'eau récepteur.

4.4.1 Débits mesurés sur le terrain

Lors de la validation des données par type d'instrument faite au préalable pour identifier les données de bonne qualité sélectionnées dans l'échantillon, un pourcentage de fiabilité a été accordé pour les débitmètres, limnimètres et inclinomètres. Les résultats de fiabilité sont les suivants : 52 % pour les débitmètres, 88 % pour les limnimètres et 80 % pour les inclinomètres. Ces valeurs représentent le taux de fiabilité par type d'instrument lors d'évènement de pluie au cours d'une saison récréative. La mesure du débit est la mesure témoin de cette étude. Il est fondamentale cette valeur soit de bonne qualité pour pouvoir l'utiliser comme référence.

Le plus gros problème est la qualité des données mesurées. Les instruments de mesure nécessitent un entretien fréquent qui inclut une calibration de la sonde de vitesse. Avec l'accumulation de boue sur les sondes et la différence de dispersion des particules entre les eaux usées en temps sec ou en temps de pluie, la mesure du débit débordé en réseau unitaire s'avère être un défi important.

Un autre aspect important lié au volume débordé calculé à partir du débit amont de l'interception réside dans les hypothèses de départ. Effectivement, la capacité d'interception a été fixée pour être constante tandis qu'en réalité celle-ci peut varier selon la tête d'eau sur les pompes ou encore la pente hydraulique vers l'intercepteur. La capacité d'interception n'étant en réalité pas tout à fait constante, le volume débordé peut donc varier selon la différence entre le débit en amont et le débit intercepté.

De plus, la capacité de rétention en ligne n'est pas considérée lorsque le niveau de contrôle est dicté par le niveau en aval et non le niveau du déversoir statique. Si ces deux considérations étaient prises en compte, le volume débordé réel serait plus précis que celui calculé dans cette étude et considéré comme étant le débit témoin.

4.4.2 Débits calculés avec inclinaison clapet et gradient hydraulique

Les limites relatives aux débits calculés selon l'ouverture du clapet et le gradient hydraulique sont que ce calcul nécessite trois données d'entrée. Si une de ces valeurs est invalide ou de mauvaise qualité, le calcul ne peut être effectué. Le débit calculé avec seulement une variable, soit l'inclinaison ou le gradient hydraulique ne donne pas la précision recherchée lorsqu'il y a un effet aval.

Les volumes calculés ont une meilleure précision pour des ouvertures de clapet supérieures à 20 ° mais sont moins précis lorsque l'évènement est soumis à un effet aval ou $Z/D > 0.5$. La confiance accordée à ce calcul est équivalente aux résultats du modèle hydraulique, car celui-ci représente bien ce qui arrive en réalité au site. Les indicateurs statistiques de corrélation indiquent que le calcul donne globalement de bons résultats, mais peut aussi générer pour certains évènements des volumes largement supérieurs à ceux mesurés.

4.4.3 Débits simulés avec modèle hydraulique

Pour les débits simulés, les limites sont principalement reliées à la représentation du modèle hydraulique et des données d'entrée. Dans le cadre de cette étude, la représentation était de simplifier le réseau unitaire pour modéliser seulement le ruissellement des bassins versant unitaire et pluvial. Le modèle n'a donc pas de module qui prend en compte l'infiltration courte et lente. De plus, le modèle ne représente pas toutes les branches locales où il peut y avoir un effet d'accumulation en amont du seuil de déversement et en amont du clapet. Finalement, la géométrie des structures d'interception et des chambres de régulation n'est pas bien représentée dans le modèle hydraulique. Tous ces facteurs contribuent à limiter la précision des résultats, sans pour autant atténuer leur validité globale pour une session.

D'autre part, les données d'entrée au modèle soient le niveau du plan d'eau récepteur et les données pluviométriques comportent aussi elles-mêmes des erreurs. Effectivement, pour que les résultats d'un modèle hydraulique qui simule en temps réel soient utilisables pour faire le suivi de débordement, une couverture pluviométrique d'un pluviomètre par km^2 est

souhaitable. Cela permettrait de réduire l'erreur sur la distribution des pluies à moins de 5 %. Pour le modèle actuel, cette couverture est présentement à 3km². Quant aux données de niveau du milieu récepteur, elles doivent être validées avant d'être utilisées et bien calibrées sur la même base géodésique que le reste du modèle.

CONCLUSION

Les municipalités qui ont des réseaux d'égout unitaire sont aux prises avec une problématique de débordement d'égout unitaire (DEU). Ces villes sont tenues de faire un rapport annuel pour rapporter la fréquence et les volumes débordés. Ces données sont essentielles pour établir un plan d'intervention pour réduire les DEU. Trois méthodes de suivi de débordement ont été évaluées. L'utilisation de débitmètres en réseau, les simulations hydrologiques des bassins versant ainsi que le calcul de débit dérivé de mesure de niveau et d'inclinaison de clapet sont tous des moyens performants pour faire le suivi de débordement. Cependant, chaque méthode comporte certains avantages et inconvénients.

L'utilisation de débitmètre en aval du réseau d'un bassin versant, soit juste en amont de l'interception ou encore dans l'émissaire de débordement s'avère être une méthode à la fois très précise, mais qui peut aussi manquer de fiabilité. Lorsque la mesure de débit est valide, celle-ci reste la meilleure information pour le suivi de débordement. Non seulement elle est la plus juste, mais elle fait un rendu réel des conditions hydrauliques du site, notamment quant aux taux d'infiltration, aux conditions opérationnelles du réseau et à toutes autres particularités qu'un modèle ne peut prendre en considération.

La deuxième méthode consiste à utiliser les résultats d'un modèle hydrologique des bassins versants en amont des structures de régulations avec les pluies réelles couplées à la représentation hydraulique des structures d'interception et de décharge vers le milieu récepteur. Les avantages de cette méthode sont que les résultats sont reproductibles, les instruments de mesure nécessitent peu d'entretien et que le comportement du réseau et des ouvrages de régulation est constant d'un événement à l'autre. Les désavantages sont que cette méthode nécessite plusieurs intrants, soit les données pluviométriques, et les niveaux de rivières.

La troisième méthode de suivi des débordements et de calculs des volumes débordés a été développée pour faire le pont entre un calcul simulé et les mesures en réseau. Elle permet de

comblent les manques de deux autres méthodes, tout en étant appuyée sur un concept hydraulique simplifié. Ce qui ressort de cette démarche est que l'objectif est atteint en termes de fiabilité et de robustesse autant que pour la connaissance en temps réel des conditions hydrauliques du réseau. La méthode étant simplifiée, les volumes débordés rapportés sont dans le bon ordre de grandeur et pour la plupart des événements sont très proches des volumes réels. Mais cette méthode a ses limites, notamment pour les événements de débordement en condition submergée. De plus, cette technique génère parfois des volumes débordés extrêmes qui sont complètement démesurés, ce qui n'est pas le cas avec l'utilisation d'un modèle hydraulique.

Pour une application terrain, les conditions d'accessibilité et hydraulique du site vont dicter le choix en matière de méthode de suivi de débordement. Pour les méthodes 2 et 3, il faut prévoir une campagne de mesure temporaire aux sites de débordements pour une durée suffisante qui permettra d'assembler un échantillon de données de débordement suffisant pour calibrer ces deux méthodes. La règle du 80/20 s'applique généralement pour le volume débordé aux émissaires de débordement. Par exemple, un système de suivi des débordements à 20% des émissaires pourrait comptabiliser près de 80% des volumes débordés. L'entretien étant un gros facteur financier, il reste qu'un système qui nécessite un entretien plus faible sera privilégié à long terme au niveau des investissements et du cycle de vie de ce système.

