

**Université du Québec
INRS, Centre Eau Terre Environnement**

**ANALYSE DE LA RÉPONSE HYDROLOGIQUE LORS DE PLUIES
INTENSES : CAS D'APPLICATION DU BASSIN DE DRAINAGE DU
COLLECTEUR DE LA SAVANE (VILLE DE QUÉBEC)**

Par
Jihène Zaiem
Mémoire présenté pour l'obtention du grade de
Maître en sciences

Jury d'évaluation

Examineur externe	Musandji Fuamba École Polytechnique de Montréal
Examineur interne	Alain Mailhot INRS - Eau Terre Environnement
Directrice de recherche	Sophie Duchesne INRS - Eau Terre Environnement

Mai 2012

Résumé

En milieu urbain, lors d'évènements pluvieux intenses, la surcharge des réseaux de drainage souterrains peut provoquer des inondations en surface. Lors de tels événements, les interactions entre l'écoulement de surface et l'écoulement en conduites deviennent parfois importantes. C'est dans ce contexte que nous nous sommes intéressés à comprendre le comportement des modèles d'hydrologie/hydraulique urbaine lors d'évènements pluvieux intenses. Ce mémoire présente, en premier lieu, une revue de littérature expliquant comment les modèles actuels représentent les cas de surcharge et d'inondation ainsi que les interactions entre les écoulements en conduites et en surface. Cette étude s'est ensuite intéressée à l'analyse de la capacité du modèle SWMM5, largement utilisé en hydrologie/hydraulique urbaine, à reproduire le comportement du réseau de drainage du collecteur de la Savane (dans la Ville de Québec) lors de pluies intenses. Cette analyse a montré que le modèle SWMM5, malgré qu'il n'ait pas été calé avec des pluies intenses, a donné de bons résultats en matière de reproduction des élévations d'eau atteintes en surface lors des inondations, sauf pour un évènement plus long ayant probablement conduit à la saturation des sols du bassin de drainage. Cependant, le modèle a montré certaines limites au niveau de la représentation des étendues des zones inondées, puisqu'il a souvent surestimé l'étendue des inondations pour les cas de pluies analysées.

Pour bien comprendre ce qui s'est réellement passé au moment d'un évènement pluvieux particulier dans une zone urbaine, on doit certes disposer d'un modèle adéquat, mais aussi de données de pluie représentatives. C'est pourquoi cette étude s'est intéressée, par la suite, à analyser la donnée de pluie sous plusieurs angles, afin de comprendre comment la pluie agit sur la réponse des réseaux de drainage. On a tout d'abord examiné la relation entre les pluies mesurées en différents pluviomètres en analysant la corrélation spatiale des maximums de pluie à l'échelle des évènements pour le réseau de pluviomètres de la Ville de Québec. Cette analyse a montré que les maxima de pluie mesurés pour diverses durées au cours d'un même évènement sont souvent peu corrélés à ceux mesurés quelques kilomètres plus loin. Par conséquent, il faut demeurer prudent lorsqu'on utilise des données de pluie provenant d'une station de mesure éloignée d'un bassin de drainage donné si l'on souhaite comprendre ce qui s'est réellement passé sur ce bassin lors d'un évènement particulier. Par la suite, l'impact de la donnée de pluie sur la réponse d'un réseau de drainage a été évalué en utilisant comme

données d'entrée au modèle SWMM5, pour le secteur du collecteur de la Savane (Ville de Québec), les mesures de deux pluviomètres situés de part et d'autre de ce secteur et séparés d'une distance de 3,3 km. La pluie a ainsi été analysée en tant que « séries d'événements de pluie » pour considérer à la fois l'effet de la hauteur totale de pluie enregistrée et de la forme de l'hyétogramme sur la réponse du réseau. Cette analyse a d'abord été effectuée avec tous les événements pluvieux enregistrés lors des étés 2004 à 2010 puis, par la suite, avec les dix pluies les plus intenses sur une durée équivalente au temps de concentration du réseau à l'étude (30 minutes). Cette analyse a montré que, même à petite échelle, la structure spatiale de la pluie induit des disparités au niveau de la réponse hydrologique et hydraulique du réseau. Ces disparités ont été évaluées par certains critères de surcharge et d'inondations, tels que le nombre de nœuds surchargés et inondés, la durée de surcharge et d'inondation, etc. Ces analyses nous ont permis de constater que la réponse du réseau, lors d'un événement donné, peut parfois être très différente si l'on utilise les données de pluie provenant de deux stations différentes, séparées de 3,3 km seulement. Ces écarts sont d'autant plus prononcés dans le cas des événements intenses. Cette analyse vient appuyer les conclusions de la partie précédente du mémoire et confirme la nécessité d'avoir un réseau de pluviomètres dense afin de pouvoir représenter et comprendre, au mieux, la réponse d'un réseau de drainage à la suite d'un événement pluvieux ayant causé des problèmes de refoulement et/ou d'inondations.

Abstract

In urban areas, during intense rainfall events, the surcharges in the drainage network can cause surface flooding. When this occurs, sometimes the interaction between surface runoff and underground network flows becomes important. In this context, we are interested in the behaviour of hydrology/hydraulic models during intense rainfall events. This study presents, in its first part, a literature review concerning the representation of intense rainfall events in current models, including surcharge and flooding as well as interactions between flows in the sewer and in the street. The study examines, afterwards, the ability of the SWMM5 model, which is widely used in modelling of urban hydraulic and hydrology, to reproduce what happens during heavy rain events. This model was chosen to analyze the drainage network response of the La Savane Collector (in Quebec City). This analysis showed that the SWMM model, despite the fact it was not calibrated using heavy rainfall events, gave good results in terms of reproduction of surface runoff elevations during the floods, except for one long event which probably caused the saturation of soils. However, SWMM5 has shown some limitations in the representation of flooded areas, which were often overestimated.

In order to understand what really happened when a particular rain event occurred in an urban area, we must certainly have a good model, but also rainfall data that adequately represents reality. Consequently, we afterwards analyzed the rain data from several angles, to understand how it affects the drainage network response. We began by studying the relationship between rainfall data measured at different gauges by analyzing the spatial correlation of maximum rainfall, for different durations, at the scale of events for the Quebec City rain gauge network. This analysis showed that the maximum rainfall measured over various periods during the same event has often a low correlation with the one measured a few kilometers away. Therefore, we must remain careful when using rainfall data from a rain gage that is far from our drainage basin in order to understand what really happened in this area during a particular rain event. After that, the impact of rainfall data on the drainage network response was evaluated using, as input to the SWMM5 model for the La Savane Collector drainage network (in Quebec City), the measurements of two rain gauges located on both sides of this network and separated by a distance of 3.3 km.

The rain was analyzed as a rainfall series to consider the effect of the total height and of the shape of the hyetograph on the network response. This analysis was conducted first with all the rainfall events recorded during the summers from 2004 to 2010 and then, with the ten most intense rainfall events over a period equivalent to the network response time (30 minutes). This analysis showed that, even on a small scale, the spatial variation of the rain induced disparities in the drainage network response. The disparities were evaluated according to some surcharge and flood criteria, such as the number of surcharged and flooded nodes, the duration of surcharge and flood, etc. These analyses have shown that the response of the network, for a particular rain event, can sometimes be very different if we use the rainfall data from two different stations, separated by only 3.3 km. These differences are most important in the case of intense rainfall events. This study supports the conclusions of the previous part of the thesis and confirms the need for a dense rain gauge network in order to better represent and understand the response of a drainage system during a storm event that caused surcharge and/or flooding problems.

Remerciements

Je tiens à remercier infiniment ma directrice de recherche, professeure Sophie Duchesne, d'abord pour m'avoir accueillie au sein de son équipe de travail à l'INRS-ETE ainsi que pour sa méthode d'encadrement, ses précieuses suggestions et ses généreux conseils. Je remercie également tous les membres de l'équipe d'hydrologie urbaine à l'INRS, à savoir Nabila Bouzida, Samuel Bolduc, Guillaume Talbot, Cassandra Bouchard et Babacar Toumbou pour leur aide et conseils. Je remercie également le professeur Alain Mailhot, qui est à la fois directeur du programme de maîtrise en sciences de l'eau à l'INRS et professeur au sein de l'équipe de recherche d'hydrologie urbaine, pour ses précieux conseils.

Merci à Geneviève Pelletier, professeure au département de génie civil de l'Université Laval et Nathalie Jolicoeur, ingénieure chez BPR.

Je tiens également à remercier Jean Bédard et Boris Salou, de la Ville de Québec, pour leur aide et leur disponibilité, et pour toutes les données qui nous ont été fournies.

Merci à tout le personnel de l'INRS-ETE pour leur généreux accueil, à savoir le personnel du service aux étudiants, le personnel de la réception et de l'administration, le personnel du service informatique et de la bibliothèque, les professeurs et chercheurs ainsi que toutes les personnes qui ont contribué à instaurer d'excellentes conditions de travail au sein de l'INRS-ETE.

Merci à tous mes amis : Najib M'hamdi, Naceur M'hamdi, Mohamed Aymen Ben Aissia, Jihen Ben Khaled, Hamdi Ben Ammar, Sabrine Metahni, Sara Magdouli et Mariem Fadhlaoui, pour leur soutien, sans oublier mes amis du bureau : Simon Lachance-Cloutier, Simon Perrault, Hind El Housni, Sandra Proulx-McInnis et Stéphanie Bleau, auxquels je souhaite une très bonne continuation.

Finalement je dédie ce travail à mes parents, ma famille, mon neveu Nanna et mes nièces Lina et Doudi.

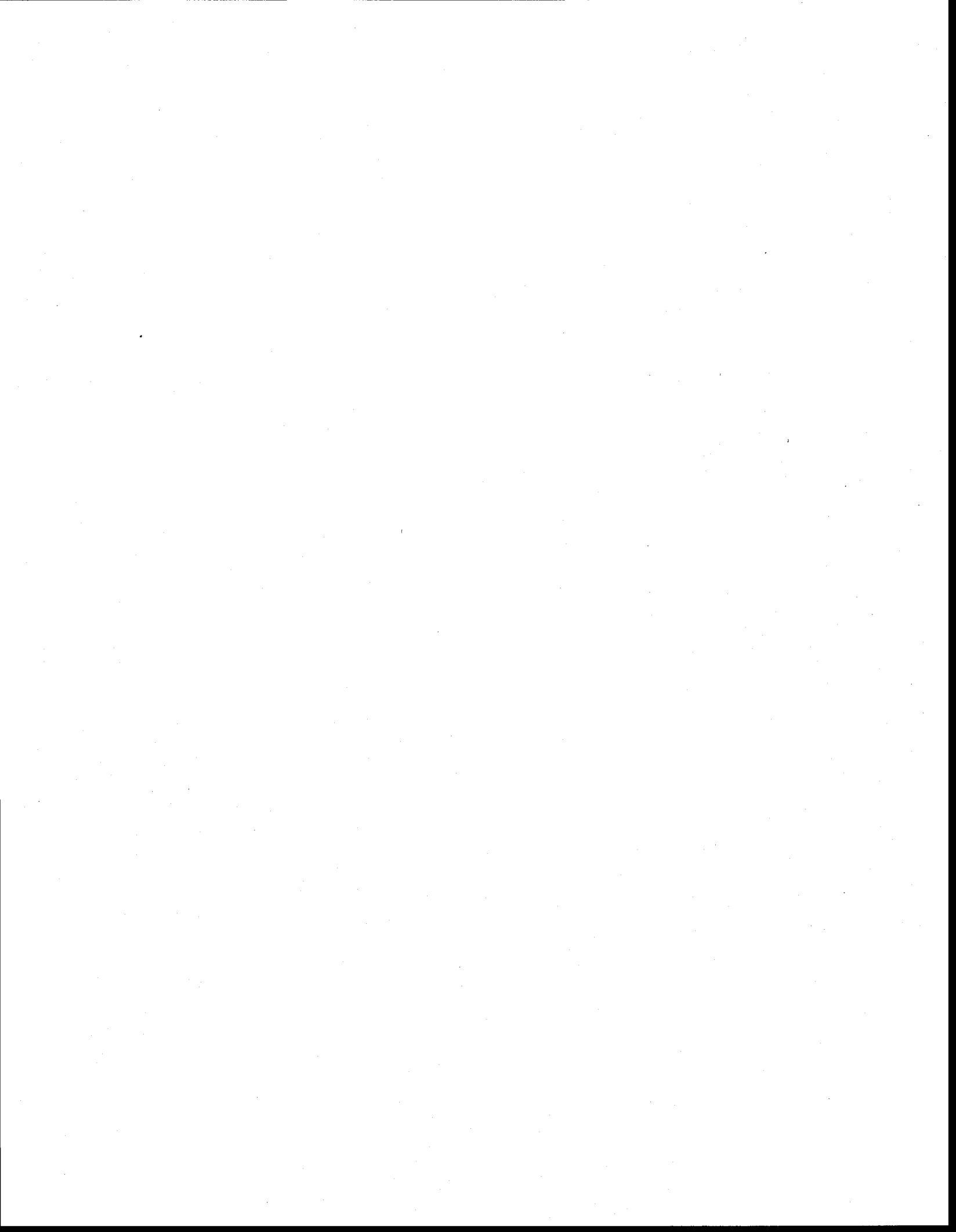


TABLE DES MATIÈRES

1.	Introduction	1
2.	Revue de littérature.....	3
2.1	Surcharge des réseaux de drainage urbain et inondations en milieu urbain	3
2.2	Modélisation de l'hydrologie et de l'hydraulique des réseaux de drainage urbain.....	4
2.2.1	Le double drainage.....	5
2.2.2	Exemples de modèles utilisés en hydrologie urbaine.....	8
2.2.2.1	SWMM5.....	8
2.2.2.2	MOUSE	12
2.2.2.3	SIPSON.....	13
2.2.2.4	RisUrSim	17
2.2.3	Synthèse de la revue des modèles.....	19
2.3	Caractérisation statistique de la distribution spatiale des pluies.....	20
2.3.1	Corrélation spatiale.....	21
3.	Cas d'application.....	23
3.1	Réseau de drainage du collecteur de la Savane.....	23
3.2	Stations pluviométriques d'intérêt et données pluviométriques disponibles	28
4.	Étude de la performance du modèle SWMM5 : comparaison de l'ampleur et de l'étendue des inondations simulées et observées suite à des pluies intenses	31
4.1	Méthodologie	31
4.2	Récupération des données.....	32
4.2.1	Caractérisation des données de pluie choisies	33
4.3	Résultats et discussions	36
4.3.1	Comparaison des étendues et des élévations d'eau simulées avec les données de terrain	36
4.4	Conclusion	45

5. Caractérisation statistique de la distribution spatiale des pluies enregistrées par le réseau de pluviomètres de la Ville de Québec.....	49
5.1 Analyse des corrélations spatiales des maximums de pluie sur différentes durées à l'échelle des évènements	50
5.1.1 Méthodologie	50
5.1.2 Résultats et discussion	54
5.2 Analyse des corrélations spatiales des maximums annuels de pluie	60
5.2.1 Méthodologie	61
5.2.2 Résultats et discussion	61
5.3 Conclusion	64
6. Impact de la distribution spatiale de la donnée de pluie sur les résultats de simulation de SWMM5.....	67
6.1 Simulation de tous les évènements pluvieux de 2004 à 2010	68
6.1.1 Méthodologie	68
6.1.2 Présentation des résultats et discussion	71
6.1.3 Synthèse des résultats	77
6.2 Simulation des évènements pluvieux les plus intenses sur le temps de concentration du réseau.....	77
6.2.1 Caractérisation des pluies	78
6.2.2 Résultats et discussion	79
6.3 Conclusion	82
7. Conclusion générale	83
8. Références bibliographiques.....	85
9. ANNEXE 1 : Équations de base du modèle SWMM en régime d'écoulement à surface libre et du modèle MOUSE	89
10. ANNEXE 2 : Représentation de l'interaction réseau mineur/réseau majeur par le modèle SIPSON.....	93
11. ANNEXE 3 : Deuxième approche du modèle RisUrSim.....	97

12. ANNEXE 4 : Détails de la modélisation faite par la Ville de Québec du réseau du collecteur de la Savane.....	99
13. ANNEXE 5A : Sélection des stations pluviométriques : données manquantes par station.....	101
14. ANNEXE 5B : Distances entre les différentes stations analysées	103
15. ANNEXE 6 : Affectation des stations pluviométriques aux sous-bassins par la méthode des polygones de Thiessen.....	105
16. ANNEXE 7 : Résultats de l'analyse de l'impact de la distribution spatiale de la pluie sur les résultats de simulation de SWMM5	109

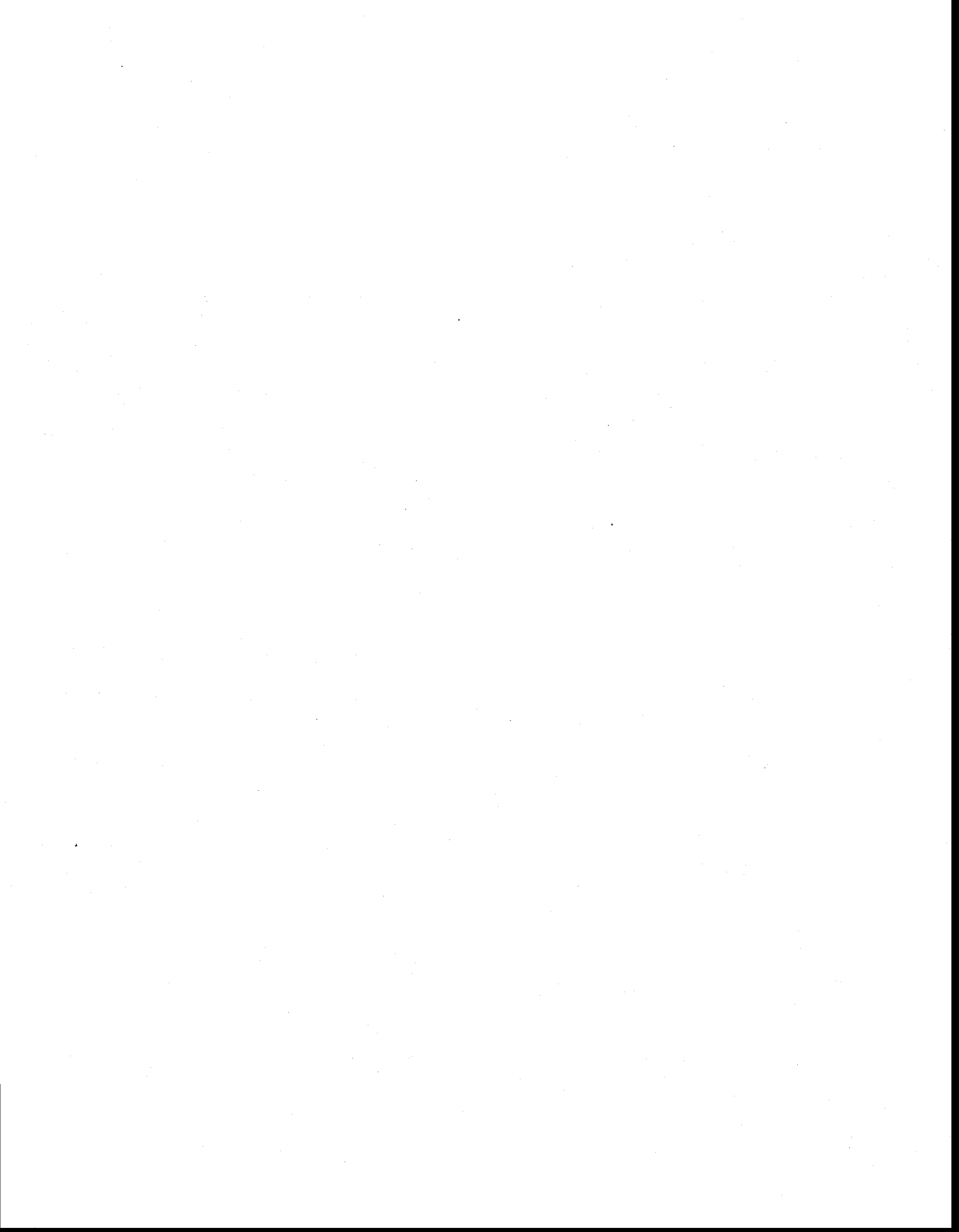


LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Représentation de la liaison entre le réseau mineur et le réseau majeur : la figure (a) correspond à une vue d'ensemble (en plan) d'une partie du réseau mineur et majeur et la figure (b) représente un zoom sur un exemple d'une paire de nœuds (mineur et majeur) qui interagissent entre eux (tiré de DJORDJEVIĆ <i>et al.</i> , 2005).	14
Figure 2.2 : Schématisation d'un seuil (1 ^{er} cas) (tiré de DJORDJEVIĆ <i>et al.</i> , 2005).	15
Figure 2.3 : Schématisation d'un orifice (2 ^e cas) (tiré de DJORDJEVIĆ <i>et al.</i> , 2005).	16
Figure 2.4 : Schématisation d'un orifice (3 ^e cas) (tiré de DJORDJEVIĆ <i>et al.</i> , 2005).	16
Figure 3.1 : État du secteur en 1948 (le ruisseau traverse tout le secteur; BÉDARD <i>et al.</i> , 2010).	24
Figure 3.2 : Schématisation du drainage d'eau vers le parc Lyonnais.	25
Figure 3.3 : Schématisation du système de drainage vers le parc Lyonnais (A) et vidange d'eau dans le collecteur (B).	26
Figure 3.4 : Circulation d'eau vers le bassin : les traces de la force de la pluie (A) et aménagement pour protéger le stationnement en face du terrain de baseball adjacent au parc (B).	26
Figure 3.5 : Modélisation du réseau de drainage du collecteur de la Savane par la Ville de Québec (dans PCSWMM; BÉDARD <i>et al.</i> , 2010).	28
Figure 3.6 : Présentation du secteur d'étude, délimité par la ligne verte, et des deux pluviomètres 910 et 920 (BÉDARD <i>et al.</i> , 2010).	29
Figure 4.1 : Localisation des pluviomètres des quatre évènements intenses étudiés (la zone en bleu correspond au réseau de drainage à l'étude).	33
Figure 4.2 : Hyétogrammes des pluies étudiées.	35
Figure 4.3 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 août 1993 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation (seuls les nœuds inondés sont représentés).	37
Figure 4.4 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 août 1993 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.	38
Figure 4.5 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 au 3 juillet 1997 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.	40
Figure 4.6 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 au 3 juillet 1997 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.	41
Figure 4.7 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 10 au 11 août 1998 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.	42

Figure 4.8 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 10 au 11 août 1998 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.	43
Figure 4.9 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 27 juillet 2009 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.	44
Figure 4.10 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 27 juillet 2009 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.	44
Figure 5.1 : Carte des stations pluviométriques de la Ville de Québec (adaptée d'une carte fournie par la Ville de Québec) représentant l'affectation de différentes zones à chacune des stations selon la méthode des polygones de Thiessen (zones délimitées en rouge).	51
Figure 5.2 : Coefficients de corrélation des maximums de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 5, 10, 15, 30 min., 1 et 2 heures).	54
Figure 5.3 : Coefficients de corrélation des maximums de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 6, 12 et 24 heures).	55
Figure 5.4 : Coefficients de corrélation moyens en fonction des durées étudiées pour les distances 3 km, 10 km, 20 km et 30 km.	59
Figure 5.5 : Présentation des résultats de coefficients de corrélations spatiales des maximums annuels de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 5 min, 10 min, 15 min, 30 min, 1 h et 2 h).	62
Figure 5.6 : Coefficients de corrélations spatiales des maximums annuels de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 6 h, 12 h et 24 h).	63
Figure 6.1 : Hauteur totale de pluie selon les méthodes 910 et 920.	71
Figure 6.2 : Critères de surcharge selon les méthodes 910 et 920.	72
Figure 6.3 : Comparaison des critères d'inondation pour les méthodes 910 et 920.	75
Figure 6.4 : Critères de comparaison pour les dix pluies les plus intenses sur 30 minutes (volume total des précipitations, nombre de noeuds surchargés, durée totale de surcharge (h), durée maximale de surcharge (h), hauteur maximale de surcharge (m) et nombre de noeuds inondés).	80
Figure 6.5 : Critères de comparaison pour les dix pluies les plus intenses sur 30 minutes (durée totale d'inondation (h), durée maximale d'inondation (h), volume total inondé (10^6 l) et volume maximal inondé (10^6 l)).	81
Figure 9.1 : Représentation SWMM des surfaces contributives pour un nœud du réseau de drainage (JAMES <i>et al.</i> , 2008).	91
Figure 10.1 : Schématisation d'un élément de liaison simple (tiré de LEANDRO <i>et al.</i> , 2009). ...	94

Figure 11.1 : Schématisation de l'interaction entre les réseaux majeur et mineur dans RisUrSim (tiré de SCHMITT <i>et al.</i> , 2004).	98
Figure 16.1 : Hauteur totale de pluie pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	110
Figure 16.2 : Nombre de nœuds en charge pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	111
Figure 16.3 : Durée maximale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	112
Figure 16.4 : Durée totale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	113
Figure 16.5 : Hauteur maximale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	114
Figure 16.6 : Nombre de nœuds inondés pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	115
Figure 16.7 : Durée maximale d'inondation aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	116
Figure 16.8 : Durée totale d'inondation aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	117
Figure 16.9 : Volume maximal inondé aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	118
Figure 16.10 : Volume total inondé pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).	119



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Comparatif sommaire des quatre modèles.	20
Tableau 4.1 : Mesures d'élévations d'eau en surface et données de pluie fournies par la Ville de Québec.	32
Tableau 4.2 : Tableau des hauteurs de pluie (en mm) pour différentes récurrences en climat actuel.	34
Tableau 4.3 : Caractérisation statistique des pluies étudiées.	34
Tableau 4.4 : Résumé des résultats de simulations.	45
Tableau 5.1 : Seuils et évènements.	53
Tableau 5.2 : Nombre d'évènements de référence par année (Station 923).	53
Tableau 5.3 : Résultats des tests sur les pentes.	58
Tableau 6.1 : Données de pluies des dix évènements.	78
Tableau 6.2 : Caractérisation des dix évènements (d'après la base de données de la Ville de Québec).	78
Tableau 12.1 : Tableau des détails de la modélisation du réseau de drainage du collecteur de la Savane.	99
Tableau 13.1 : Fraction de données de pluies manquantes en % (une donnée correspond à la hauteur de pluie enregistrée sur cinq minutes).	101
Tableau 14.1 : Distances interstation (m).	103
Tableau 15.1 : Distances entre les stations 910 et 920, et les centroïdes des sous-bassins. ...	105



LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET SYMBOLES

MOUSE	MO del for Urban S ewers
RisUrSim	R isk management in U rban areas - S imulation and optimization
SIPSON	S imulation of Interaction between Pipe Flow and S urface O verland flow in N etworks
SIG	S ystème d'Information G éographique
SWMM	S torm W ater M anagement M odel
t_c	T emps de concentration d'un bassin versant ou d'un réseau
SI	S ystème International d'unités
US	U nited S tates System Units
T	P ériode de retour d'une pluie
Th	M éthode des polygones de T hiessen
Q	D ébit
H	C harge hydraulique
ρ	M asse volumique de l'eau
D	D iamètre
1D	U nidimensionnel
2D	À deux dimensions
Mltr	M illion de litres
VDQ	V ille de Q uébec



1. Introduction

Certaines études ont montré que les événements pluvieux intenses deviennent de plus en plus fréquents dans le contexte du changement climatique qui ne cesse de s'imposer ces dernières décennies (TRENBERTH *et al.*, 2003, cité par BOLDUC 2010). Les changements du climat, de l'activité humaine, de l'occupation du sol ainsi que d'autres facteurs sont à l'origine de transformations du régime hydrologique et hydraulique en plusieurs endroits. Ceci influence directement la manière avec laquelle l'eau se distribue au cours du temps dans une zone donnée (NIE, 2004). Par ailleurs, les pluies intenses peuvent être à l'origine de plusieurs dégâts (SCHMITT *et al.*, 2004). Des inondations peuvent résulter de ce type d'événements pluvieux, dont les répercussions vont généralement être plus graves lorsqu'on se déplace d'un milieu rural vers un milieu urbain plus habité. Plusieurs exemples d'inondations enregistrés dans le monde entier ont causé de graves dégâts. À titre d'exemple, le cas de la ville de Bangkok, en Thaïlande, qui a été inondée pendant environ six mois en 1983, ce qui a causé énormément de pertes économiques et la mort de plusieurs personnes. D'après MARK *et al.* (2004), les pertes économiques ont été estimées à environ 146 millions de dollars dans ce cas. Ces problèmes s'aggravent davantage avec l'explosion des zones urbaines et le sous-dimensionnement des réseaux de drainage des eaux pluviales. La bonne estimation de l'impact des pluies intenses en milieu urbain s'avère donc nécessaire afin de pouvoir trouver des solutions aux problèmes d'inondations urbaines. Pour arriver à bien estimer ces impacts, il faut avoir à la fois des données de pluie représentatives et des modèles hydrologiques/hydrauliques appropriés. Aussi, il faut avoir une bonne connaissance du territoire étudié.

Notre étude s'intéressera aux deux premiers de ces éléments. En effet, nous allons d'abord analyser la capacité d'un modèle d'hydrologie/hydraulique urbaine à bien représenter l'ampleur et l'étendue d'inondations, et ce, à travers une comparaison entre les résultats de simulations et les données réelles de terrain pour le cas d'un réseau de drainage donné. Nous avons choisi d'étudier le modèle SWMM et de faire l'application sur le réseau de drainage du collecteur de la Savane de la ville de Québec (Canada). Nous évaluerons ensuite dans quelle mesure la nature des informations concernant la pluie peut avoir un impact sur ces résultats de simulations (impact de la variabilité spatiale de la donnée de pluie sur la réponse du réseau de drainage). Cette analyse sera faite sous différents angles. Nous commencerons, dans un premier temps, par caractériser la relation entre la pluie mesurée en différents pluviomètres à l'échelle de

l'évènement. Ceci afin de comprendre dans quelle mesure il est possible d'utiliser la pluie de pluviomètres plus ou moins éloignés pour faire le diagnostic d'un réseau de drainage soumis à un évènement pluvieux donné. Nous analyserons par la suite cette relation à l'échelle des maximums annuels de pluie. Cette dernière analyse s'avère plus utile en phase de conception de réseau, pour la construction des courbes IDF (nécessaires pour former des pluies de conception). Ensuite, nous passerons à l'étude des séries de pluie complètes afin d'évaluer l'impact de la variabilité spatiale de cette information sur la réponse des réseaux de drainage. Cette étude sera faite par simulation pour le cas du réseau de drainage du collecteur de la Savane. Cette analyse sera présentée de deux façons différentes : une première application sera faite en utilisant la base de données de tous les évènements pluvieux survenus sur la zone d'étude choisie au cours des étés 2004 à 2010, puis une seconde application en utilisant uniquement les évènements de pluie les plus intenses mesurés dans cette zone. Ces différentes analyses vont être présentées dans ce mémoire à travers les chapitres suivants :

- La revue de la littérature s'intéressant aux modèles employés en hydrologie/hydraulique urbaine est présentée au chapitre 2.
- Le contexte de l'étude est introduit au Chapitre 3.
- Le Chapitre 4 est dédié à l'étude de la performance du modèle SWMM lors d'évènements pluvieux intenses.
- Le Chapitre 5 s'intéresse à la caractérisation de la distribution spatiale des pluies à l'échelle urbaine.
- Le Chapitre 6 présente l'impact de la variabilité spatiale de la donnée de pluie sur les résultats de simulation de SWMM.

2. Revue de littérature

2.1 Surcharge des réseaux de drainage urbain et inondations en milieu urbain

À l'échelle du réseau de drainage, au moment de pluies intenses certaines parties, ou la totalité du réseau d'égout, peuvent passer d'un état où l'écoulement se fait à surface libre à un état où l'écoulement devient sous pression. Les entrées et sorties des conduites en surcharge seront alors utilisées à pleine capacité (YEN et PANSIC, 1980). De plus, nous pouvons assister à un refoulement d'eau à partir du réseau d'égout vers l'extérieur, ce qui fait intervenir des écoulements dans une interface en dehors des égouts, soit la surface du sol, qui sera alimentée en eau à la fois par la pluie et par ces volumes d'eau refoulés.

Selon MILINA *et al.* (2003), une pluie intense vient d'abord saturer le réseau en eaux pluviales puis, par la suite, elle peut provoquer le refoulement des eaux du réseau souterrain vers la surface, provoquant ainsi l'inondation. La surcharge constitue généralement une étape antécédente aux inondations : c'est à ce moment que l'écoulement dans les conduites du réseau de drainage passe du régime d'écoulement gravitaire à un écoulement sous pression, mais la ligne piézométrique n'atteint toujours pas la surface de sol. Pendant une inondation causée par les surcharges, l'eau sort du réseau de conduites souterraines vers la surface à travers les regards et les bouches d'égout. Dans cette phase, le réseau devient une source importante d'alimentation des inondations en surface. La durée de l'inondation dépend de plusieurs facteurs, à savoir : l'intensité et la durée de la pluie, la capacité d'interception des puisards, la capacité des conduites du réseau de drainage et les pertes d'eau par infiltration et évaporation à l'échelle du bassin versant.

MARK *et al.* (2004) ont par ailleurs expliqué qu'en zone urbaine, les inondations arrivent lors des pluies intenses lorsque les grands volumes d'eau ruisselés ne peuvent pas être en totalité interceptés par les puisards, dont la capacité d'interception est souvent limitée. Une petite partie seulement de l'eau qui ruisselle en surface entre dans le réseau de drainage; ainsi, malgré que le réseau d'égout puisse être d'une grande capacité, une bonne partie de l'eau peut rester en surface et causer des inondations. Ainsi, deux causes principales peuvent entraîner les inondations des réseaux de drainage urbains : le dépassement de la capacité d'interception des puisards et le refoulement d'eau du réseau d'égout vers la surface lors des surcharges.

De ce fait, il est important de comprendre comment s'effectue l'interaction à cette interface (égout et surface) pendant la surcharge et l'inondation du système de drainage. Plusieurs travaux de recherche se sont intéressés à la problématique de la surcharge des réseaux de drainage et aux inondations urbaines; plusieurs approches et modèles ont été développés afin de comprendre le processus de surcharge et d'inondation des réseaux et de permettre une meilleure représentation de ces phénomènes afin d'améliorer la prévision du devenir des volumes d'eau refoulés en surface au moment des inondations (HSU *et al.*, 2002). Il s'agit de trouver la meilleure représentation de ces processus pour pouvoir s'approcher au maximum du comportement réel du réseau au moment de pluies intenses, et ce, afin de proposer les améliorations nécessaires en matière de drainage urbain pour minimiser les dégâts causés par ces types de pluies. Cette revue de littérature nous permettra de présenter certaines approches qui ont été développées dans ce sens; elle présente, en premier lieu, les approches liées à la modélisation en hydrologie et en hydraulique urbaines pour les cas des réseaux de drainage, puis introduit l'un des concepts fondamentaux développés pour l'amélioration de la modélisation du drainage urbain, de la compréhension de l'interaction entre le réseau d'égout et la surface, et de la conception des réseaux de drainage, soit le double drainage (CHEN *et al.*, 2007).

La revue présentera quelques exemples de modèles actuellement utilisés pour le dimensionnement et la gestion des réseaux de drainage urbain. La fin de la revue présentera les travaux qui se sont plutôt intéressés aux pluies intenses comme facteurs clés des surcharges et des inondations de réseaux de drainage. Il s'agit plus précisément de certains travaux de recherches réalisés pour analyser statistiquement la distribution spatiale de ces types de pluie.

2.2 Modélisation de l'hydrologie et de l'hydraulique des réseaux de drainage urbain

La recherche sur la modélisation en hydrologie et hydraulique urbaines n'a pas cessé de progresser au cours des dernières décennies. D'après MILINA *et al.* (2003), la modélisation dans ce domaine a été largement développée grâce à la tendance à la réutilisation et au développement des anciens modèles tout en additionnant de nouveaux outils comme les systèmes d'information géographique. Plusieurs modèles ont ainsi été développés afin de pouvoir représenter l'écoulement en surface et en réseau.

Pour modéliser l'écoulement dans les conduites des réseaux de drainage, les modèles employés utilisent un moteur de calcul pour déterminer la valeur des variables de l'écoulement (débit, élévation d'eau, etc.) Pour réaliser ces calculs, les modèles se basent sur une schématisation plus ou moins simplifiée des réseaux d'égout. SCHMITT (2004) et DJORDJEVIĆ *et al.* (2005), par exemple, schématisent le réseau de drainage par un ensemble de nœuds séparés par des éléments de liaison (conduites). Ces modèles sont, pour la plupart, basés sur la résolution des équations de Saint-Venant, qui sont utiles pour représenter les écoulements à surface libre. Ces mêmes équations sont parfois adaptées de façon à ce qu'elles reproduisent aussi les écoulements sous pression (DUCHESNE, 2001). Ces équations représentent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement au niveau des conduites ainsi que la conservation de la masse aux nœuds (JAMES *et al.*, 2008). La différence entre les divers modèles existants réside dans le schéma numérique employé par chaque modèle pour résoudre ces équations : schémas qui peuvent être explicites ou implicites (processus itératif). Ces schémas emploient généralement la transformation des équations du système par l'utilisation des différences finies (MILINA *et al.*, 2003).

