

Titre: Gestion des eaux pluviales et mise en place de cellules de bio-rétention : étude de cas pour un secteur urbain du Québec
Title: [Gestion des eaux pluviales et mise en place de cellules de bio-rétention : étude de cas pour un secteur urbain du Québec](#)

Auteur: Laurène Autixier
Author: [Laurène Autixier](#)

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Autixier, L. (2012). Gestion des eaux pluviales et mise en place de cellules de bio-rétention : étude de cas pour un secteur urbain du Québec [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/984/>

Citation: [Autixier, L. \(2012\). Gestion des eaux pluviales et mise en place de cellules de bio-rétention : étude de cas pour un secteur urbain du Québec \[Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal\]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/984/](#)

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/984/>
PolyPublie URL: [https://publications.polymtl.ca/984/](#)

Directeurs de recherche: Sarah Dorner, & Alain Mailhot
Advisors: [Sarah Dorner](#), [Alain Mailhot](#)

Programme: Génie civil
Program: [Génie civil](#)

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

GESTION DES EAUX PLUVIALES ET MISE EN PLACE DE CELLULES DE
BIO-RÉTENTION : ÉTUDE DE CAS POUR UN SECTEUR URBAIN DU
QUÉBEC

LAURÈNE AUTIXIER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

GESTION DES EAUX PLUVIALES ET MISE EN PLACE DE CELLULES DE
BIO-RÉTENTION : ÉTUDE DE CAS POUR UN SECTEUR URBAIN DU
QUÉBEC

Présenté par : AUTIXIER Laurène

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BARBEAU Benoit, Ph.D., président

Mme DORNER Sarah, Ph.D., membre et directrice de recherche

M. MAILHOT Alain, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., membre

DÉDICACE

« *La meilleure façon de prédire l'avenir, c'est de le créer* »

Peter Drucker

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en premier lieu Sarah Dorner pour avoir accepté d'être ma directrice de recherche et pour m'avoir permis de travailler sur un projet aussi intéressant et passionnant. Je la remercie également pour la confiance qu'elle m'a accordée tout au long de mon projet.

J'aimerais remercier mon co-directeur Alain Mailhot et son équipe, Samuel Bolduc et Guillaume Talbot pour leur aide, leur expertise et leur disponibilité durant mon projet.

Ma reconnaissance va également à la ville partenaire de ce projet et à OURANOS pour m'avoir permis de travailler sur ce projet.

Merci à Sarah, Martine et Alain pour les heures qu'ils ont accordées à la relecture de mon rapport.

Mon projet de recherche n'aurait sûrement pas été le même sans l'aide de toute l'équipe de la Chaire en eau potable de l'École Polytechnique. Un grand merci à eux pour avoir fait de l'École Polytechnique de Montréal un lieu où on a envie de travailler. Merci pour leur aide et leur bonne humeur. Un merci tout particulier à Marie-Laure, une voisine de bureau positive, souriante et à l'oreille attentive.

Travailler sur mon projet de recherche n'aurait pas été possible sans le soutien moral inconditionnel, la bienveillance et la bonne humeur de mes amis proches, qu'ils soient au Canada, en France ou ailleurs dans le monde. Un immense merci à Alban, Anne-Laure, Caroline, Coralie, Damien, Evelyne, Florent et Laurent. Une pensée pour Evelyne, Laurent et Anne-Laure qui m'ont tout particulièrement supportée (dans les deux sens du terme) pendant la dernière ligne droite.

Une pensée toute particulière pour Manon Latour pour son écoute et son aide.

Un grand merci à Anne-Sophie pour sa précieuse collaboration !

Enfin, tout ce que j'ai accompli lors de ces dernières années n'aurait pas été possible sans le soutien de mes parents, Christian et Roselyne et de ma sœur Cateline. Ils ont été mon point d'accroche depuis mon arrivée à Montréal et m'ont toujours soutenu dans mes choix, même les plus durs. Je ne pourrai jamais les remercier suffisamment.