Les recommandations principales qui se dégagent de ce projet sont de deux natures. Premièrement, l'interprétation des résultats serait grandement améliorée avec un échantillon plus significatif et qui pourrait s'étaler sur plusieurs années. De plus, la qualité des données mesurées est primordiale à la pertinence de cette recherche. Un entretien fréquent des instruments est essentiel pour maximiser l'échantillon de données utilisable. Ces deux recommandations font évidemment augmenter le coût du projet mais permettent d'assurer de la robustesse et fiabilité au système pour sa pérennité.

Dans un autre ordre d'idée, une deuxième recommandation touche le développement et la représentativité du modèle hydraulique. Un modèle plus détaillé ainsi qu'une meilleure

couverture pluviométrique permettent d'augmenter la précision des résultats. Ceci a comme bénéfice d'augmenter la précision de chaque évènement de débordement, permettant ainsi d'aviser les autorités en place de la portée du risque sanitaire. De même que pour l'équation de Bernoulli, celle-ci bénéficierait grandement d'une calibration plus adaptée aux conditions rivières qui peuvent inclure d'avoir un coefficient de perte de charge variable.

En conclusion, le suivi des débordements de réseau unitaire dans les milieux récepteurs est une nécessité pour s'assurer du développement intelligent du territoire, mais surtout pour respecter les exigences environnementales. Il existe plusieurs méthodes pour arriver à cette fin, cependant, la méthode qui a donné les résultats les plus satisfaisants et qui nécessite un investissement moins important est l'utilisation d'un modèle hydraulique. Une première étape importante pour toute municipalité qui souhaite faire un suivi de débordement est celle de développer un modèle hydraulique comprenant les émissaires du réseau avec une bonne couverture des stations pluviométriques ainsi que des niveaux du plan d'eau récepteur. La méthode du modèle hydraulique répond le mieux à l'objectif des municipalités de démontrer qu'elles respectent leurs engagements environnementaux afin de protéger les milieux récepteurs.

ANNEXE I

DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE

Construction du modèle

L'installation et la mise en service d'instrument de mesure dans les conduites unitaires de réseau d'égout fournissent de précieuses données pour évaluer les performances du système. Afin de rendre le système plus robuste, un modèle hydraulique et hydrologique simplifié a été développé pour compléter l'évaluation de l'hydraulique du système et de ses performances. Ce modèle utilise les données pluviométriques en temps différé pour obtenir les débits passant dans le réseau, principalement aux émissaires de débordement dans le cadre de cette étude.

Modèle hydraulique

La première étape de modélisation comprend l'élaboration de la base de données du modèle qui inclut les actifs physiques du système de collecte (regards, déversoirs, conduites, clapets, vannes, etc.). Cette base de données est peuplée par des sources de données acquises au cours de ce projet, notamment : système d'information géoréférencier (GIS), mesures sur le terrain, dessins archivés, etc. Certains éléments du modèle pour lesquels les données n'étaient pas disponibles ont été déduits à partir des informations existantes.

Connectivité du système hydraulique

Le système à l'étude se compose d'un réseau complexe de systèmes en interaction : eaux usées, égouts unitaires, eaux pluviales et les systèmes d'urgence contre les inondations. Le GIS de la ville a été une source de données utiles pour évaluer les interconnexions du système. Par conséquent, le GIS a été converti et importées dans le logiciel InfoWorks pour évaluer les profils de tuyaux et obtenir une meilleure compréhension de la direction des débits dans le réseau et les lieux d'interconnexion au sein du système.

En plus des structures spéciales à des sites de débordements d'eaux usées ou DEU, quelques autres ouvrages spéciaux (déversoirs) ont été configurés dans le modèle. Ces seuils ont été ajoutés sur la base de données GIS et représentent généralement l'emplacement des dérivations de débit potentielles ou les débordements d'urgence pour limiter surcharge dans les tuyaux d'égout lors d'évènement à grand débit.

Définition des limites du modèle

L'objectif de la modélisation est de construire un modèle du réseau simplifié qui prédit relativement précisément les débits en amont des émissaires de débordement (voir figure X). À cause des interconnexions complexes dans le système de collecte, les aires drainées ne pouvaient pas être injectées dans le modèle directement en amont des structures des débordements de DEU. Chaque bassin a été examiné pour identifier les points d'injection dans le réseau en amont des interconnexions où il a un débit élevé soit dérivé ou débordé.

Configuration du modèle hydrologique

Le ruissellement est introduit dans le modèle à travers les paramètres du modèle mis en place dans chaque sous-bassin respectif.

Délimitation des sous-bassins unitaire

Pour générer des prévisions précises de ruissellement dans le modèle, il est essentiel de délimiter les limites des zones de service qui établissent la superficie totale des aires drainées.

Délimitation des sous-bassins combinés et semi-séparatifs

Certains des bassins de réseau unitaire pour cette étude comprennent une combinaison des réseaux séparés et partiellement séparés (ou appelés pseudosanitaire). L'hypothèse de modèle est que les égouts sanitaires et leur traitement sont séparés du réseau pluvial. Cela signifie qu'en général, les drains, les puisards et / ou drains de fondation sont reliés au système de traitement des eaux usées. Par ailleurs, le système de trop-plein contre les inondations recueille les eaux de ruissellement des pluies dans les rues et autres surfaces imperméables.

Occupation du sol et surface de drainage des sous-bassins

Les débits sont injectés dans le modèle en relation avec les paramètres établis pour l'utilisation du sol et les surfaces de ruissellement. Par souci de simplification, l'occupation du sol dans le modèle est classée selon les types suivants de ruissellement de surface :

- C - Commercial et / ou institutionnel
- M - industriels et / ou de fabrication
- P — Parcs et loisirs
- R — Résidentiel unifamilial
- RM — Résidentiel multifamilial
- RR — Résidentiel rural
- EP – Emprise de rue

Le tableau ci-bas présente le pourcentage de l'occupation de sol par type de surface de ruissellement pour les sous-bassins à l'étude.

Tableau-A I -1 Pourcentage de l'occupation du sol par type d'usage (surface de ruissellement) pour les sous-bassins du modèle

Sous-bassins NO.	Aire ha	Pourcentage de l'occupation du sol (%)							
		C	E	M	P	R	RM	RR	EP
A1	113,3	53,4			5,7		12,76		28,2
A2	446,8	4,5		28,2	0,5	40,6	0,2		26,0
DA	56,1	8,7		17,7	5,5	38,3	5,7		24,2
DB	39,7	0,6	4,7		5,2	51,2	7,2		31,2
JA	400,4	9,1		3,6	3,2	49,3	2,5		32,3
JB	1,6	69,7				3,3	0,5		26,6
TA	217,5	45,2		29,1	2,1	4,4	0,9		18,3
TB	195,3	2,4	11,4	34,7	11,3	19,8		0,1	20,3

Données pluviométriques

Les données pluviométriques recueillies auprès de trois pluviomètres sont utilisées pour générer le débit de ruissellement. Ces sites sont les pluviomètres les plus rapprochés des sous-bassins, à environ 5 km des sites.