Plusieurs approches de modélisation ont été développées pour simuler les surcharges en réseau et les inondations qui en résultent. Ainsi, plusieurs modèles ont été produits en ce sens afin de répondre aux besoins de dimensionnement, de gestion, de suivi et de diagnostic des réseaux de drainage en milieu urbain. Depuis les années 1960, la recherche dans le domaine du drainage urbain n'a pas cessé de progresser dans le but d'améliorer le service offert par les villes en matière de drainage urbain, ce qui a été facilité par l'accès grandissant aux ordinateurs pour la résolution des modèles. Ainsi, de nouveaux concepts et de nouvelles méthodes ont été développés. Nous présenterons, dans les parties ci-après, les plus importants fruits de ces recherches, tels que le concept du double drainage, ainsi que les modèles qui sont actuellement les plus utilisés.

2.2.1 *Le double drainage*

Selon SMITH (2006), c'est à partir des années 1960 que le concept du double drainage a été introduit. Depuis, on se base sur le double drainage, dans plusieurs villes de l'Amérique du Nord et d'autres pays, dans les phases du dimensionnement, de la conception, de la gestion ou du suivi des réseaux de drainage. Le double drainage suppose qu'un réseau de drainage urbain est composé de deux systèmes distincts : le réseau d'égout (conduites souterraines), appelé

réseau mineur, et le réseau en surface, composé de l'ensemble des rues, des trottoirs, des canaux naturels et artificiels, etc., appelé réseau majeur (SCHMITT *et al.*, 2004).

Le concept du double drainage a été mentionné pour la première fois dans le manuel de conception de la ville de Denver au Colorado, aux États-Unis (SMITH, 2006) et c'est vers la fin des années 1970 que plusieurs municipalités au Canada ont reconnu le double drainage comme étant la nouvelle approche à suivre pour la conception et le développement de leurs réseaux de drainage.

D'après SMITH (2006), le réseau mineur est dimensionné pour recevoir une pluie de période de retour allant de deux à dix ans, alors que le réseau majeur est généralement conçu pour une pluie de période de retour allant de 25 à 100 ans. Les deux systèmes interagissent entre eux à travers des éléments de connexion : au moment des pluies à travers les grilles et au moment des surcharges et des refoulements, des égouts vers la surface, à travers les bouches d'égout et les regards d'accès.

D'après ELLIS *et al.* (1982), une première approche de double drainage a été employée pour dimensionner les réseaux mineur et majeur. Cette approche se faisait en deux étapes. Les deux systèmes étaient dimensionnés l'un après l'autre. En effet, s'il s'agissait, par exemple, de dimensionner un réseau de drainage urbain pour une pluie de projet ayant une période de retour de 100 ans, la première étape consistait à choisir la pluie de projet pour dimensionner le réseau d'égout ou le réseau mineur (par exemple, une pluie de période de retour de cinq ans). La seconde étape consistait à soustraire cette pluie de la pluie globale de projet (par exemple, une pluie de période de retour de 100 ans). L'évènement pluvieux qui en résultait était employé pour dimensionner le réseau majeur. Cette approche présente beaucoup de limites et a été énormément critiquée par les chercheurs et les gestionnaires des réseaux de drainage urbain. Son plus important désavantage est de procéder par étape dans le dimensionnement des deux composantes du système de drainage, c'est-à-dire dimensionner le réseau mineur puis, ensuite, le réseau majeur. Or, en réalité, quand une pluie tombe, les deux composantes doivent réagir en même temps (ou presque), puisque l'eau qui ruisselle est rapidement interceptée en partie par le réseau d'égout. Aussi, au moment des surcharges, lorsque le réseau d'égout est en charge, l'eau peut sortir des regards pour se retrouver en surface et cette même eau peut retourner en totalité ou en partie dans le réseau d'égout quand sa capacité le permet. De ce fait, il s'avère plus judicieux de tenir compte des deux réseaux simultanément, non pas seulement

dans la phase du dimensionnement, mais aussi dans la phase de gestion et du diagnostic des réseaux de drainage urbain.

Le concept du double drainage s'applique ainsi en premier lieu au moment du dimensionnement des réseaux de drainage urbains (les logiciels employés en ce sens devraient donc être appropriés pour appliquer cette approche de simulation des écoulements). Ceci nous amène à évoquer un point sensible de la simulation des écoulements en réseaux de drainage urbain selon une approche de double drainage : il s'agit de la représentation des interactions entre le réseau mineur (réseau d'égout) et le réseau majeur (en surface). En effet, tel que mentionné précédemment, il existe des interactions entre les écoulements en réseau mineur et en réseau majeur# (interactions verticales), à travers des éléments de liaison dynamiques entre ces deux interfaces (souvent les regards, les bouches d'égout, les interfaces de rétention ou de stockage d'eau). L'approche du double drainage semble être adaptée à représenter ce phénomène (MAKSIMOVIĆ *et al.*, 2009). Par ailleurs, il s'avère que ces interactions ont été négligées au cours des premières applications de l'approche du double drainage. De plus, beaucoup de modèles toujours existants et utilisés en drainage urbain présentent cette lacune (DJORDJEVIĆ *et al.*, 1999). La bonne compréhension du fonctionnement de ces interactions conduit à une bonne prédiction du comportement du système au moment de pluies extrêmes. En effet, comprendre les cas de surcharge de réseaux revient à comprendre la réaction du réseau de drainage au moment des fortes pluies, ce qui permet d'illustrer clairement les interactions entre les deux composantes principales du réseau de drainage que sont les réseaux mineur et majeur.

D'après FONTANAZZA *et al.* (2010), l'adoption dans plusieurs modèles existants de l'approche du double drainage, tenant compte du réseau d'égout et du réseau en surface comme étant deux réseaux dynamiques interconnectés, permet de mieux comprendre et représenter les problèmes d'inondations locales et les surcharges des réseaux de drainage.

L'un des principaux objectifs de cette revue de littérature est de faire le tour de certains modèles utilisés en drainage urbain afin de comprendre comment ceux-ci traitent les cas de surcharge des réseaux d'égout et de décrire leurs performances et limites au niveau de la modélisation des interactions entre réseau mineur et majeur. Les modèles présentés dans cette revue sont : SWMM5, MOUSE, SIPSON et RisUrSim. Le choix de ces modèles se justifie par le fait qu'ils sont les plus connus et les plus utilisés.

2.2.2 Exemples de modèles utilisés en hydrologie urbaine

2.2.2.1 SWMM5

Présentation du modèle

D'après le guide d'utilisation réalisé par JAMES *et al.* (2008), le modèle SWMM (Storm Water Management Model) est l'un des modèles les plus utilisés dans le monde pour résoudre des problématiques de drainage urbain (surtout pour le dimensionnement des réseaux). SWMM a été développé pour la première fois en 1971 et, depuis, il continue à connaître des améliorations. Les dernières versions de SWMM ont été produites par l'Agence Américaine de Protection de l'Environnement (EPA) à Washington (Division de l'alimentation en eau et des ressources en eau). C'est un modèle de simulation dynamique pluie-débit. Il permet d'estimer la quantité ainsi que la qualité de l'eau qui ruisselle suite à une pluie pour les zones urbaines principalement, mais également pour les zones rurales (KIM *et al.*, 2007).

Champs d'application de SWMM

Selon JAMES *et al.* (2008) et ROSSMAN (2009), parmi les principales applications de ce modèle, on retrouve :

- Le dimensionnement des réseaux de drainage pour le contrôle des inondations.
- Le dimensionnement des installations de rétention et de contrôle de la quantité et de la qualité des eaux pluviales.
- L'amélioration de la cartographie des limites de zones inondables autour des cours d'eau.
- Le développement de stratégies de contrôle pour minimiser les débordements de réseaux d'égout unitaires.
- L'évaluation de l'impact des volumes d'eau entrant dans le réseau d'égout en matière de surcharges et de débordements des réseaux.

Fonctionnement général du modèle : que fait SWMM?

D'après ROSSMAN (2009), SWMM est capable de générer, à partir de la pluie qui tombe sur une région donnée, la quantité d'eau qui ruisselle et qui alimente le réseau de drainage tout en tenant compte des processus d'infiltration et d'évaporation, et ce, en divisant la zone étudiée en sous-bassins, et en effectuant le bilan hydrologique pour chacun de ces sous-bassins. Chaque débit d'eau ruisselée déterminé (pour chaque sous-bassin) constitue la principale entrée pour le réseau d'égout. Le modèle calcule ensuite le débit et la hauteur d'eau générée en chaque nœud du réseau. Le même modèle est aussi capable de simuler la qualité de l'eau qui ruisselle en surface dans chaque sous-bassin et partout au niveau des différentes composantes du réseau de drainage. Toutes ces variables (débits, hauteurs d'eau, qualité de l'eau) sont calculées à chaque pas de temps pendant toute la durée de la simulation. Les résultats du modèle peuvent par la suite être utilisés pour le dimensionnement des conduites, des bassins de stockage et de régulation, des pompes, etc.

La modélisation des écoulements en réseaux de drainage se fait dans SWMM grâce à quatre modules de calcul (KIM *et al.*, 2007; ROSSMAN, 2009) :

- Un premier module, appelé RUNOFF, responsable du calcul du ruissellement en surface suite à chaque pluie (bilan hydrologique) et trois autres modules utiles pour les calculs hydrauliques à savoir :
- Le module EXTRAN, responsable du calcul de l'écoulement dans le réseau d'égout; c'est le module le plus utilisé et le plus général, permettant de traiter les écoulements et les cas de surcharge en régime transitoire ainsi qu'en mode double drainage.
- Le module TRANSPORT, pour le calcul de la quantité et de la qualité de l'eau drainée en régime à surface libre.
- Le module de stockage et de traitement (STORAGE-TREATMENT) qui a été développé pour les calculs des débits d'eau et des polluants en temps sec ou humide (utile surtout pour l'étude de la qualité des eaux).

Méthodes de calcul de l'écoulement en conduites du réseau pour le modèle SWMM

Le calcul de l'écoulement dans un réseau de drainage donné commence, dans SWMM, par la réalisation du bilan hydrologique sur chaque sous-bassin grâce au module RUNOFF. C'est un modèle hydrologique capable de simuler, à partir d'une pluie donnée, la hauteur de ruissellement après infiltration et évaporation. Cette hauteur de ruissellement constitue la

principale source d'alimentation de l'écoulement dans le réseau de drainage. Par la suite, afin de modéliser l'écoulement dans le réseau de drainage, le modèle SWMM a recours à trois méthodes de calcul selon le régime d'écoulement (pour une description détaillée de ces méthodes, voir JAMES *et al.*, 2008). Ces méthodes ainsi que le détail des équations de base du modèle SWMM (dans le cas du régime d'écoulement à surface libre) sont décrits à l'Annexe 1.

SWMM en double drainage

Le modèle SWMM offre la possibilité d'utiliser l'approche de double drainage (FONTANAZZA *et al.*, 2010). Il permet de représenter, en plus du système de drainage souterrain (à savoir les conduites enterrées, les regards, les jonctions entre les conduites, les stations de pompage, les bassins de stockage et de régulation, etc.), un réseau de drainage en surface, composé par des routes, des puisards et des points de stockage. Il s'agit des réseaux mineur (enterré) et majeur (en surface). Ces deux réseaux sont simulés simultanément avec l'option double drainage de SWMM. Le modèle permet d'évaluer les débits et les niveaux d'eau dans le réseau de conduites et dans les canaux en surface (qui peuvent être des rues). Les équations sont résolues simultanément pour les deux systèmes de l'amont vers l'aval (PELLETIER et JOLICOEUR, 2010).

Interaction réseau majeur – réseau mineur

Les deux réseaux du système de drainage (mineur et majeur) sont liés. Ils interagissent en présence de pluie (ex.: cas de surcharge et inondation). La liaison entre ces deux réseaux est représentée dans SWMM essentiellement par les nœuds. Pour SWMM, un nœud représente généralement un ou plusieurs regards et les puisards qui y sont connectés. L'utilisateur choisit de regrouper certains regards et puisards dans un seul nœud (PELLETIER et JOLICOEUR, 2010). Dans le guide d'utilisation de SWMM (JAMES *et al.*, 2008) et dans d'autres références évoquant ce modèle, il n'est jamais mentionné de façon claire et explicite comment SWMM représente en équations l'interaction entre le réseau mineur et le réseau majeur (dans une approche de double drainage). La méthode de calcul de l'onde dynamique dans SWMM est capable de traiter les cas de mise en charge du réseau de drainage (FONTANAZZA *et al.*, 2010). Au moment de la mise en surcharge ou en cas d'inondation, SWMM achemine le surplus d'eau du réseau mineur vers le réseau majeur; ces volumes d'eau pourront être stockés et/ou transportés en surface et réintégreront par la suite le réseau mineur lorsque le niveau d'eau baissera dans les conduites et que la capacité du réseau d'égout le permettra (LEANDRO *et al.*, 2009; HSU *et al.*, 2002). Il est aussi possible dans SWMM d'ajouter des éléments de stockage

virtuels, généralement implantés au niveau de l'extension verticale de la conduite fermée liée aux nœuds (au-dessus des nœuds). Ces éléments serviront pour stocker l'eau expulsée du réseau suite à sa mise en charge. Cette eau pourra être réintroduite par la suite dans le réseau de drainage lorsque la capacité du réseau d'égout le permettra.

Cas de surcharge

SWMM est capable de traiter les cas d'écoulement sous pression (cas de surcharge des réseaux de drainage) (MARK *et al.*, 2004). D'un point de vue théorique, dans le cas de surcharge d'un nœud du réseau de drainage, l'équation de conservation de la masse aux nœuds n'est plus applicable et est remplacée par une autre équation. D'après JAMES *et al.* (2008), pour SWMM5, un nœud est considéré en surcharge lorsque le niveau d'eau dans le nœud excède le niveau de la couronne de la plus haute conduite connectée au nœud. La nouvelle équation de continuité au nœud est alors la suivante :

$$\sum_{i=1}^n \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \Delta H \right] = 0 \quad (1)$$

Sachant que ΔH est la variation de la charge hydraulique au nœud (en surcharge) afin de satisfaire l'équation de continuité et que n est le nombre de conduites connectées au nœud.

Selon JAMES *et al.* (2008) SWMM, dans ses versions antérieures, employait la méthode d'Euler modifiée pour résoudre ces équations alors que SWMM5, la dernière version de SWMM, utilise la méthode des approximations successives. C'est une méthode itérative qui nécessite un bon choix du pas de temps afin d'éviter les instabilités numériques.

Dans la pratique, pour le cas de surcharge du réseau de drainage, l'excès d'eau sortant du réseau d'égout peut être modélisé dans SWMM par deux méthodes :

- Considérer que l'eau qui sort du réseau d'égout est complètement perdue.
- Stocker l'eau en excès dans une surface au-dessus du nœud ou de la jonction (au niveau du point de sortie de l'eau), cette eau pouvant par la suite être réintroduite dans le réseau d'égout dès que sa capacité le permet.

Ces deux alternatives peuvent toujours être choisies dans l'option de modélisation en double drainage dans SWMM. Il est aussi possible de configurer le modèle de façon à ce que l'eau qui sort du réseau d'égout vers l'extérieur circule par la suite dans la rue (réseau majeur) et puisse éventuellement réintégrer le réseau mineur plus en aval.

2.2.2.2 MOUSE

Concepts généraux

MOUSE est un modèle largement utilisé en hydrologie et hydraulique urbaines. C'est un modèle qui fait partie du groupement de modèles MIKE URBAN, développé par le groupe DHI depuis environ une trentaine d'années (DHI, 2010). Ce modèle contient plusieurs modules, ce qui confère à MOUSE un champ d'application large : l'hydrodynamique, l'hydrologie avancée, le contrôle en temps réel, la qualité des eaux, le transport de sédiments, etc. Le modèle MOUSE permet aussi de concevoir des réseaux en double drainage (APIRUMANEKUL et MARK, 2001). De plus, MOUSE est utilisé pour modéliser des cas d'inondations urbaines grâce à l'outil SIG (TOMICIC *et al.*, 1999) ainsi que pour concevoir des outils de suivi en temps réel de ces inondations (APIRUMANEKUL et MARK, 2001) et de la qualité de l'eau dans les réseaux de drainage (GUSTAFSSON, 2000).

Le module de base de MOUSE est le module HD, utilisé pour des applications hydrodynamiques. Il contient deux modèles :

- Un premier modèle, hydrologique, pour la simulation des ruissellements en surface.
- Un deuxième modèle, hydraulique, pour simuler les écoulements en conduites, basé sur la résolution des équations de Saint-Venant 1D, en utilisant un schéma implicite avec la méthode des différences finies. MOUSE est capable de simuler des écoulements à surface libre et en charge.

Cas de mise en charge

D'après DHI (2009), le modèle MOUSE est capable de simuler la transition entre le régime d'écoulement à surface libre et le régime d'écoulement en charge. Des modifications dans les équations de Saint-Venant ont été apportées afin de représenter l'écoulement dans les conduites en charge. Ceci se traduit par l'introduction d'un terme de friction relatif à la surface de

contact du dessus de la conduite. Il s'agit de résoudre un système d'équations plus générales que le système d'équation conventionnel de Saint-Venant (Annexe 1).

La représentation de l'interaction réseau mineur — réseau majeur

Dans MOUSE, l'interaction entre le réseau d'égout et le réseau de surface (rues) peut être considérée à travers l'emploi des déversoirs ou seuils (TOMICIC *et al.*, 1999). Ce modèle permet de tenir compte des cas d'inondation lorsque le réseau d'égout devient en charge et que l'eau est expulsée vers l'extérieur. En effet, en cas d'inondation causée par le réseau d'égout, le refoulement d'eau au niveau du nœud est représenté dans MOUSE par un déversement d'eau à travers une crête d'un seuil. MOUSE permet de représenter la relation entre le débit de surverse et la hauteur d'eau au niveau du nœud submergé à travers une équation reliant ces deux variables. Cette équation peut être écrite différemment selon l'état d'écoulement à travers le nœud (écoulement à travers un seuil inondé ou à surface libre).

2.2.2.3 SIPSON

Concepts généraux

Le modèle SIPSON (*Simulation of Interaction between Pipe Flow and Surface Overland flow in Networks*) a été présenté par DJORDJEVIĆ *et al.* (2005) et LEANDRO *et al.* (2009) comme étant un modèle hydraulique complètement couplé simulant à la fois l'écoulement dans le réseau d'égout et dans le réseau en surface selon une approche de double drainage. SIPSON résout simultanément l'équation de continuité (au niveau des différents nœuds du réseau et des extrémités des conduites et des canaux), les équations complètes de Saint-Venant pour le réseau d'égout 1D et le réseau de surface 1D (Annexe 1) et les équations régissant l'écoulement au niveau des éléments de liaison (voir paragraphe ci-après). Ce modèle utilise le schéma implicite de Preissman (discrétisation en schéma de différences finies à quatre points) qui est inconditionnellement stable.

La représentation de l'interaction réseau mineur - réseau majeur

D'après DJORDJEVIĆ *et al.* (2005), le modèle SIPSON suppose la présence d'un certain nombre de paires de nœuds (chaque paire est constituée d'un premier nœud appartenant au réseau mineur et d'un deuxième nœud du réseau majeur) qui sont liés et qui définissent « les éléments de liaison ». L'interaction entre les deux systèmes de drainage (réseaux mineur et majeur) se fait à travers ces éléments de liaison. DJORDJEVIĆ *et al.* (2005) donnent un

exemple illustrant la schématisation faite par le modèle SIPSON pour représenter cette interaction. Il s'agit de représenter le lien entre un nœud appartenant au réseau mineur (ex. : regard) et un nœud appartenant au réseau majeur (ex. : intersection de trois rues) par un élément équivalent (fictif) qui remplace tous les éléments qui alimentent en eau de ruissellement le regard ou la bouche d'égout (l'ensemble des puisards, le regard et les ouvertures au niveau du couvercle du regard) (voir Figure 2.1). Ces deux nœuds (le regard et le croisement des rues) ne doivent pas obligatoirement être situés au même endroit.

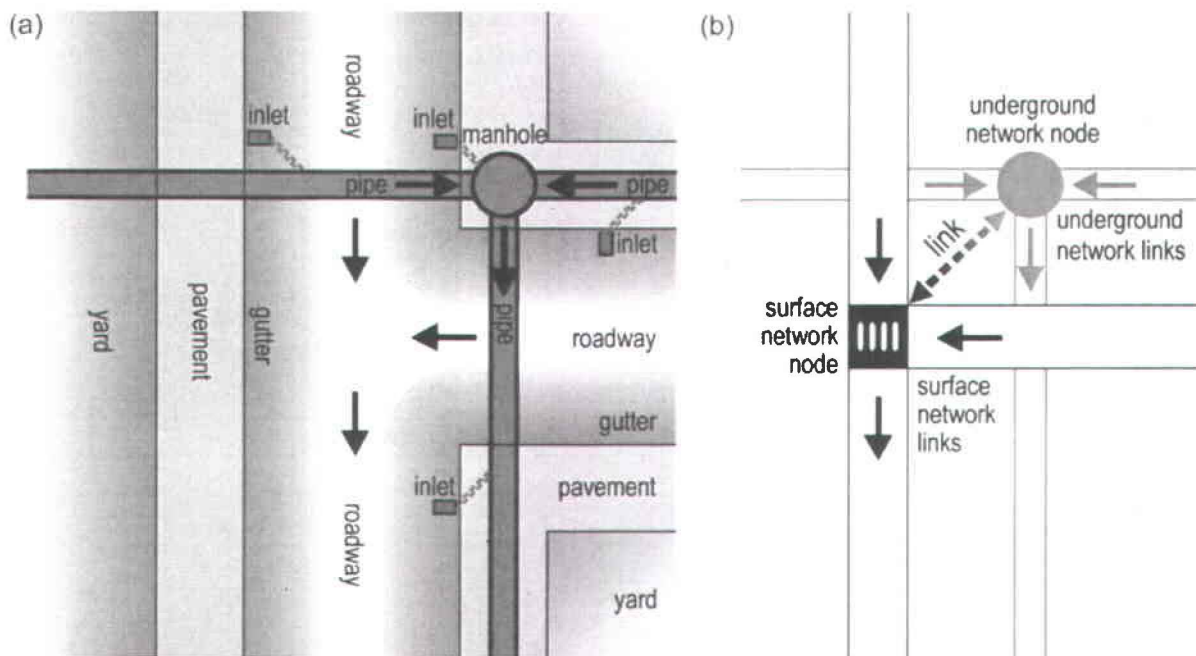


Figure 2.1 : Représentation de la liaison entre le réseau mineur et le réseau majeur : la figure (a) correspond à une vue d'ensemble (en plan) d'une partie du réseau mineur et majeur et la figure (b) représente un zoom sur un exemple d'une paire de nœuds (mineur et majeur) qui interagissent entre eux (tiré de DJORDJEVIĆ *et al.*, 2005).

DJORDJEVIĆ *et al.* (2005) ont décrit le comportement du modèle SIPSON au niveau de l'interaction entre les réseaux mineur et majeur d'une manière générale lors d'une pluie quelconque. Le modèle SIPSON est capable de représenter trois cas de figures pour expliquer cette interaction, qui s'effectue donc à travers les éléments de liaison fictifs simples (ou SLE dans SIPSON). Les trois cas de figures possibles sont les suivants :

- a) Lorsque l'écoulement se fait du réseau majeur (depuis les puisards dans la rue) vers le réseau mineur (vers les regards puis les conduites d'égout) tout en ayant, au niveau du

regard, une ligne piézométrique située en deçà du niveau du sol (Figure 2.2), l'écoulement dans ce cas est donné en cumulant les capacités d'interception des puisards représentés dans le nœud étudié du réseau majeur (le cumul des courbes caractéristiques des différents puisards). Il s'agit, entre autres, d'utiliser l'équation d'écoulement d'un seuil.

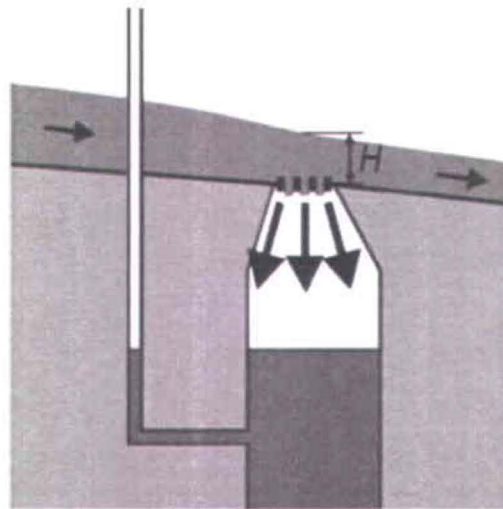


Figure 2.2 : Schématisation d'un seuil (1^{er} cas) (tiré de DJORDJEVIĆ *et al.*, 2005).

Lorsque la ligne piézométrique dans le regard est située entre le niveau du sol et le niveau d'eau dans le réseau majeur (en surface), le sens de l'écoulement se fait toujours de la surface (à travers les puisards) vers les regards et les conduites d'égout (Figure 2.3). Toutefois, dans ce cas de figure, le modèle SIPSON suppose que l'équation d'écoulement à travers un seuil n'est plus adaptée. Il s'agit d'appliquer l'équation d'un orifice à ce cas de figure.

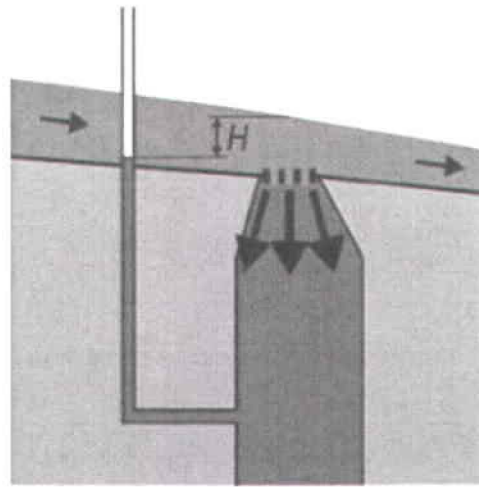


Figure 2.3 : Schématisation d'un orifice (2^e cas) (tiré de DJORDJEVIĆ *et al.*, 2005).

- b) Le troisième cas de figure est le cas de surcharge du réseau, lorsque l'eau sort du réseau d'égout vers la surface (Figure 2.4). Dans ce cas, la ligne piézométrique au niveau du regard est au-dessus du niveau d'eau dans la rue. L'équation d'un orifice est alors utilisée. Néanmoins, le coefficient caractéristique de l'orifice est différent de celui du cas précédent.

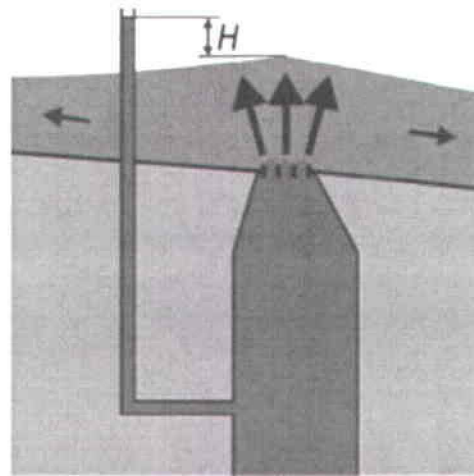


Figure 2.4 : Schématisation d'un orifice (3^e cas) (tiré de DJORDJEVIĆ *et al.*, 2005).

Cas de surcharge

Au moment d'un évènement pluvieux intense (surcharge de réseau et inondation en surface), la transition entre ces trois cas de figure ne se fait pas forcément d'une manière bien organisée. Les régimes d'écoulement peuvent être altérés à tout moment (par exemple : passage rapide

d'une situation à une autre, de 1 à 3 ou 3 à 1 directement, sans passer par la 2). Chaque régime peut être décrit par la relation entre la charge hydraulique au niveau du nœud (regard ou ensemble de regards, ou points d'alimentation du réseau mineur) et la charge hydraulique dans le réseau majeur à proximité du nœud.

Les équations d'écoulement régissant l'interaction entre les réseaux mineur et majeur sont décrites par LEANDRO *et al.* (2009). Elles traduisent les trois cas de figures évoqués ci-dessus. L'annexe 2 présente comment le modèle SIPSON emploie les équations d'écoulement dans chaque élément de liaison (fictif).

2.2.2.4 *RisUrSim*

Concepts généraux

Ce modèle est basé sur l'approche du double drainage. Dans l'étude de SCHMITT *et al.* (2004 et 2005) et le rapport de MILINA *et al.* (2003), le modèle RisUrSim a été employé afin de simuler des cas d'inondations suite à la surcharge des réseaux de drainage. Ce modèle est formé principalement par un module de calcul du ruissellement en surface tout en découpant la zone d'étude en unités contributives au ruissellement appelées « aires hydrologiques ». Le modèle RisUrSim offre deux approches pour le calcul du débit de ruissellement qui entre dans le réseau d'égout pour chacune des « aires hydrologiques » (MILINA *et al.*, 2003) :

- Une première approche de calcul appelée *l'approche hydrologique*, utilisée dans certaines zones particulières généralement directement liées au réseau d'égout et dont l'écoulement ne peut se faire que dans un sens unique depuis ces surfaces vers le réseau, tels que les toits des maisons ou quelques surfaces fermées. Pour ces zones, l'interaction entre les réseaux mineur et majeur (dans les deux sens) peut être négligée. Cette approche est offerte par le module RisoReff du modèle RisUrSim.
- Une deuxième approche appelée *approche hydraulique* offerte par le module RisoSurf qui tient compte des interactions entre le réseau mineur et le réseau majeur (suppose que l'écoulement peut se faire dans les deux sens).

Ces deux approches sont, par la suite, couplées au module HamokaRis, qui calcule l'écoulement en conduites (réseau mineur) pour le régime d'écoulement non permanent et graduellement varié. Le modèle résout les équations complètes de Saint-Venant par un schéma

numérique explicite, avec l'application de pas de temps ajustables en fonction des caractéristiques du flux d'eau dans le réseau. Pour le modèle RiSurSim, l'emploi d'un SIG est nécessaire pour la collecte des données concernant les réseaux mineur et majeur et la représentation des résultats de modélisation. Au moment du développement du modèle, il s'est avéré que l'adoption d'un modèle 1D ne permettrait pas de répondre à la question du suivi des cas d'inondation et de l'évaluation des zones inondées. D'autre part, la solution 3D est plutôt complexe et difficile à mettre en pratique (demande beaucoup de données et de précisions). Les concepteurs ont plutôt opté pour un modèle 2D afin de simuler les différents cas de figures et, notamment, les cas de surcharge et d'inondation urbaines. Tous les modules présentés ci-dessus sont couplés (grâce à un autre module) afin d'organiser l'échange d'information entre eux.

La représentation de l'interaction réseau mineur - réseau majeur et des surcharges du réseau de drainage

Comme expliqué dans les travaux de SCHMITT *et al.* (2004), le modèle RisUrSim est basé sur l'approche du double drainage pour la représentation des écoulements dans le réseau de drainage. En effet, l'interaction entre le module RisoSurf (responsable du calcul du ruissellement de surface) à travers la résolution de l'équation en eau peu profonde (*shallow water equation*) et le module HamokaRis (responsable du calcul de l'écoulement en régime transitoire à travers la résolution des équations complètes de Saint-Venant) s'effectue par des va-et-vient alternés (calcul itératifs) entre ces deux modules. Ceci s'effectue grâce au module de couplage cité ci-dessus ainsi que par l'échange de données relatives au niveau d'eau dans les nœuds et les points d'entrée d'eau (points d'entrée au réseau), à travers une table dynamique qui se crée dans le modèle. De ce fait, en cas de surcharge, le surplus d'eau qui sort du réseau est considéré par le modèle d'écoulement de surface. Aussi, le niveau d'eau atteint en surface est directement utilisé comme étant une charge de pression qui est prise en compte dans l'écoulement en conduite. L'interaction est considérée entre chaque « aire hydrologique » et le réseau de drainage souterrain grâce à la définition d'endroits d'échange ou « nœuds d'échange » (entre le réseau mineur et le réseau majeur). Les « nœuds d'échange » sont définis au moment de la délimitation des « aires hydrologiques » et du réseau de conduites de drainage. Selon les cas, les échanges entre les réseaux mineur et majeur peuvent être représentés par deux approches :

- Une première approche qui tient compte d'un écoulement unidimensionnel entre le réseau majeur (entre les « aires hydrologiques ») et le réseau d'égout (dans les deux sens) au niveau des « endroits d'échange » (*exchange location*). L'endroit d'échange correspond à la zone où s'effectue l'interaction entre les écoulements en surface et en conduite d'égout, cet endroit contenant bien évidemment le nœud d'échange correspondant à chaque aire hydrologique. Cette approche est équivalente à la méthode de simulation du module EXTRAN de SWMM. L'eau s'écoule depuis « l'aire hydrologique » vers le réseau d'égout jusqu'à ce que « l'endroit d'échange » devienne incapable de capter l'eau ruisselée (surcharge du réseau). Lorsque l'eau commence à sortir de l'égout vers la surface (toujours à travers les « endroits d'échange »), elle sera stockée au niveau de « l'endroit d'échange » dans une aire de stockage fictive. Elle sera ensuite réintroduite dans le réseau d'égout lorsque la ligne piézométrique aura baissé.
- Une deuxième approche qui consiste à calculer le débit d'eau ruisselé par le module RisoSurf. L'écoulement s'effectue de la surface vers le réseau d'égout, tant que sa capacité le permet et *vice versa*, en cas de surcharge lorsque le niveau d'eau dans le réseau atteint la surface du sol. À chaque pas de temps, l'eau qui ruisselle (comptabilisée par RisoSurf) va être utilisée par le module HamokaRis pour le pas de temps d'après. Si le niveau d'eau dans le réseau dépasse le niveau du sol, l'excès d'eau pour chaque « aire hydrologique » est stocké en surface au niveau de « l'endroit d'échange » et est pris en compte dans le calcul du débit ruisselé en surface par RisoSurf (comme étant une source d'alimentation pour le ruissellement en surface ou pour le réseau d'égout quand la ligne piézométrique commence à baisser; Annexe 3).

2.2.3 Synthèse de la revue des modèles

Les différents modèles cités précédemment sont assez connus dans le domaine de l'hydrologie et de l'hydraulique urbaines. Nous pouvons trouver certains éléments communs à tous les modèles étudiés (modules de calcul du ruissellement et modules de calcul de l'écoulement en conduite). Certains autres éléments ou options de calcul sont assez distincts d'un modèle à un autre. Le Tableau 2.1 présente un sommaire des principales caractéristiques des différents modèles.

Tableau 2.1 : Comparatif sommaire des quatre modèles.

Modèle	Modèles hydrologique et hydraulique séparés	Modélisation double drainage	Représentation de l'interaction entre réseaux mineur et majeur	Traitement des surcharges
SWMM	Oui	Oui	Non	Oui
MOUSE	Oui	Oui	Très simplifiée	Oui
SIPSON	Oui	Oui	Oui	Oui
RisUrSim	Oui	Oui	Oui	Oui

Les outils et les approches développées ces dernières décennies ont permis d'améliorer la compréhension du comportement des réseaux de drainage en milieu urbain lors d'évènements pluvieux intenses et plus précisément la représentation des interactions entre les réseaux mineur et majeur. La modélisation couplée est de plus en plus utilisée. Il s'agit d'employer deux modèles afin de représenter l'écoulement dans les réseaux mineur et majeur lors de pluies intenses : un modèle 1D classique pour les écoulements en conduites et un modèle 2D pour les écoulements en surface. Plusieurs chercheurs ont adopté cette méthode dans leurs travaux, tels par exemple LEANDRO *et al.* (2009) et HSU *et al.* (2002). Aussi, les outils de SIG commencent à être largement exploités afin d'améliorer la représentation des écoulements en surface lors des inondations de réseaux de drainage, comme par exemple dans les travaux de MAKSIMOVIĆ *et al.* (2009). Toutefois, il est important de continuer à développer l'efficacité de ces outils et d'employer des nouvelles technologies afin d'améliorer la représentation de ces interactions pour arriver à optimiser les coûts de conception des réseaux de drainage et d'assurer un meilleur service de drainage urbain tout en minimisant les cas de surcharges et d'inondations.

2.3 Caractérisation statistique de la distribution spatiale des pluies

La modélisation du ruissellement en surface est une des composantes principales pour le dimensionnement et l'analyse d'un réseau de drainage urbain. Les erreurs au niveau de la modélisation des pluies intenses sont souvent dues au manque de données pluviométriques et à la simplification de la modélisation des écoulements en surface (SCHILLING et FUCHS, 1986). L'impact de la variabilité spatiale de la pluie sur les débits ruisselés a déjà été analysé pour des bassins versants à différentes échelles spatiales par une approche basée sur la comparaison des résultats de calcul des débits de ruissellement à partir de différentes données de pluie (WILSON *et al.*, 1979; SCHILLING, 1984; FAURÈS *et al.*, 1995). WILSON *et al.* (1979)

ont conclu, grâce à l'emploi de pluies synthétiques sur un bassin versant de 68,6 km², que l'emploi d'une caractérisation spatiale bien adaptée est indispensable pour l'estimation des caractéristiques du ruissellement généré (volume, débit et heure de pointe). Ils ont souligné que les erreurs d'estimation du ruissellement sont plus importantes pour les pluies localisées de forte intensité et de courte durée. D'autre part, SCHILLING (1984) a montré que l'utilisation de données pluviométriques non réelles estimées (des données interpolées, par exemple, dans le cas du manque de pluviomètres) conduit à des erreurs importantes au niveau du calcul des débits de ruissellement. Aussi, FAURÈS *et al.* (1995) ont montré que, même pour le cas de très petits bassins (surface < 5 ha), il est nécessaire d'avoir des données provenant de plus d'un pluviomètre pour avoir une meilleure estimation du ruissellement. De ce fait, la caractérisation de la variabilité spatiale de la pluie s'avère être un élément important d'aide à la décision pour la conception d'un réseau de drainage urbain, pour l'optimisation des réseaux de stations pluviométriques, pour le diagnostic des réseaux de drainage et dans beaucoup d'autres applications hydrologiques (HABIB *et al.*, 2001).