RÉSUMÉ

L'objectif de ce projet est de mettre en place un modèle hydrologique permettant d'estimer les impacts de pratiques de gestion des eaux de ruissellement sur les déversements de réseaux unitaires d'un bassin versant urbain québécois. Le secteur étudié a une superficie de 341 ha, est majoritairement résidentiel (plus de 75%) et compte 21 000 habitants. Il a été subdivisé en 121 sous-bassins (de superficie moyenne de 2,8 ha). Le réseau pseudo-séparatif et unitaire a été modélisé par 199 nœuds et 216 conduites. Une campagne d'échantillonnage a eu lieu d'octobre 2009 à juillet 2010 dans le cadre d'un doctorat effectué par une autre étudiante. Sept (7) évènements ont été échantillonnés en dehors de la fonte des neiges. Le débit des surverses, les concentrations en coliformes (coliformes totaux et *Escherichia coli* (*E. coli*)), en pharmaceutiques et certains paramètres physico-chimiques comme les matières en suspension (MES) ont été mesurés. Sept (7) évènements ont été échantillonnés pour les mesures de débit et parmi ces sept (7) évènements, six (6) l'ont été aussi pour les *E. coli* et les MES. Six (6) des sept (7) évènements pluvieux associés aux évènements échantillonnés ont des périodes de retour inférieures à deux (2) ans. Le septième évènement a une période de retour de 6,5 ans. Les intensités moyennes de ces sept (7) évènements sont comprises entre 1,2 mm/h et 2,3 mm/h, les précipitations totales sont comprises entre 3,4 mm et 39,8 mm et les périodes de temps sec antérieur sont comprises entre 1,5 et 22 jours. Le calage a été réalisé en deux (2) temps. D'abord, les débits ont été calés puis les concentrations en MES et *E. coli*. Pour le calage du débit, les paramètres suivants ont été ajustés : le paramètre *width* (paramètre représentant la largeur de drainage dans le modèle utilisé : SWMM), le coefficient de Manning des conduites, des surfaces imperméables, la rétention de surface, le taux d'infiltration maximale, le taux d'infiltration minimale et la constante de décroissance de l'infiltration. Cinq (5) événements pluvieux ont été considérés pour le calage du débit. Un balayage systématique de l'espace paramétrique a permis d'identifier un jeu de paramètres qui minimise la somme des écarts entre débits simulés et mesurés. Pour les *E. coli*, l'apport provenant des eaux sanitaires et des eaux de ruissellement a été pris en compte dans le modèle. La variation évènementielle des *E. coli* dans les eaux sanitaires a également été considérée. Plusieurs ratios ont été testés pour les variations horaires des *E. coli* par temps sec. Pour le calage des MES, l'apport par la pluie, le ruissellement des eaux pluviales et l'apport par les eaux sanitaires ont été modélisé. L'apport par le ruissellement a été représenté par une fonction exponentielle d'accumulation sur les surfaces

imperméables par temps sec et une fonction exponentielle de lessivage par la pluie. Plusieurs valeurs pour un des coefficients de la fonction exponentielle de lessivage des MES par les eaux de ruissellement ont été testées et la valeur retenue est celle permettant de minimiser la somme des écarts au carré entre les concentrations mesurées et celles simulées. Le modèle est bien calé en termes de débit (coefficients de Nash-Sutcliffe compris entre 0,87 et 0,96 en excluant les surverses provoquées par les petits évènements pluvieux) sauf pour les débits associés aux petits évènements pluvieux. Le calage pour les *E. coli* est considéré comme satisfaisant mais susceptible d'être amélioré notamment à travers une meilleure représentation de ses variations saisonnières des concentrations. Le calage des MES a permis de montrer que les apports de MES provenant de la remise en suspension des sédiments présents dans les conduites est une source importante. Or ce phénomène n'est pour le moment pas modélisé dans SWMM. Il est donc cohérent d'avoir un modèle qui, de façon générale, sous-estime les concentrations moyennes de MES. Par la suite les impacts hydrologiques de la mise en place de jardins de pluie sur des aires de stationnement ont été évalués. L'ensemble des surfaces tributaires des jardins dont le ruissellement pourrait être capté par des jardins de pluie couvrent une superficie équivalente à 20% de la superficie imperméable directement connectée du secteur. La performance hydrologique des cellules a été évaluée quantitativement et l'impact de la mise en place de jardins de pluie sur la qualité des eaux a été discuté de façon semi quantitative. Plusieurs niveaux de mise en place de jardins de pluie ont été évalués. Les cellules modélisées sont capables de capturer 90% des évènements pluvieux de la région. 87% du volume acheminés à ces cellules est capté et une forte relation entre le pourcentage d'eau retourné au réseau et la période de retour des évènements pluvieux a été trouvée. De plus la mise en place des jardins de pluie permet de réduire les volumes de ruissellement acheminés au réseau et cette réduction est fortement liée à la période de retour des évènements pluvieux. Les impacts des jardins de pluie sur les caractéristiques des surverses sont tout aussi importants : réduction du volume, de la durée, du débit maximal et du débit moyen. L'efficacité des cellules dépend fortement de la saison et du type de sol utilisé pour la construction des cellules. Étant donné que les jardins de pluie sont plus efficaces pour les petits évènements de pluie il pourrait y avoir une plus grande accumulation solide dans les égouts. Ce qui engendrerait une augmentation de la concentration maximale des polluants dans les surverses pour les surverses causées par des évènements pluvieux importants puisqu'il n'y pas de diminution du débit de pointe significative pour ces