Configuration du modèle hydraulique

En plus de la configuration physique du modèle, plusieurs paramètres du système ont été configurés pour établir les conditions hydrauliques représentatives du réseau. Il s'agit entre autres des conditions limites aux émissaires, soit le niveau de la rivière, les pertes de charge ainsi que la géométrie et la rugosité des conduites.

Niveau rivière

Les données de la rivière sont utilisées dans le modèle pour établir les conditions limites pour chaque émissaire. Ces données proviennent de sonde de niveau dans la rivière à certains endroits. Les niveaux aux émissaires ont été interpolés entre les sondes de la rivière pour créer un profil adéquat à chaque site.

Géométrie des conduites

La dimension des conduites a été importée pour l'ensemble du réseau avec les données GIS. La forme de la conduite a été identifiée comme circulaire si une seule dimension était disponible, sinon en forme d'œuf si deux dimensions étaient disponibles. Le logiciel InfoWorks offre deux configurations par défaut de forme en œuf pour lesquels la forme par défaut "Egg" ou « Œuf » correspond le mieux à la géométrie de certaines conduites du système. D'autres conduites ont une forme géométrique rectangulaire, telle que les canaux de déversement d'urgence station d'inondation d'urgence aux émissaires du réseau.

Perte de charge

Les pertes de charge mineures ont été appliquées dans le modèle pour représenter les pertes subies par les changements de direction de l'écoulement du système.

Rugosité des conduites

La rugosité du matériel des conduites a été établie en fonction du modèle et des valeurs suivantes de rugosité de Manning (n):

- Fonte – 0,014
- Fonte ductile – 0,012
- PVC – 0,012
- Tôle ondulée – 0,020
- Béton armé – 0,015
- Argile – 0,014
- Brique – 0,019

Génération des débits

La stratégie de modélisation est de représenter généralement la pointe de débit temps de pluie et les débits temps sec pour évaluer les débits dans le collecteur en amont des structures de dérivation. La méthodologie développée a été simplifiée pour générer les débits. Celle-ci est détaillée dans le tableau plus bas selon les paramètres du modèle plus bas.

Tableau-A I-2 Paramètres du modèle

Occupation du sol	Code d'occupation du sol	UH/Ha [1]	P/UH [2]	P/Ha [3]	Pourcentage imperméable unitaire (ha)	Pourcentage imperméable pseudo sanitaire (ha)
Commercial/ Multi-Usage	C			120	85	21
Institutionnel	I			200	40	20
Industriel/ Commercial	IC			200	60	30
Parc et récréation	P	1	100	10	15	3
Résidentiel (unifamilial)	R	15	3	45	40	20
Résidentiel (multifamille)	RM	48	2,5	120	80	40
Résidentiel (rural)	RR	2	3	6	0	0
Emprise	EMP				80	4

[1] UH/Ha représente le nombre d'unités d'habitation par hectare

[2] P/UH représente la population par unité d'habitation

[3] P/Ha représente la population équivalente par hectare basé sur un taux de 300 litres par personne par jour.

Débit temps sec

Le débit temps sec est généré dans le modèle avec en utilisant trois paramètres, soit la population équivalente par hectare, la moyenne d'habitant par unité d'habitation et la courbe de consommation journalière.

Les paramètres concernant la population équivalente sont calculés pour chaque sous-bassin, en calculant la moyenne pondérée de la population équivalente moyenne par hectare en utilisant les taux et les valeurs établies dans le tableau précédant. Les courbes de consommation journalière sont établies par les données observées pour une journée typique de temps sec.

Débit temps de pluie

Le débit temps de pluie est généré en fonction de l'utilisation du sol et des paramètres de surface d'écoulement en appliquant des données d'intensité de pluie. Les paramètres de l'occupation du sol sont établis pour chaque sous-bassin dans le modèle afin d'établir le pourcentage de chaque type de surface de ruissellement. Les surfaces de ruissellement sont établies pour représenter chaque type d'occupation du sol, par exemple terrain commercial, résidentiel, unifamilial, etc. Les surfaces de ruissellement sont principalement configurées en établissant un type de volume de ruissellement et un modèle de routage. Dans le modèle, le volume de ruissellement est établi comme étant fixe et le coefficient de ruissellement est relié au type d'occupation du sol. Le modèle de routage est celui de Wallingford, qui se compose d'un double réservoir linéaire.

Les sous-bassins sont définis par la zone de chaque type de surface de ruissellement. Le débit temps pluie est généré en appliquant une pluie sur les sous-bassins. Chaque type de surface de ruissellement génère un débit selon les paramètres du modèle. Ce débit est ensuite injecté à un point du réseau dans le système de collecte.

Calibration du modèle

Pour que le modèle hydraulique soit un bon indicateur de débordement, il doit avoir une bonne correspondance avec le volume généré et le synchronisme des événements. La section suivante présente la méthode utilisée pour calibrer le modèle en utilisant les données recueillies à partir de la saison 2010.

Méthode

Les paramètres du modèle sont ajustés pour que les résultats simulés reflètent les données mesurées. Les critères utilisés pour évaluer la corrélation entre les deux sets de données sont :

- Le ratio du volume;
- La synchronicité de la réponse en temps de pluie.

Le volume généré de la réponse du ruissellement d'un événement de pluie est comparé entre le volume mesuré par les instruments et le volume simulé. Une bonne corrélation se situe autour de 20% pour la majorité des événements. De plus, la pointe du débit doit avoir lieu au même moment, avec la même forme d'ascension et de descente. Une appréciation plus qualitative évalue la correspondance générale de la forme de l'hydrogramme des deux ensembles de données.

Paramètres du modèle

La calibration est un processus itératif. Au départ, des valeurs théoriques basées sur la littérature scientifique sont utilisées pour la première simulation. Par la suite, les données mesurées sont comparées aux valeurs simulées. Si les critères d'évaluations sont respectés, les paramètres du modèle sont conservés. Sinon, les paramètres sont modifiés de façon à se rapprocher des critères d'une bonne modification. Ce cycle est répété jusqu'à ce que les résultats simulés représentent adéquatement les données mesurées.

Le Tableau A I-3 présente les paramètres qui ont été ajustés pour générer le débit temps sec et temps de pluie.

Tableau-A I-3 Paramètres du modèle

Type de débit	Paramètres	Impact
Débit sanitaire	Population équivalente par hectare	Ajustement du volume temps sec
	Courbe journalière	Courbe du débit temps sec
Ruissellement	Aire drainée effective	Volume temps de pluie
	Facteur de connectivité	Volume temps de pluie
	Coefficient de ruissellement	Volume temps de pluie
	Pente du terrain	Synchronisation de la pointe du débit
	Perte initiale	Synchronisation de la pointe du débit

Sélection des évènements

L'analyse de performance des instruments a démontré que les mesures de niveaux sont plus fiables et de meilleure qualité que les mesures de débit. Cela signifie qu'un plus grand échantillon de données de niveau est disponible. Le modèle hydraulique développé pour ce projet est une représentation grossière du réseau. Bien que toutes les structures hydrauliques sont présentes dans le modèle, elles ne sont pas représentées en détail avec toutes les dimensions et géométries, ce qui signifie que le modèle ne représente pas adéquatement les niveaux d'eau. Pour cette raison, seulement les débits sont utilisés pour calibrer les bassins versants.

De plus, certaines données de débit mesurées n'étaient pas bonne qualité. Pour cette raison, ces données jugées inadéquates n'ont pas été utilisées pour la calibration du modèle. Les données ont été validées en utilisant des nuages de points de la relation vitesse-hauteur du débit pour chaque évènement. Cette simple validation a permis de rejeter trois sites, car les débitmètres à ces sites donnaient des lectures de vitesse erronées.