De nouvelles technologies ont été développées pour mieux estimer et caractériser la distribution de la pluie dans l'espace (utilisation de la télédétection par exemple; JENSEN et PEDERSEN, 2005). Toutefois, à petite échelle (quelques mètres à quelques kilomètres), des lacunes persistent encore en matière d'identification du comportement spatial de la pluie (KRAJEWSKI et CIACH, 2003). Améliorer la qualité de l'information sur la pluie reste une préoccupation majeure des chercheurs hydrologues. Plusieurs méthodes ont été développées pour mieux comprendre la variabilité spatiale de la pluie, parmi lesquelles l'étude de la variance et l'étude de la corrélation spatiale de la pluie (PEDERSEN *et al.*, 2010). Dans notre étude, la méthode de corrélation spatiale sera appliquée; celle-ci est présentée plus en détails à la section suivante.

2.3.1 *Corrélation spatiale*

L'étude de la corrélation spatiale de la pluie est très utile dans diverses applications en hydrologie urbaine, à savoir l'implantation de réseaux de stations pluviométriques, le contrôle de la qualité des données de pluie, le dimensionnement et la conception de réseaux d'eau pluviale, la caractérisation du climat, etc. (HABIB *et al.*, 2001 et CIACH et KRAJEWSKI, 2006). Le coefficient de corrélation, souvent employé en hydrologie pour la variable pluie mesurée en des stations différentes, est défini par la formule suivante (HABIB *et al.*, 2001) :

$$\rho(X, Y) = \frac{E(XY) - E(X)E(Y)}{\sqrt{\text{Var}(X)\text{Var}(Y)}} \quad (2)$$

Sachant que (X, Y) sont deux séries d'observations de pluie (E : l'espérance et Var : la variance).

Le coefficient de Pearson r est employé comme étant un estimateur de ρ déterminé à partir d'un échantillon de N observations du couple (X, Y); il est donné par la formule suivante :

$$r(X, Y) = \frac{\overline{XY} - \bar{X}\bar{Y}}{\sqrt{(\overline{X^2} - \bar{X}^2)(\overline{Y^2} - \bar{Y}^2)}} \quad (3)$$

Les études qui s'intéressent à la corrélation spatiale de la pluie à l'échelle de réseaux de drainage urbain sont peu nombreuses. Parmi ces études, citons les travaux de PEDERSEN *et al.* (2010), qui s'intéressent à l'analyse de la corrélation spatiale de la pluie dans une zone de 0,25 km², et ce, avec les données de pluie de neuf pluviomètres expérimentaux ayant mesuré la pluie journalière au cours des années 2007 et 2008. Cette étude a été effectuée à la base pour quantifier l'incertitude liée à l'utilisation d'un seul pluviomètre. Elle a aussi montré que la corrélation entre la pluie journalière mesurée aux différentes stations expérimentales, pourtant très rapprochées, diminue si la distance interstations augmente. À la différence de PEDERSEN *et al.* (2010), nous nous intéresserons, dans notre étude, non pas à la pluie journalière, mais aux corrélations entre la pluie mesurée par différentes stations sur plusieurs durées (allant de cinq minutes à 24 heures) auxquelles les bassins versants urbains sont en général les plus sensibles.

3. Cas d'application

3.1 Réseau de drainage du collecteur de la Savane

Le cas d'application de cette étude est une partie du réseau de drainage pluvial de la ville de Québec, soit le secteur du collecteur de la Savane, situé dans l'arrondissement de Charlesbourg (aux alentours du croisement des boulevards Henri-Bourassa et Jean-Talon). Il s'agit d'un réseau de drainage pseudo-séparatif (certains toits sont directement connectés au réseau sanitaire) doté d'une occupation du sol majoritairement résidentielle. D'après l'étude du drainage pluvial réalisée sur ce secteur par la Ville de Québec (BÉDARD *et al.*, 2010), la topographie du secteur est fortement influencée par la présence du lit du ruisseau de la Savane. Le lit du ruisseau traversait la zone d'étude dans les années 1940 avant d'être, par la suite, canalisé en grande partie (Figure 3.1). Ceci a influencé directement le drainage urbain dans cette zone qui présente, de ce fait, plusieurs points bas qui sont facilement inondables lors d'évènements pluvieux. De plus, le développement de plusieurs commerces, surtout sur le boulevard Henri-Bourassa, a augmenté l'imperméabilité des sols et, par conséquent, les débits et volumes de ruissellement en temps de pluie.

Parmi les mesures d'amélioration du drainage dans ce secteur, la Ville de Québec a aménagé un bassin de rétention. Il s'agit d'un parc proche de la zone sujet à inondation, soit le parc Lyonnais (BÉDARD *et al.*, 2010). De plus, la Ville de Québec a aménagé les rues de manière à favoriser le drainage des eaux de pluie vers le parc. Ainsi, un affaissement du trottoir a été réalisé derrière le parc au niveau de l'avenue du Béarn, afin d'acheminer vers le parc les eaux drainées par les rues (Figure 3.2). Il est assez fréquent de retrouver de l'eau stagnante dans les rues proches du parc, mais grâce à ces aménagements, les eaux sont rapidement évacuées. Ainsi, de cinq à six cas de fermetures de rue par année sont en moyenne nécessaires près du parc Lyonnais, mais ces fermetures sont de courte durée (BORIS SALOU, communication personnelle). Les eaux recueillies et stockées dans le parc sont drainées vers le collecteur (réseau mineur) par deux ensembles de conduites (conduites représentées à la Figure 3.2).

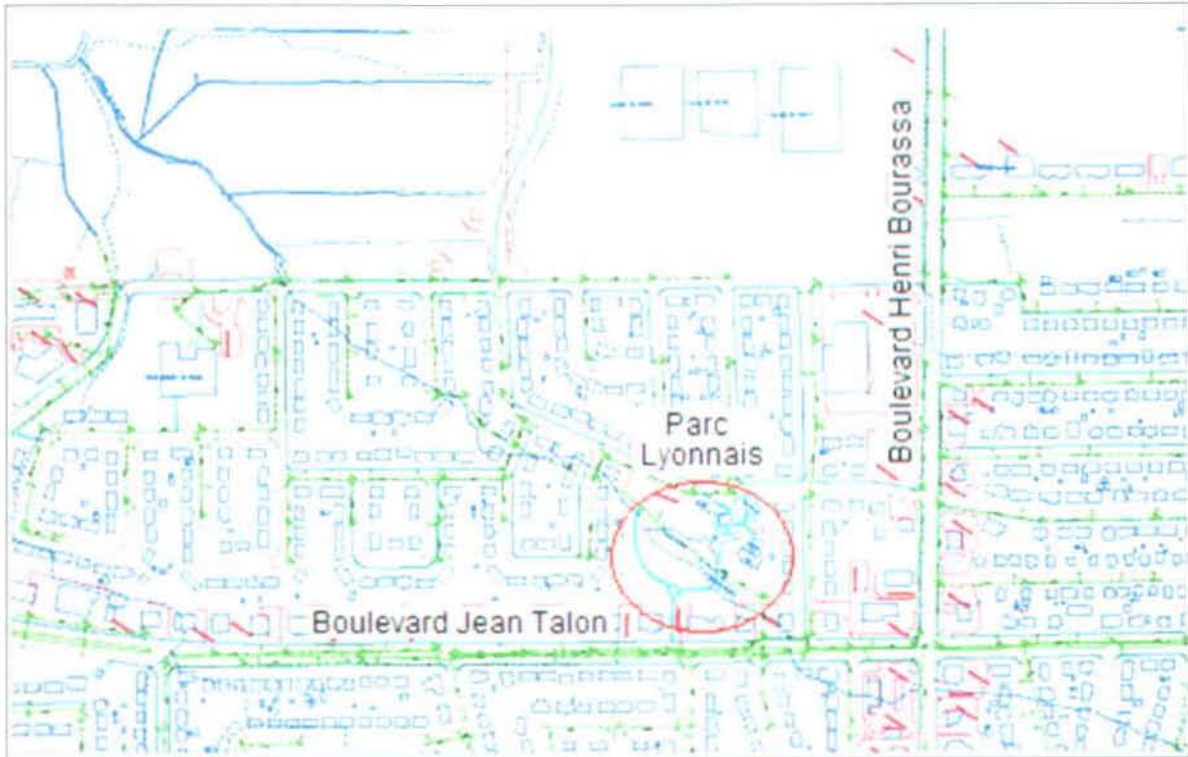


Figure 3.1 : État du secteur en 1948 (le ruisseau traverse tout le secteur; BÉDARD et al., 2010).

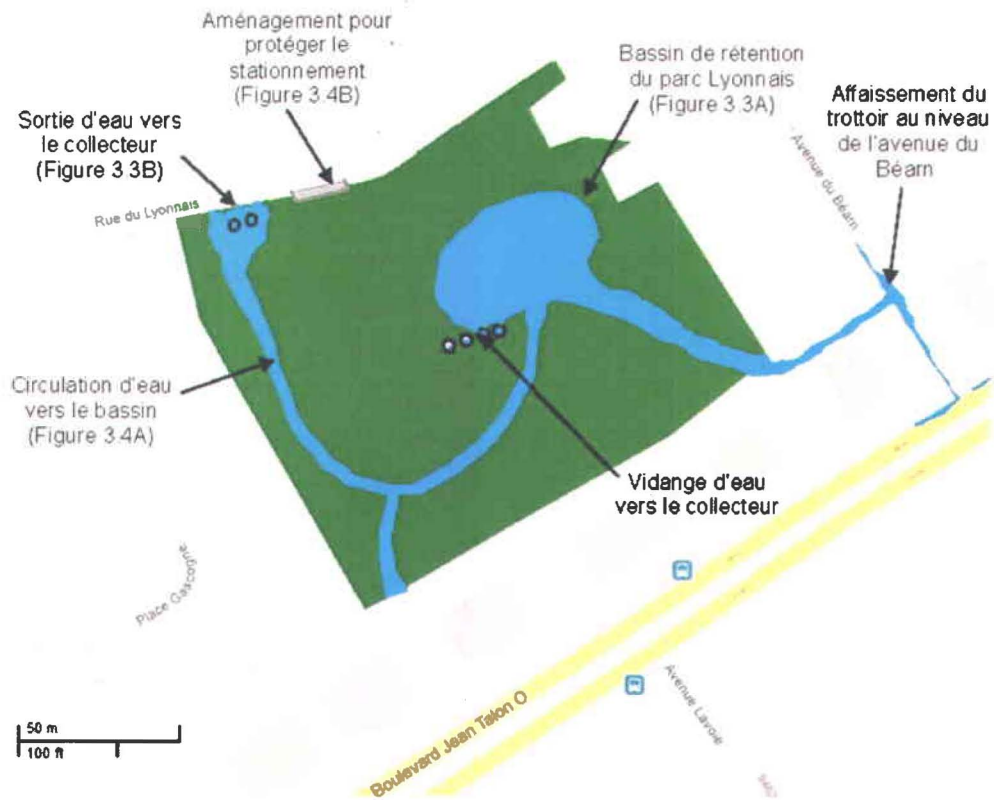


Figure 3.2 : Schématisation du drainage d'eau vers le parc Lyonnais.



Figure 3.3 : Schématisation du système de drainage vers le parc Lyonnais (A) et vidange d'eau dans le collecteur (B).



Figure 3.4 : Circulation d'eau vers le bassin : les traces de la force de la pluie (A) et aménagement pour protéger le stationnement en face du terrain de baseball adjacent au parc (B).

Dans cette étude, nous nous servons du modèle SWMM calé par la Ville de Québec pour ce réseau. Il s'agit d'une modélisation qui a été faite à l'aide de PCSWMM (CHI, 2011) en mode double drainage (voir détails de la modélisation à l'Annexe 4). Le modèle PCSWMM utilise le même moteur de calcul que SWMM5. Il offre, en plus des options données par SWMM, la facilité d'importer et d'exporter des fichiers et des figures, et une meilleure représentation visuelle des données et des résultats à travers l'utilisation d'un SIG.

Voici quelques détails sur le réseau de drainage modélisé par la Ville de Québec :

- Superficie : 162 ha.
- Nombre de sous-bassins : 102, d'une superficie moyenne de 1,6 ha.
- Environ 12,8 km de réseau mineur (conduites).
- Environ 14,8 km de réseau majeur (rues).
- Un exutoire mineur (ruisseau).
- Cinq exutoires majeurs.
- Huit unités de rétention.

D'après les informations obtenues de la Ville de Québec, le temps de concentration de ce bassin versant est d'environ 45 minutes. La schématisation PCSWMM de ce bassin versant est illustrée à la Figure 3.5.



Figure 3.5 : Modélisation du réseau de drainage du collecteur de la Savane par la Ville de Québec (dans PCSWMM; BÉDARD *et al.*, 2010).

3.2 Stations pluviométriques d'intérêt et données pluviométriques disponibles

Parmi les 30 stations pluviométriques actuellement en opération dans le réseau de pluviomètres de la Ville de Québec, deux stations sont situées de part et d'autre du secteur à l'étude, soit les stations 910 (située au nord) et 920 (située au sud). Ces deux stations, dont la localisation est illustrée à la Figure 3.6, sont séparées d'une distance de 3,3 km.

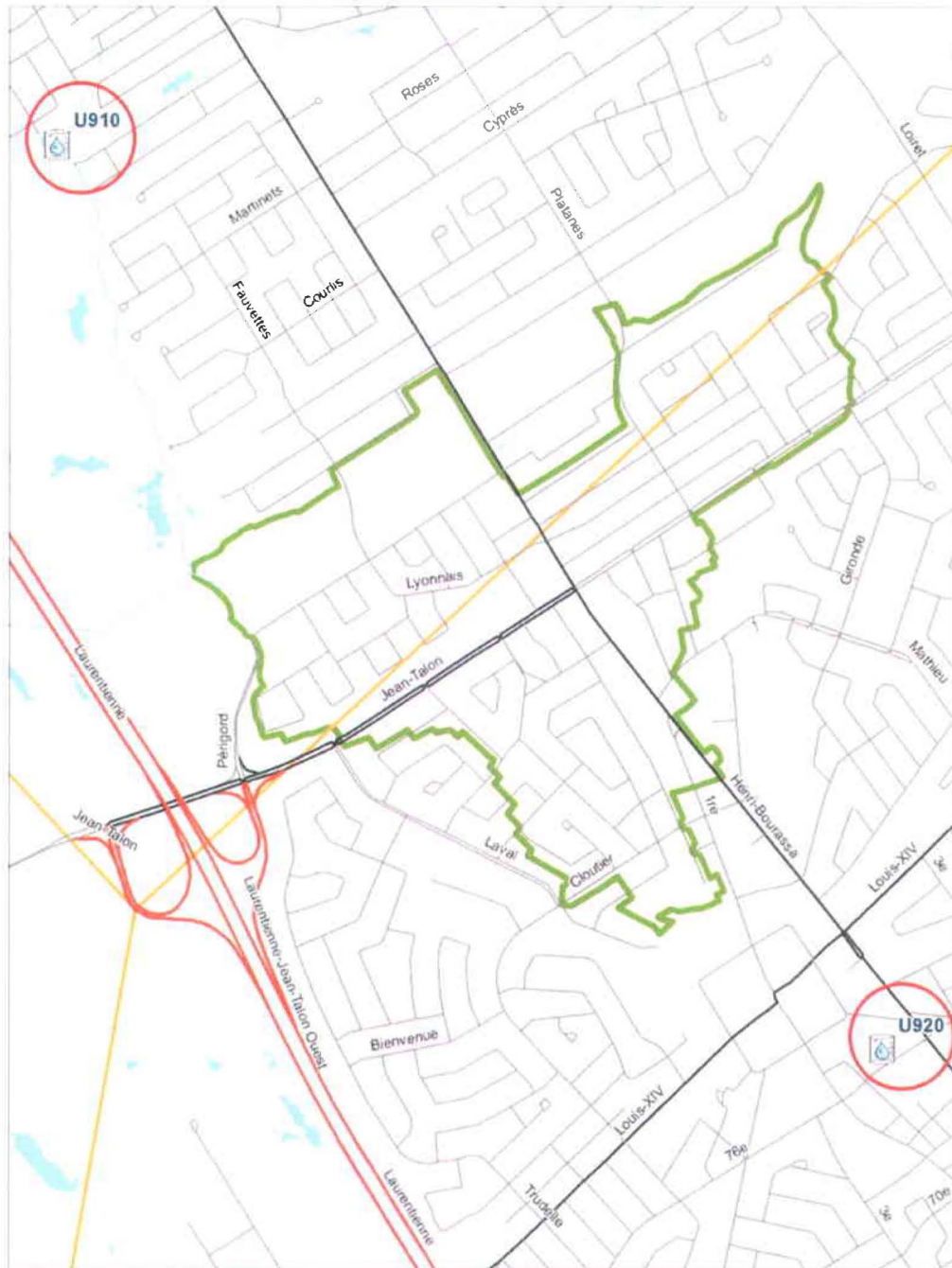


Figure 3.6 : Présentation du secteur d'étude, délimité par la ligne verte, et des deux pluviomètres 910 et 920 (BÉDARD *et al.*, 2010).

Pour ces stations, nous disposons de données de pluie enregistrées aux cinq minutes, en millimètres, jusqu'à l'année 2010 : depuis 1999 pour la station 910 et depuis 2004 pour la station 920.



4. Étude de la performance du modèle SWMM5 : comparaison de l'ampleur et de l'étendue des inondations simulées et observées suite à des pluies intenses

Afin de pouvoir faire un bon diagnostic d'un réseau de drainage, nous devons, d'une part, choisir un modèle qui reproduit au mieux le comportement du réseau en cas de pluies plus ou moins intenses et, d'autre part, de disposer d'une bonne base de données de pluie qui soit valide et qui contienne une information assez complète sur le régime pluvieux de la zone étudiée. Cette partie de l'étude s'intéresse au premier de ces points, c'est-à-dire au modèle de simulation.

En effet, l'objectif principal de ce chapitre est d'analyser la capacité du modèle SWMM5 à reproduire ce qui se produit réellement sur le terrain lors d'évènements pluvieux intenses. Il s'agit de vérifier si les volumes et les hauteurs d'eau sont bien reproduits en cas d'inondations du réseau de drainage. La pertinence de cette analyse provient principalement du fait que bien que SWMM5 n'ait pas initialement été conçu pour représenter ce type de situations, il est tout de même fréquemment utilisé pour analyser les réseaux en situation de surcharge et d'inondation. Pour cela, nous allons comparer les résultats de simulation de certains évènements pluvieux qui ont causé des inondations dans le secteur d'étude aux données de terrain observées lors des inondations causées par ces pluies. PCSWMM est actuellement utilisé par la Ville de Québec pour la gestion et l'amélioration de son réseau de drainage. La version utilisée dans cette étude est PCSWMM 2011.

4.1 Méthodologie

Le travail pour cette partie peut être résumé en trois principales étapes :

1. Sélectionner, parmi les évènements pluvieux intenses qui ont causé des inondations dans le secteur étudié, ceux pour lesquels nous disposons à la fois de données de pluie et de mesures de terrain (élevations d'eau atteintes au sol et étendue des inondations).
2. Récupérer les données de pluies relatives aux évènements pluvieux sélectionnés (mesures aux cinq minutes) ainsi que les élevations d'eau atteintes en surface dans

certaines rues de la zone d'étude. Toutes ces données nous ont été transmises par la Ville de Québec.

3. Simuler les événements choisis avec SWMM5 et analyser les résultats des simulations. Ces analyses consistent à comparer les étendues des inondations et les élévations d'eau maximales atteintes en surface, telles qu'observées sur le terrain et simulées avec SWMM5.

Notons que le modèle SWMM, dans sa représentation des nœuds du réseau majeur, emploie une topographie synthétique et schématise chacun des nœuds par une forme trapézoïdale symétrique, ce qui n'est pas tout à fait identique à la topographie réelle dans ces endroits. Ceci influencera sans doute l'estimation des hauteurs d'eau au niveau des nœuds.

4.2 Récupération des données

Nous disposons, au total, de quatre événements pluvieux intenses qui ont causé des surcharges et des inondations sur le secteur à l'étude et pour lesquels nous avons aussi des mesures de hauteurs d'eau atteintes en surface. Le Tableau 4.1 présente les différents événements étudiés avec les mesures de hauteurs d'eau :

Tableau 4.1 : Mesures d'élévations d'eau en surface et données de pluie fournies par la Ville de Québec.

Date	Emplacement	Élévation maximale d'eau mesurée en m	Pluviomètre	Pluie totale en mm	Hauteur maximale d'eau observée au sol en cm
2 août 1993	Jean-Talon Est	112,17	Parc Orléans	28,4	24
2 au 3 juillet 1997	Jean-Talon Est	112,2	Parc Orléans	57,8	19
10 au 11 août 1998	Jean-Talon Est	112	Beauport	45	10
	Jean-Talon Ouest Entrée Parc Lyonnais	111,27 110,75			
29 juillet 2009	Jean-Talon Est	112,05	Charlesbourg (920)	47,3	12
	Jean-Talon Ouest	111,25			
	Jean-Talon Ouest Entrée Parc Lyonnais	110,35			

Les observations de terrain pour ces quatre événements sont illustrées dans la section des résultats (Section 4.3). La localisation des pluviomètres est donnée à la figure 4.1.

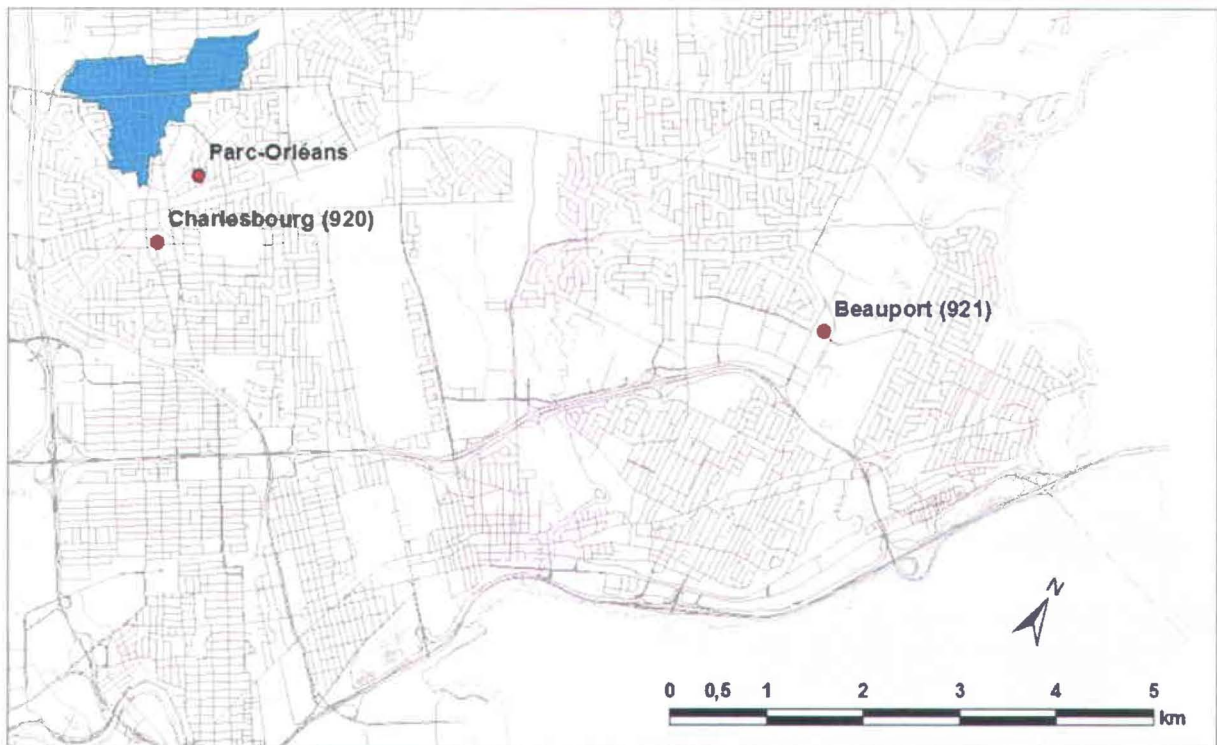


Figure 4.1 : Localisation des pluviomètres des quatre évènements intenses étudiés (la zone en bleu correspond au réseau de drainage à l'étude).

Il a été impossible d'utiliser les données provenant d'un seul et même pluviomètre pour ces analyses, car les années d'opération de chacun des pluviomètres diffèrent. Pour chaque pluie analysée, nous avons considéré les données de pluie de la station en opération la plus proche de notre réseau.

4.2.1 Caractérisation des données de pluie choisies

La caractérisation statistique des quatre évènements étudiés est faite selon les courbes intensité-durée-fréquence (IDF) régionalisées de 2005 (VILLENEUVE *et al.*, 2007), données au Tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Tableau des hauteurs de pluie (en mm) pour différentes récurrences en climat actuel (VILLENEUVE *et al.*, 2007).

Durée (min)	Périodes de retour T (ans)					
	2	5	10	25	50	100
5	7,7	10,0	11,4	13,3	14,9	16,6
10	11,2	14,8	17,1	20,1	22,3	24,5
15	13,7	18,2	21,3	25,2	28,2	31,3
30	18,5	24,9	29,0	34,2	37,8	41,5
60	22,1	29,8	35,1	42,1	47,5	53,0
120	26,9	36,0	42,4	51,2	58,3	66,0
360	40,3	54,0	64,2	78,6	90,4	103,3
720	49,5	66,1	77,5	92,3	103,7	115,3
1 440	64,3	82,7	93,9	106,9	115,8	124,1

Le Tableau 4.2 nous permet de caractériser la période de retour de chaque évènement pour n'importe quelle durée. Pour caractériser chaque évènement, nous avons choisi de garder la plus grande période de retour parmi celles obtenues pour toutes les durées (Tableau 4.3).

Tableau 4.3 : Caractérisation statistique des pluies étudiées.

	Pluie du 2 août 1993		Pluie du 2 au 3 juillet 1997		Pluie du 10 au 11 août 1998		Pluie du 29 juillet 2009	
Hauteur totale (mm)	28,4		57,8		45,0		47,3	
Durée (min)	h max (mm)	T	h max (mm)	T	h max (mm)	T	h max (mm)	T
5	10,4	10 ans	8,0	> 2 ans	4,00	< 2 ans	7,3	2 ans
10	19,9	50 ans	13,6	5 ans	7,25	< 2 ans	12,8	5 ans
15	24,2	50 ans	18,2	10 ans	9,00	< 2 ans	17,5	10 ans
30	27,6	25 ans	27,8	25 ans	11,75	< 2 ans	24,3	10 ans
60	28,4	10 ans	31,2	10 ans	16,00	< 2 ans	27,2	5 ans
Récurrence	50 ans		25 ans		< 2 ans		10 ans	

Note : h = hauteur de pluie; T = période de retour

La représentation graphique des quatre pluies étudiées est donnée à la Figure 4.2.

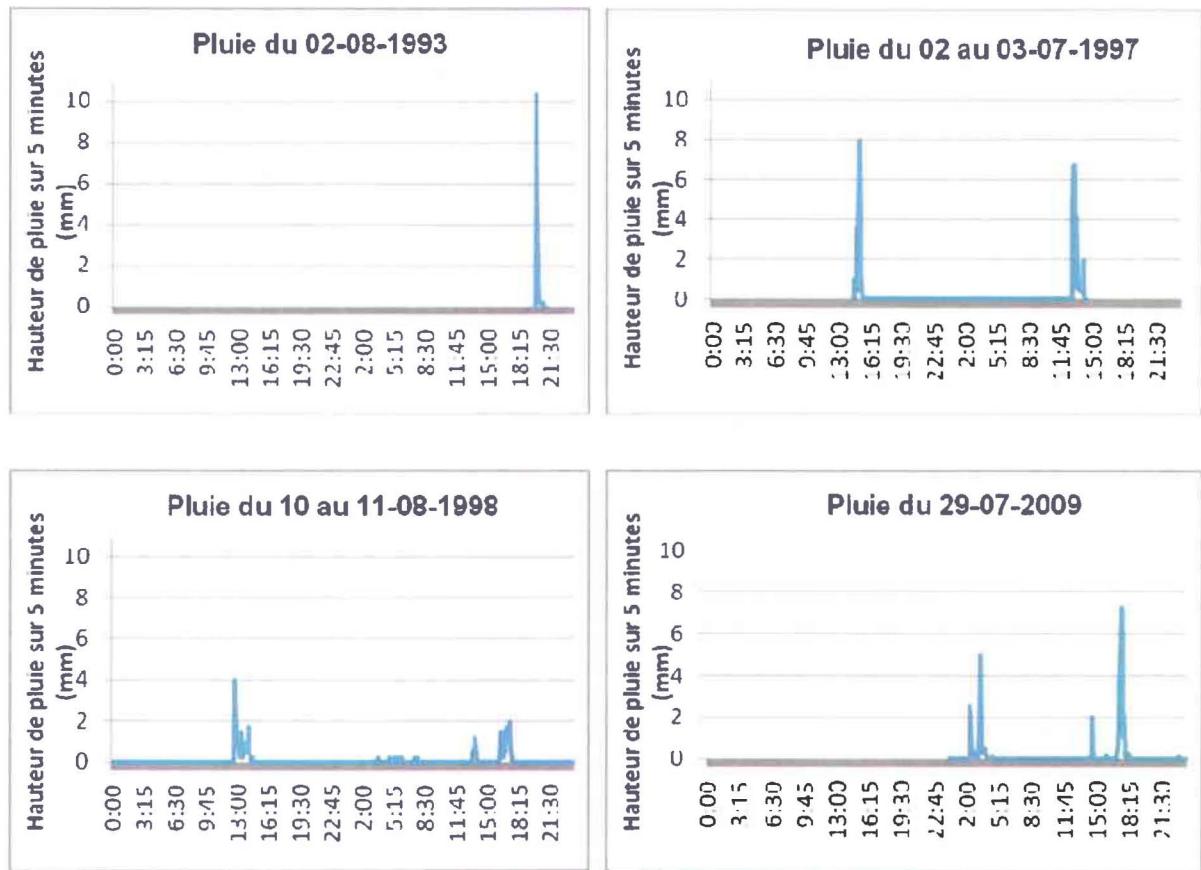


Figure 4.2 : Hyétogrammes des pluies étudiées.

Les quatre pluies présentent des allures différentes. La pluie du 2 août 1993 consiste en un seul pic très court et fort vers la fin de la journée. La hauteur totale de pluie enregistrée est de 28,4 mm. La seconde pluie étudiée s'étale sur deux jours successifs, soit les 2 et 3 juillet 1997. Dans les deux jours, nous avons assisté à deux pics de pluie un peu moins prononcés que celui de la pluie précédente, mais un peu plus larges. Les deux pics sont séparés d'environ 12 heures. La hauteur totale enregistrée pour ces deux jours est de 57,8 mm. La troisième pluie est celle enregistrée les 10 et 11 août 1998. La hauteur totale de pluie est de 45 mm. Cette hauteur de pluie s'est accumulée sur les deux jours sous forme de petites pluies de faible intensité, mais qui chacune dure un peu plus longtemps que les autres pluies citées précédemment. La pluie du 29 juillet 2009 est la quatrième étudiée dans cette partie. La pluie a été enregistrée au cours d'une seule journée avec un premier pic au début de la journée et un deuxième pic plus fort vers la fin de l'après-midi. Généralement, lorsqu'il s'agit de pluies qui se produisent en deux étapes, la première partie met en charge le réseau de drainage et sature les sols, puis la seconde peut déclencher l'inondation.

4.3 Résultats et discussions

4.3.1 Comparaison des étendues et des élévations d'eau simulées avec les données de terrain

Les quatre pluies décrites précédemment ont été utilisées comme données d'entrée dans SWMM5. Les sorties de simulation ont ensuite été utilisées pour comparer les étendues des zones inondées ainsi que les élévations d'eau atteintes en surface données par le modèle par rapport aux données observées. À partir des rapports de sortie de SWMM5, présentant les résultats des différentes simulations, nous avons pu identifier les différentes parties du réseau, que ce soit mineur ou majeur, qui auraient été surchargées et/ou inondées selon le modèle. Nous avons extrait, d'une part, le nombre et la distribution des nœuds inondés pour pouvoir comparer ces résultats pour les différentes pluies aux étendues des zones inondées identifiées par la Ville de Québec à partir d'observations sur le terrain. D'autre part, nous avons extrait les élévations d'eau en surface à certains nœuds majeurs (situés dans les zones qui ont réellement été inondées) résultant des différentes simulations et les avons comparées aux mesures de terrain.

Dans un premier temps, aux sections suivantes, nous allons présenter une figure de la zone d'étude contenant la distribution des nœuds inondés (mineurs ou majeurs) issus de la simulation, pour chacun des événements pluvieux étudiés. Une palette de couleurs sera employée pour illustrer les volumes d'eau inondés à travers les nœuds selon les résultats de la simulation de la pluie en question. Ensuite nous allons présenter, pour chaque événement, une figure avec agrandissement de la zone réellement inondée, limitée sur le terrain par la Ville de Québec (délimitée par le trait bleu). Ces figures contiendront les valeurs d'élévations d'eau en surface atteintes sur le terrain suite à l'inondation (élévations d'eau maximales observées) et les écarts d'élévations d'eau en surface entre les résultats de simulation et les observations (on soustrait à chaque fois l'élévation d'eau observée sur le terrain de l'élévation d'eau simulée) dans tous les nœuds majeurs situés dans la zone inondée délimitée par la Ville de Québec.

Évènement du 2 août 1993

La Figure 4.3 représente les sorties de SWMM5 pour la simulation de la pluie du 2 août 1993. Elle montre la distribution des nœuds inondés du réseau de drainage du collecteur de la Savane

(un nœud inondé est un nœud pour lequel la ligne piézométrique est au-dessus de la surface du sol). Les nœuds sont représentés dans la carte par les points colorés qui correspondent aux différentes valeurs de volumes inondés aux nœuds, sachant que les valeurs sont exprimées en million de litres (*idem* pour toutes les autres pluies étudiées dans cette partie). Dans cette figure, nous remarquons que la zone réellement inondée est située au croisement des boulevards Henri-Bourassa et Jean-Talon (côté Est) ainsi qu'au niveau d'une partie de l'avenue Ampleman (perpendiculaire au boulevard Jean-Talon Est). Dans cette zone, une élévation maximale d'eau de 112,17 m a été observée au moment de l'inondation (Figure 4.4); ceci correspond à une hauteur d'eau en surface d'environ 24 cm (voir Tableau 4.1).

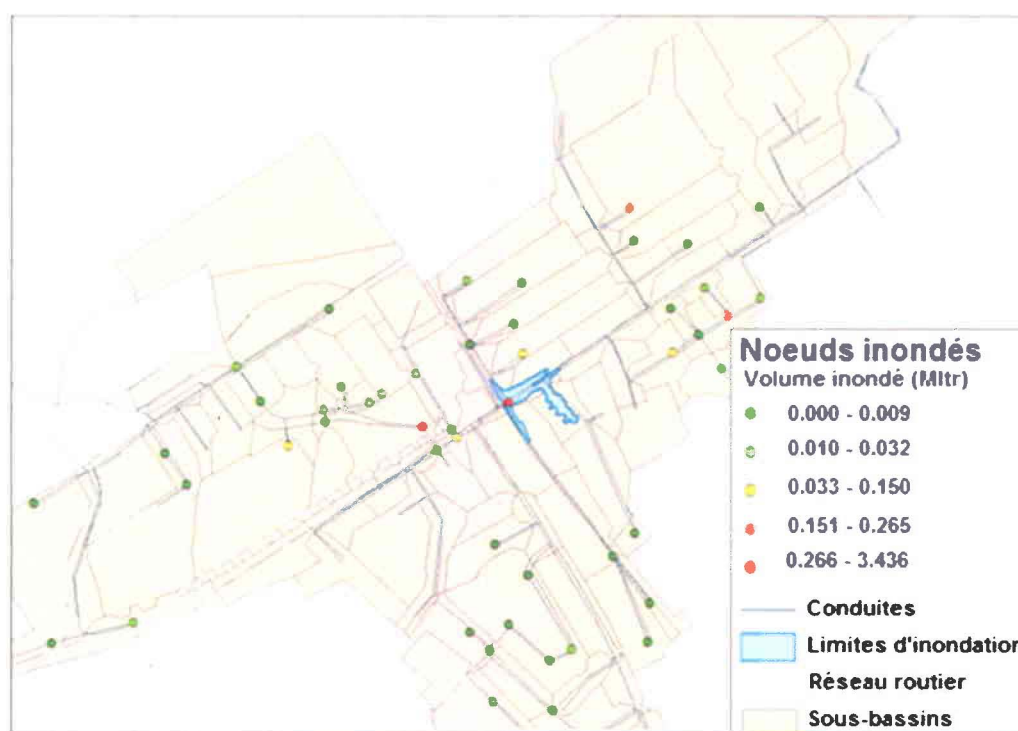


Figure 4.3 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 août 1993 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation (seuls les nœuds inondés sont représentés).

Les résultats de simulation de cette pluie montrent un important nombre de nœuds qui auraient été inondés selon les résultats du modèle dont, pour plusieurs, le volume inondé est assez faible (entre 0 et 32 m³ : pour les nœuds colorés en vert foncé et en vert plus pâle). Les nœuds qui sont sérieusement touchés par les inondations, d'après cette simulation, sont les nœuds colorés en orangé et plus particulièrement ceux en rouge (les volumes d'inondation peuvent atteindre environ 3 500 m³). Les points qui ont dégagé le plus de volumes inondés sont situés

au niveau du croisement des boulevards Henri-Bourassa et Jean Talon et à l'entrée du bassin de rétention du parc Lyonnais.

La Figure 4.4 représente la comparaison des élévations d'eau atteintes en surface selon le modèle et les observations. Comme pour les autres pluies à l'étude, la comparaison a été faite aux nœuds majeurs situés dans les zones réellement inondées dans le secteur selon les observations sur le terrain. Dans ce cas de figure, un seul nœud majeur appartenant à la zone inondée limitée sur le terrain a été inondé au cours de la simulation de la pluie du 2 août 1993.

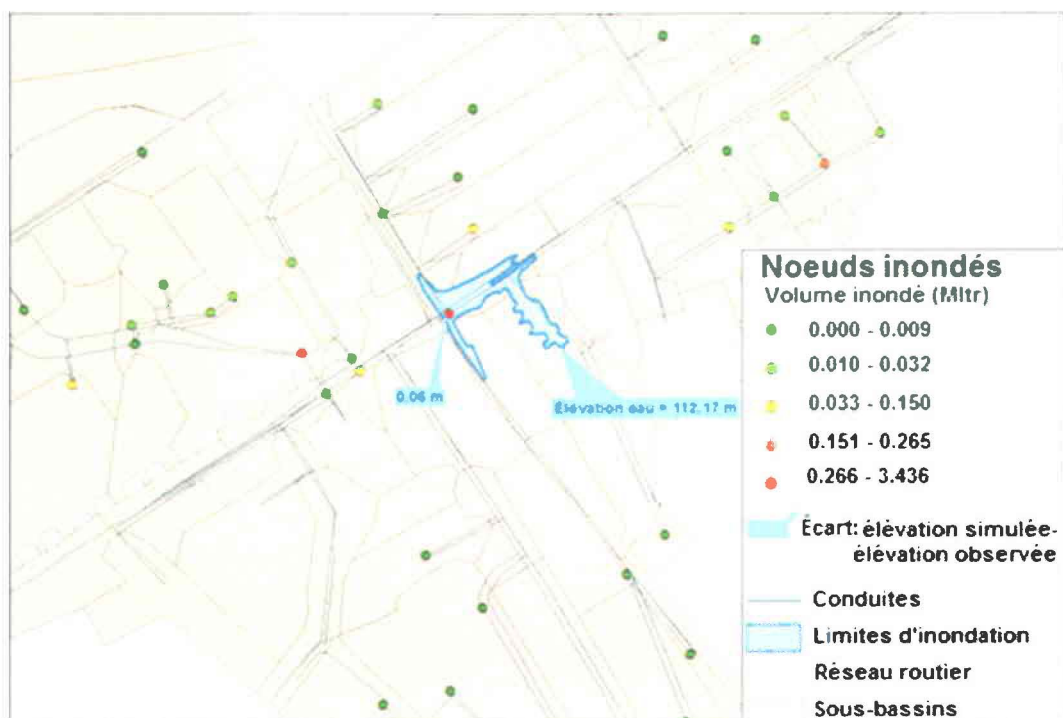


Figure 4.4 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 août 1993 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.

Pour la pluie du 2 août 1993, la comparaison des élévations d'eau nous a donné de bons résultats. Pour la hauteur d'eau maximale atteinte, l'écart d'élévation entre la sortie de simulation et les mesures de terrain est faible, soit environ 6 cm. L'élévation d'eau simulée est donc faiblement plus élevée que l'observation de terrain. Dans ce cas, le modèle montre une bonne capacité à reproduire les impacts de cet événement en matière d'étendue d'inondation et d'élévation d'eau en surface.

Évènement du 2 au 3 juillet 1997

Pour cette pluie, nous avons considéré les deux jours successifs des 2 et 3 juillet 1997, malgré qu'il ne s'agisse pas du même évènement pluvieux (ce sont deux évènements séparés d'environ 12 heures). Le choix d'intégrer la hauteur totale de pluie des deux jours successifs se justifie par le fait qu'une pluie antécédente peut avoir un impact sur la réponse d'un bassin versant. On vise ainsi à s'approcher au mieux des conditions réelles. Pour les autres cas de pluies étudiées, nous avons aussi intégré les mesures de pluie de plusieurs évènements lorsqu'une pluie était tombée le jour précédent le jour de l'inondation (soit le jour correspondant aux mesures de terrain fournies par la Ville de Québec). La Figure 4.5 représente la distribution des nœuds inondés par rapport à la zone réellement inondée pour la pluie des 2 et 3 juillet 1997. Nous remarquons que cette pluie a provoqué des inondations aux mêmes endroits que la pluie du 2 août 1993, et ce, d'après les observations de terrain, soit au croisement des boulevards Henri-Bourassa et Jean-Talon (côté Est) et sur une partie de l'avenue Ampleman, avec une élévation maximale d'eau observée de 112,12 m (Figure 4.6). Nous remarquons aussi que, comme pour le cas précédent, les nœuds fortement inondés sont souvent situés près du croisement des boulevards Jean-Talon et Henri-Bourassa, c'est-à-dire proches ou dans la zone inondée tracée par la Ville de Québec. Pour ce cas, les valeurs des volumes d'eau inondée sont nettement plus élevées que pour le cas de la pluie précédente (maximum de 6 032 m³ versus 3 436 m³). Ceci peut être dû aux caractéristiques de cette pluie qui sont très différentes de celles de la précédente : il s'agit dans ce cas d'une succession de deux pics de pluie assez élevés (au lieu d'un seul pour le cas précédent) avec une hauteur totale de pluie nettement plus élevée (57,8 mm versus 28,4 mm).

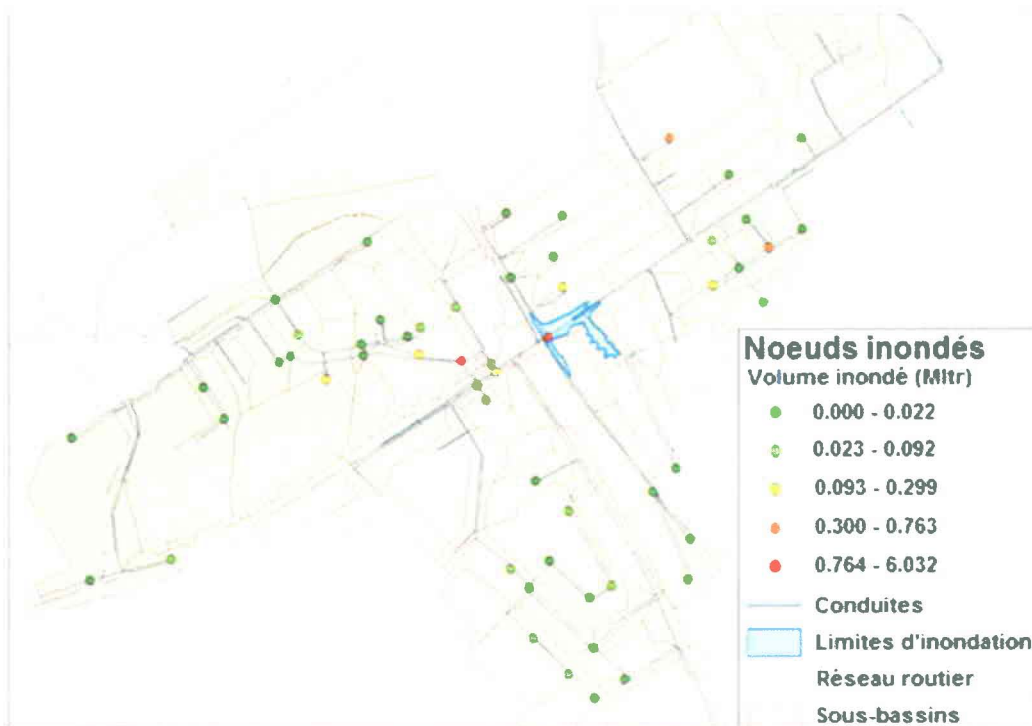


Figure 4.5 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 au 3 juillet 1997 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.

En ce qui concerne les résultats de comparaison des élévations d'eau atteintes en surface (Figure 4.6), pour ce cas aussi, un seul nœud inondé, selon la simulation, se trouve dans la zone réellement inondée. L'écart entre l'élévation d'eau en surface simulée et la mesure de terrain est de 11 cm (l'élévation simulée est plus élevée que l'élévation observée sur terrain). Notons que la hauteur maximale d'eau au sol atteinte pendant l'évènement est de 30 cm selon les résultats de la simulation.

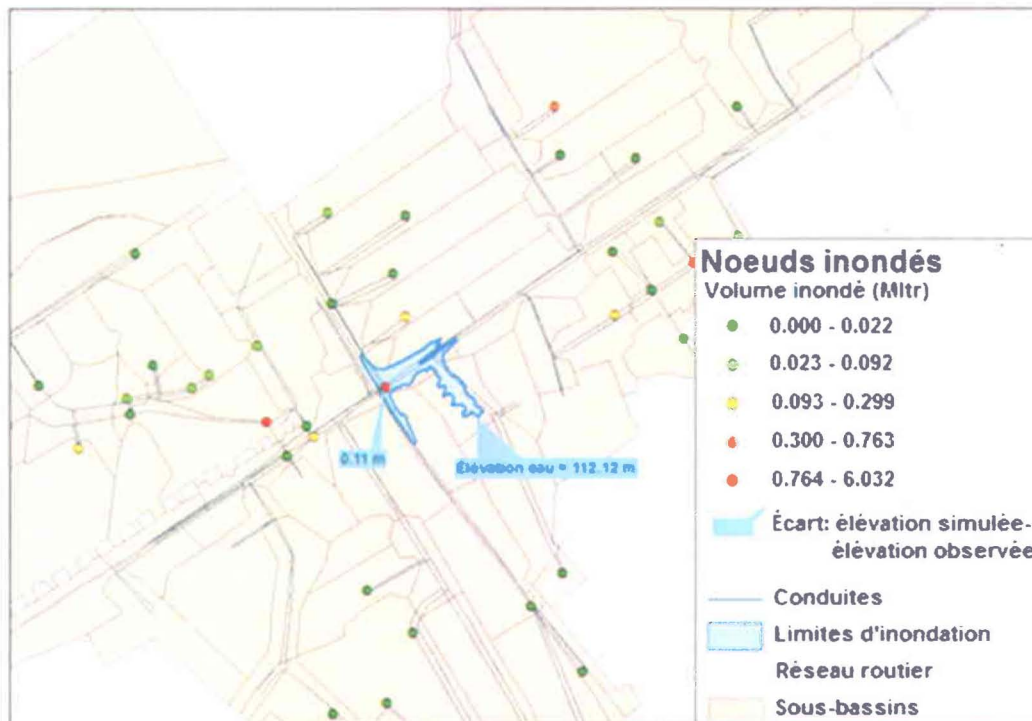


Figure 4.6 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 2 au 3 juillet 1997 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.

Évènement du 10 au 11 août 1998

La Figure 4.7 représente les nœuds inondés pour la simulation de la pluie des 10 et 11 août 1998, toujours colorés selon l'importance des volumes inondés durant la simulation par SWMM5. La Figure 4.8 présente les résultats de comparaison des élévations d'eau. D'après cette figure, nous remarquons que plusieurs zones ont été inondées d'après les observations de terrain : le parc Lyonnais (l'élévation maximale d'eau observée est de 110,75 m), une partie de la rue du Béarn (à l'est du parc), une partie du boulevard Jean-Talon Ouest (l'élévation maximale d'eau observée est de 111,27 m), la zone située au niveau du croisement des boulevards Henri-Bourassa et Jean-Talon (côté est) ainsi qu'une partie de l'avenue Ampleman (l'élévation maximale d'eau observée est de 112 m; Figure 4.8). Pour cette pluie, il y aurait, selon le modèle, relativement moins de points inondés et des volumes inondés plus faibles que dans les deux cas précédents. Les résultats de simulation ont montré aussi que pour le nœud majeur situé dans la zone inondée, la différence entre les élévations d'eau atteintes en surface, selon les observations et selon le modèle, est relativement élevée pour cet exemple (environ 48 cm). Cependant, ce point est situé au niveau du bassin de rétention du parc Lyonnais et le modèle n'a pas la prétention de bien reproduire les élévations d'eau en cet

endroit, étant donnée la topographie irrégulière du terrain. L'élévation d'eau simulée est dans ce cas nettement inférieure à l'élévation d'eau maximale observée dans le parc Lyonnais (écart négatif). On constate aussi que le modèle n'a sorti aucun cas de nœuds inondés pour une grande partie de la zone réellement inondée (Figure 4.8). Par exemple, au croisement des boulevards Jean-Talon et Henri-Bourassa, les mesures de terrain ont donné une hauteur maximale d'eau de 10 cm, alors que le modèle n'a donné aucune inondation à cet endroit (Figure 4.7). Ainsi, nous pouvons conclure que le modèle SWMM n'arrive pas à bien reproduire l'étendue de l'inondation ni les élévations d'eau en surface pour cette pluie. Ces résultats montrent que le modèle semble incapable de bien reproduire la capacité d'infiltration du sol et notamment ses différents états de saturation et d'assèchement.

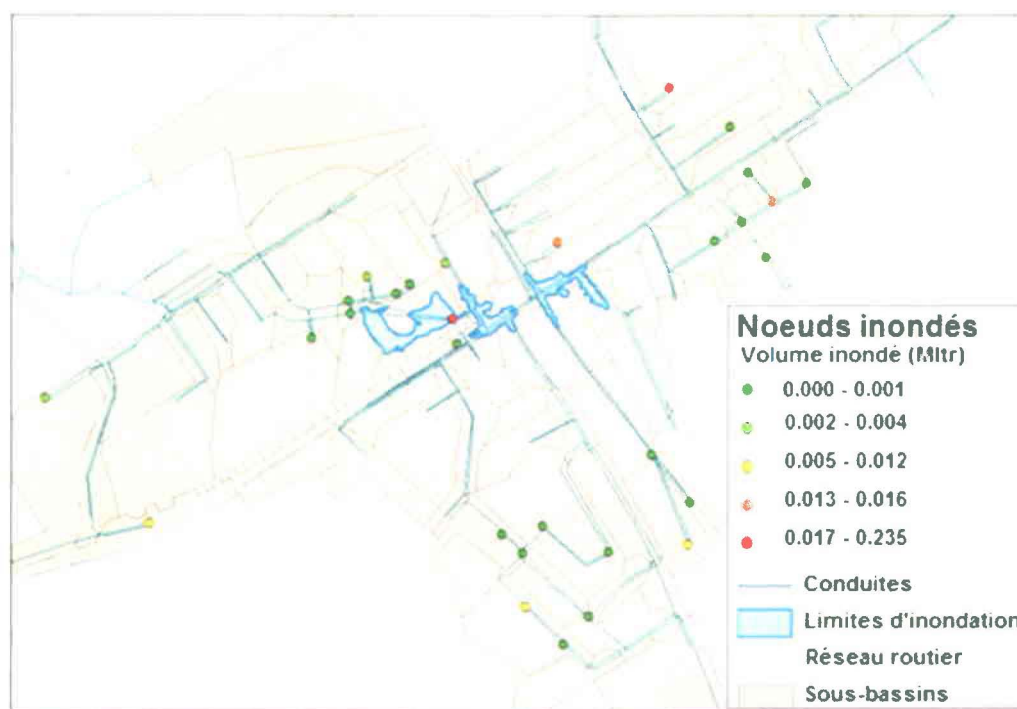


Figure 4.7 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 10 au 11 août 1998 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.

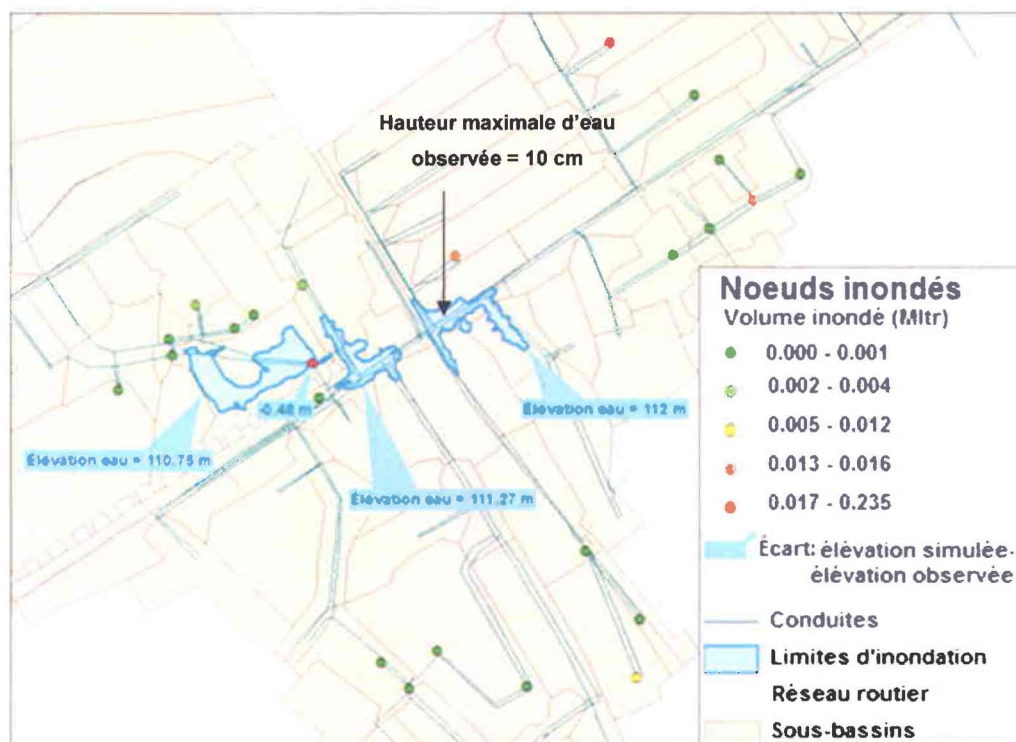


Figure 4.8 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 10 au 11 août 1998 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.

Évènement du 29 juillet 2009

Pour la pluie du 29 juillet 2009, les zones réellement inondées sont le parc Lyonnais (l'élévation maximale d'eau observée est 110,35 m), une partie du boulevard Jean-Talon Ouest (l'élévation maximale d'eau observée est 111,25 m), ainsi qu'une partie du boulevard Jean-Talon Est (l'élévation maximale d'eau observée est 112,05 m; Figure 4.10). Cependant, le tracé des limites d'inondation reçu de la Ville (Figure 4.9) couvre seulement la zone du parc Lyonnais, bien que les élévations d'eau atteintes en d'autres endroits aient aussi été notées.

À la Figure 4.9, nous remarquons que, pour cette pluie, le nombre de nœuds inondés est plus important, selon le modèle, que pour le cas de la pluie des 10 et 11 août 1998; les volumes inondés sont aussi plus élevés. Ceci pourrait s'expliquer par l'allure des pluies. En effet, on a remarqué que les pluies qui présentent des pics assez prononcés et de courtes durées donnent une plus large étendue d'inondation au moment de la simulation (exemple des pluies du 2 août 1993 et des 2 et 3 juillet 1997). Même au niveau des valeurs de volumes d'eau inondés, ces pluies provoquent le dégagement de volumes d'eau plus importants en surface à travers les nœuds inondés.

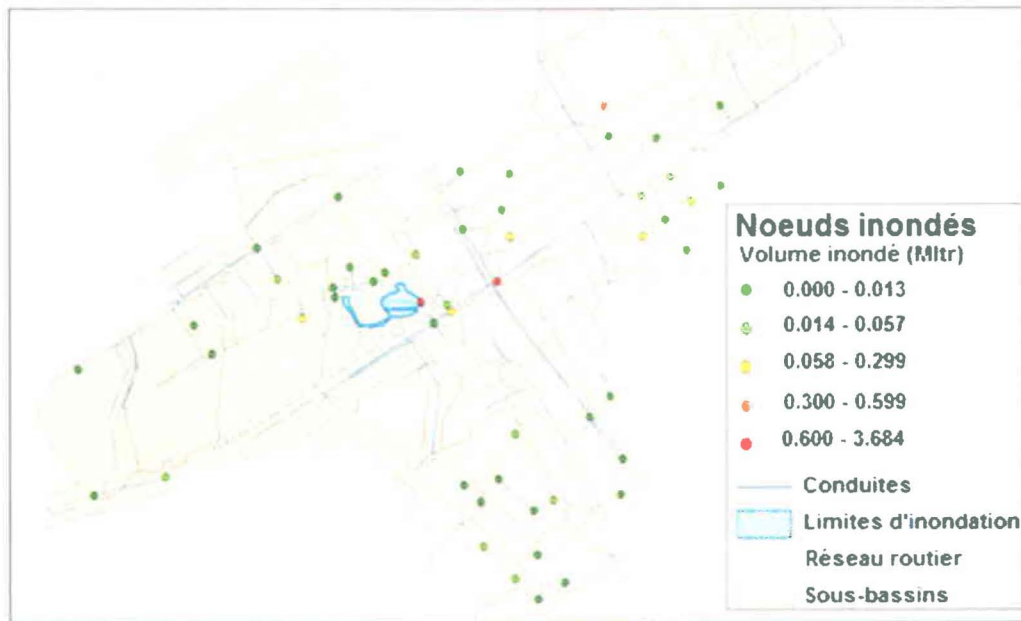


Figure 4.9 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 27 juillet 2009 avec les mesures de terrain - étendue d'inondation.

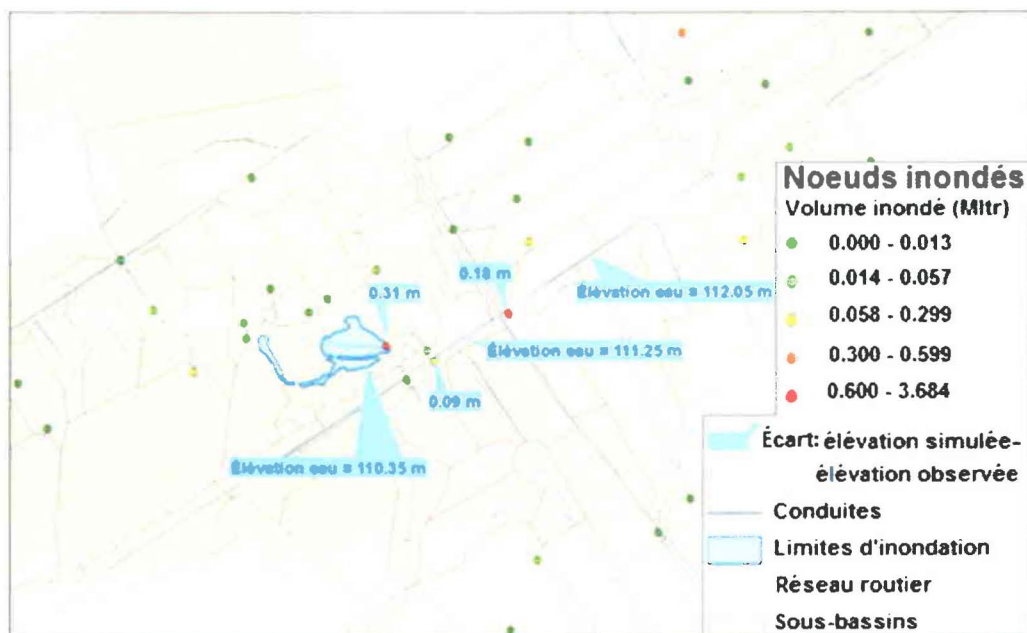


Figure 4.10 : Comparaison des résultats de simulation de la pluie du 27 juillet 2009 avec les mesures de terrain - élévations d'eau.

La comparaison entre les élévations d'eau en surface données par le modèle et les mesures de terrain (Figure 4.10) donne, pour cette pluie, de bons résultats pour les nœuds majeurs éloignés du parc Lyonnais (9 cm d'écart à Jean-Talon Ouest et 18 cm au croisement des boulevards Jean-Talon et Henri-Bourassa, toujours avec les élévations simulées qui sont relativement plus élevées que les observations) et des résultats moins bons pour le nœud situé dans le parc Lyonnais (l'élévation d'eau simulée, dans ce cas, est supérieure aux observations avec un écart de 31 cm).

4.4 Conclusion

Le Tableau 4.4 résume les principaux résultats relatifs à l'étude de la performance du modèle SWMM5.

Tableau 4.4 : Résumé des résultats de simulations.

Évènements pluvieux	Pluie totale en mm	Nombre total de nœuds inondés selon le modèle	Volume maximal inondé en m ³ selon le modèle	Écart maximal en cm (élévation d'eau simulée - élévation d'eau maximale observée) excluant le parc	Hauteur maximale d'inondation observée en cm
2 août 1993	28,4	52	3 436	6	24
2 au 3 juillet 1997	57,8	55	6 032	11	19
10 au 11 août 1998	45,0	30	235	-10	10
29 juillet 2009	47,3	52	3 684	18	12

À travers la comparaison des sorties de modélisation et des données de terrain pour les inondations causées par les quatre pluies étudiées, nous remarquons que le nombre de nœuds inondés, selon les résultats du modèle, est relativement important lorsque la hauteur totale de la pluie est élevée (il en va de même pour les valeurs maximales de volume d'inondation). Ceci est pratiquement vrai pour toutes les pluies à l'exception de la pluie du 10 au 11 août 1998, qui présente une hauteur totale relativement élevée avec un nombre de nœuds inondés et une valeur maximale du volume d'eau inondé (résultant de la simulation) faibles (inférieurs aux nombre de nœuds inondés et aux volumes maximaux inondés des autres pluies analysées). Par ailleurs, pour la pluie du 2 août 1993, nous avons 28,4 mm comme hauteur totale de pluie, ce qui est la valeur la moins élevée des hauteurs de pluie parmi les quatre évènements étudiés; la

simulation de cette pluie avec SWMM a donné un nombre de nœuds inondés élevé (le même que celui de la pluie du 29 juillet 2009 qui a enregistré 47,3 mm). De plus, pour cette pluie, nous avons obtenu un maximum de volume inondé assez élevé à travers les nœuds (beaucoup plus important que celui de la pluie du 10 au 11 août 1998 et proche de celui de la pluie du 29 juillet 2009). Ces résultats peuvent être expliqués par l'allure de la pluie du 2 août 1993 qui, contrairement aux autres cas, présente un seul pic assez élevé (alors que pour les autres pluies, il y a deux pics (ou plus) de pluie successifs). Pour cette même pluie, le modèle SWMM a donné les meilleurs résultats, parmi les quatre pluies étudiées, en matière de reproduction des élévations d'eau en surface. À l'opposé, le modèle SWMM n'a pas permis de bien reproduire les observations pour le cas de la pluie du 10 au 11 août 1998. Cette dernière pluie est caractérisée par un hyétoگرامme composé d'une succession de plusieurs pics de pluie assez faibles en intensité avec une hauteur totale assez importante, comme le montre la Figure 4.2. Cette pluie a probablement causé une saturation progressive du sol suivie d'une inondation. On constate que le modèle SWMM, avec les paramètres utilisés pour cette étude (Annexe 4), n'arrive pas à bien reproduire les volumes d'inondation pour ce genre de pluies.

Pour les trois autres événements, nous pouvons dire, de manière générale, que SWMM5 donne de bons résultats en matière d'élévations d'eau atteintes en surface. Néanmoins, nous remarquons que le modèle surestime l'étendue de l'inondation pour les différents cas de pluies simulés, puisque le nombre de nœuds inondés donné à la suite de chaque simulation est assez élevé (malgré que les valeurs des volumes inondés soient parfois négligeables, on constate que certains nœuds où les volumes inondés atteignent quelques centaines de m³, d'après le modèle, se situent à l'extérieur de la zone réellement inondée selon les observations de terrain disponibles). Ces résultats peuvent être liés à notre cas d'étude, puisqu'il s'agit d'un réseau qui présente beaucoup de particularités (petit réseau avec beaucoup de points bas problématiques). Il est également possible que toutes les zones qui ont été réellement inondées lors des pluies n'aient pas été notées par les observateurs de la Ville (par exemple, certaines zones d'inondation locales ne touchant qu'une petite portion de rue et qui n'ont pas causé de problèmes de circulation n'ont peut-être pas été notées, alors que le modèle simule un volume d'inondation significatif à cet endroit). Aussi, en ce qui concerne l'estimation des élévations d'eau en surface au moment des inondations, nous avons obtenu un nombre très limité de nœuds dans les zones inondées pour faire les comparaisons, ce qui pourrait limiter nos conclusions concernant la reproduction des hauteurs d'eau atteintes en surface.

D'autre part, si nous examinons les valeurs des écarts d'élévations d'eau et les valeurs de hauteurs maximales d'eau observées pour chacune des pluies étudiées (à l'exception de la pluie du 10 au 11 août 1998), nous remarquons que la hauteur simulée est toujours égale à 30 cm. Ceci revient au fait que ces valeurs sont toujours prises pour le nœud majeur situé à l'intersection des boulevards Jean-Talon et Henri-Bourassa. Ce nœud a été défini comme étant un nœud majeur de stockage dans lequel la hauteur d'eau maximale ne peut pas excéder 30 cm (la profondeur maximale du nœud est de 30 cm). Ainsi, lorsque la hauteur d'eau en ce point atteint 30 cm, l'eau excédentaire s'écoule dans le réseau majeur. Pour obtenir une hauteur d'eau simulée en surface qui s'approche plus des hauteurs d'eau observées, il aurait fallu définir une représentation des nœuds majeurs qui reproduit plus finement la topographie exacte du terrain (en effet, il est probable que l'eau commence à s'écouler dans la rue bien avant qu'une hauteur d'eau de 30 cm soit atteinte dans le nœud majeur).

Finalement, nous pouvons dire que le modèle SWMM5 réalise une bonne représentation de la réalité en cas d'inondations pour les événements intenses qui ne s'étalent pas sur une trop longue période (environ < 16 h). Les lacunes remarquées sont possiblement dues, en partie, à la nature du réseau étudié, à la représentation schématique des élévations dans le modèle et aussi au fait que le modèle SWMM utilisé pour nos évaluations n'avait pas été calé avec des événements pluvieux intenses causant des inondations en surface. Ceci indique qu'il faut rester prudent dans l'interprétation des résultats d'un modèle initialement calé pour représenter des conditions d'écoulement normales à surface libre, lorsque ce modèle est utilisé dans un contexte de surcharges importantes et d'inondations en surface. Ceci d'autant plus que la schématisation des nœuds majeurs employée par SWMM, basée sur l'utilisation de formes symétriques généralement trapézoïdales (tel que mentionné dans la section 4.1), pourrait être à l'origine de certaines incertitudes dans les estimations des hauteurs d'eau à ces nœuds.



5. Caractérisation statistique de la distribution spatiale des pluies enregistrées par le réseau de pluviomètres de la Ville de Québec

Tel que mentionné au chapitre précédent, afin de pouvoir réaliser un bon diagnostic d'un réseau de drainage suite à un évènement pluvieux intense, il est nécessaire d'utiliser un modèle de simulation approprié et des données de pluie qui représentent bien les conditions réelles auxquelles le réseau a été exposé. Pour cela, après avoir consacré le chapitre 4 à l'étude du modèle SWMM, nous passons maintenant à analyser l'information pluie. En effet, nous allons étudier, dans ce chapitre, la relation entre la pluie mesurée en différents pluviomètres à l'échelle urbaine (réseau des pluviomètres de la Ville de Québec). Nous consacrerons, par la suite, le Chapitre 6 à l'analyse de l'impact de la variation spatiale de la pluie sur la réponse des réseaux de drainage.

De manière générale, les modèles hydrologiques en milieu urbain sont utilisés dans deux contextes différents : le diagnostic et la conception. Lors du diagnostic des réseaux de drainage, afin de comprendre ce qui s'est passé lors d'un évènement pluvieux particulier, on doit utiliser des données de pluie représentatives de l'évènement en question. Cependant, lors de la conception, on utilise souvent les pluies de conception ou pluies de projets. Ces pluies sont construites à partir des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) caractéristiques de la station la plus proche. Les courbes IDF sont bâties grâce à l'analyse des maximums annuels de pluie.

Ce chapitre est divisé en deux parties, soit l'analyse de la distribution spatiale des pluies à l'échelle de l'évènement, puis l'analyse des maximums annuels.

5.1 Analyse des corrélations spatiales des maximums de pluie sur différentes durées à l'échelle des évènements

5.1.1 Méthodologie

Les différentes étapes de réalisation de cette partie sont les suivantes :

L'extraction et le prétraitement des données

La Figure 5.1 présente une carte des stations étudiées. Les stations sélectionnées pour faire l'analyse sont encadrées en bleu. Nous avons tout d'abord procédé à l'extraction des pluies aux cinq minutes de toutes les stations pluviométriques de la Ville de Québec, à l'exception des stations 046 et 370 (sachant que plusieurs données de ces stations sont erronées), soit 26 stations couvrant la période de 2005 à 2010 et du 1^{er} mai au 31 octobre pour chaque année (les stations étant fermées pendant la période hivernale, nous avons choisi la période du 1^{er} mai au 31 octobre afin de s'assurer que toutes les stations soient en opération à chaque année pendant cette période). Pour l'année 2010 cependant, pour toutes les stations, l'enregistrement s'arrête le 4 octobre à 0 heure. Ensuite, pour chacune de ces stations, nous avons compté le nombre de valeurs de pluie manquantes et aberrantes (valeurs de pluie aux cinq minutes supérieures à 30 mm) et avons éliminé les stations ayant plus de 10 000 valeurs aberrantes et/ou manquantes pour au moins une année du 1^{er} mai au 31 octobre (10 000 valeurs manquantes représentent environ 19 % du nombre total de données de pluie aux cinq minutes par année). Nous avons ainsi retenu 16 stations avec des mesures qui commencent le 1^{er} mai 2005. Au total, les données des années 2005 à 2010 sont retenues (Annexe 5-A). La distance moyenne entre les 16 stations est de 10,3 km.

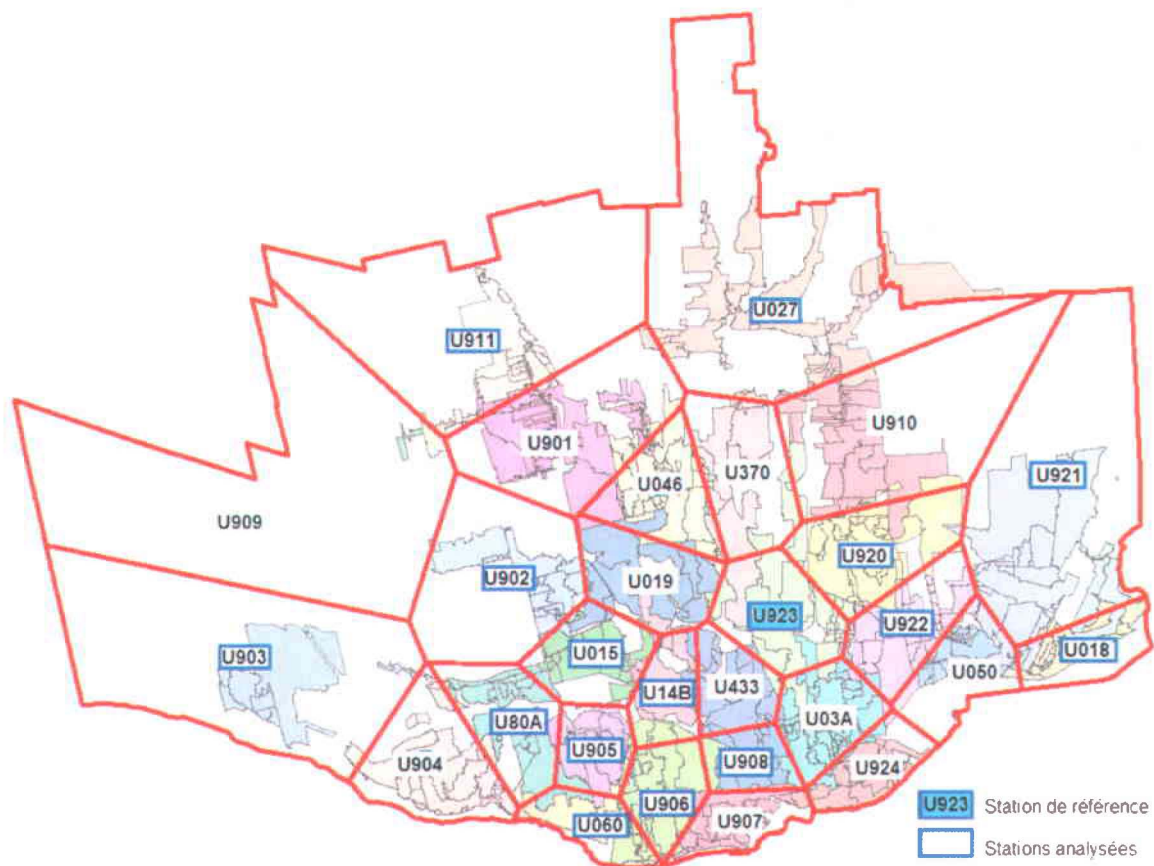


Figure 5.1 : Carte des stations pluviométriques de la Ville de Québec (adaptée d'une carte fournie par la Ville de Québec) représentant l'affectation de différentes zones à chacune des stations selon la méthode des polygones de Thiessen (zones délimitées en rouge).