Le deuxième critère de validation est la validité de la mesure. Pour certains sites, les données mesurées étaient complètement erronées, soit donnant des débits négatifs ou n'étant pas transmise dans la bonne échelle.

Calibration temps sec

Le débit temps sec est un élément important qui doit être calibré pour chaque bassin. Un échantillon de quatre journées de temps sec précédé par au moins deux jours sans précipitations a été utilisé lors de la calibration. Les évènements choisis représentent différentes conditions de saturation du sol et de niveau de rivière. Le temps sec a été calibré en utilisant une courbe de pointe journalière pour les journées de semaine et une pour les jours de fin de semaine. Globalement, la calibration des bassins pour le temps sec satisfait le critère de 20% de différence entre le simuler et le mesurer.

Lorsque le débit temps sec mesuré est comparé à d'autres débit témoin, tel que le temps sec théorique et le débit pompé provenant des stations de pompage du débit intercepté, les

résultats divergent. Effectivement, certains sites ont un débit mesuré supérieur à celui anticipé tandis que d'autres sites ont un débit largement inférieur. Cette différence peut être expliquée par le fait que les débits pompés sont aussi mesurés par des instruments dont on ne connaît pas le calendrier d'entretien et ne sont pas calibrés de façon standard. La différence entre ces débits requiert une investigation plus profonde pour en identifier les causes. Cependant, les débits mesurés qui correspondent dans un intervalle de confiance de 20% aux débits pompés et ceux théoriques sont jugés comme étant acceptables. Là où les débits théoriques diffèrent de plus de 20% sur le temps sec moyen des débits pompés mesurés, les débits théoriques sont considérés comme étant la vraie valeur de référence.

Calibration temps de pluie

La calibration du modèle est basée sur les débits entrants en amont de l'interception. C'est-à-dire que seulement la mesure des débits mètres situés en amont du régulateur est utilisée pour calibrer les débits générés par le modèle. Initialement, la calibration en temps de pluie devait être exécutée avec huit événements. Par ailleurs, lors de la validation des données mesurées, beaucoup d'événements ont été disqualifiés. Pour cette raison, douze événements de pluie ont été sélectionnés pour avoir un échantillon plus complet.

Le critère de volume de 20% en moyenne est respecté pour tous les sites. Le modèle a été calibré pour le temps de pluie en vue d'obtenir la meilleure corrélation entre les débits amont mesurés et simulés. Le Tableau A I-4 présente les coefficients de ruissellement obtenus pour chaque bassin calibré.