Analyse des corrélations spatiales des maximums sur les différentes durées

L'étude de la corrélation des données de pluie des différentes stations sélectionnées a été faite pour les maximums de pluie sur les durées suivantes : 5 min., 10 min., 15 min., 30 min., 1 h, 2 h, 6 h, 12 h et 24 h, qui sont les durées d'évènement auxquelles les bassins de drainage urbains sont généralement les plus sensibles.

L'analyse consiste à réaliser les étapes suivantes pour chacune des neuf durées étudiées :

- Choisir d'abord une station de référence parmi les 16 stations retenues : nous avons choisi, pour toute l'analyse (toutes les durées), la station 923 comme station de référence, puisqu'elle se situe approximativement au milieu de la zone d'étude et qu'elle n'est pas trop élevée en altitude.

- Extraire, dans la série de données de la station de référence, les évènements pluvieux qui ont enregistré une valeur supérieure à un certain seuil pendant la durée étudiée (nous avons défini un seuil pour chaque durée, voir le Tableau 5.1). Par exemple, pour la durée 1 h, il s'agit d'extraire les évènements pluvieux (séparés) qui ont enregistré une pluie supérieure à 10,2 mm sur une durée de 1 h pour la station de référence 923. Ces évènements vont servir de références pour la suite du travail. Pour chacune des durées étudiées, les seuils ont été calculés de la manière suivante :

*Seuil = 0,5 * la hauteur de pluie pour la récurrence 2 ans pour chaque durée* (les courbes IDF de l'aéroport Jean-Lesage à Québec obtenues par régionalisation ont été employées pour obtenir ces hauteurs de pluie (VILLENEUVE *et al.*, 2007).

- Une fois les évènements de référence identifiés, calculer, pour toutes les autres stations, le maximum de pluie tombé sur la durée étudiée pour l'intervalle de temps compris entre :
 - 3 h avant le début et après la fin de chacun des évènements de référence pour les durées 5 min, 10 min, 15 min et 30 min.
 - 6 h avant le début et après la fin de chacun des évènements de référence pour les durées 1 h et 2 h.
 - 24 h avant le début et après la fin de chacun des évènements de référence pour les durées 6 h, 12 h et 24 h.

Les intervalles avant et après les évènements ont été fixés afin de capter les maximums de pluie d'un même évènement pour toutes les stations. En effet, puisque les évènements se déplacent, les maximums de pluie n'arriveront pas nécessairement au même moment à toutes les stations pour un même évènement.

- Ensuite, calculer, pour chacune des durées, les coefficients de corrélation linéaire entre les maximums calculés pour chaque paire de stations.
- Finalement, déterminer la distance qui sépare chaque station par rapport aux autres et tracer, pour chacune des durées, le graphique des coefficients de corrélation des maximums de pluie en fonction des distances interstations (voir les distances interstations dans l'Annexe 5B, Tableau 14.1).

Tableau 5.1 : Seuils et évènements.

Durée	Seuil (mm)	Nombre d'évènements de référence	Durée avant et après l'évènement de la station de référence (h)
5 min.	3,75	26	3
10 min.	5,25	34	3
15 min.	6,40	34	3
30 min.	8,30	31	3
1 h	10,20	35	6
2 h	12,55	40	6
6 h	18,40	40	24
12 h	22,10	37	24
24 h	27,80	28	24

Les détails des évènements par année, pour chacune des durées, sont présentés dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Nombre d'évènements de référence par année (Station 923).

	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
2005	1	1	1	2	1	4	5	4	4
2006	5	5	5	4	4	4	6	7	4
2007	5	7	7	5	6	7	7	5	3
2008	6	9	11	9	11	9	10	9	8
2009	5	8	7	7	8	10	7	6	5
2010	4	4	3	4	5	6	5	6	4
Total	26	34	34	31	35	40	40	37	28

À chacun de ces évènements de référence correspond une valeur de maximum extraite pour chaque durée, et ce, pour les 16 stations étudiées.

5.1.2 Résultats et discussion

Les graphiques des Figures 5.2 (5 à 30 minutes et 1 et 2 heures) et 5.3 (6, 12 et 24 heures) présentent les différents résultats de l'analyse de corrélation des maximums de pluie.

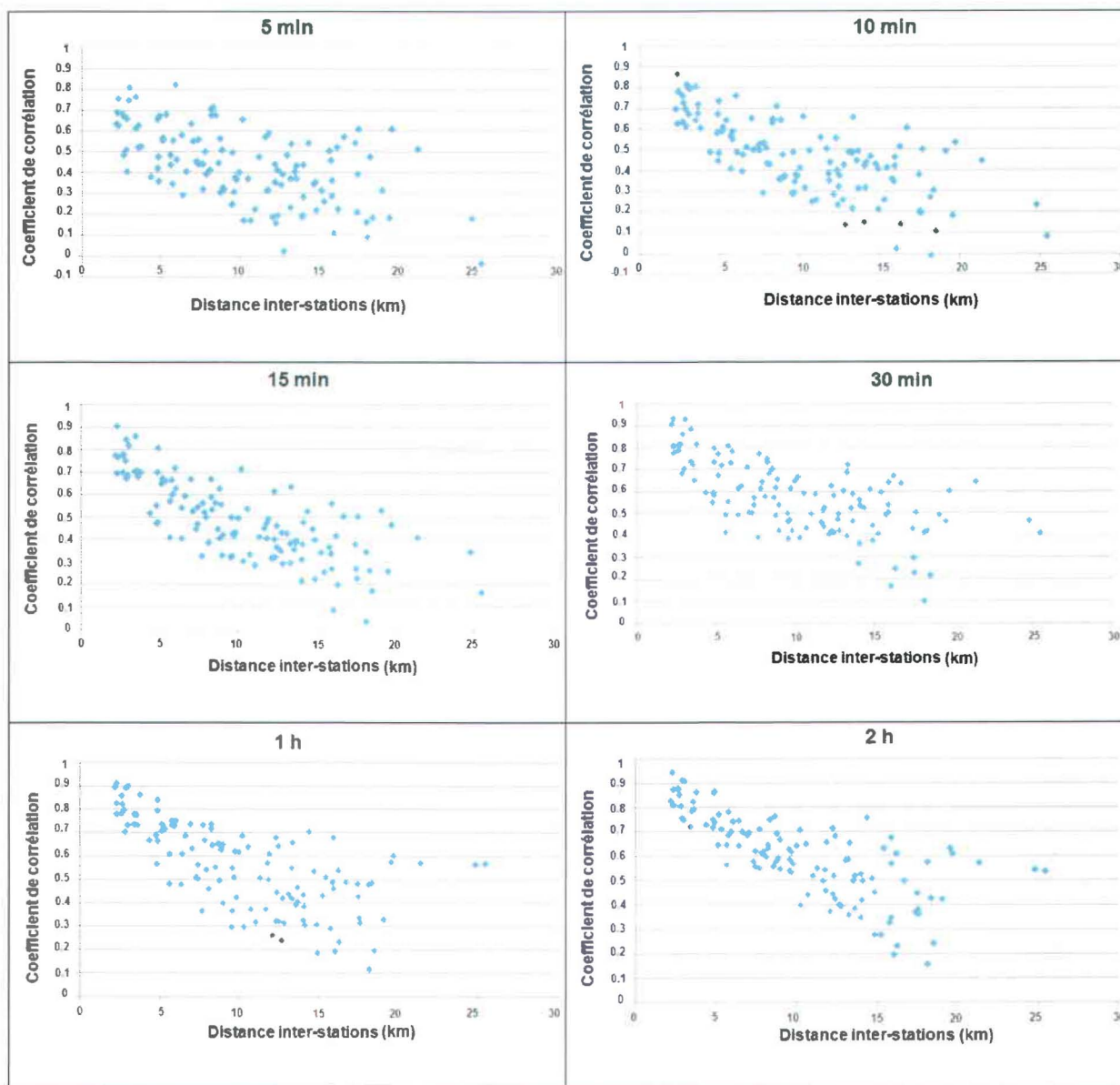


Figure 5.2 : Coefficients de corrélation des maximums de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 5, 10, 15, 30 min., 1 et 2 heures).

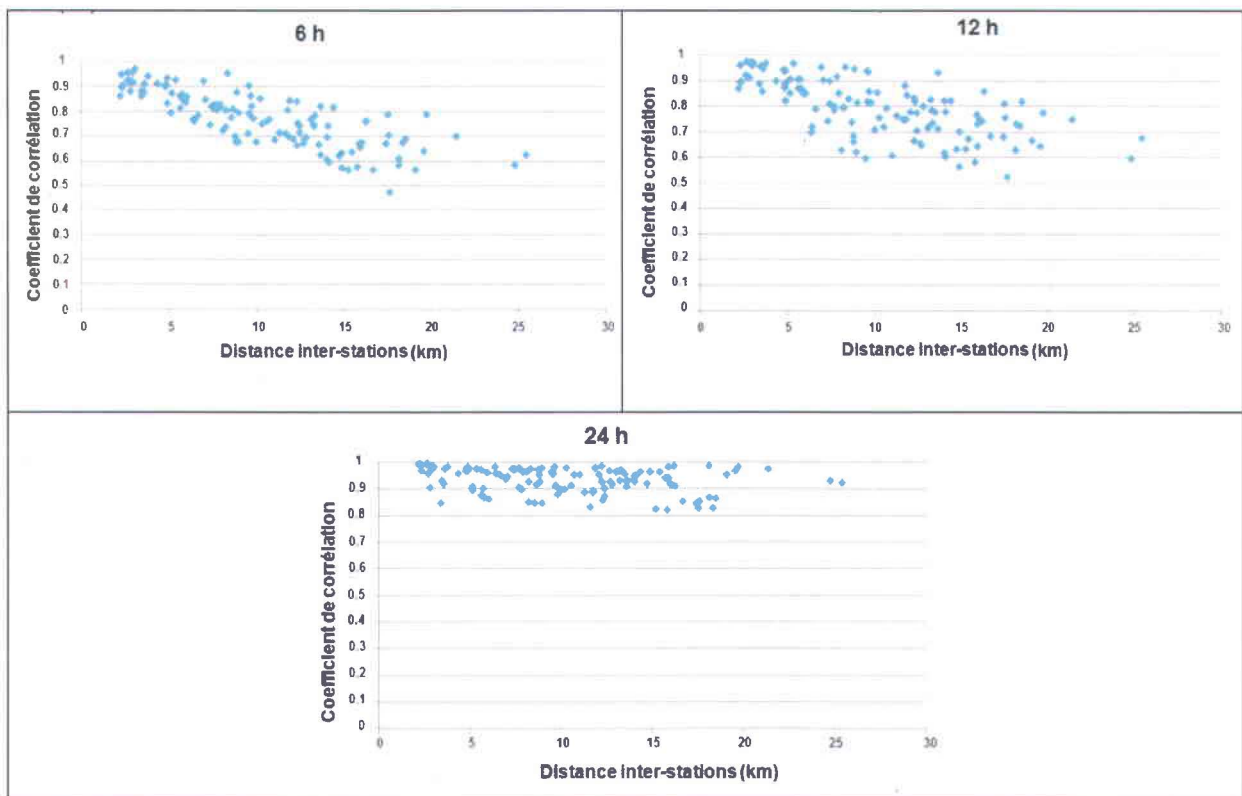


Figure 5.3 : Coefficients de corrélation des maximums de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 6, 12 et 24 heures).

Une première conclusion que nous pouvons tirer est que la corrélation entre les maximums de pluie diminue lorsque la distance entre les stations augmente. .

En examinant l'allure des différents graphiques des Figures 5.2 et 5.3, on constate que les coefficients de corrélation semblent décroître à peu près linéairement en fonction de la distance interstations, sauf pour la durée 24 h. Pour vérifier cette hypothèse, nous avons construit un modèle de régression linéaire exprimant les coefficients de corrélation en fonction de la distance interstation et avons vérifié s'il existait réellement une relation linéaire significative entre les coefficients de corrélation et la distance. L'objectif de cette analyse n'est pas de construire un modèle qui permette de calculer le coefficient de corrélation entre les données de pluie de deux stations en fonction de la distance qui les sépare, mais plutôt : 1) de vérifier si ce coefficient de corrélation dépend effectivement de la distance; et 2) de pouvoir, si possible, estimer le coefficient de corrélation moyen auquel on peut s'attendre pour deux stations séparées d'une distance donnée.

Le modèle de régression linéaire construit s'exprime ainsi :

$$\hat{y} = B_0 + B_1x \quad (4)$$

Avec :

\hat{y} : estimation du coefficient de corrélation.

x : distance interstation (m).

B_0 : ordonnée à l'origine du modèle linéaire.

B_1 : pente du modèle linéaire.

Ces différents coefficients (B_0 et B_1) ont été déterminés par la méthode des moindres carrés.

D'après les Figures 5.2 et 5.3, nous constatons que, pour les courtes durées, les coefficients de corrélation sont beaucoup plus dispersés (surtout pour les coefficients de corrélation des maximums de pluie sur cinq minutes). Les coefficients de corrélation commencent à s'approcher de la tendance linéaire pour les maximums calculés sur des durées plus grandes (à partir de la durée 15 min, nous commençons à distinguer la tendance plus clairement). Pour la durée 24 h, les coefficients de corrélation suivent un plafond presque horizontal, ce qui signifie que les coefficients de corrélation des maximums de pluie calculés sur 24 h sont quasiment indépendants de la distance interstation. Cette différence de comportement s'explique par la nature différente des événements pluvieux causant des hauteurs de pluie importantes sur de petites et de courtes durées. En effet, les événements causant des hauteurs de pluies importantes sur 24 h sont ceux qui couvrent généralement une grande superficie et qui, par conséquent, vont généralement toucher tout le territoire de la ville avec une même intensité. Par contre, les événements causant des intensités fortes sur de plus courtes durées, par exemple 30 min., sont des événements convectifs qui sont généralement plus localisés.

Nous avons aussi estimé, pour chaque durée, le coefficient de corrélation r^2 entre le coefficient de corrélation des pluies et la distance; ce coefficient mesure l'intensité de la relation linéaire entre les coefficients de corrélation des maximums de pluie et la distance. Le r^2 est lui-même un coefficient de corrélation (selon l'équation (3)). Le coefficient de corrélation linéaire est largement utilisé et sa définition est citée dans plusieurs études telle par exemple celle de RAKOTOMALALA (2012).

Après avoir construit le modèle linéaire, nous avons fait un test de Student pour vérifier si les pentes des différents modèles linéaires proposés sont significatives tout en considérant :

- L'hypothèse nulle : $H_0 : B_1 = 0$.
- L'hypothèse alternative : $H_1 : B_1 < 0$.
- Un niveau de signification α de 5 %.

Le test de Student consiste à comparer la statistique du test t , qui suit une distribution de Student à $(n-2)$ degrés de liberté (n correspond au nombre de valeurs de coefficients de corrélation calculés pour les différents maximums de pluie des stations étudiées), à la valeur de $t_\alpha(n-2)$. Nous rejetterons l'hypothèse nulle si t est inférieur à t_α .

Au total, nous avons 120 valeurs de coefficients de corrélation pour les 16 stations étudiées, donc nous avons 118 degrés de liberté dans notre cas; nous allons donc comparer notre statistique de test à $t_\alpha(118) = -1,658$.

La statistique du test t est calculée comme suit :

$$t = \frac{B_1}{s / \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (5)$$

Avec s la variance empirique des estimations du modèle linéaire qui peut être estimée par :

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n-2} \quad (6)$$

Sachant que \hat{y}_i est la valeur du coefficient de corrélation estimé par la modèle linéaire.

Le Tableau 5.3 présente, pour les différentes durées des maximums de pluie, la valeur du coefficient de corrélation (r^2), la valeur de la pente de la régression linéaire ainsi que la valeur de la statistique du test de Student (t) pour cette pente.

Tableau 5.3 : Résultats des tests sur les pentes.

Durée	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
r^2	0,33	0,48	0,56	0,42	0,43	0,53	0,64	0,45	0,08
Pente (km ⁻¹)	-1,91*10 ⁻²	-2,4*10 ⁻²	-2,5*10 ⁻²	-2*10 ⁻²	-2,3*10 ⁻²	-2,3*10 ⁻²	-1,7*10 ⁻²	-1,4*10 ⁻²	-2,6*10 ⁻³
t	-7,50	-10,50	-12,29	-9,29	-9,42	-11,59	-14,52	-9,9	-3,24

Le résultat de ce test montre que pour toutes les durées, les pentes sont significativement inférieures à zéro (t toujours inférieure à $t_{\alpha}(n-2)$). On constate également que la pente de la régression est beaucoup plus faible pour la durée 24 h que pour toutes les autres durées. De plus, la très faible valeur de r^2 pour la durée 24 h indique que le modèle linéaire, en fonction de la distance, ne permet d'expliquer qu'une très faible proportion de la variabilité des coefficients de corrélation entre les maximums de pluie sur 24 h pour des stations différentes. Globalement, nous pouvons dire que, pour toutes les durées analysées, les r^2 sont assez faibles. Ceci veut dire que les modèles linéaires n'expliquent qu'en partie la variation des coefficients de corrélation, malgré qu'il y ait une relation linéaire significative entre les coefficients de corrélation et la distance, pour toutes les durées, selon le test de Student sur la pente, tel que le suggère l'examen des Figures 5.2 et 5.3.

La Figure 5.4 présente la variation de l'espérance du coefficient de corrélation, en fonction des différentes durées, tel que calculé selon les modèles linéaires établis précédemment pour les distances interstations de 3 km, 10 km, 20 km et 30 km. Nous constatons tout d'abord que, lorsque la distance entre les stations pluviométriques augmente, la corrélation moyenne entre les maximums de pluie diminue.

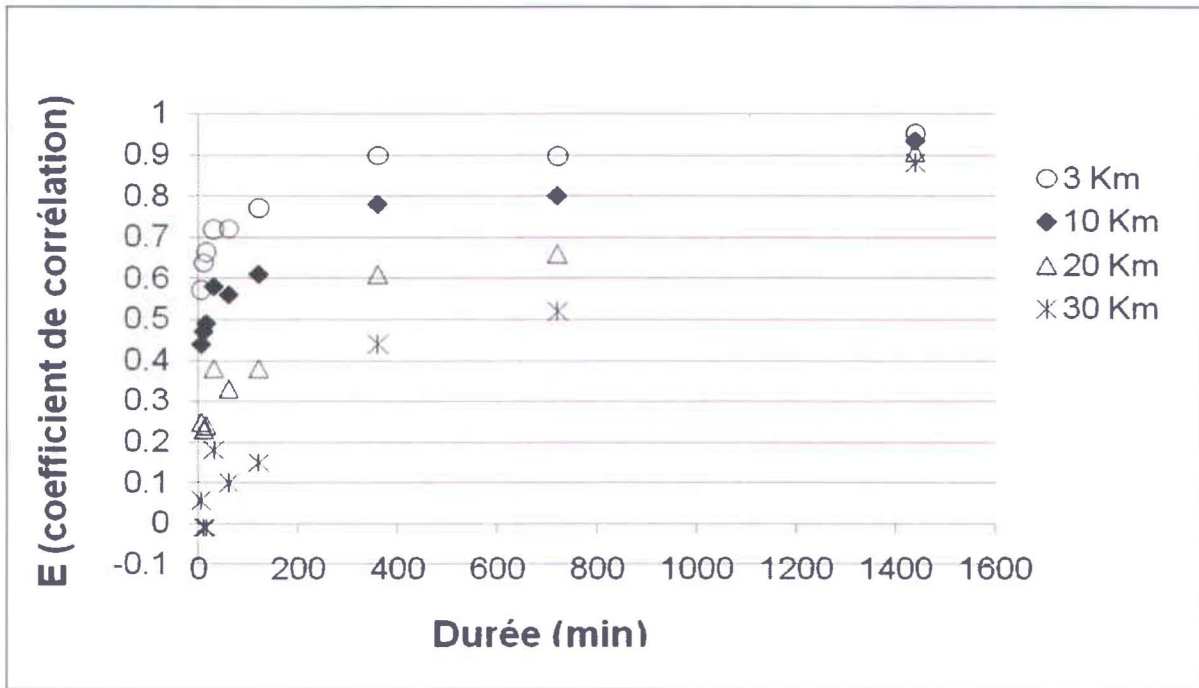


Figure 5.4 : Coefficients de corrélation moyens en fonction des durées étudiées pour les distances 3 km, 10 km, 20 km et 30 km.

D'après la Figure 5.4, pour la distance 3 km (qui correspond environ à la distance séparant les stations 910 et 920, situées de part et d'autre de notre bassin d'étude et qui seront utilisées pour les analyses du chapitre suivant), les coefficients de corrélations moyens entre les maximums de pluie pour les différentes durées étudiées sont assez élevés à partir de la durée 2 h. Cette corrélation est d'autant plus importante lorsque la durée augmente, ce qui est vrai pour toutes les distances. Globalement, nous pouvons dire que, pour toutes les durées et distances considérées, les coefficients de corrélation sont plutôt faibles, sauf pour la distance 3 km pour des durées supérieures ou égales à 2 h.

Il est aussi possible de bâtir un modèle exponentiel au lieu du modèle linéaire pour ajuster les coefficients de corrélation et ce pour les différentes durées analysées. Le modèle exponentiel serait exprimé comme suit :

$$\rho = e^{-\lambda x} \quad (7)$$

Avec :

ρ : estimation du coefficient de corrélation.

x : distance interstation (m).

λ : coefficient du modèle (caractéristique pour chaque durée).

Pour certaines durées, ce modèle présente de meilleures estimations des coefficients de corrélations que le modèle linéaire (somme moindre des écarts au carré) et il présente surtout l'avantage de toujours donner une valeur égale à 1 pour une distance nulle (pour une même station). Le tableau 5.4 présente les différentes valeurs de λ pour les durées étudiées.

Tableau 5.4 : Coefficients du modèle exponentiel.

Durée	5 min	10 min	15 min	30 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
λ	0,087	0,081	0,076	0,056	0,060	0,052	0,025	0,022	0,006

À l'issue de cette analyse, nous pouvons dire qu'il faut toujours user de prudence lorsqu'on utilise les données de pluie de certaines stations pluviométriques, dans le cas d'un évènement pluvieux intense, surtout s'il s'agit d'évènements de courtes durées (inférieures à 6 h) et lorsque la distance entre le bassin étudié et le pluviomètre est de l'ordre de 10 km ou plus. D'après nos résultats, ces données de pluie ne représentent qu'en partie les maximums de pluie réellement tombée dans la zone étudiée durant un évènement donné pour diverses durées. De plus, notre analyse s'est limitée à étudier les maximums de pluie sur diverses durées à l'échelle de l'évènement et non pas la distribution temporelle des intensités de pluie au cours d'un même évènement. Or, cette distribution, qui peut avoir un impact important sur la réponse d'un réseau de drainage comme nous l'avons vu au chapitre précédent, varie certainement encore plus d'une station à l'autre que les seuls maximums de pluie.

5.2 Analyse des corrélations spatiales des maximums annuels de pluie

Après avoir analysé les corrélations entre les maximums de pluie à l'échelle des évènements pour les 16 stations pluviométriques sélectionnées, nous passons, dans cette partie, à l'étude des corrélations des maximums annuels de pluie pour les mêmes stations. Tel que mentionné précédemment, nous nous intéressons aux maximums annuels des pluies puisque ce type d'information est souvent utilisé en conception de réseaux de drainage urbains. Cependant, cette analyse a été effectuée à titre exploratoire, puisque nous n'avons pas assez de données pour prétendre faire une analyse de corrélations exhaustive (nous avons seulement six valeurs de maximums annuels de l'année 2005 à 2010).

5.2.1 *Méthodologie*

Dans cette partie, nous avons débuté par l'extraction des maximums annuels de pluie, enregistrés sur la période allant du 1^{er} mai jusqu'au 31 octobre, de l'année 2005 à l'année 2010, pour différentes durées. Les durées considérées sont : 5 min, 10 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 6 h, 12 h et 24 h. Nous avons par la suite calculé les coefficients de corrélation entre les maximums annuels des différentes stations pluviométriques sélectionnées dans la partie précédente (16 stations) pour chacune des durées. Ces coefficients de corrélation ont ensuite été tracés en fonction de la distance interstation.

5.2.2 *Résultats et discussion*

Les résultats de cette analyse sont illustrés par les graphiques présentés aux Figures 5.5 (5 à 30 minutes et 1 et 2 heures) et 5.6 (6, 12 et 24 heures).

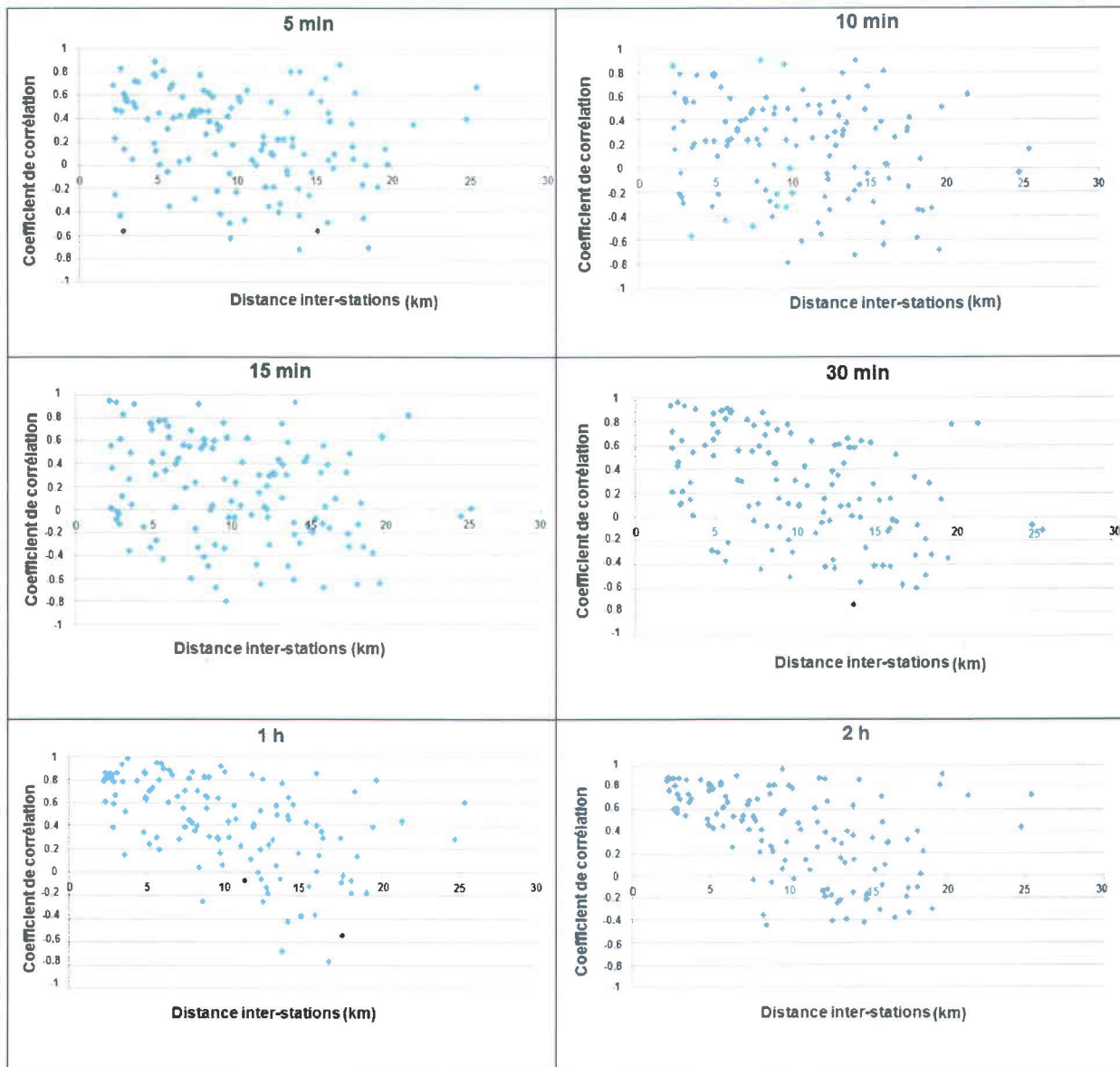


Figure 5.5 : Présentation des résultats de coefficients de corrélations spatiales des maximums annuels de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 5 min, 10 min, 15 min, 30 min, 1 h et 2 h).

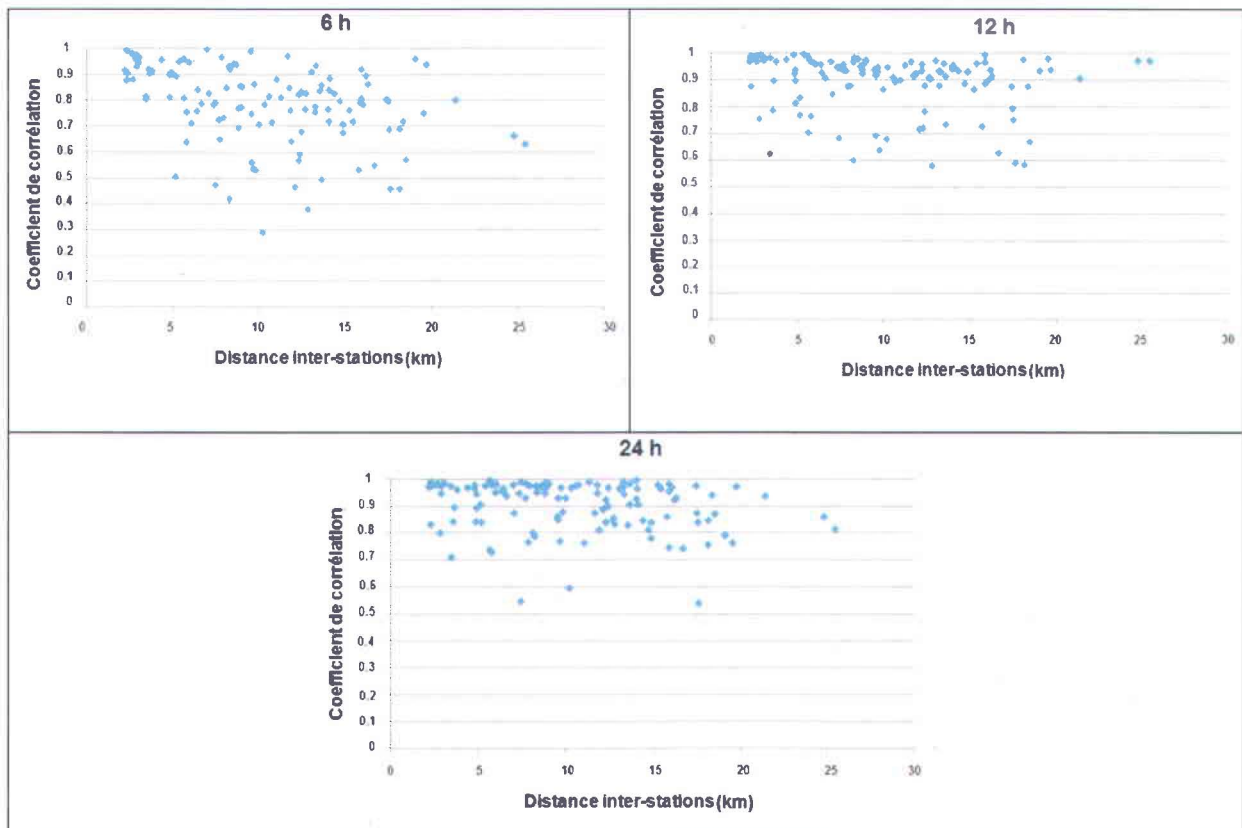


Figure 5.6 : Coefficients de corrélations spatiales des maximums annuels de pluie sur les différentes durées pour les stations pluviométriques étudiées (durées 6 h, 12 h et 24 h).

Pour le cas des maximums annuels de pluie, la corrélation moyenne diminue également lorsque la distance interstation augmente (nous distinguons une tendance d'allure décroissante des coefficients de corrélations pour toutes les durées étudiées). Si nous comparons les coefficients de corrélation des maximums annuels par rapport à ceux des maximums de pluie à l'échelle des événements sur les différentes durées (Section 5.2), nous constatons tout d'abord que, pour le cas des maximums annuels, les coefficients de corrélation sont plus dispersés en fonction de la distance. La corrélation entre les maximums annuels de pluie enregistrés en différentes stations semble donc moins dépendre de la distance entre ces stations que la corrélation entre les maximums de pluie à l'échelle des événements (cependant, on doit rappeler que ces différents coefficients de corrélation ont été calculés avec seulement six données pour chaque station et pour chaque durée, ce qui pourrait expliquer en partie la plus grande dispersion des points).

Pour vérifier cette hypothèse, nous avons construit, comme précédemment, des modèles linéaires pour les différents cas de figure et nous avons effectué le test de Student sur la pente

de ces modèles linéaires. Les équations du modèle linéaire et les hypothèses du test sont les mêmes que dans la section précédente (5.2). Les coefficients de corrélations r^2 , les pentes ainsi que les statistiques du test de Student sur la pente sont présentés au tableau 5.4.

Tableau 5.5 : Résultats des tests sur les pentes.

Durée	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
r^2	0,05	0,04	0,06	0,17	0,26	0,21	0,13	0,02	0,05
Pente (m^{-1})	$-1,7 \cdot 10^{-5}$	$-1,6 \cdot 10^{-5}$	$-2,1 \cdot 10^{-5}$	$-3,4 \cdot 10^{-5}$	$-3,8 \cdot 10^{-5}$	$-3,4 \cdot 10^{-5}$	$-1 \cdot 10^{-5}$	$-3 \cdot 10^{-6}$	$-4 \cdot 10^{-6}$
t	-2,55	-2,20	-2,86	-5,00	-6,43	-5,66	-4,30	-1,66	-2,44

Les valeurs de r^2 pour le cas des maximums annuels de pluie sont faibles et nettement inférieures à celles des maximums de pluies à l'échelle des événements. Elles sont inférieures à 0,27 pour toutes les durées (inférieures à 0,2 pour la majorité des durées). L'influence de la distance entre les stations pluviométriques pour ce cas est beaucoup moins claire (on calcule même des coefficients de corrélation négatifs entre les maximums annuels pour certaines paires de stations). D'autre part, le test de Student montre que la tendance linéaire décroissante est significative pour toutes les durées étudiées (t est toujours inférieur à $t_{\alpha}(118) = -1,658$). Toutefois, rappelons que les séries étudiées ne comportent que six éléments chacune et donc nous ne pouvons pas conclure à partir de ces données sur la présence ou non d'un impact de la distance interstation sur le coefficient de corrélation entre les maximums annuels.

5.3 Conclusion

Cette partie avait pour objectif principal d'analyser l'impact de l'utilisation des données de pluie d'une station relativement éloignée de la zone d'étude sur la réponse d'un réseau de drainage; lors d'une pluie donnée. Nous nous sommes intéressés aux événements pluvieux les plus intenses, puisque c'est suite à ces événements que nous devons souvent réaliser un diagnostic de réseau de drainage (pour comprendre comment le réseau a réagi et améliorer le service de drainage urbain). Nous avons, en premier lieu, analysé la corrélation entre les maximums de pluie à l'échelle des événements pour le réseau de pluviomètres de la Ville de Québec, pour plusieurs durées (5 min., 10 min., 15 min., 30 min., 1 h, 2 h, 6 h, 12 h et 24 h). Ceci a tout d'abord montré que la corrélation existe entre les maximums des pluies enregistrés en différentes stations et que cette corrélation diminue linéairement pour toutes les durées analysées. De plus, nous avons obtenu de faibles corrélations pour les petites durées (durées

inférieures à 6 h). Ces résultats nous amènent à conclure qu'il faut toujours se méfier de l'utilisation des données de pluie des stations éloignées pour diagnostiquer des réseaux de drainage lors d'évènements pluvieux spécifiques, puisque ces données peuvent, dans certains cas, n'expliquer que très peu ce qui s'est réellement passé dans la zone étudiée (en matière de quantité maximale de pluie tombée sur diverses durées). Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous avons analysé, à titre exploratoire, les corrélations entre les maximums annuels de pluie (calculés sur les mêmes durées analysées dans le cas des maximums à l'échelle des évènements). Ces maximums annuels sont surtout utiles pour construire des courbes IDF, souvent employées pour construire les pluies de projets dans la phase de conception des réseaux. Dans cette deuxième partie, cependant, nous n'avions pas assez de données pour pouvoir en tirer des conclusions rigoureuses.



6. Impact de la distribution spatiale de la donnée de pluie sur les résultats de simulation de SWMM5

L'analyse des corrélations des maximums de pluie sur différentes durées (Chapitre 5) nous a montré que lorsque la distance entre les stations pluviométriques augmente, les mesures de pluie deviennent de moins en moins corrélées. Aussi, d'une manière générale et même à petite échelle, nous avons vu que les corrélations entre les données provenant de différentes stations ne sont pas suffisamment élevées pour que l'on puisse prétendre que les mesures provenant d'une station représentent bien ce qui a pu se produire lors d'une pluie donnée, dans un secteur situé à quelques kilomètres de la station de mesures. Ainsi, pour deux stations éloignées de 3 km (soit la distance qui sépare les stations situées de part et d'autre de notre bassin d'étude), par exemple, les mesures de pluie lors d'un événement donné peuvent présenter des différences significatives. Notons que l'étude présentée au chapitre précédent a été effectuée sur les maximums de pluie enregistrés sur différentes durées et que, déjà, nous avons noté des corrélations plutôt faibles; nous pouvons penser que pour des séries de pluie, c.-à-d. tenant compte, par exemple, de la hauteur totale de pluie et de la forme de l'hyétoGramme, la variation d'une station à l'autre serait encore plus importante. Pour cela, nous allons consacrer ce chapitre à l'analyse de l'impact de la série de pluies utilisée sur la réponse d'un réseau de drainage, cet impact étant évalué en matière de surcharges et d'inondations. Il s'agit de voir comment le fait d'utiliser les données de pluie d'une station ou d'une autre peut influencer la réponse d'un réseau de drainage urbain, et ce, à petite échelle. Ce chapitre comportera deux principales parties. Dans la première partie, nous allons utiliser tous les événements pluvieux survenus sur le territoire à l'étude pendant les années 2004 à 2010. Dans la seconde partie, nous nous concentrerons sur les événements les plus intenses. Pour les deux parties de ce chapitre, le cas d'étude est le réseau de drainage du collecteur de la Savane de la ville de Québec, présenté au chapitre 3. De plus, l'impact de la pluie sur ce réseau de drainage est évalué par simulation à l'aide du modèle SWMM5.

Il s'agit d'analyser, en première partie, les résultats des simulations de plusieurs pluies en utilisant, comme données d'entrée au modèle, les mesures des pluviomètres 910 et 920 (situés de part et d'autre du secteur à l'étude) pour connaître l'impact de la variabilité de la pluie sur la réponse du réseau du collecteur de la Savane. Dans la deuxième partie, cet impact sera analysé seulement pour les *événements pluvieux les plus intenses sur une durée de*

30 minutes, durée qui correspond à peu près au temps de concentration du réseau de drainage étudié.

6.1 Simulation de tous les évènements pluvieux de 2004 à 2010

Cette partie consiste à étudier l'impact de la variabilité de la distribution spatiale de la donnée de pluie sur les résultats de modélisation, donnés par le modèle SWMM5, pour le réseau de drainage du collecteur de la Savane. Pour cette évaluation, nous disposons des données de pluie aux cinq minutes pour les pluviomètres 910 et 920 (dont la localisation est illustrée à la Figure 3.6), de l'année 2004 à 2010.

6.1.1 Méthodologie

Les étapes suivies pour la réalisation de cette partie sont :

Étape 1 : L'extraction des pluies enregistrées par les stations 910 et 920 pour les années 2004 à 2010.

Étape 2 : La séparation des données de pluies enregistrées à la station 920 en des évènements pluvieux, en fixant l'intervalle interévènement à cinq heures. Cet intervalle a été choisi suite à une analyse d'autocorrélation de ces données, présentée dans PINSONNAULT (2009), selon la méthode proposée par ADAMS et PAPA (2000); on obtient ainsi 537 évènements pluvieux pour la station 920.

Étape 3 : L'extraction des mesures de pluie de la station 910, pour les évènements qui débutent et finissent en même temps que les évènements pluvieux séparés pour la station 920 à l'étape précédente. On obtient donc les 537 mêmes évènements pluvieux pour la station 910 que pour la station 920.

Étape 4 : La réalisation des simulations des 537 évènements pluvieux selon trois méthodes différentes :

1. Affecter à tous les sous-bassins du réseau les données de pluie de la station 910.
2. Affecter à tous les sous-bassins du réseau les données de pluie de la station 920.

3. Appliquer la méthode des polygones de Thiessen pour utiliser une combinaison des données des deux stations (910 et 920) : il s'agit d'attribuer aux sous-bassins les plus proches de la station 910 les données de cette station et aux sous-bassins les plus proches de la station 920, les mesures de cette station. Au total, il y a 102 sous-bassins sur le bassin du collecteur de la Savane, dont 35 ont été affectés à la station 910 et 67 à la station 920, selon les distances calculées entre chacun des centroïdes des sous-bassins et chacune des deux stations (voir le Tableau 15.1 des distances et l'affectation des stations pluviométriques aux différents sous-bassins à l'Annexe 6).

Étape 5 : L'exploitation des résultats de simulation des différentes méthodes afin de pouvoir mieux cerner l'impact de la variabilité spatiale des données de pluie sur les résultats des simulations. Nous avons défini des critères d'analyse qui nous ont servi de facteurs de comparaison entre les résultats des trois méthodes utilisées pour l'affectation des pluies aux sous-bassins. Ces critères reflètent certains paramètres qui sont liés aux surcharges et aux inondations, puisque nous souhaitons étudier comment le fait d'utiliser les données d'une station ou d'une autre peut influencer la réponse du modèle pour des événements susceptibles d'engendrer des problèmes d'inondation. Les critères ont été estimés pour chacun des 537 événements simulés et pour chacune des trois méthodes d'affectation des données de pluie aux sous-bassins.

Rappelons tout d'abord la différence entre la surcharge et l'inondation d'un réseau de drainage. La surcharge survient lorsque l'écoulement dans les conduites du réseau devient sous pression (conduites pleines). Toutefois, la ligne piézométrique, bien qu'alors située au-dessus de la couronne des conduites, n'atteint pas nécessairement la surface du sol. Lorsque la ligne piézométrique atteint la surface, l'eau est expulsée du réseau par certains nœuds, donnant lieu à de possibles inondations en surface (voir Chapitre 2, section 2.1).

Les différents critères définis peuvent être classés en trois groupes :

1. Hauteur totale de pluie.
2. Critères de surcharge :

- a) Nombre de nœuds en surcharge : c'est le nombre total de nœuds où la hauteur piézométrique a dépassé au moins une fois, pendant la simulation, le niveau de la couronne de la conduite la plus élevée reliée à ce nœud.
- b) Durée maximale de surcharge des nœuds : c'est la valeur maximale pour tout le réseau des durées de surcharge aux différents nœuds.
- c) Durée totale de surcharge des nœuds : c'est la somme des durées de surcharge en tous les nœuds du réseau.
- d) Hauteur maximale de surcharge des nœuds : c'est la valeur maximale parmi les hauteurs piézométriques atteintes aux nœuds en surcharge (correspond à la valeur maximale de la hauteur piézométrique au-dessus de la couronne de la conduite la plus haute, connectée au nœud).

3. Critères d'inondation :

- a) Nombre de nœuds inondés : il s'agit du nombre total de nœuds pour lesquels la hauteur piézométrique a atteint ou dépassé au moins une fois, pendant la simulation, la surface du sol. On parle dans ce cas de nœuds inondés.
- b) Durée maximale d'inondation des nœuds : c'est la valeur maximale pour tout le réseau parmi les durées d'inondation aux différents nœuds, la durée d'inondation étant définie comme le temps total (pas nécessairement continu) pendant lequel la hauteur piézométrique a atteint ou dépassé la surface du sol.
- c) Durée totale d'inondation des nœuds : c'est la somme des durées d'inondation à tous les nœuds inondés durant la simulation.
- d) Volume maximal inondé : c'est la valeur maximale des volumes d'eau inondée pour tout le réseau parmi les nœuds inondés pendant la simulation.
- e) Volume total inondé : il s'agit de la somme des volumes d'eau inondés aux nœuds.

Les critères de comparaison cités ci-dessus peuvent aussi être classés différemment, selon qu'ils servent à caractériser l'aspect spatial, l'aspect temporel ou encore une combinaison de ces deux aspects pour les phénomènes de surcharge et d'inondation du réseau de drainage :

- *Critères spatiaux* : regroupent les critères : 1), 2a), 2d), 3a) et 3d).
- *Critères temporels* : regroupent les critères 2b) et 3b).
- *Critères spatio-temporels* : regroupent les critères 2c), 3c) et 3e). Ces critères donnent une caractérisation à la fois spatiale et temporelle des surcharges et inondations.

6.1.2 Présentation des résultats et discussion

Dans cette section nous allons présenter les résultats des simulations pour les différents critères de comparaison. Pour chacun des critères, nous présenterons la comparaison des résultats de simulation employant les données de la station 920 par rapport aux résultats obtenus avec les données de la station 910 (pour toutes les figures qui suivront, la droite en rouge représente la droite de pente 1:1). D'autres comparaisons de résultats ont été faites pour les différents critères : la méthode 910 par rapport à la méthode des polygones de Thiessen, la méthode 920 par rapport à la méthode des polygones de Thiessen et finalement, la comparaison des trois méthodes sous forme de diagrammes en boîte (*boxplots*). Les résultats de ces dernières comparaisons sont présentés à l'Annexe 7.

Hauteur totale de pluie

Les résultats de simulation pour le premier critère, qui est la hauteur de pluie pour les différents événements pluvieux simulés, sont présentés à la Figure 6.1 et à la Figure 16.1 de l'Annexe 7,

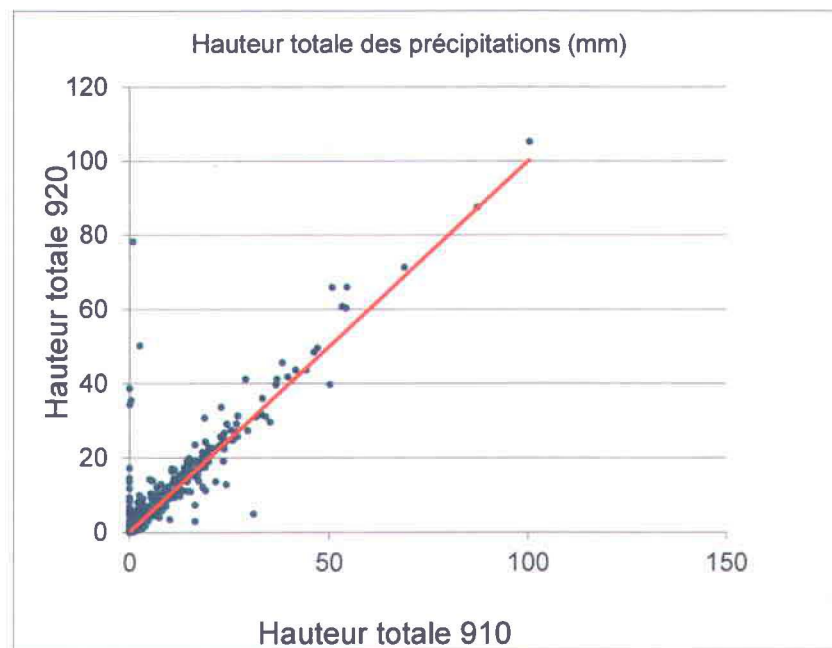


Figure 6.1 : Hauteur totale de pluie selon les méthodes 910 et 920.

Ces résultats montrent tout d'abord que la méthode de simulation avec seulement les données de la station 920 conduit à des hauteurs de pluie plus élevées que les méthodes 910 et des polygones de Thiessen. Aussi, la méthode 920 s'approche plus de la méthode de simulation

combinée (polygones de Thiessen) pour les résultats de hauteur totale de pluie. D'autre part, pour certains évènements pluvieux dont la valeur de pluie est quasiment nulle à la station 920, nous avons enregistré des hauteurs de pluie supérieures à 30 mm à la station 910. Nous constatons alors que, même à petite échelle et même si on ne considère qu'une variable globale telle que la hauteur totale de pluie, la pluie mesurée peut être très différente d'une station pluviométrique à une autre (ce qui confirme les résultats du chapitre 5). De ce fait, nous devons toujours demeurer prudents face à l'origine des données de pluies utilisées en diagnostic de réseau de drainage. Pour ce genre d'analyse, il serait donc recommandé d'avoir en main des données de pluie provenant d'un maximum de stations possibles sur le territoire étudié.

Critères de surcharge

La Figure 6.2 présente les résultats de comparaison des critères de surcharge pour les méthodes de simulation 910 et 920.

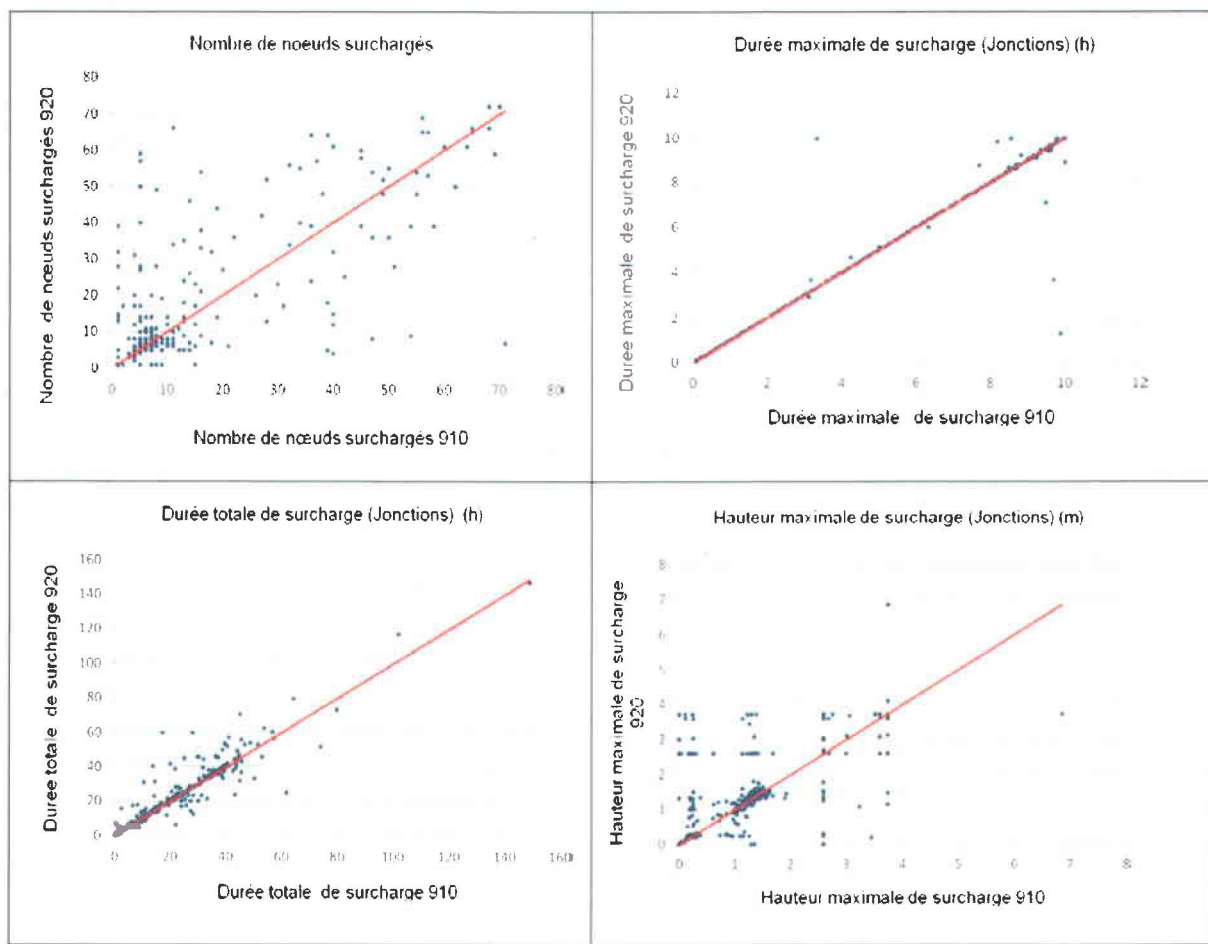


Figure 6.2 : Critères de surcharge selon les méthodes 910 et 920.

Nombre de nœuds surchargés

En ce qui concerne le nombre de nœuds en surcharge (1^{er} graphique de la Figure 6.2 et Figure 16.2 de l'Annexe 7), les disparités remarquées dans les hauteurs totales de pluie s'amplifient au niveau du nombre de nœuds surchargés. En effet, nous constatons que, pour des écarts en hauteur de pluie généralement faibles, il existe des disparités importantes en matière de nombre de nœuds en surcharge. Aussi, nous pouvons dire que la méthode de simulation avec les données de la station 920 uniquement représente mieux les résultats de la méthode des polygones de Thiessen, ce à quoi on pouvait s'attendre, puisque plus de sous-bassins sont affectés à la station 920 qu'à la station 910 dans la méthode des polygones de Thiessen.

Durée maximale de surcharge

La durée maximale de la surcharge aux nœuds est représentée au 2^e graphique de la Figure 6.2 et à la Figure 16.3 de l'Annexe 7. Plusieurs valeurs de maximums se répètent pour plusieurs cas d'évènement pluvieux (plusieurs points sur le graphique sont confondus). Les méthodes 910 et 920 donnent beaucoup de valeurs rapprochées (et même égales) pour ce critère, mais en général, la méthode 920 donne des valeurs de durée maximale de surcharge des nœuds un peu plus élevées que la méthode 910 (ceci apparaît plus clairement dans les graphiques de comparaison de ces deux méthodes à la méthode des polygones de Thiessen, à la Figure 16.3 de l'Annexe 7). D'après le diagramme en boîte (Figure 16.3, Annexe 7), nous pouvons dire que les trois méthodes (910, 920 et polygones de Thiessen) semblent donner presque les mêmes résultats pour ce critère, lorsqu'analysés globalement. Toutefois, il y a certains évènements qui présentent des valeurs exceptionnelles relatives à la durée maximale de surcharge et qui s'éloignent de la droite de pente 1:1. Ces évènements sont cependant peu nombreux et parmi ceux-ci, on retrouve ceux pour lesquels les hauteurs de pluie enregistrées aux pluviomètres 910 et 920 sont très différentes. Globalement, nous n'avons pas beaucoup de disparités entre les trois méthodes pour ce critère, ce qui signifie que les durées maximales de surcharge sont généralement similaires.

Durée totale de surcharge

De même, pour le critère correspondant à la durée totale de surcharge (3^e graphique de la Figure 6.2 et Figure 16.4 de l'Annexe 7), la comparaison pour les trois méthodes montre que la méthode 920 s'approche davantage de la méthode des polygones de Thiessen pour ce critère.

D'une manière générale, pour ce critère, malgré quelques disparités, les trois méthodes donnent des résultats assez semblables.

Hauteur maximale de surcharge

La hauteur maximale de surcharge analysée correspond à la valeur maximale de la hauteur piézométrique atteinte parmi tous les nœuds en surcharge du réseau. Lorsqu'une pluie ne provoque aucune surcharge, cette valeur est égale à zéro. Les résultats pour ce critère sont présentés au 4^e graphique de la Figure 6.2 et à la Figure 16.5 de l'Annexe 7. Pour ce critère, tout comme pour le nombre de nœuds surchargés, plusieurs valeurs de maximums sont identiques pour plusieurs événements simulés (points confondus sur les graphiques); ceci est dû au fait que la hauteur maximale de surcharge, telle que donnée en sortie par le modèle SWMM5, ne peut jamais dépasser le niveau du sol. Pour ce critère, les trois méthodes (910, 920 et polygones de Thiessen) présentent des résultats différents. La méthode 920 s'approche davantage de la méthode des polygones de Thiessen et elle présente globalement des valeurs de hauteurs maximales de surcharge plus élevées que celles résultantes des deux autres méthodes (voir le diagramme en boîte à la Figure 16.5 de l'Annexe 7). Ces valeurs élevées peuvent être expliquées par le fait que pour cette même méthode (920), les valeurs de hauteur totale de pluie sont plus élevées.

Critères d'inondations

Les résultats de comparaison des critères d'inondation sont présentés à la Figure 6.3.

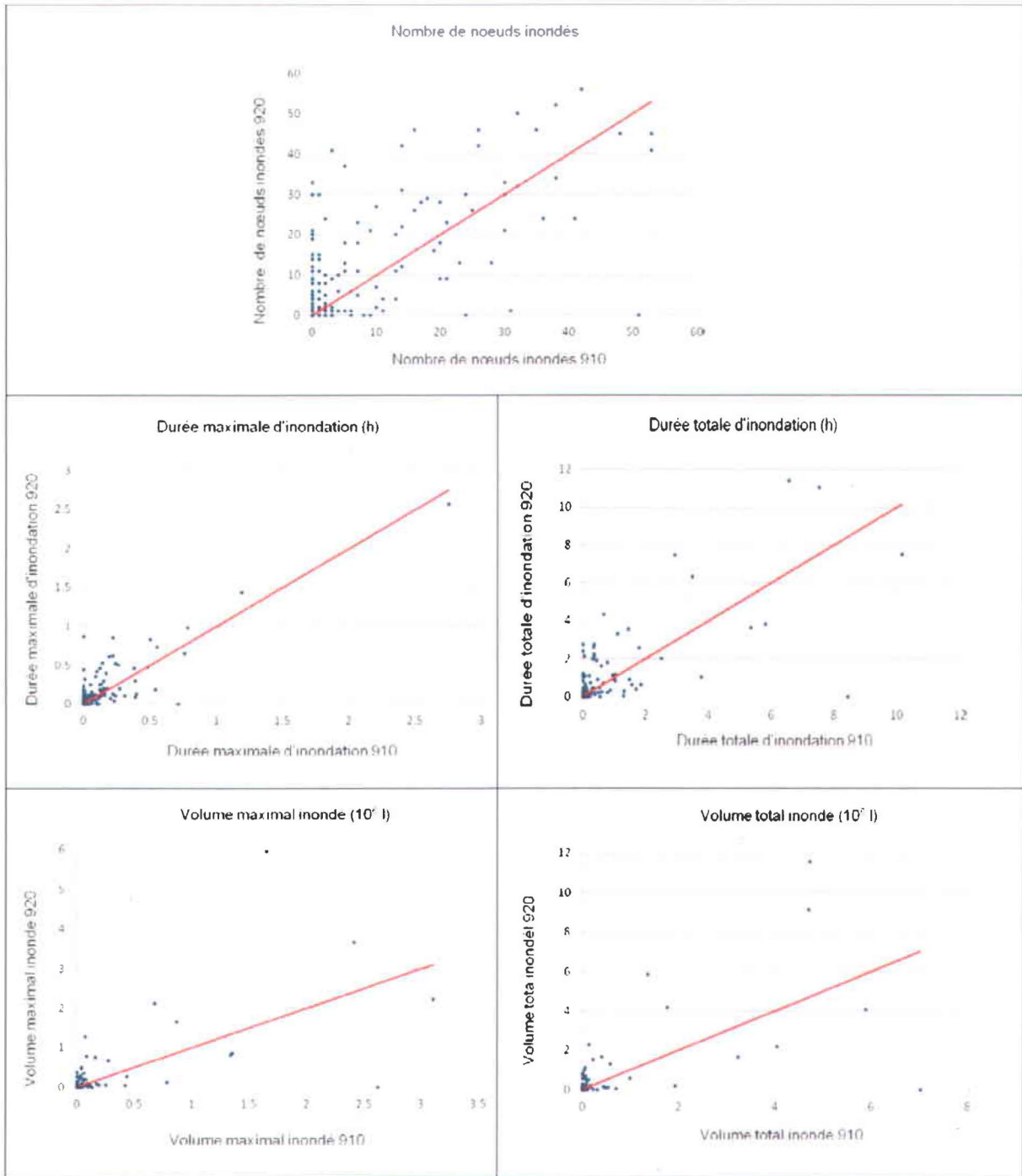


Figure 6.3 : Comparaison des critères d'inondation pour les méthodes 910 et 920.

Nombre de nœuds inondés

En ce qui concerne le nombre de nœuds inondés (1^{er} graphique de la Figure 6.3 et Figure 16.6 de l'Annexe 7), les méthodes 910 et 920 donnent des résultats souvent très différents, tout comme pour le nombre de nœuds surchargés. Nous remarquons aussi que la méthode 920 donne des résultats se rapprochant davantage de la méthode des polygones de Thiessen. D'une manière générale, les trois méthodes donnent des résultats différents pour le critère du nombre de nœuds inondés. Pour ce critère, considérer les données de la station 910 ou celles de la station 920 change beaucoup la réponse du réseau de drainage du collecteur de la Savane.

Durée maximale d'inondation

Pour le critère de la durée maximale d'inondation dans les nœuds (2^e graphique de la Figure 6.3 et Figure 16.7 de l'Annexe 7), les trois méthodes donnent des résultats similaires, toujours avec la méthode 920 qui donne davantage des valeurs de durée maximale d'inondation relativement plus élevées. Pour l'évènement le plus sévère face à ce critère, soit celui qui cause une durée totale d'inondation de plus de 2,5 h, les résultats sont similaires pour les méthodes 910 et 920.

Durée totale d'inondation

Pour la durée totale d'inondation (3^{ème} graphique de la Figure 6.3 et Figure 16.8 de l'Annexe 7), les résultats des simulations montrent une différence assez claire entre les trois méthodes. Les résultats de la méthode 920 suivent mieux les résultats de la méthode des polygones de Thiessen pour ce critère.

Volume maximal inondé

En ce qui concerne le volume maximal inondé (4^{ème} graphique de la Figure 6.3 et Figure 16.9 de l'Annexe 7), les méthodes 910 et 920 donnent des résultats nettement différents et la méthode 920 s'approche beaucoup plus de la méthode des polygones de Thiessen. La méthode 920 donne aussi des valeurs plus élevées pour ce critère en comparaison à la méthode 910.

Volume total inondé

Les résultats des simulations pour le volume total inondé dans les nœuds (5^{ème} graphique de la Figure 6.3 et Figure 16.10 de l'Annexe 7) sont aussi différents pour les trois méthodes. Nous remarquons qu'il y a plusieurs points qui sont confondus dans ces figures. La méthode 920

présente des valeurs de volume total inondé qui sont en général supérieures à celles données par la méthode 910 (tout en reproduisant davantage les résultats de la méthode polygone de Thiessen).

6.1.3 Synthèse des résultats

Les résultats présentés ci-dessus montrent que les simulations réalisées avec les données de la station 910, les données de la station 920 et la méthode des polygones de Thiessen donnent, pour les durées maximale et totale de surcharge, des résultats assez semblables. Néanmoins, la variabilité spatiale des pluies a provoqué des disparités dans les résultats de simulation pour les autres critères. Ces disparités sont plus claires pour les critères de hauteur totale de pluie, de nombre de nœuds surchargés et de nombre de nœuds inondés, surtout si nous faisons une comparaison des résultats événement par événement, comme aux Figures 6.1 à 6.3. Ces résultats viennent confirmer les conclusions du chapitre précédent. En effet, ces résultats indiquent que, même à petite échelle, les données provenant d'une station pluviométrique ou d'une autre peuvent provoquer des réponses très différentes du réseau, même si ces stations ne sont distantes que de 3 km. Pour la gestion des réseaux de drainage urbain, il faut donc toujours faire attention, au moment des analyses de diagnostic de réseaux, d'utiliser des données de pluie représentatives (idéalement, de beaucoup de stations) afin de pouvoir comprendre au mieux la réaction du réseau de drainage lors de ces pluies.

6.2 Simulation des évènements pluvieux les plus intenses sur le temps de concentration du réseau

À la section précédente, tous les évènements pluvieux enregistrés de 2004 à 2010 au pluviomètre 920 ont été analysés. Dans cette section, nous allons concentrer nos analyses sur les dix pluies les plus intenses sur une durée de 30 minutes pendant cette même période. Le temps de concentration du réseau du collecteur de la Savane étant d'environ 30 minutes, on s'attend à ce que ces évènements soient parmi ceux qui causent le plus de problèmes de surcharge et d'inondation sur le secteur.

6.2.1 Caractérisation des pluies

Les dix pluies analysées sont présentées dans les Tableaux 6.1 et 6.2.

Tableau 6.1 : Données de pluies des dix évènements.

Pluie	Hauteur totale à la station 910 (mm)	Hauteur totale à la station 920 (mm)
17 au 18 juillet 2006	40,7	46,2
8 juin 2008	30,8	25,1
20 juin 2008	31,3	7,5
29 juillet 2009	36,9	47,3
4 août 2010	30,2	36,7
18 août 2008	35,3	29,7
14 au 15 septembre 2008	54,4	60,5
20 juin 2006	19,7	11,3
9 au 10 juillet 2010	22,6	23,5
30 août 2007	17,5	19,3

Tableau 6.2 : Caractérisation des dix évènements (d'après la base de données de la Ville de Québec).

	I max 5 min. (mm/h)		I max 30 min. (mm/h)		Période de retour
	910	920	910	920	30 min.
17 au 18 juillet 2006	76,8	121,2	46,6	66,2	25 ans
8 juin 2008	126,0	73,2	60,0	43,0	20 ans
20 juin 2008	80,4	15,6	56,2	4,8	15 ans
29 juillet 2009	80,4	87,6	31,6	48,6	5 ans
4 août 2010	91,2	126,0	34,2	41,2	2 ans
18 août 2008	52,8	50,4	40,8	32,4	2 ans
14 au 15 septembre 2008	60,0	50,4	29,6	34,4	2 ans
20 juin 2006	138,0	76,8	33,2	18,2	1 an
9 au 10 juillet 2010	43,2	94,8	21,4	33,0	1 an
30 août 2007	39,6	63,6	24,0	29,8	1 an

Les périodes de retour présentées au Tableau 6.2 ont été estimées en considérant l'intensité maximale de pluie sur 30 minutes parmi les deux valeurs calculées aux stations 910 et 920 pour chaque pluie.

6.2.2 Résultats et discussion

Les résultats de simulation de ces pluies selon les trois méthodes (910, 920 et polygones de Thiessen, telles que décrites à la section 6.1.1) sont illustrés aux Figures 6.4 et 6.5, qui comparent les mêmes critères que dans les simulations précédentes. Ici, nous nous contentons de présenter la comparaison entre les méthodes 910 et 920 des différents critères. Les droites en rouge représentent la droite de pente 1:1.

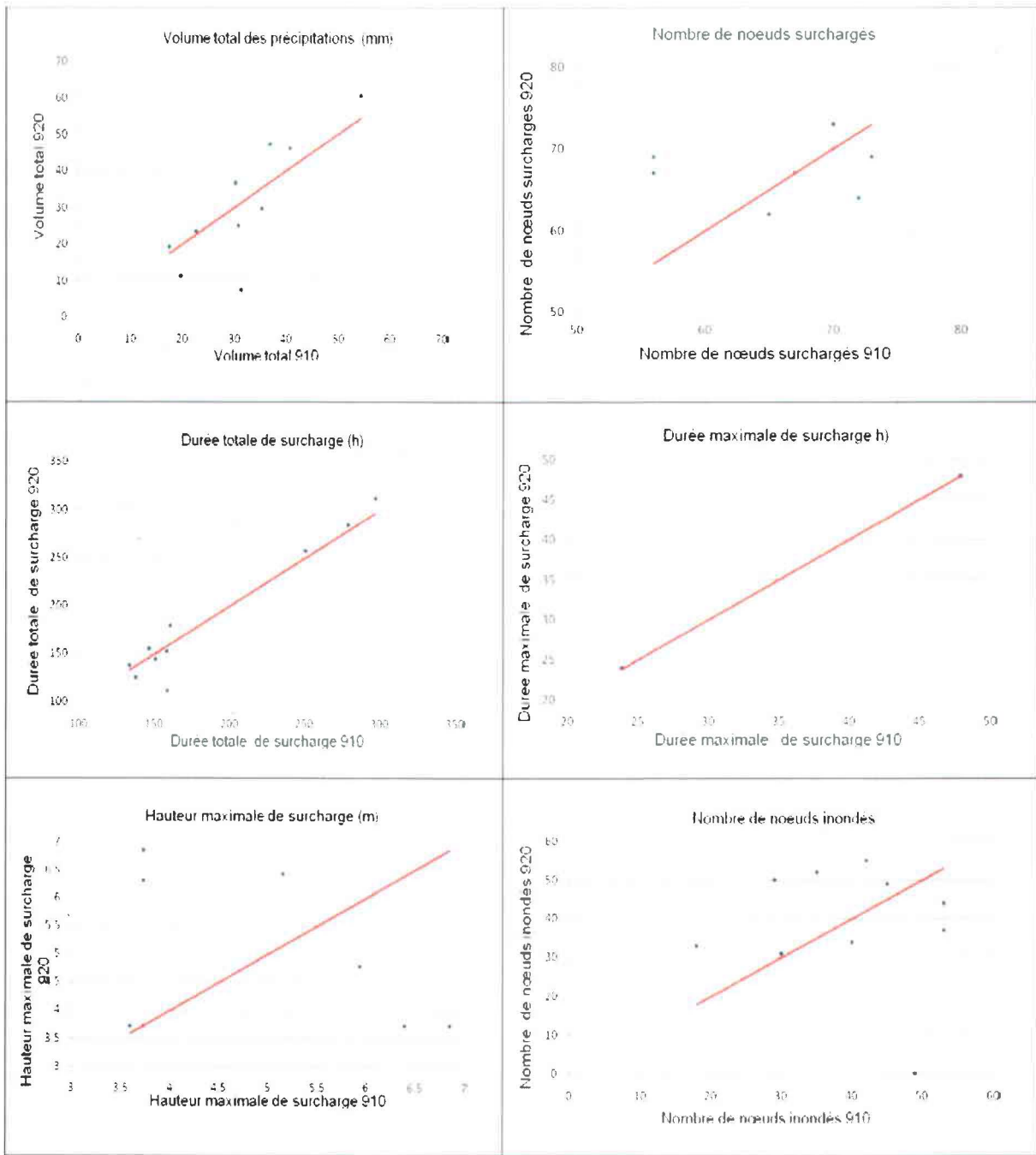


Figure 6.4 : Critères de comparaison pour les dix pluies les plus intenses sur 30 minutes (volume total des précipitations, nombre de noeuds surchargés, durée totale de surcharge (h), durée maximale de surcharge (h), hauteur maximale de surcharge (m) et nombre de noeuds inondés).

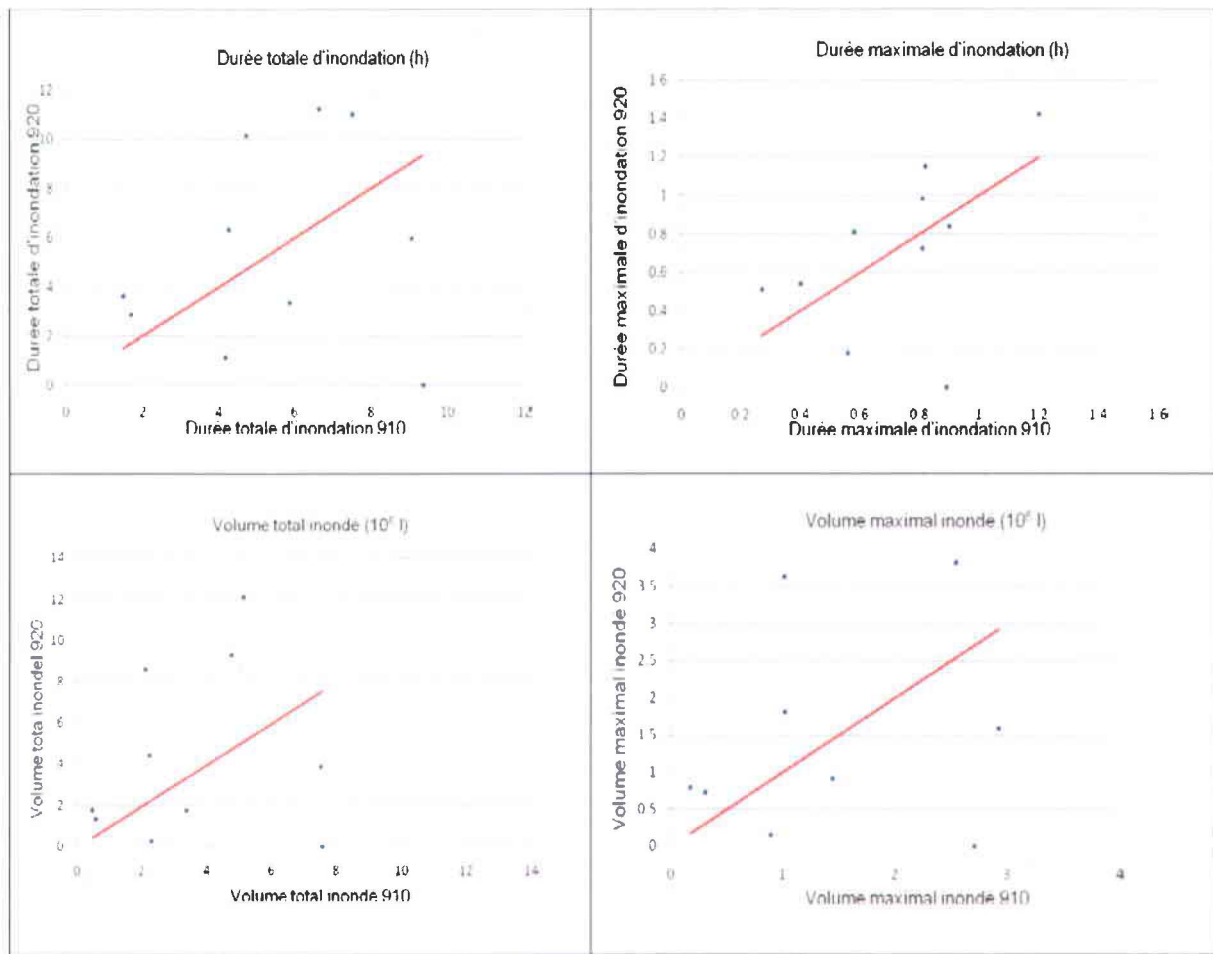


Figure 6.5 : Critères de comparaison pour les dix pluies les plus intenses sur 30 minutes (durée totale d'inondation (h), durée maximale d'inondation (h), volume total inondé (10⁶l) et volume maximal inondé (10⁶l).