Tableau-A I-4 Coefficient d'imperméabilité des bassins du modèle

Sites	Coefficients de ruissellement modélisés
A	0,66
D	0,50
J	0,72
T	0,45

ANNEXE II

FIGURES ET TABLEAUX DE RÉSULTATS CHAPITRE 3

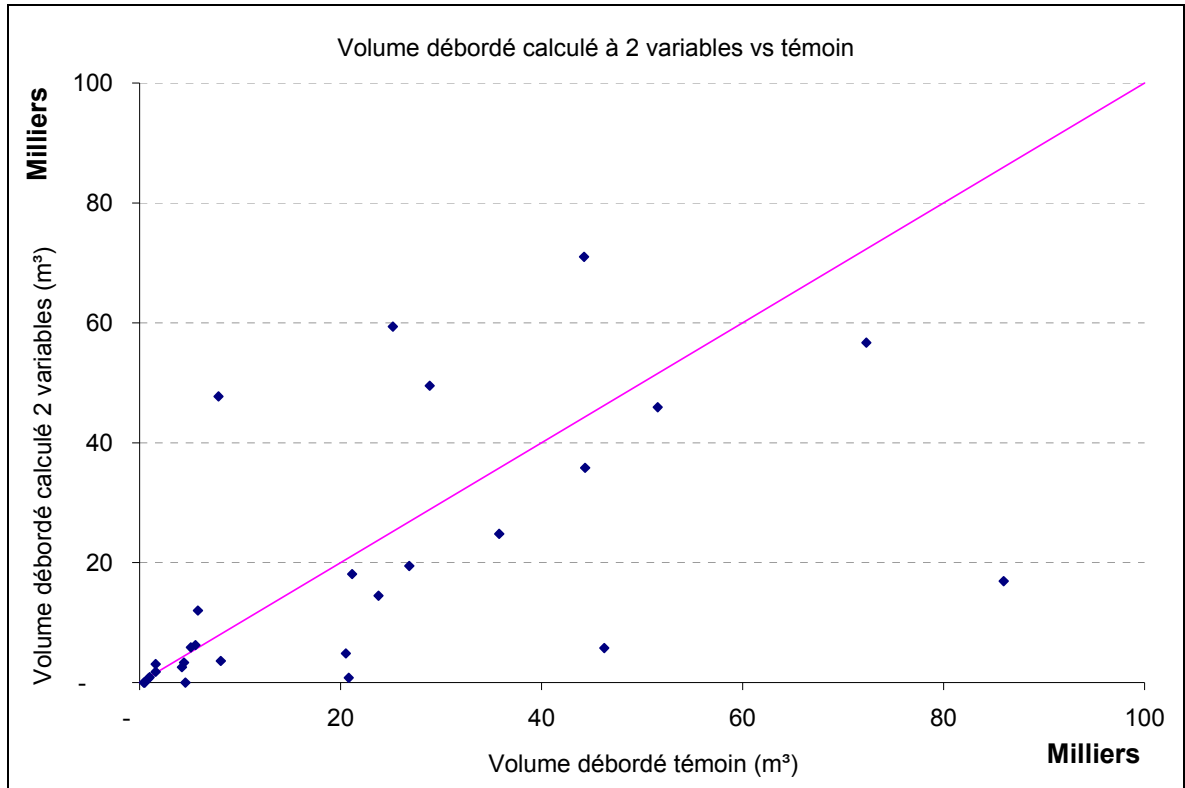


Figure-A II-1 Volume débordé calculé vs témoin

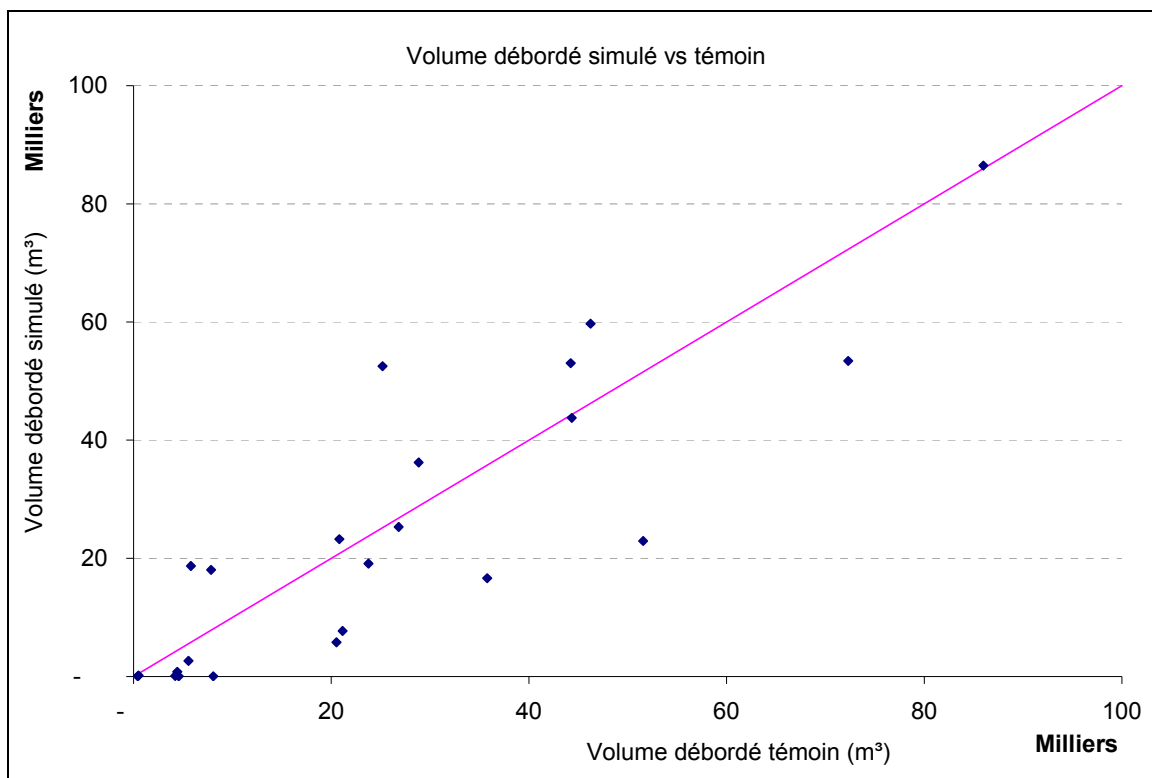


Figure-A II-2 Volume débordé simulé vs témoin

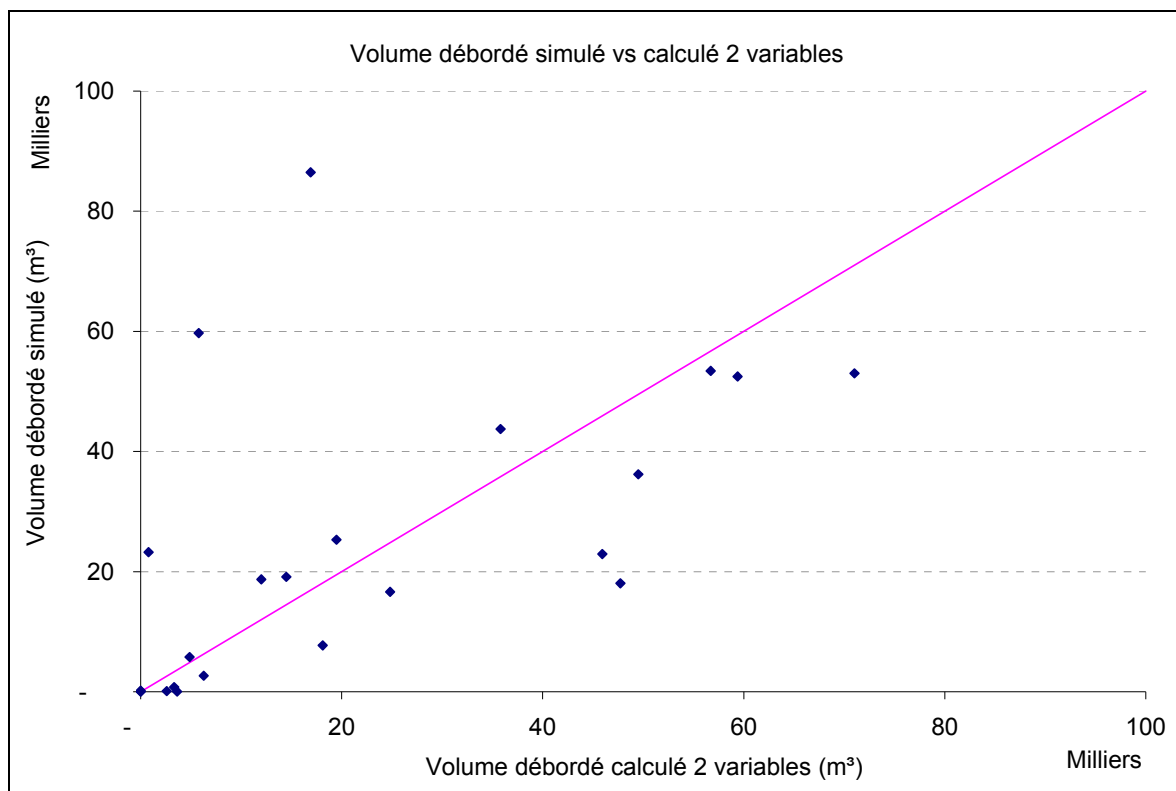


Figure-A II-3 Volume débordé simulé vs calculé

ANNEXE III

FIGURES POUR DISCUSSION CHAPITRE 4

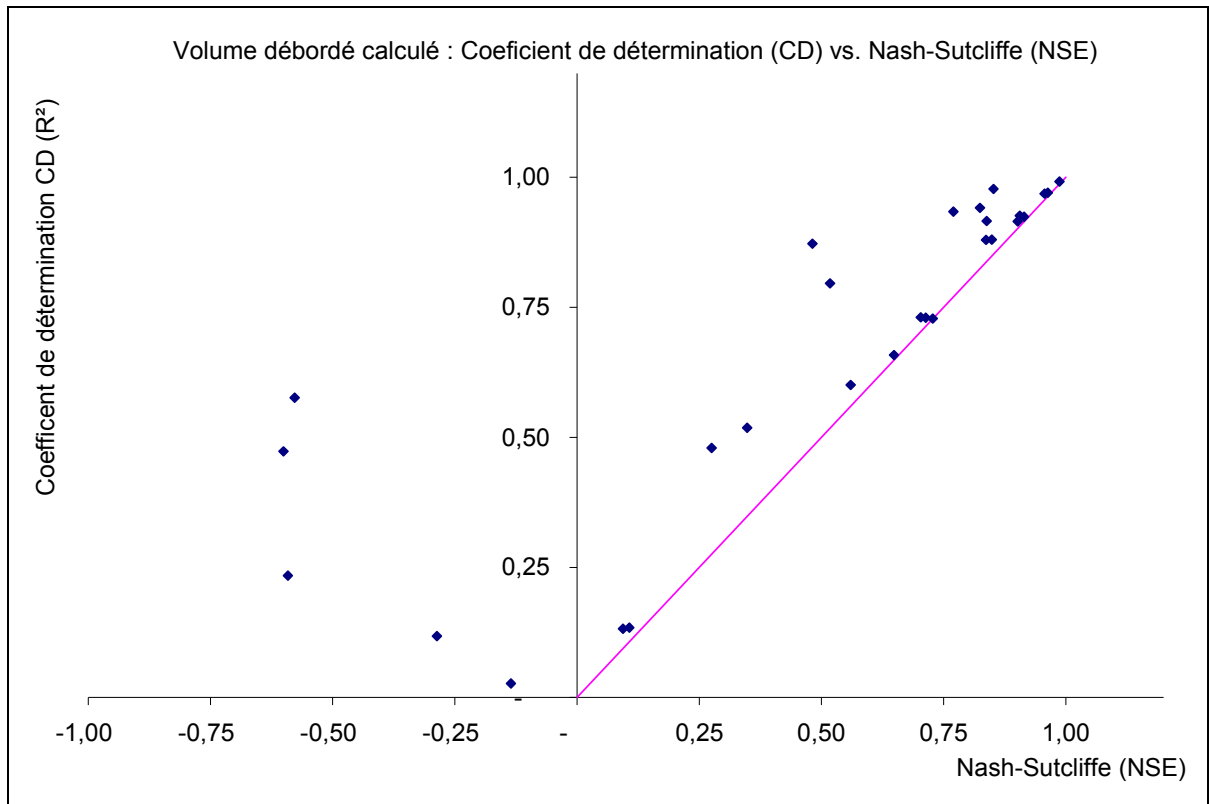


Figure-A III-4 Volume débordé calculé : Coefficient de détermination (CD) vs. Nash-Sutcliffe (NSE)