La comparaison des deux méthodes de simulation à travers la représentation des différents critères nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats de simulation avec les méthodes 910 et 920 montrent beaucoup de disparités pour la majorité des critères de comparaison étudiés (à l'exception des durées totale et maximale de surcharge).
- Pour la majorité des critères analysés, la méthode 920 donne des valeurs plus élevées que celles données par la méthode 910 (nombre de nœuds inondés, durée totale d'inondation, durée maximale d'inondation, volume maximal inondé).
- Pour la plupart des critères, nous constatons la présence de certains *extremums*, ou points qui sortent de l'allure globale du nuage des points représentatifs de la majorité des

événements simulés. Ces points représentent des événements dont les valeurs du critère en question, pour les méthodes 910 et 920, sont très différentes (ex. : le volume maximal inondé pour l'évènement est nul avec la méthode 920, alors qu'il est de 3×10^6 litres pour la méthode 910).

Ces événements (présentant des valeurs de critères extrêmes très différentes entre les méthodes 910 et 920) sont souvent observés (plus de deux cas sur les dix, donc plus de 20 % des événements) pour les différents critères étudiés, à l'exception de la durée maximale de surcharge. Ce résultat confirme le fait que les deux méthodes de simulation donnent des résultats assez différents. De ce fait, nous pouvons dire que pour les événements les plus intenses, nous devons nous assurer de bien sélectionner les données de pluie à employer pour comprendre comment le réseau a pu répondre à un événement donné. Ainsi, afin d'établir un diagnostic adéquat d'un événement problématique survenu sur un territoire donné, en vue, par exemple, de proposer des pistes de solution, nous devons donc avoir un réseau assez dense de pluviomètres, et ce, même à petite échelle (il serait possible aussi d'utiliser d'autres technologies comme l'imagerie radar).

6.3 Conclusion

Même à petite échelle, la structure spatiale de la pluie influence la réponse d'un réseau de drainage. D'autant plus que nous avons constaté que cet impact pouvait être plus important pour certains paramètres caractérisant la réponse d'un réseau de drainage urbain face à une pluie intense, comme par exemple le nombre de nœuds surchargés ou inondés. Les disparités sont d'autant plus accentuées lorsqu'il s'agit d'évènements intenses (cas des dix événements les plus intenses sur 30 minutes, section 6.2). L'analyse de l'impact de la variabilité spatiale de la pluie sur la réponse du réseau de drainage du collecteur de la Savane confirme l'importance d'avoir un réseau assez dense de pluviomètres afin de pouvoir assurer une bonne gestion des réseaux de drainage urbain.

7. Conclusion générale

La modélisation des écoulements en réseau de conduites et en surface est un sujet qui a été largement traité dans les travaux de recherche antérieurs. Le comportement des modèles employés en hydrologie/hydraulique urbaine en régime d'écoulement à surface libre et leur utilisation en conception de réseaux de drainage en milieu urbain sont aussi bien maîtrisés par les hydrologues et hydrauliciens de ce domaine. Cependant, le comportement des modèles lors des évènements pluvieux intenses a été beaucoup moins étudié. Ces évènements pluvieux peuvent engendrer énormément de dégâts et deviendront de plus en plus fréquents au cours des prochaines décennies. Il s'avère donc nécessaire de comprendre comment les réseaux de drainage réagissent suite à des évènements de ce type, afin de pouvoir améliorer le service de drainage en milieu urbain et de minimiser les risques de surcharge et d'inondation. La première partie de cette étude s'est intéressée à ce point. Ainsi, nous avons analysé la réponse du modèle SWMM5, appliqué sur le réseau de drainage du collecteur de la Savane (dans la ville de Québec) lors d'évènements pluvieux intenses réels. Cette étude nous a permis d'identifier le potentiel et les limites de ce modèle lorsqu'il s'agit de reproduire le comportement du réseau de drainage lors d'évènements pluvieux extrêmes. Toutefois, l'étude d'autres modèles, surtout ceux qui ont récemment été développés, serait sans doute avantageuse afin de comparer ces nouveaux modèles aux modèles commerciaux actuellement utilisés, en vue d'évaluer lesquels reproduisent le mieux le comportement des réseaux de drainage en cas de pluies intenses, permettant un meilleur diagnostic des réseaux. Le choix du modèle et un calage adéquat de ce modèle sont en effet très importants pour pouvoir faire un bon diagnostic. Cependant, il est aussi nécessaire d'avoir, en plus d'un bon modèle et des données de débits en réseau (nécessaires pour calibrer le modèle), des données de pluies réelles représentatives de la réalité dans la zone étudiée, d'où l'intérêt d'analyser les données de pluie afin de pouvoir choisir celles qui représentent le mieux ce qui s'est réellement passé sur le terrain. Ce point a également été traité dans ce mémoire, sous différents angles. Nous avons tout d'abord caractérisé de façon statistique la distribution spatiale des pluies sur des évènements pluvieux et sur des maximums annuels. Cette étude a confirmé, d'une part, qu'il faut toujours être prudent lorsque nous travaillons avec des données de pluie prises de stations relativement éloignées puisqu'elles peuvent, dans certains cas, ne donner qu'une idée générale de ce qui s'est passé dans la zone d'étude, et ce, même à petite échelle. D'autre part, l'analyse de l'impact de la variabilité spatiale de la pluie sur la réponse du réseau de drainage du collecteur de la Savane

est venue confirmer ces résultats, mais également soulever la nécessité d'avoir un réseau de pluviomètres assez dense afin de pouvoir réaliser un bon diagnostic d'un réseau de drainage donné, suite à un évènement pluvieux ayant engendré des surcharges et/ou des inondations.

À l'issue de cette étude, il reste évidemment des améliorations à apporter afin de pousser davantage ces analyses. En effet, parmi les améliorations possibles, nous pourrions, par exemple, proposer des modifications au modèle utilisé (SWMM5) afin d'améliorer ses capacités à reproduire certains comportements et particularités des réseaux de drainage qui deviennent plus importants lors de pluies intenses, telles par exemple les interactions entre le réseau d'égout (réseau mineur) et les rues (réseau majeur), et la modélisation de la ligne piézométrique lors de la saturation des bassins de drainage. Nous pourrions, par exemple, nous inspirer du travail effectué par LEANDRO *et al.* (2009) et proposer une modélisation couplée 1D/1D ou 1D/2D (par exemple, le modèle SWMM5 pour modéliser les écoulements en conduites et un autre modèle 1D ou 2D pour modéliser les écoulements en surface) afin d'améliorer la représentation de l'interaction des écoulements en surface et en conduites souterraines.

8. Références bibliographiques

- ADAMS B.J. et F. PAPA (2000). Urban Stormwater Management with Analytical Probabilistic Models. John Wiley & Sons, New York, USA: 358 p.
- APIRUMANEKUL C. et O. MARK (2001). Modeling of urban flooding in Dhaka City. 4th Software Conference. Dhaka City :101-108.
- BÉDARD J., B.G.I. SALOU et D. BRISSON (2010). Collecteur du ruisseau de la Savane. Étude de drainage pluvial (PPD2009744): 95 p.
- BOLDUC S. (2010). Gestion des eaux pluviales et adaptation aux changements climatiques : le cas d'un secteur de la ville de Montréal, Université du Québec, Institut national de la recherche scientifique, Centre Eau, Terre et Environnement, 135 p.
- CHEN A., S. DJORDJEVIĆ et J.L.D. SAVIĆ (2007). The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. NOVATECH 2007, Lyon, France, Workshop 1:465-472
- CHI C.H.I. (2011). <http://www.chiwater.com/>. Consulté le 26 septembre 2011.
- CIACH G.J. et W.F. KRAJEWSKI (2006). Analysis and modeling of spatial correlation structure in small-scale rainfall in Central Oklahoma. *Advance in Water Resources* 29: 1450-1463.
- DHI (2009). MOUSE Pipe Flow, Reference Manual. DHI Water & Environment, Denmark: 120 p.
- DHI (2010). MIKE URBAN, Technical Overview Short Description. DHI Water & Environment, Denmark: 14 p.
- DJORDJEVIĆ S., D. PRODANOVIC, C. MAKSIMOVIC, M. IVETIC et D. SAVIĆ (2005). SIPSONS – Simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. *Water Science & Technology*, 52: 275-283.
- DJORDJEVIĆ S., D. PRODANOVIC et C. MAKSIMOVIC (1999). An approach to simulation of dual drainage. *Water Science & Technology*, 39(9): 95-103.

- DUCHESNE S. (2001). Modèle pour le contrôle en temps réel des réseaux d'égout sous surcharge. INRS-Eau Terre Environnement. Québec, Université du Québec : 244 p.
- ELLIS J.H., E.A. MCBEAN et G. MULAMOOTTIL (1982). Design of dual drainage systems using SWMM. *Journal of the Hydraulics Division*, 108(10): 1222-1227.
- FAURÈS J., D.C. GOODRICH, D.A. WOOLHISER et S. SOROOSHIAN (1995). Impact of small-scale spatial rainfall variability on runoff modeling. *Journal of Hydrology*, 173(1-4): 309-326.
- FONTANAZZA C.M., G. FRENI, G.L. LOGGIA et V. NOTARO (2010). Uncertainty Connected with Design Rainfall for Urban Flood Risk Evaluation. Palermo, Università degli Studi di Plermo: 10 p.
- GIRONÁS J., L.A. ROESNER et J. DAVIS (2009). Storm Water Management Model Applications Manual, Department of Civil and Environmental Engineering: 179 p.
- GUSTAFSSON L.-G. (2000). Alternative drainage schemes for reduction of inflow/infiltration-prediction and flow-up of effects with the aid of an integrated sewer/aquifer model. Dans : 1st International Conference on Urban Drainage via Internet. Vaxjo, Sweden, DHI Water and environment: 37 p.
- HABIB E., W.F. KARAJEWAKI et G.J. CIACH (2001). Estimation of rainfall interstation correlation. *American Meteorological Society*, 2: 621-629.
- HSU M.-H., S.-H. CHEN et T.-J. CHANG (2002). Dynamic inundation simulation of storm water interaction between sewer system and overland flows. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 25(2): 171-177.
- JAMES W., L.E. ROSSMAN, W.C. HUBER, R.E. DICKINSON, W.R.C. JAMES, L.A. ROESNER et J.A. ALDRICH (2008). User's Guide to SWMM5. Water Systems Models. USA, CHI: 852 p.
- JENSEN N.E. et L. PEDERSEN (2005). Spatial variability of rainfall: Variations within a single radar pixel. *Atmospheric Research*, 77: 269-277.
- KIM K.U., S.W. PARK, S.H. SHIN, H.S. HWANG, T.G. JEON et C.S. KIM (2007). Construction of a real-time urban inundation analysis system based on UIS using SWMM. Fifth

- International Conference on Software Engineering Research, Management and Applications. IEEE Computer Society Washington, DC, USA: 38-42.
- KRAJEWSKI W.F. et G.J. CIACH (2003). An analysis of small-scale rainfall variability in different climatic regimes. *Hydrological Sciences – Journal des Sciences Hydrologiques*, 48 p.
- LEANDRO J., A.S. CHEN, S. DJORDJEVIĆ et D.A. SAVIĆ (2009). Comparaison de 1D/1D and 1D/2D coupled (Sewer/Surface) Hydraulic models for urban flood simulation. *Hydraulic Engineering*, 135(6): 495-505.
- MAKSIMOVIĆ Č., D. PRODANOVIĆ, S. BOONYA-AROONET, J.P. LEITÃO, S. DJORDJEVIĆ et R. ALLITT (2009). Drainage superficiel et analyse des chemins préférentiels pour le modelage d'inondations d'origine pluviale en milieu urbain. *Journal of Hydraulic Research* 47(4): 512-523.
- MARK O., S. WEESAKUL, C. APIRUMANEKUL, S.B. AROONNET et S. DJORDJEVIĆ (2004). Potential and limitation of 1D modeling of urban flooding. *Journal of Hydrology* 299: 284-299.
- MILINA, J., A. KÖNIG, I. SELSETH et W. SCHILLING (2003). Risk Management for Urban Drainage Systems - Simulation and Optimization: 92 p.
- NIE L. (2004). Flooding Analysis of Urban Drainage Systems. Department of Hydraulic and Environmental Engineering, Faculty of Engineering Science and Technology: 208 p.
- PEDERSEN L., N.E. JENSEN, L.E. CHRISTENSEN et H. MADSEN (2010). Quantification of the spatial variability of rainfall based on a dense network of rain gauges. *Atmospheric Research* 95: 441-454.
- PELLETIER G. et N. JOLICOEUR (2010). Conception de réseau et de bassin d'orage à l'aide du logiciel SWMM. Formation continue, Université Laval, Québec.
- PINSONNAULT A. (2009). Analyse de la pluviométrie des années 1997 à 2008 sur le territoire de la Ville de Québec. Québec, INRS Eau, Terre et Environnement (non publié): 41 p.
- RAKOTOMALALA R. (2012). Analyse de corrélation. Étude des dépendances - Variables quantitatives. Version 1.0. Université Lumière Lyon 2 : 83 p.

- RIVARD G. (2005). Gestion des eaux pluviales en milieu urbain – Concepts et applications. 2^{ème} édition, Alias communication design, Laval, Canada : 109 p.
- ROSSMAN L.A. (2009). Storm Water Management Model User's Manual, Version 5.0, Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory. Office of Research And Development. US Environmental Protection Agency: 266 p.
- SCHILLING W. (1984). Effect of spatial rainfall distribution on sewer flows. *Water Science and Technology*, 16(8-9): 177-188.
- SCHILLING W. et L. FUCHS (1986). Errors in stormwater modeling - A quantitative assessment. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 112(2): 111-123.
- SCHMITT T.G., M. THOMAS et N. ETTRICH (2004). Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *Journal of Hydrology*, 299: 300-311.
- SCHMITT T.G., M. THOMAS et N. ETTRICH (2005). Assessment of Urban Flooding by Dual Drainage Simulation Model RisUrSim. *Water Science & Technology*, 52(5): 257–264.
- SMITH M.B. (2006). Comment on « Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems ». *Journal of Hydrology*, 317: 355-363.
- TOMICIC B., O. MARK et P. KRONBORG (1999). Urban flooding modelling study at Playa de Gandia. 3rd Software Conference. Helsingor.
- TRENBERTH K.E., A. G. DAI, R. M. RASMUSSEN et D. B. PARSONS (2003). The changing character of precipitation. *B. Am. Meteorol. Soc.*, 84(9): 1205-1217.
- VILLENEUVE J.-P., S. DUCHESNE et A. MAILHOT (2007). Analyse de la pluviométrie récente sur le territoire de la Ville de Québec et pronostics d'évolution dans un contexte de changements climatiques. Québec, INRS-ETE, Rapport final No R-911-f: 114 p.
- WILSON C.B., J.B. VALDES et I. RODRIGUEZ-ITURBE (1979). On the influence of the spatial distribution of rainfall on storm runoff. *Water Resources Research*, 15(2): 321-328.
- YEN B.C. et N. PANSIC (1980). Surcharge of Sewer System. Illinois, University of Illinois, Water Resources Center, Hydrosystems Laboratory: 61 p.

9. ANNEXE 1 : Équations de base du modèle SWMM en régime d'écoulement à surface libre et du modèle MOUSE

Comme signalé par JAMES *et al.* (2008), les trois méthodes de calcul de SWMM sont les suivantes :

- La méthode appelée «*Steady Flow Routing*» est la méthode la plus simple, mais adaptée au régime d'écoulement en régime stationnaire. Cette méthode est limitée dans la pratique puisqu'elle n'est pas capable de modéliser les cas de mise en charge du réseau et toute autre condition dynamique.
- La méthode «*Kinematic Wave Routing*», ou de l'onde cinématique, est une méthode plus générale que la première, puisque le modèle résout l'équation de continuité et les équations d'écoulement (équation des moments dans sa forme simplifiée) dans chacune des conduites. Toutefois, cette méthode n'est pas capable de représenter les écoulements en charge ni les écoulements inversés au niveau des nœuds (refoulement d'eau vers la surface; GIRONÁS *et al.*, 2009).
- La méthode «*Dynamic Wave Routing*», ou de l'onde dynamique, est la méthode la plus générale pour la modélisation de réseaux de drainage, puisque SWMM, au moment de l'application de cette méthode, résout les équations complètes de Saint-Venant en 1D. Cette méthode est toujours valable si l'écoulement passe d'un régime gravitaire à un régime en charge.

Pour ces trois méthodes de calcul, l'équation de Manning liant le débit à la hauteur d'eau et à la pente du fond est souvent utilisée pour estimer les pertes par friction, sauf pour les cas de conduites à section circulaire où l'équation de Hazen-Williams le plus souvent est employée (ROSSMAN, 2009).

Par contre, le module EXTRAN de SWMM est basé sur la résolution simultanée des équations complètes de Saint-Venant appliquées au réseau d'égout, à savoir :

- L'équation de conservation de la masse ou l'équation de continuité (DUCHESNE, 2001) :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{A.1})$$

- L'équation des moments (ou de la conservation de l'énergie) :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_{fL} = 0 \quad (\text{A.2})$$

Les inconnues du système sont (en tout temps et en toute position) le débit $Q(x, t)$ et la charge hydraulique ou le niveau d'eau dans le système $H(x, t)$ avec :

x : distance en conduite

t : temps

A : section d'écoulement

S_f : coefficient de friction (associé aux pertes d'énergie par unité de longueur)

h_L : perte de charge (localisée) par unité de longueur

g : accélération gravitationnelle (9,8 m/s²)

Sachant que :

$$S_f = \frac{n^2 V |V|}{k^2 R^{4/3}} \quad (\text{A.3})$$

Avec :

n : coefficient de Manning

V : vitesse d'écoulement

R : rayon hydraulique

$k = 1$ (SI) ou 1,49 (US)

La perte de charge localisée est exprimée aussi par JAMES *et al.* (2008) selon l'expression suivante :

$$h_L = \frac{KV^2}{2gL} \quad (\text{A.4})$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge locale pour une position d'écoulement x .

L : longueur équivalente de la singularité qui cause la perte de charge.

À ces deux équations (conservation de la masse et de l'énergie) s'ajoute une troisième équation que SWMM résout en même temps. Il s'agit de l'équation de conservation de la masse aux nœuds :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s} = 0 \quad (\text{A.5})$$

Avec :

$\sum A_{store}$: la surface de contribution du nœud.

$\sum A_s$: la surface de contribution des conduites connectées au nœud.

$\sum Q$: le débit net dans le nœud = débit entrant – débit sortant.

JAMES *et al.* (2008) présentent un schéma simplifié qui explique les notions de surfaces contributives A_s et aussi A_{store} pour un nœud donné :

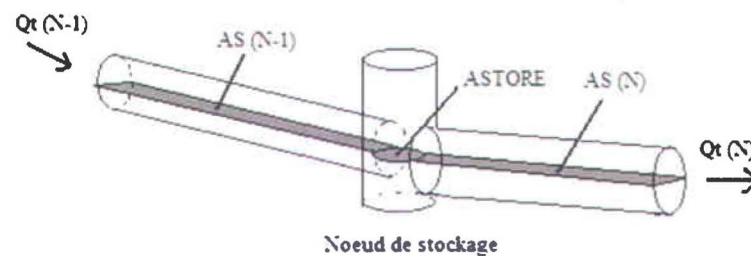


Figure 9.1 : Représentation SWMM des surfaces contributives pour un nœud du réseau de drainage (JAMES *et al.*, 2008).

En ce qui concerne le modèle MOUSE, d'après DHI (2009), l'équation de continuité devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q}{\rho} \cdot \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{gA_0}{a^2} \cdot \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (\text{A.6})$$

Avec :

Q : débit d'eau en $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$.

ρ : masse volumique de l'eau en kg m^{-3} .

A_0 : surface initiale de la section de la conduite en m^2 .

$$a = \frac{a_0}{\sqrt{1 + a_0^2 / a_r^2}} \quad (\text{A.7})$$

$$a_r = \sqrt{\frac{E_r \cdot \rho}{\rho_0 \cdot D}} \quad (\text{A.8})$$

a_0 : célérité du son en ms^{-1} .

D : diamètre de la conduite en m .

E_r : le plus petit module d'élasticité en Nm^{-2} .

$a = 1\,000 \text{ m s}^{-1}$ pour la plupart des conduites.

$\frac{gA_0}{a^2}$: terme de friction.

Selon DUCHESNE (2001), les équations de Saint-Venant peuvent être résolues à l'aide de certains schémas de résolution. Parmi ces méthodes, nous pouvons citer les schémas de résolution explicite et implicite. La méthode implicite s'avère plus adaptée pour assurer une résolution en temps réel. Ce schéma emploie une méthode de calcul basée sur les différences finies.

10. ANNEXE 2 : Représentation de l'interaction réseau mineur/réseau majeur par le modèle SIPSON

Les équations présentées dans cette annexe expriment la représentation de SIPSON des écoulements à la connexion entre les réseaux mineur et majeur par la schématisation de cette connexion à l'aide d'un élément de liaison simple (ou SLE), tel que proposé par LEANDRO *et al.* (2009). SIPSON traite généralement les connexions entre les deux réseaux en les remplaçant pas des éléments de liaison fictifs, dont chacun représente plusieurs éléments à la fois (appartenant que ce soit aux réseaux mineur ou majeur). Afin de pouvoir passer du SLE au MLE (élément de liaison multiple), il suffit de multiplier le débit Q_k^j dans la connexion par le nombre total de connexions (nombre de SLE) dans chaque nœud (ou MLE). LEANDRO *et al.* (2009) soulignent aussi le fait que l'utilisation des MLE au lieu des SLE permet la simplification des calculs du modèle puisqu'elle réduit le nombre de nœuds et de boucles employés.

Le schéma de la Figure 10.1 nous aide à bien comprendre comment se fait l'écoulement à travers les différentes composantes au sein d'une paire de nœuds (ou élément de liaison fictif entre les réseaux mineur et majeur). Il exprime le flux à travers un élément de liaison simple j à un temps donné k en fonction de cinq principales sections de contrôle.

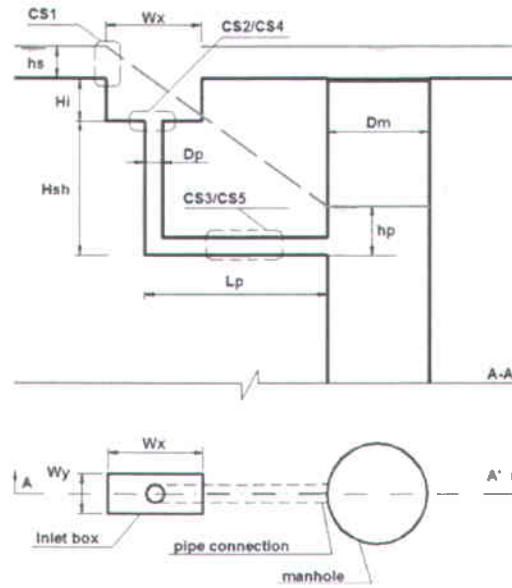


Figure 10.1 : Schématisation d'un élément de liaison simple (tiré de LEANDRO *et al.*, 2009).

- CS1 : l'interface d'écoulement entre la surface d'eau et la section d'entrée du puisard.

$$Q_{cs1} = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot h_s^j \cdot L_i \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot h_s^j} \quad (\text{A.9})$$

- CS2 et CS4 : l'interface d'écoulement de l'entrée du puisard vers la conduite verticale et de la conduite verticale vers la surface du puisard.

$$Q_{cs2} = C_d \cdot A_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_s^j + H_i)} \quad (\text{A.10})$$

$$Q_{cs4} = -C_d \cdot A_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_p^j - h_s^j - H_i - H_{sh})} \quad (\text{A.11})$$

- CS3 et CS5 : l'interface d'écoulement de l'orifice vers le regard et vice versa.

$$Q_{cs3} = K \cdot A_p \cdot R^{2/3} \sqrt{\frac{(h_s^j + H_i + H_{sh} - h_p^j)}{L_p}} \quad (\text{A.12})$$

$$Q_{cs5} = -K \cdot A_p \cdot R^{2/3} \sqrt{\frac{(h_p^j - h_s^j - H_i - H_{sh})}{L_p}} \quad (\text{A.13})$$

Q_{csi} : le débit de décharge à travers la section de contrôle i .

hs_k^j : la hauteur d'eau à la surface.

hp_k^j : la profondeur d'eau au niveau du réseau de drainage (dans le regard).

L_1 : le périmètre du puisard.

H_1 : la hauteur du puisard.

H_{sh} : la longueur de la conduite verticale reliant le fond du puisard et le regard.

L_p : la longueur de la conduite horizontale reliant le fond du puisard et le regard.

A_p : l'aire de la conduite horizontale de connexion entre le puisard et le regard.

R : le rayon hydraulique.

C_d : le coefficient caractéristique de décharge (orifice ou seuil).

K : le coefficient de rugosité de strickler (dépend des matériaux des conduites).

Le débit d'eau à l'interconnexion entre les réseaux mineur et majeur (au niveau de l'élément de lien fictif) est donc donné par les deux expressions suivantes.

Si l'écoulement se fait depuis la surface vers le réseau d'égout :

$$Q_k^j = \min\{Q_{cs1}, Q_{cs2}, Q_{cs3}\}$$

Si l'écoulement se fait depuis le réseau d'égout vers la surface (**surcharge du réseau d'égout**) :

$$Q_k^j = \max\{Q_{cs4}, Q_{cs5}\}$$



11. ANNEXE 3 : Deuxième approche du modèle RisUrSim

La deuxième approche offerte par le modèle RisUrSim pour calculer le débit de ruissellement qui entre dans le réseau d'égout pour chacune des « aires hydrologiques » représente l'écoulement en surface en 2D par l'équation suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = S_p \quad (\text{A.14})$$

t : temps.

x et y : variables spatiales.

h : hauteur de l'eau.

u : vitesse moyenne selon la direction x .

v : vitesse moyenne selon la direction y .

S_p : terme d'échange avec le réseau de conduites.

La Figure 11.1 illustre la schématisation de RisUrSim pour représenter les interactions entre l'écoulement en surface et l'écoulement en conduites.

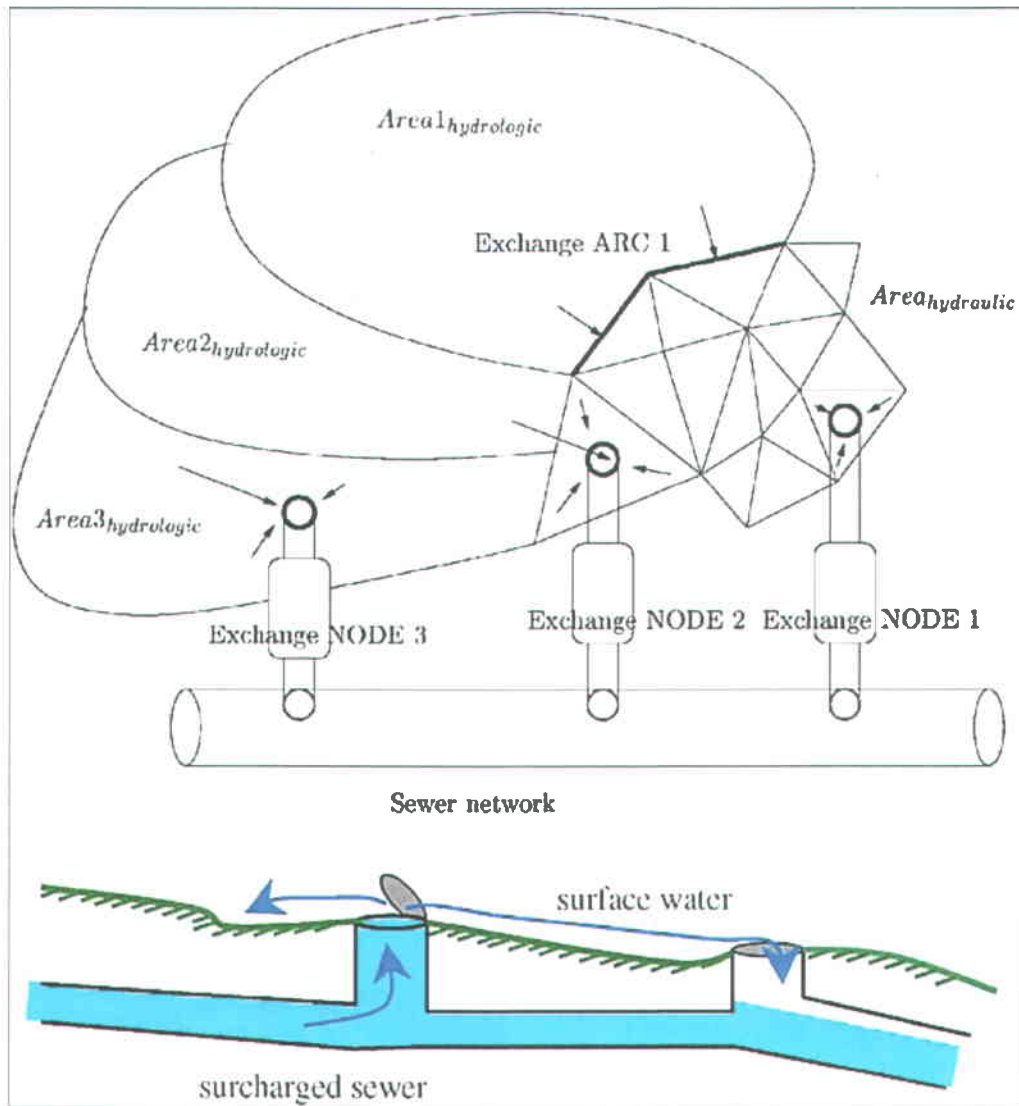


Figure 11.1 : Schématisation de l'interaction entre les réseaux majeur et mineur dans RisUrSim (tiré de SCHMITT *et al.*, 2004).

12. ANNEXE 4 : Détails de la modélisation faite par la Ville de Québec du réseau du collecteur de la Savane (BÉDARD *et al.*, 2010)

Tableau 12.1 : Tableau des détails de la modélisation du réseau de drainage du collecteur de la Savane (adapté de BÉDARD *et al.*, 2010).

	Paramètres	Valeurs proposées
Modélisation	Logiciel	PCSWMM.NET
	Méthode d'écoulement	Onde dynamique
	Pas de temps de simulation	0,8 seconde
Pluie	Pas de temps	5 min.
Infiltration	Méthode d'infiltration (surface perméable)	Horton
	Fo	75 mm/h
	Fc	7.5 mm/h
	K	4 h ⁻¹
Écoulement	Approche de drainage	Double drainage
	Période de retour du réseau mineur	ND
	n Manning des conduites	0,013 (Béton)
	Capacité des puisards intermédiaires	Déterminée à partir de RIVARD (2005), Chapitre 5
	Capacité des puisards en point bas	Déterminée à partir de RIVARD (2005), Chapitre 5
	Perte singulière au regard	Variante de 0,5 à 1,5 selon la géométrie
Bassin	% imperméabilité réelle	Selon les plans (à vocation similaire)
	% imperméabilité employée	≈ 50 % effectif (après réduction % réel)
	Pertes initiales imperméables	1,5 mm
	Pertes initiales perméables	5 mm
	Pente des bassins de drainage	Propre à chaque sous-bassin
Écoulement	Pente longitudinale	À définir lors de la conception
	Devers des rues	3 %
	Largeurs des rues (pavage)	15 m
Divers	Influence aval	Rivière du Berger



13. ANNEXE 5A : Sélection des stations pluviométriques : données manquantes par station

Tableau 13.1 : Fraction de données de pluies manquantes en % (une donnée correspond à la hauteur de pluie enregistrée sur cinq minutes).

Stations	2005	2006	2007	2008	2009	2010
923	4,8	7,6	2,1	0,5	0,1	15,8
903	4,2	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
905	4,6	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
902	4,2	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
14B	4,3	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
911	4,3	7,4	0,0	3,6	13,1	15,2
060	7,8	7,6	0,0	0,2	0,1	18,0
027	4,2	7,4	0,5	0,2	2,8	15,2
910	3,4	7,4	5,7	0,2	33,8	15,2
80A	7,1	8,6	0,0	0,2	0,1	15,3
908	3,4	16,7	0,0	0,2	0,1	15,2
906	2,7	7,7	0,1	8,4	0,1	15,2
019	3,4	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
015	3,0	7,7	1,9	0,5	0,1	15,2
921	6,0	7,4	0,0	0,2	0,1	15,2
922	5,1	7,7	3,1	0,5	0,1	15,2
920	6,1	7,4	0,0	1,2	2,9	15,2
018	2,7	10,8	1,9	0,6	0,1	15,2
433	4,8	7,6	5,9	0,8	74,3	50,8
901	3,9	7,4	55,4	100,0	55,1	15,2

La station 923 est la station de référence choisie. Les stations en italique sont les stations qui présentent plus de 10 000 valeurs manquantes (18,9% du nombre total de donnée par an) sur une année (sauf la station 019, qui a enregistré environ 50 % moins de pluie par rapport aux autres stations). Également, pour l'année 2010, pour toutes les stations, l'enregistrement s'arrête le 4 octobre à 0 heure, ce qui explique le nombre élevé de données manquantes pour cette année.



14. ANNEXE 5B : Distances entre les différentes stations analysées

Tableau 14.1 : Distances interstation (m).

	923	903	905	902	14B	027	060	80A	908	906	911	018	015	920	921	922
923	0	15 905	7 654	8 654	4 796	9 474	9 790	9 550	4 873	6 362	13 042	9 684	6 400	2 624	8 856	3 764
903	15 905	0	9 651	7 825	11 861	19 070	10 181	7 407	14 379	12 249	13 512	25 403	9 549	18 114	24 759	19 523
905	7 654	9 651	0	5 738	2 861	14 877	2 784	2 277	4 766	2 605	14 027	16 282	2 843	10 255	16 022	10 687
902	8 654	7 825	5 738	0	6 011	11 619	8 217	5 116	8 971	7 688	8 515	18 338	3 393	10 547	17 404	12 413
14B	4 796	11 861	2 861	6 011	0	12 659	5 150	4 892	2 960	2 287	13 262	13 640	2 677	7 406	13 248	7 911
027	9 474	19 070	14 877	11 619	12 659	0	17 602	15 749	14 092	14 866	8 302	14 707	12 252	8 079	12 718	10 995
060	9 790	10 181	2 784	8 217	5 150	17 602	0	3 417	5 760	3 554	16 665	17 478	5 615	12 412	17 532	12 305
80A	9 550	7 407	2 277	5 116	4 892	15 749	3 417	0	7 043	4 849	13 628	18 488	3 584	12 081	18 140	12 802
908	4 873	14 379	4 766	8 971	2 960	14 092	5 760	7 043	0	2 313	15 906	11 750	5 622	7 295	11 778	6 611
906	6 362	12 249	2 605	7 688	2 287	14 866	3 554	4 849	2 313	0	15 421	14 052	4 329	8 960	14 009	8 756
911	13 042	13 512	14 027	8 515	13 262	8 302	16 665	13 628	15 906	15 421	0	21 366	11 272	13 316	19 703	16 212
018	9 684	25 403	16 282	18 338	13 640	14 707	17 478	18 488	11 750	14 052	21 366	0	15 862	8 222	2 177	5 932
015	6 400	9 549	2 843	3 393	2 677	12 252	5 615	3 584	5 622	4 329	11 272	15 862	0	8 773	15 228	9 974
920	2 624	18 114	10 255	10 547	7 406	8 079	12 412	12 081	7 295	8 960	13 316	8 222	8 773	0	6 940	3 022
921	8 856	24 759	16 022	17 404	13 248	12 718	17 532	18 140	11 778	14 009	19 703	2 177	15 228	6 940	0	5 339
922	3 764	19 523	10 687	12 413	7 911	10 995	12 305	12 802	6 611	8 756	16 212	5 932	9 974	3 022	5 339	0



15. ANNEXE 6 : Affectation des stations pluviométriques aux sous-bassins par la méthode des polygones de Thiessen

Tableau 15.1 : Distances entre les stations 910 et 920, et les centroïdes des sous-bassins.