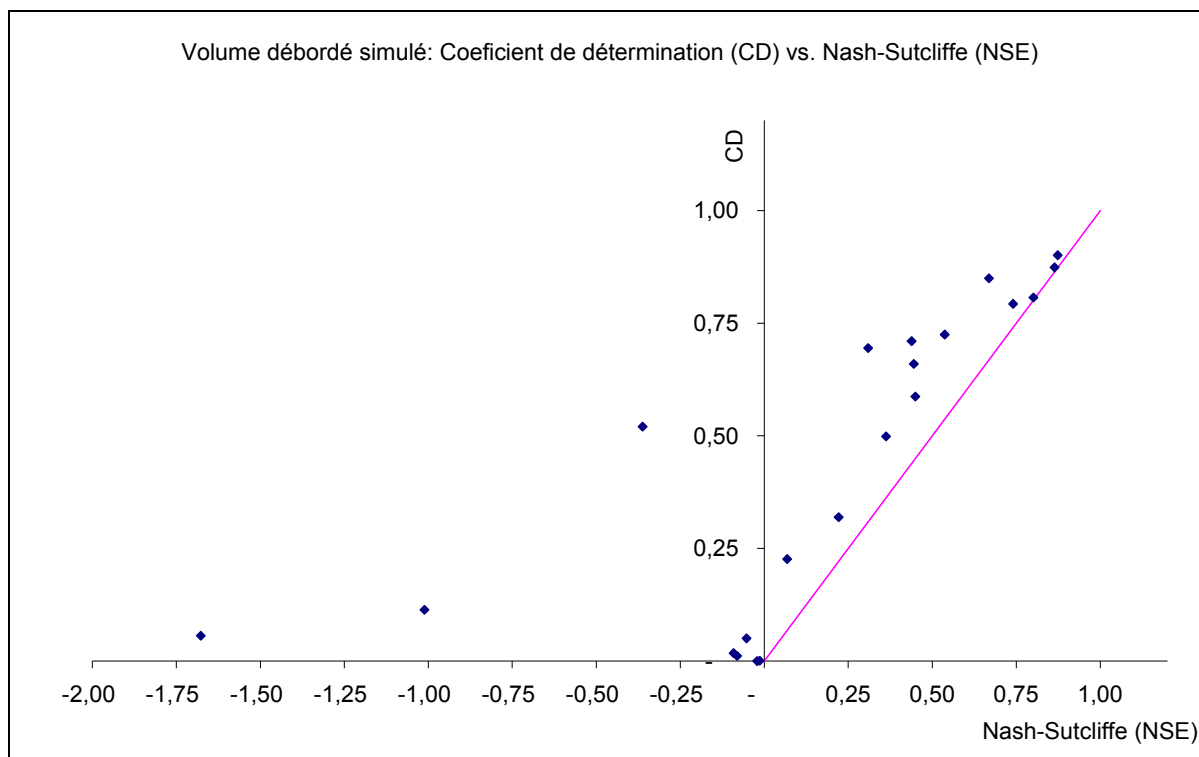


Figure-A III-5 Volume débordé simulé: Coefficient de détermination (CD) vs. Nash-Sutcliffe (NSE)

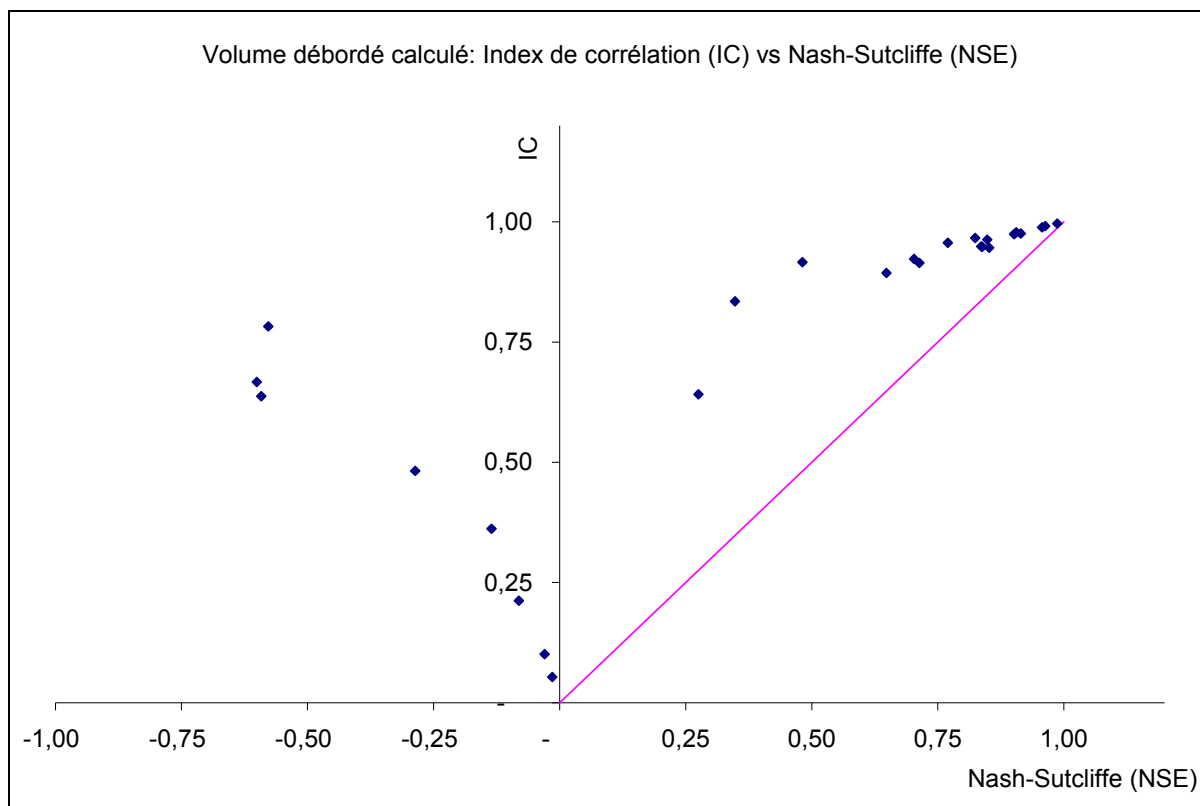


Figure-A III-6 Volume débordé calculé: Index de corrélation (IC) vs Nash-Sutcliffe (NSE)