SB	DISTANCE_910 (m)	DISTANCE_920 (m)	STATION
S1	1 704	2 127	910
S2	1 873	1 916	910
S3	1 920	2 049	910
S7	1 747	1 881	910
S43	1 557	1 803	910
S44	1 622	1 734	910
S49	1 459	1 808	910
S50	1 510	1 747	910
S51	1 385	1 860	910
S52	1 492	1 749	910
S53	1 612	1 642	910
S56	1 343	2 011	910
S57	1 434	1 801	910
S58	1 374	1 862	910
S59	1 378	1 867	910
S61	1 536	1 700	910
S62	1 611	1 634	910
S64	1 502	1 735	910
S65	1 477	1 768	910
S66	1 560	1 727	910
S67	1 407	1 860	910
S68	1 397	1 890	910
S69	1 413	1 901	910
S30	1 580	1 713	910
S71	1 581	1 831	910
S72	1 429	1 944	910
S73	1 531	2 018	910
S74	1 569	1 930	910
S75	1 710	1 808	910
S80	1 328	1 959	910
S83	1 647	1 836	910
S111	1 302	1 971	910
10	1 130	2 114	910
S04	1 296	1 939	910

Tableau 15.1 : Suite

11	1 258	1 981	910
S4	2 049	1 975	920
S5	2 049	1 812	920
S6	2 122	1 759	920
S8	1 858	1 739	920
S9	1 921	1 690	920
S11	2 131	2 086	920
S13	2 507	735	920
S14	2 377	903	920
S15	2 018	1 276	920
S16	1 728	1 508	920
S17	2 114	1 122	920
S18	2 370	869	920
S20	2 170	1 070	920
S21	2 362	875	920
S22	2 265	985	920
S23	1 991	1 253	920
S24	1 951	1 284	920
S25	1 900	1 337	920
S26	1 822	1 422	920
S27	1 883	1 355	920
S28	1 804	1 433	920
S29	1 827	1 419	920
S70	1 697	1 584	920
S31	2 272	991	920
S32	2 271	998	920
S33	1 857	1 401	920
S35	1 865	1 437	920
S36	1 913	1 421	920
S37	2 037	1 322	920
S38	1 920	1 457	920
S39	1 818	1 456	920
S41	1 723	1 531	920
S45	1 691	1 667	920
S46	1 746	1 607	920
S47	2 301	934	920
S54	1 640	1 632	920
S55	1 719	1 535	920
S60	1 619	1 616	920
S63	1 700	1 535	920

Tableau 15.1 : Suite

S76	2 141	1 721	920
S77	1 864	1 519	920
S78	1 793	1 501	920
S79	1 755	1 491	920
S81	1 685	1 565	920
S82	1 932	1 611	920
S84	1 813	1 666	920
S85	1 981	1 442	920
S86	1 870	1 405	920
S87	2 029	1 242	920
S88	2 058	1 198	920
S89	2 213	1 034	920
S90	1 728	1 510	920
S42	1 686	1 629	920
S91	1 723	1 593	920
S40	2 060	1 654	920
S92	2 088	1 390	920
S12	1 991	1 555	920
S94	2 085	1 187	920
S95	2 244	1 029	920
S96	2 153	1 128	920
S34	1 975	1 283	920
S97	2 049	1 202	920
S19	1 955	1 526	920
S98	2 044	1 512	920
S100	1 826	1 565	920
S101	1 769	1 540	920
S10	2 013	1 681	920



16. ANNEXE 7 : Résultats de l'analyse de l'impact de la distribution spatiale de la pluie sur les résultats de simulation de SWMM5

Les résultats présentés ci-après sont la suite des comparaisons des différents critères pour les trois méthodes de simulation, à savoir : la méthode de simulation avec les données de pluie de la station 910 (nommée 910 dans les figures), la méthode de simulation avec les données de pluie de la station 920 (nommée 920 dans les figures) et la méthode de simulation employant les combinaisons des données de pluie des stations 910 et 920 selon la méthode des polygones de Thiessen (nommée Th dans les figures). Les droites en rouge représentent la droite de pente 1:1. Chaque point correspond au résultat de simulation d'un événement (plusieurs points peuvent être confondus).

Hauteur totale de pluie

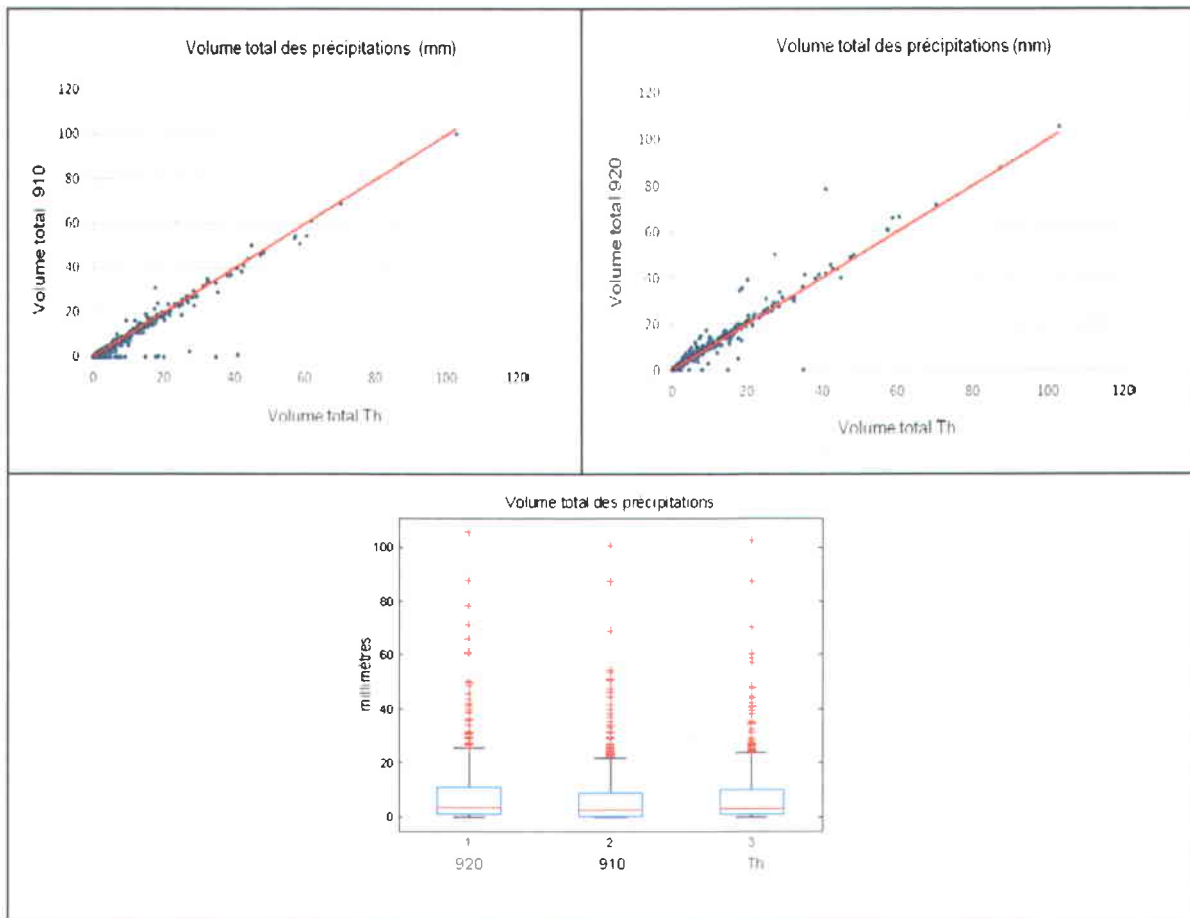


Figure 16.1 : Hauteur totale de pluie pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Nombre de nœuds surchargés

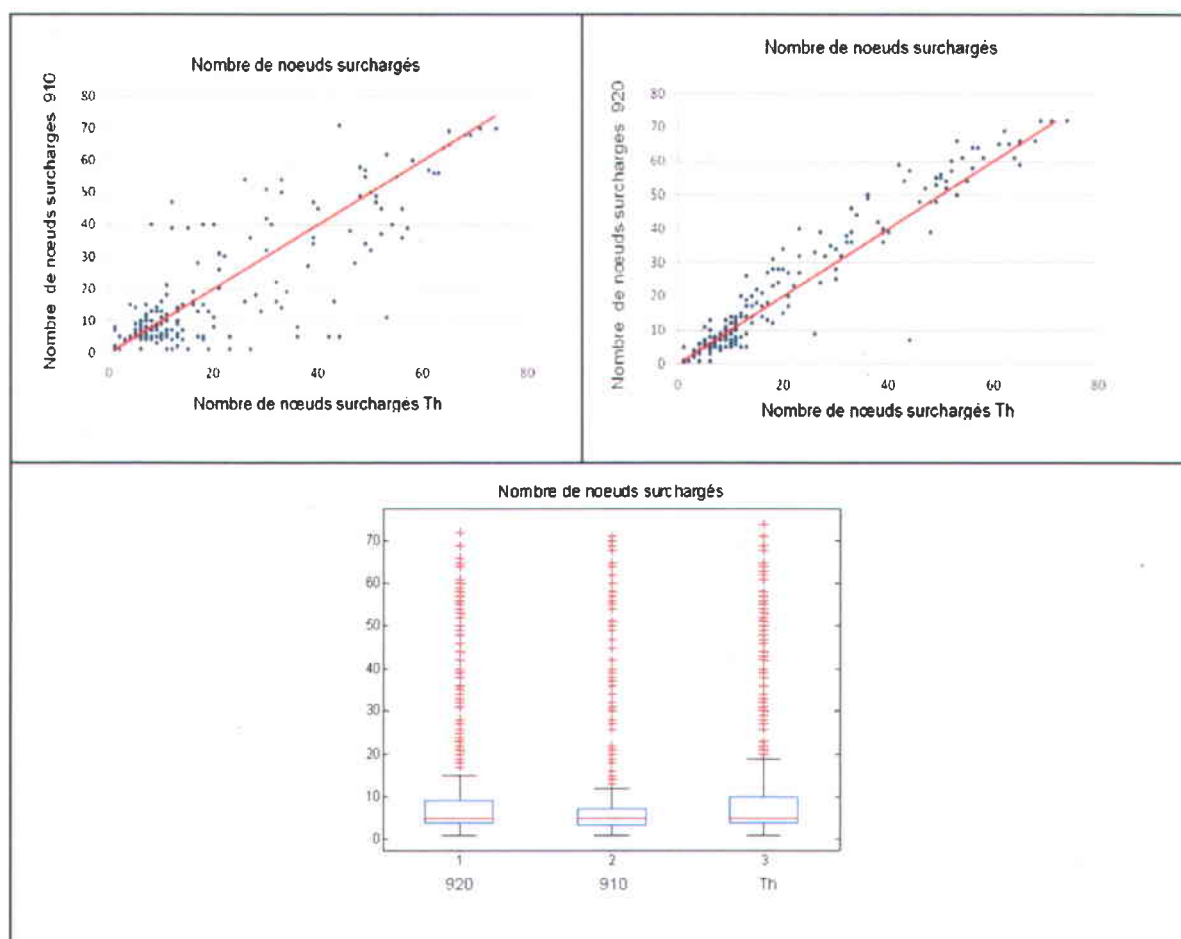


Figure 16.2 : Nombre de nœuds en charge pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Durée maximale de surcharge

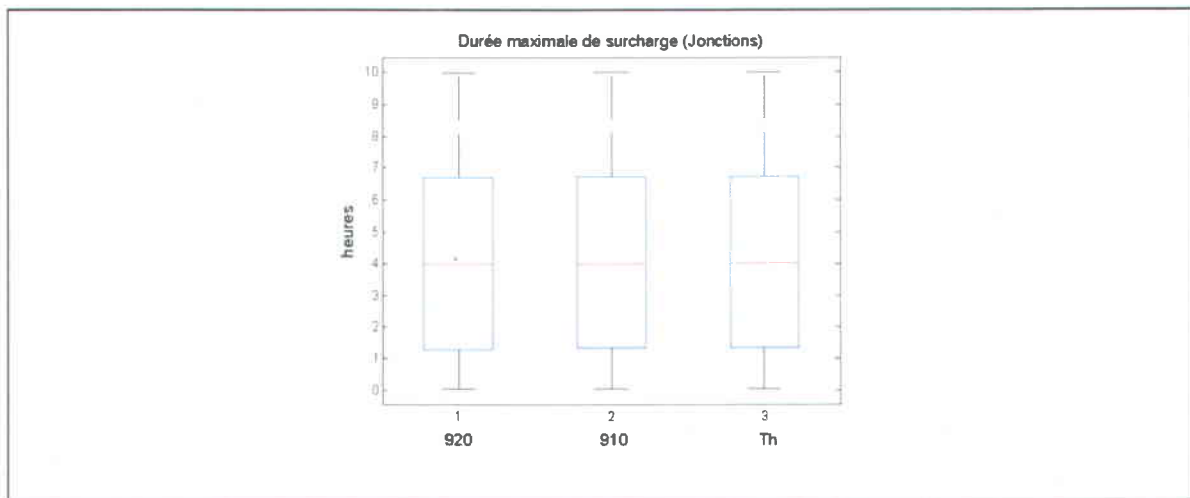


Figure 16.3 : Durée maximale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Durée totale de surcharge

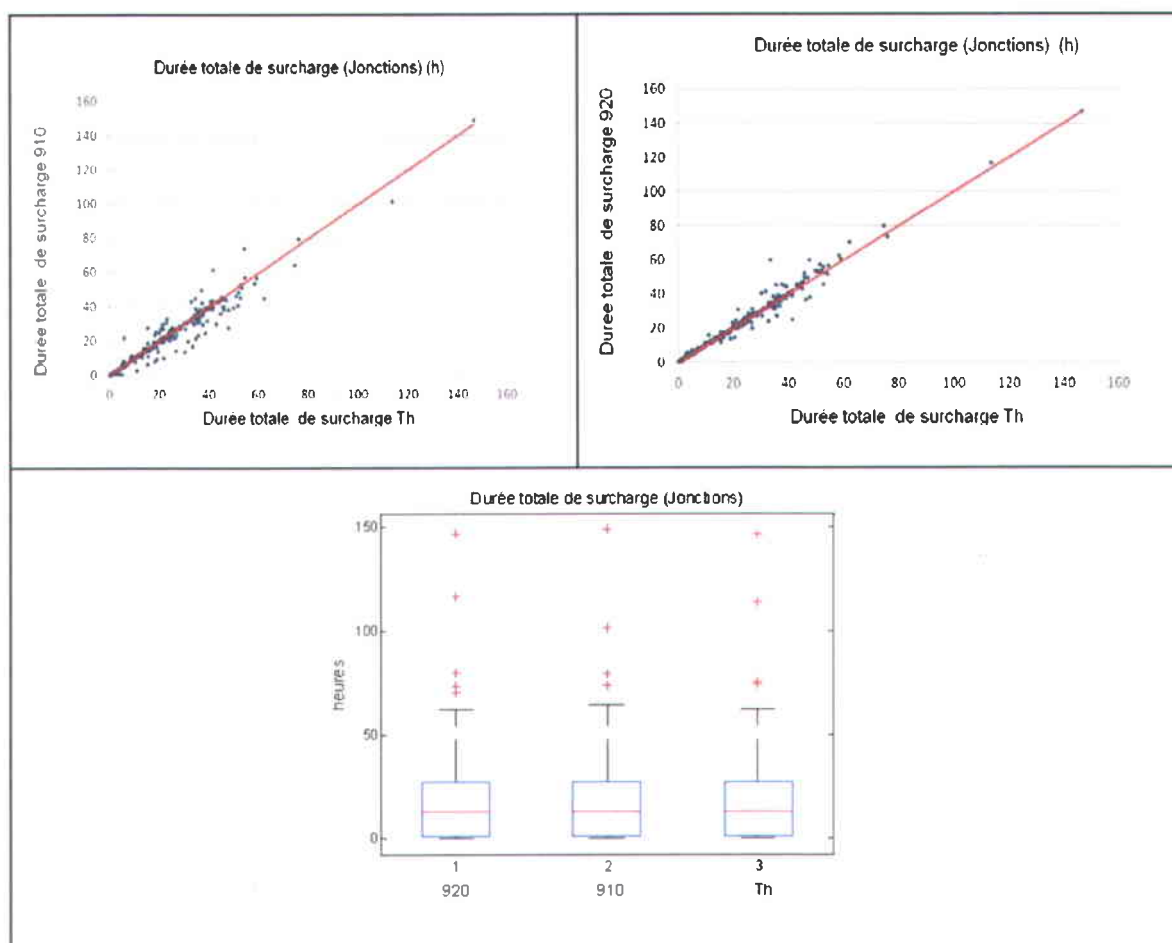


Figure 16.4 : Durée totale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Hauteur maximale de surcharge

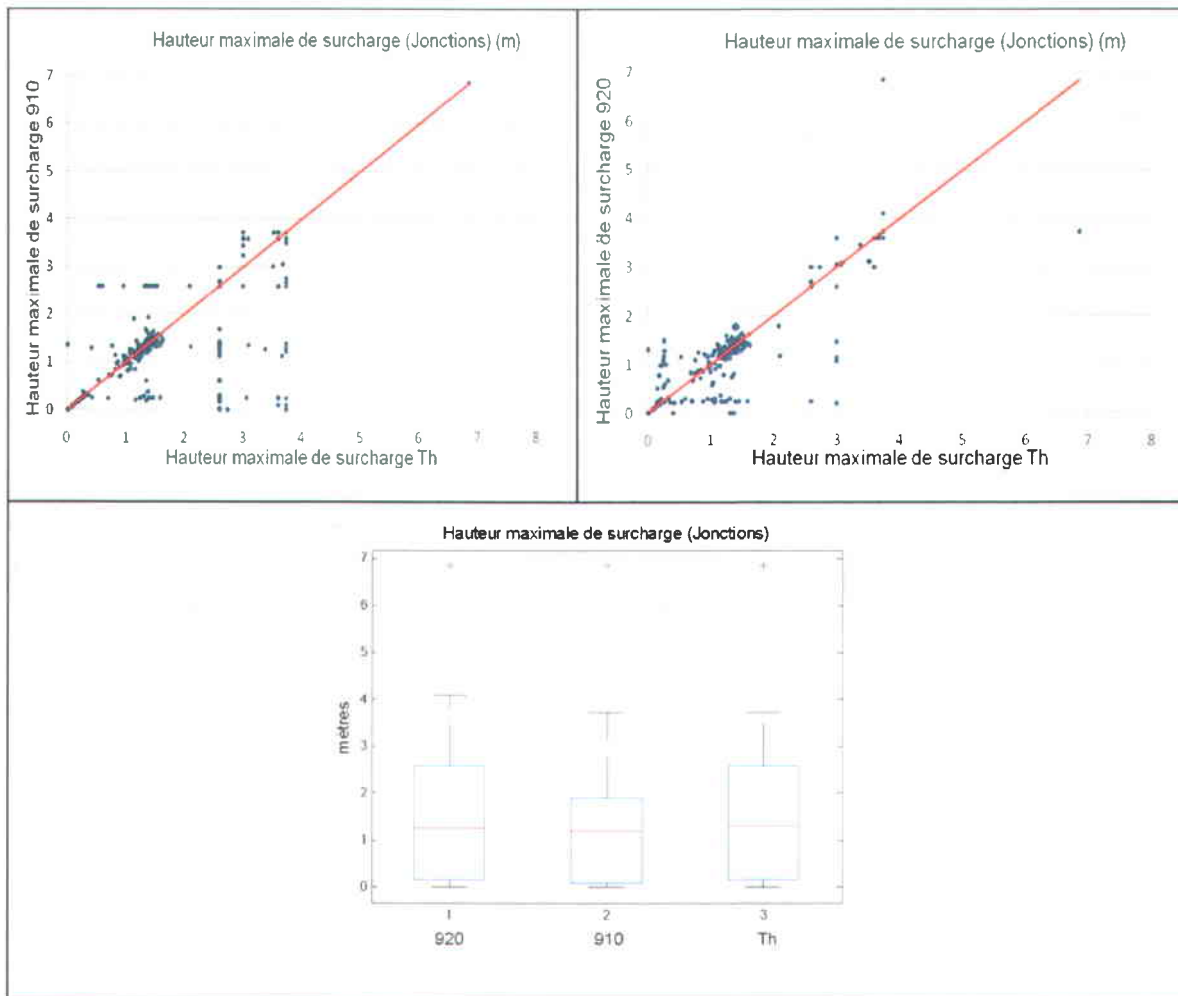


Figure 16.5 : Hauteur maximale de surcharge aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Nombre de nœuds inondés

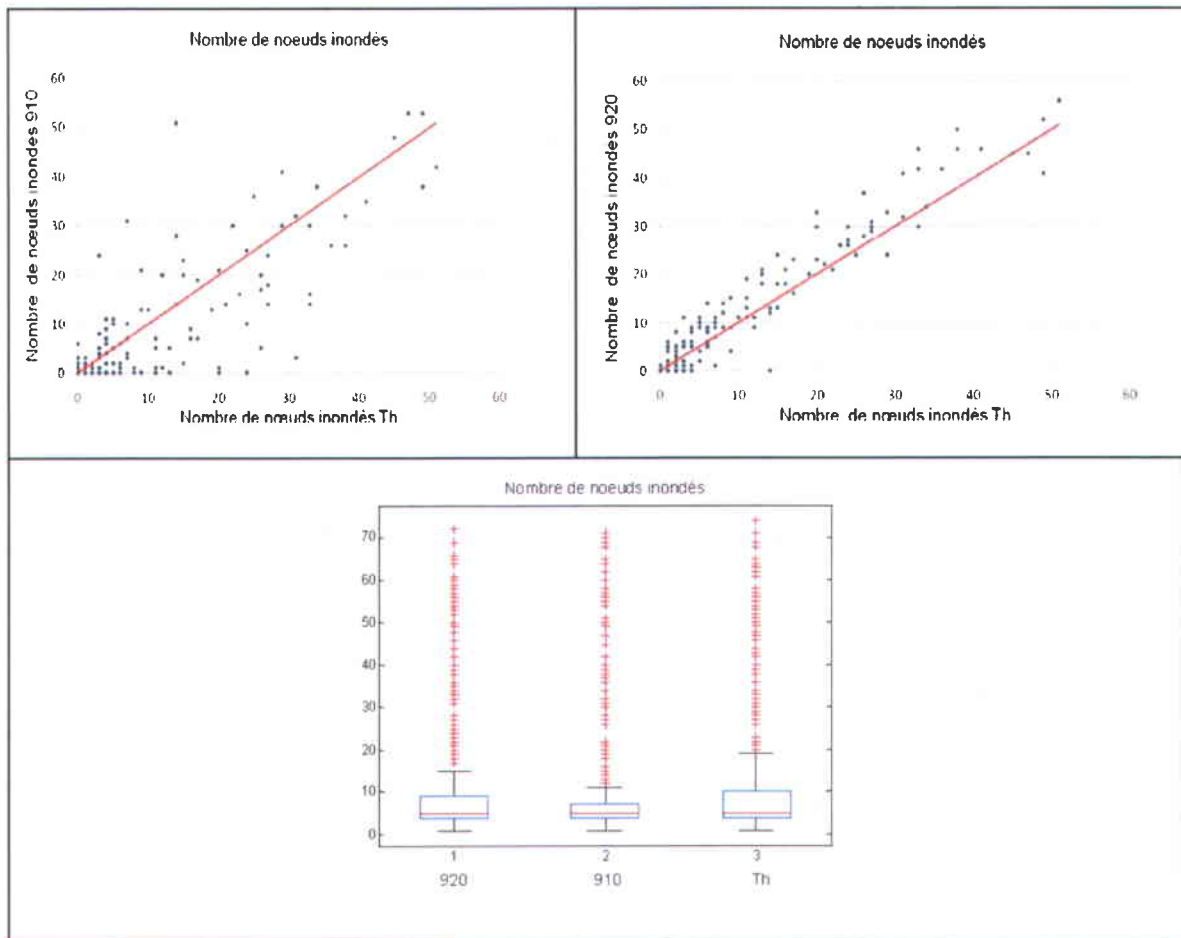


Figure 16.6 : Nombre de nœuds inondés pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Durée maximale d'inondation

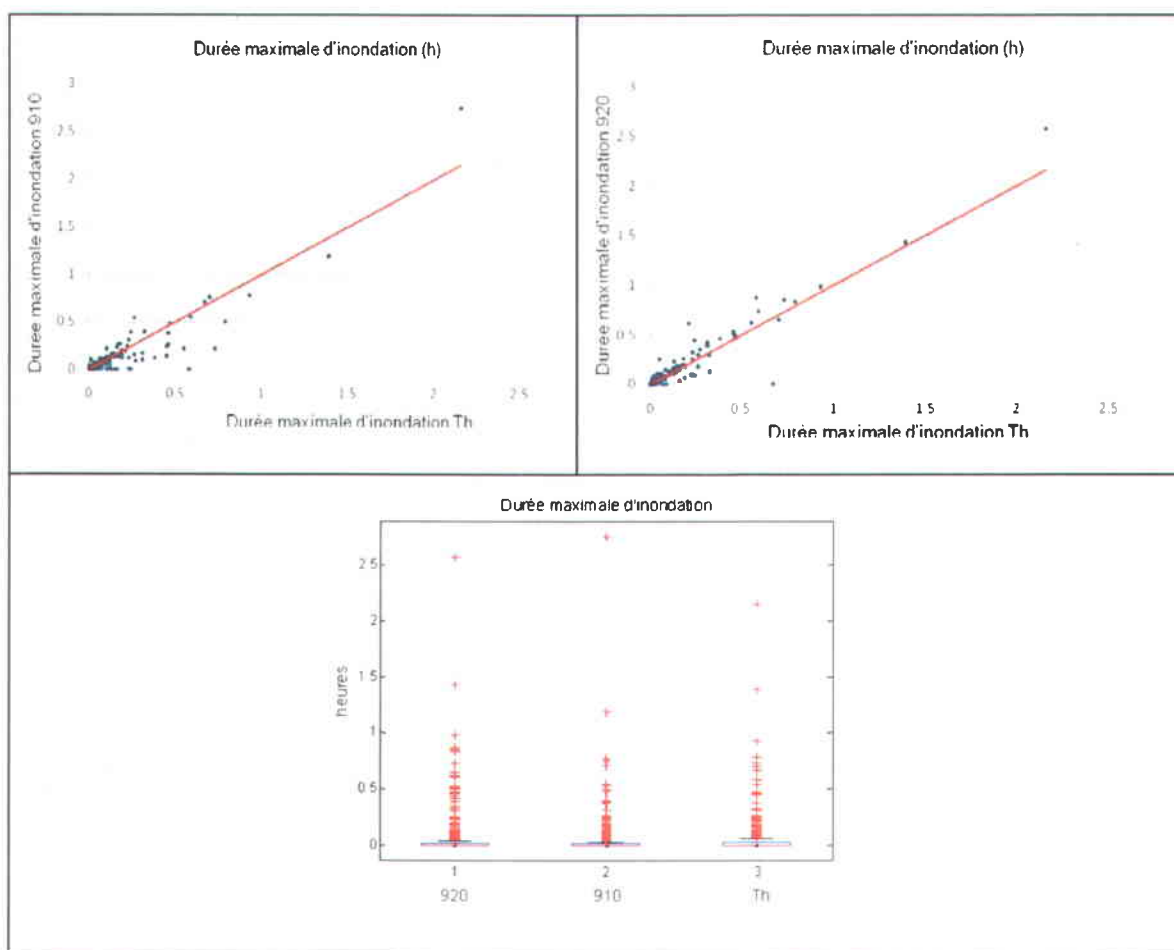


Figure 16.7 : Durée maximale d'inondation aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Durée totale d'inondation

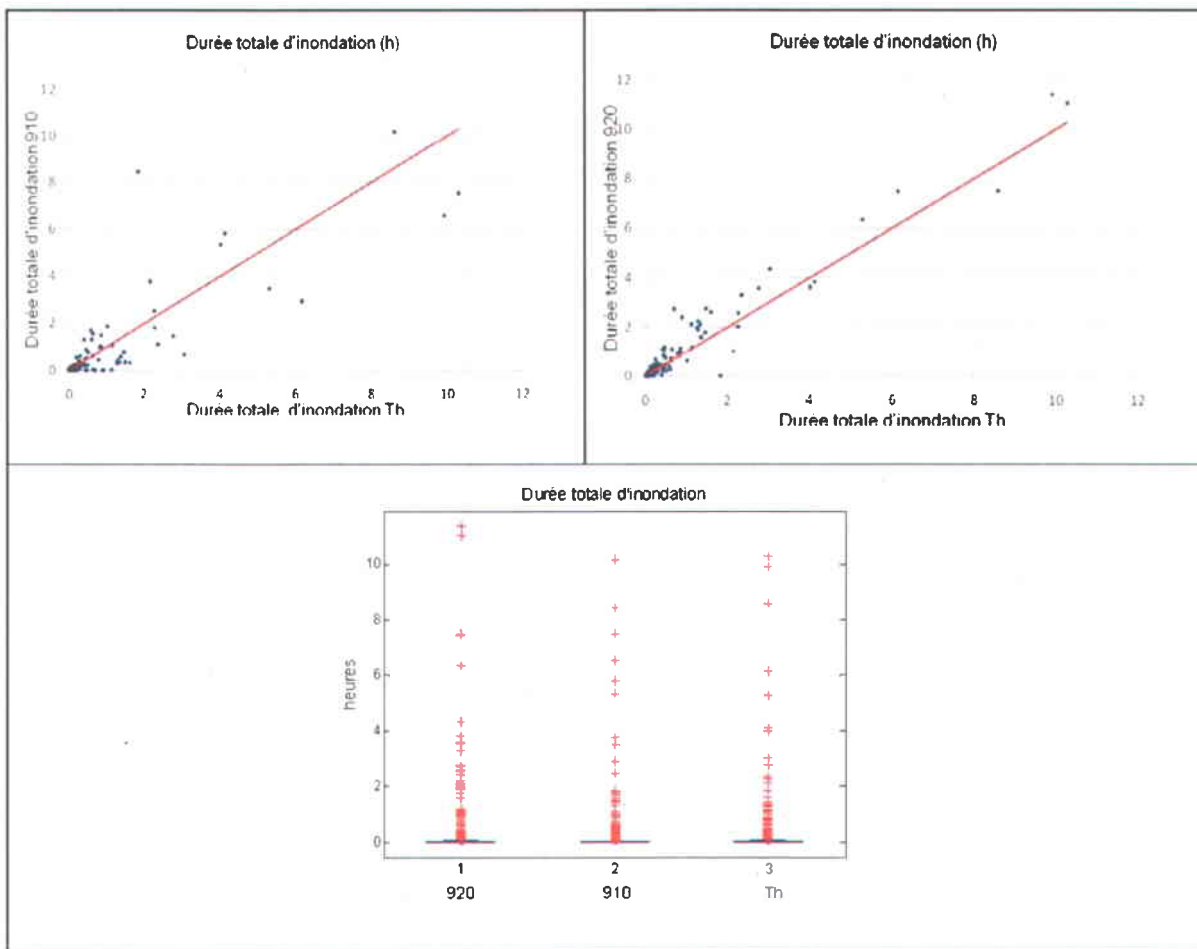


Figure 16.8 : Durée totale d'inondation aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Volume maximal inondé

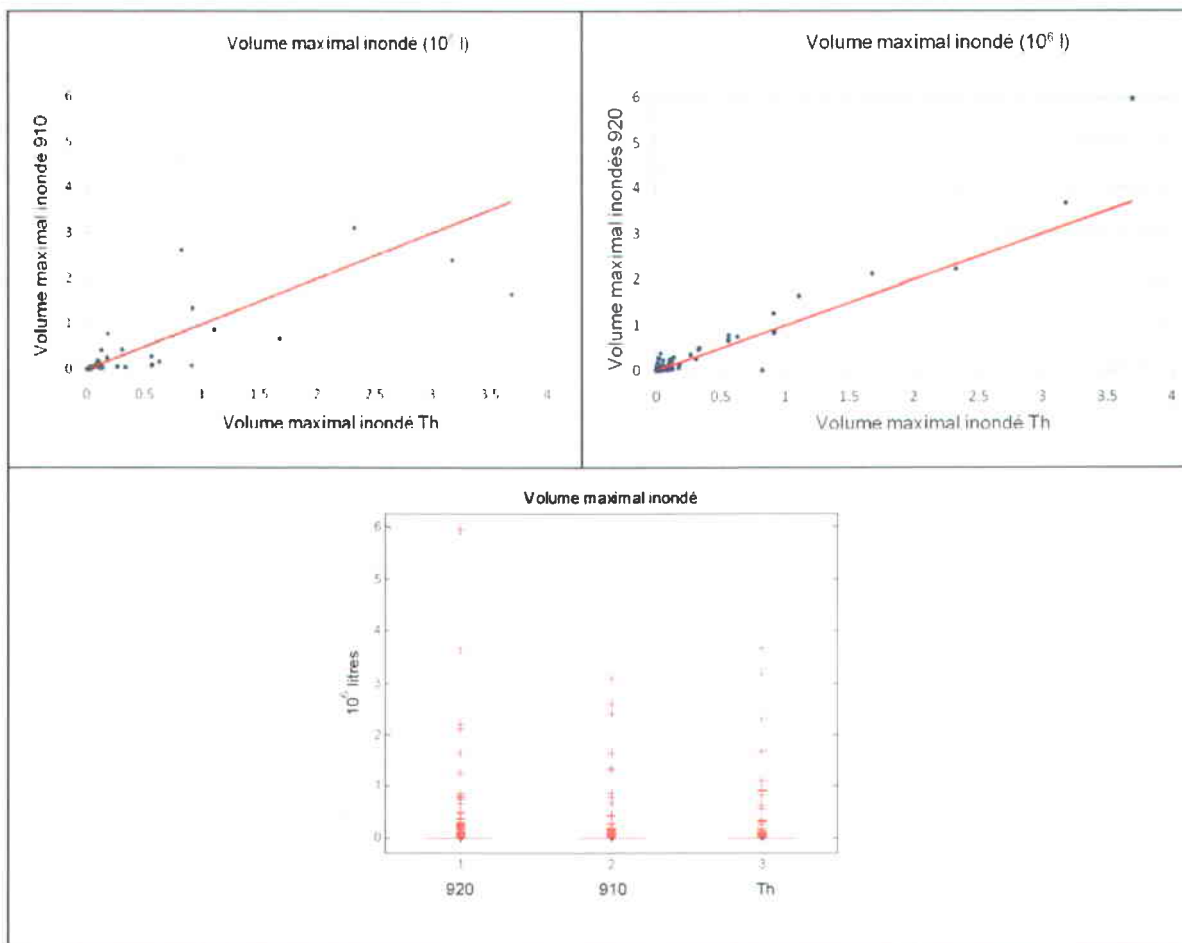


Figure 16.9 : Volume maximal inondé aux nœuds pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

Volume total inondé

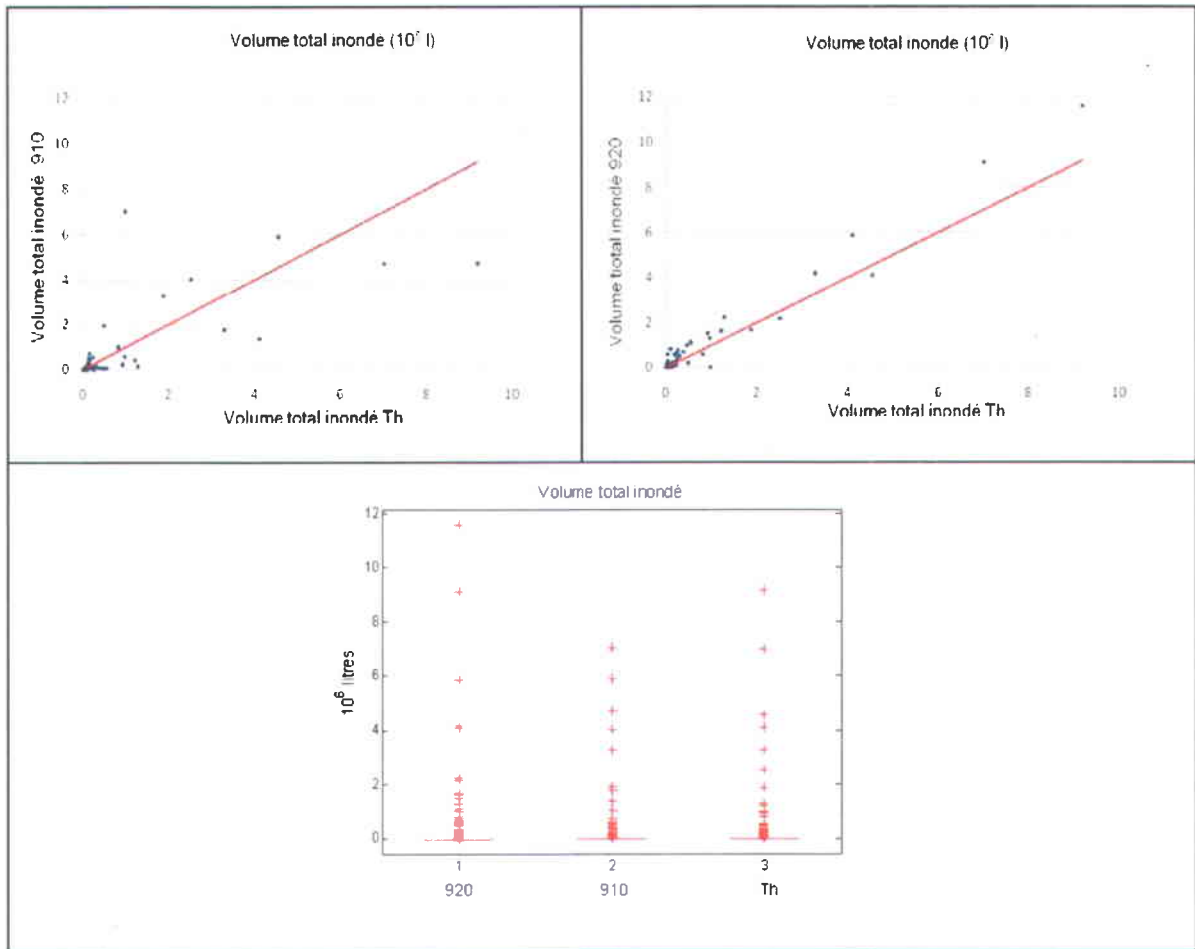


Figure 16.10 : Volume total inondé pour les trois méthodes de simulation (Th : Méthode des polygones de Thiessen).