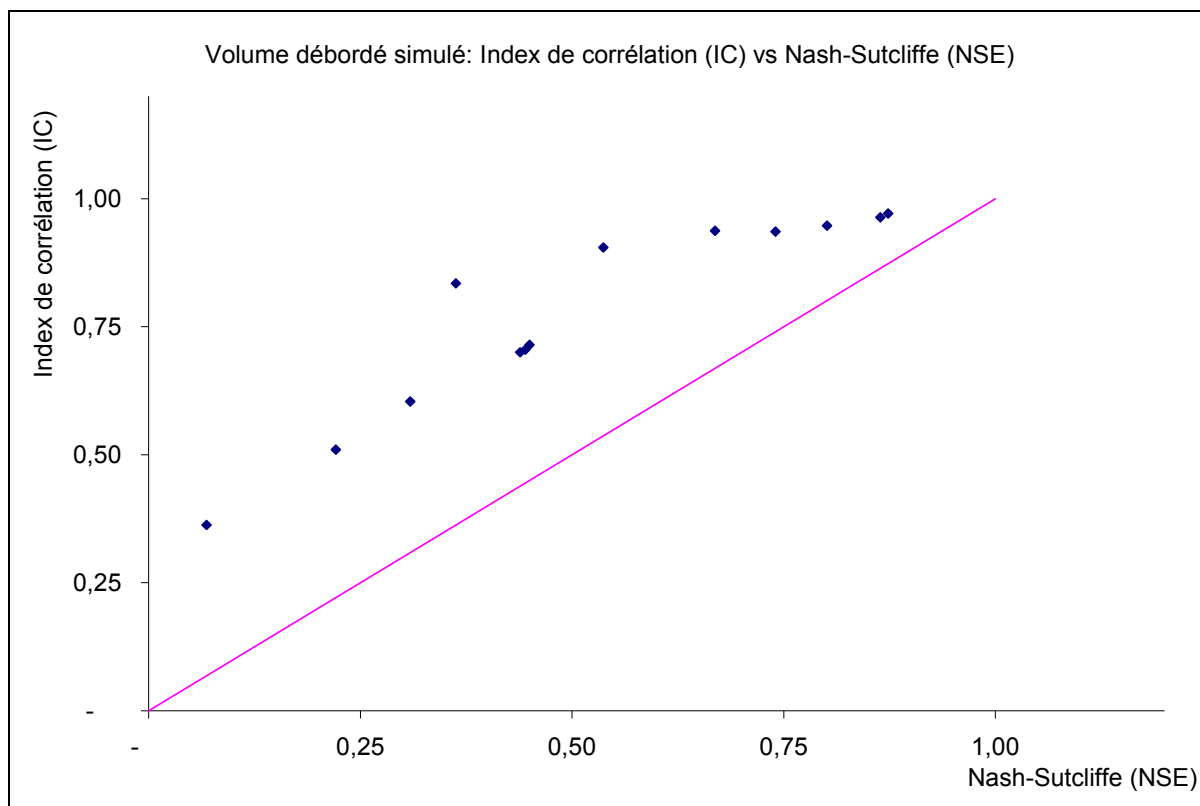


Figure-A III-7 Volume débordé simulé: Index de corrélation (IC) vs Nash-Sutcliffe (NSE)

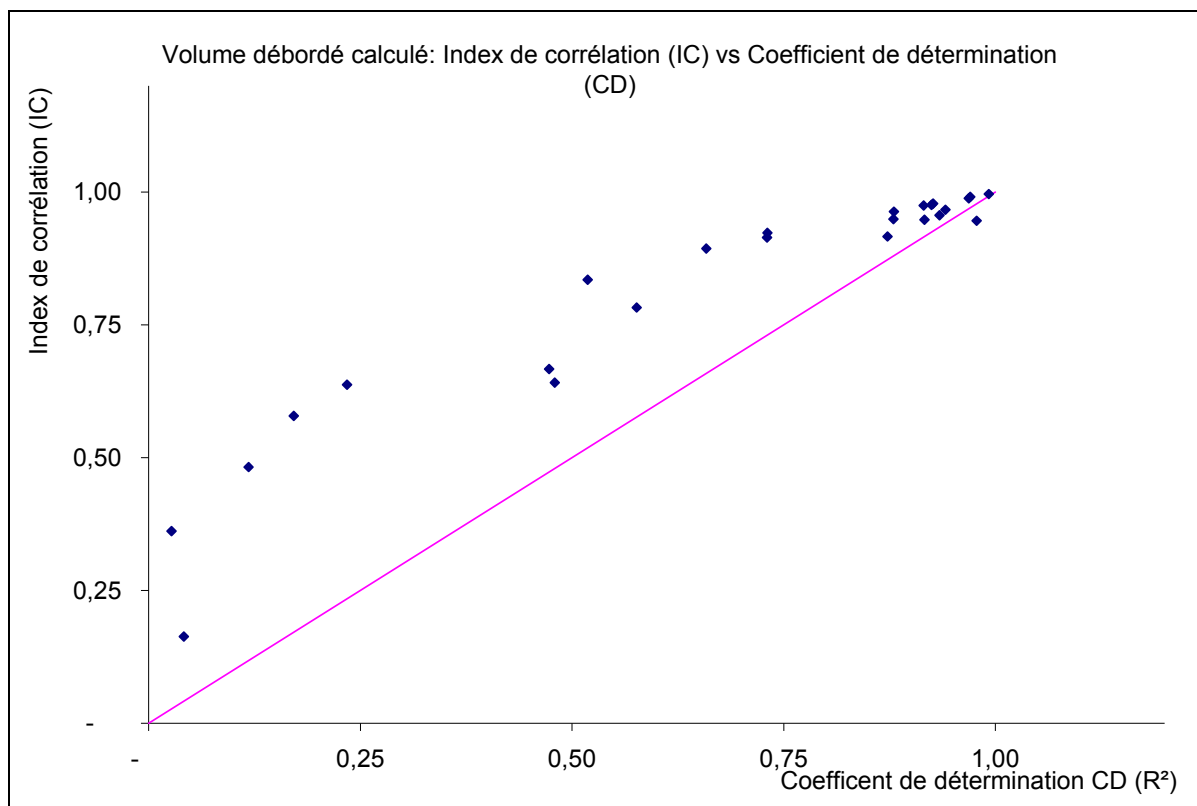


Figure-A III-8 Volume débordé calculé: Index de corrélation (IC) vs Coefficient de détermination (CD)

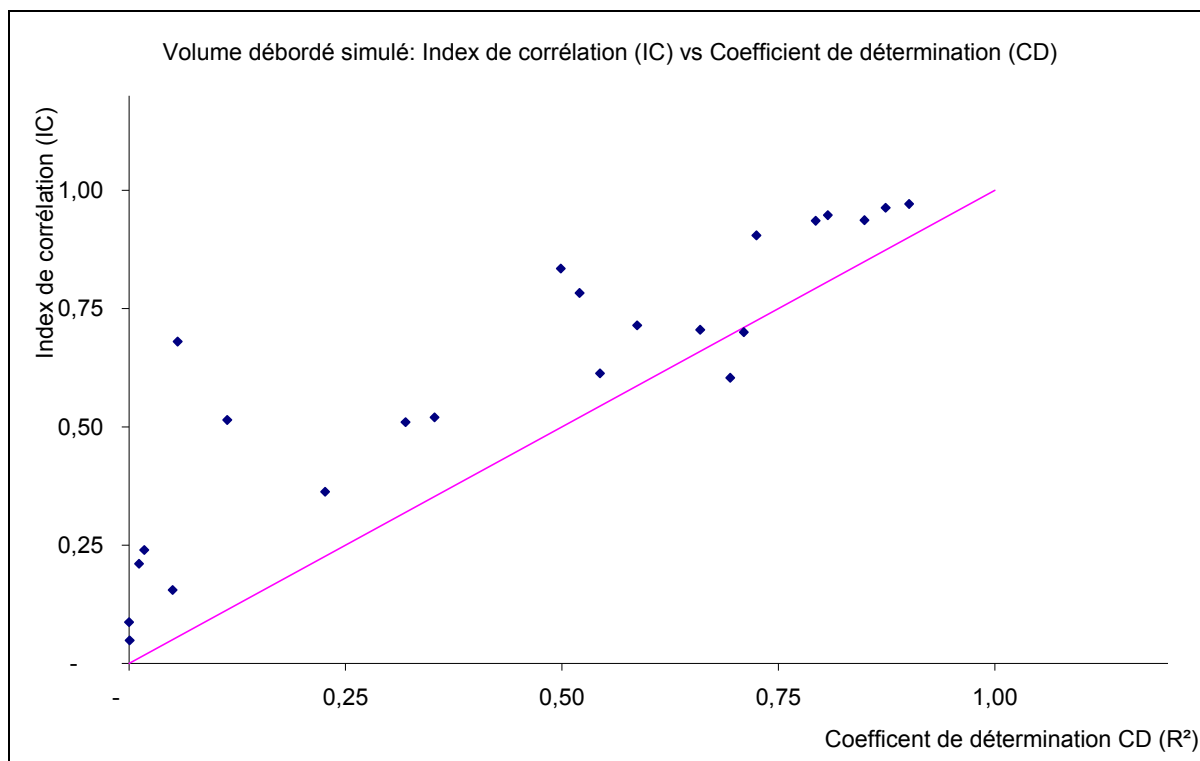


Figure-A III-9 Volume débordé simulé: Index de corrélation (IC) vs Coefficient de détermination (CD)

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Akgiray, O. (2005). Explicit solutions of the Manning equation for partially filled circular pipes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32 (Copyright 2007, The Institution of Engineering and Technology), 490-499.
- Burrows, R., Ockleston, G. A. et Ali, K. H. M. (1997). Flow estimation from flap-gate monitoring. *Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management*, 11(Compendex), 346-356.
- Charron, A. (1995). *Guide de modélisation en hydrologie urbaine*. Montréal: Rapport 2RP4.
- Davis, J. (2005). Understanding flowmeter specification. *Water and Wastes Digest*, 45 (Compendex).
- Engel, B., Storm, D., White, M., Arnold, J. et Arabi, M. (2007). A hydrologic/water quality model application protocol. *Journal of the American Water Resources Association*, 43(Compendex), 1223-1226.
- Environnement Canada (2009), Canada-wide Strategy for the Management of Municipal Wastewater Effluent.
- Environnement Canada (2007), Proposed Regulatory Framework for Wastewater: Consultation Document, Page en ligne. http://www.ec.gc.ca/eu-ww/9F3404CF-02D3-471E-976A-4CCC6B1C3C2F/EC_Proposed_Regulatory_Framework_En.pdf. Consulté le 20 novembre 2011.
- Environmental Protection Agency, (2003). *ETV Joint Verification Statement: Area/Velocity Flow Monitors*. Huntsville, Ontario, Canada.
- EPA (2004). *Illustration of a combined sewer system*. Page en ligne. http://www.epa.gov/npdes/pubs/csossoRTC2004_chapter02.pdf. Consulté en date du 10 mai 2011.
- EPA (1995), Combined Sewer Overflows: Guidance for Nine Minimum Controls (1995).
- EPA (1999), Combined Sewer Overflows: Guidance for monitoring and modeling (1999).
- Haan, C. T., Allred, B., Storm, D. E., Sabbagh, G. J., et Prabhu, S. (1995). Statistical procedure for evaluating hydrologic/water quality models. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 38 (Compendex), 725-733.

- Harmel, D. R. et Smith, P. K. (2007). Consideration of measurement uncertainty in the evaluation of goodness-of-fit in hydrologic and water quality modeling. *Journal of Hydrology*, 337(Compendex), 326-336.
- Harmel, R. D., Cooper, R. J., Slade, R. M., Haney, R. L. et Arnold, J. G. (2006). Cumulative uncertainty in measured streamflow and water quality data for small watersheds. *Transactions of the ASABE*, 49 (Compendex), 689-701.
- Hopkins, J. N. N. (2007). The Cloaca Maxima and the Monumental Manipulation of Water in Archaic Rome. *The Waters of Rome*, (4), 1-15
- Hughes, A. W. et Longair, I. M. (1996). *Improvement of accuracy in large sewer mean flow measurements using an array of Doppler transducers*. Paper presented at the Proceedings of the IEE Colloquium on Advances in Sensors for Fluid Flow Measurements, April 18, 1996 - April 18, 1996, London, UK.
- Legates, D. R. et McCabe Jr, G. J. (1999). Evaluating the use of 'goodness-of-fit' measures in hydrologic and hydroclimatic model validation. *Water Resources Research*, 35(Compendex), 233-241.
- MAMROT (2000), Suivi des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux.
- Marseille, S. d. E. d. r. d. (2011). L'assainissement à Marseille. Page en ligne. <http://www.seram-marseille.fr/presentation/>, Consulté le 10 juin 2011.
- Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel, R. D. et Veith, T. L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the ASABE*, 50(Compendex), 885-900.
- Nash, J. E. et Sutcliffe, J. V. (1970). RIVER FLOW FORECASTING THROUGH CONCEPTUAL MODELS-PT 1. *Journal of Hydrology*, 10(Compendex), 282-290.
- Neppel, L., Desbordes, M. et Masson, J. M. (1998). Influence of the evolution of a daily rain gauge network on the observation of the rainy surfaces according to their area, *Revue des Sciences de l'Eau*, 11 (Compendex), 43-60.
- Pebesma, E. J., Switzer, P. et Loague, K. (2005). Error analysis for the evaluation of model performance: rainfall-runoff event time series data. *Hydrological Processes*, 19(Copyright 2006, The Institution of Engineering and Technology), 1529-1548.
- Santhi, C., Arnold, J. G., Williams, J. R., Hauck, L. M. et Dugas, W. A. (2001). Application of a watershed model to evaluate management effects on point and nonpoint source pollution. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 44(Compendex), 1559-1570.

- Schilling, W. et Fuchs, L. (1986). ERRORS IN STORMWATER MODELING - A QUANTITATIVE ASSESSMENT. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112 (Compendex), 111-123.
- Singh, V. P. et Woolhiser, D. A. (2003). *Mathematical Modeling of Watershed Hydrology*. Paper presented at the Perspectives in Civil Engineering: Commemorating the 150th Anniversary of the ASCE.
- Souer, C., Hubka, J., Chang, G. et Stecher, S. (1994). *Methods for assessing urban storm water pollution*. Paper presented at the Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Stormwater NPDES Related Monitoring Needs, August 7, 1994 - August 12, 1994.
- Thévénot, D. R. (1992). Pollution des eaux pluviales urbaines : origine, niveaux et mobilité des polluants. *Formation continue ENPC*, 13.
- Tullis, B. P., Young, J. C. et Chandler, M. A. (2007). Head-discharge relationships for submerged Labyrinth Weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(Compendex), 248-254.
- Van Liew, M. W. et Garbrecht, J. (2003). Hydrologic simulation of the Little Washita River experimental watershed using SWAT. *Journal of the American Water Resources Association*, 39(Compendex), 413-426.
- Willmott, C. J., Ackleson, S. G. et Davis, R. (1985, 20 septembre, 1985). Statistics for the Evaluation and Comparaison of Models. *Journal of Geophysical Research*, p. 9005.