événements. De plus, les concentrations en *E. coli* dans les surverses pourraient être plus importantes car les eaux sanitaires seraient moins diluées. Ainsi les jardins de pluie seuls ne peuvent constituer une protection efficace pour les sources d'eau potable et d'autres mesures comme le traitement des eaux de surverses ou l'interdiction de surverses doivent être considérés pour les points de surverse situés en amont de sources d'eau potable.

ABSTRACT

The aim of this project was to apply a hydrologic model to evaluate the implementation of best management practices on combined sewer overflow volumes and loads for the combined sewer system of an urban area in the province of Québec. The predominantly residential (more than 75% of the land use) study area has an overall area of 341 ha and a population of 21 000 inhabitants. The area was subdivided in 121 subcatchments (mean area of 2,8 ha). 199 nodes and 216 pipes were modelled to represent the sewer system which is both combined and pseudo-separated. The model was calibrated with field data from a monitoring program that occurred between October 2009 and July 2010. Seven (7) events were monitored outside the snow-melt season. The flow for combined sewer overflows, the coliform concentrations (total coliforms and *Escherichia coli* (*E. coli*)), pharmaceuticals and some physico-chemical parameters such as total suspended solids (TSS) were measured. The flow data are available for seven (7) events and among these seven (7) events, six (6) were also monitored for *E. coli* and TSS. Six (6) events out of the seven (7) monitored have rainfall associated with a return period less than two (2) years. The seventh event has a return period of 6.5 years. The mean intensities for these 7 events are between 1.2 mm/h and 2.3 mm/h. The total precipitation for the events varied from 3.4 mm to 39.8 mm and the antecedent dry periods ranged from 1.5 to 22 days. First the hydraulic model was calibrated with measured flow values, then once the hydraulic model was calibrated, the water quality model was calibrated for TSS and *E. coli* concentrations. To calibrate the flow, the following parameters were adjusted: *Width* (representing the drainage width in the model used: SWMM), minimum and maximum infiltration rates, infiltration rate decay constant, depression storage on the impervious area, Manning's coefficient for the impervious surface and for the pipes. Five (5) events were taken into consideration for the calibration. The best combination of the values for the different parameters was evaluated through the methods of least squares to have the best fit between simulated and measured hydrographs. A random testing of the full parameter space allowed for the identification of a set of parameters that minimized the error between the simulated and observed flowrates. For the *E. coli*, the sewage and stormwater concentrations were modeled. The seasonal variations were also taken into account and different hourly ratios were tested for sewage. For the TSS, the concentrations in the rainfall, in the stormwaters and in the sanitary waters were modeled. Several coefficients for the exponential wash off function of SWMM were tested and the

retained parameter value was the one that minimized the difference between the simulated and observed values. The calibration of the hydraulic model was excellent (Nash-Sutcliffe's coefficients range between 0.87 and 0.97 for large events) except for the events caused by small rainfalls. For the *E. coli* concentrations, the calibration is good but improvements could be by improving the representation of the seasonal variations in sewage. The calibration of TSS showed that the suspension of in-sewer deposits in pipes can be a major contributor to the TSS in overflows. However, in-sewer processes are not modelled in SWMM. The model generally underestimated the mean TSS. The hydrologic impacts of the implementation of rain gardens for parking lots were tested. The rain gardens could be implemented on impervious areas representing 20% of the directly connected impervious areas of the drainage basin. Only the hydrologic performance of the rain gardens was evaluated quantitatively and the impacts of implementations of rain gardens on the quality of waters were evaluated semi-quantitatively. Different scenarios representing different levels of implementation were evaluated. The modelled rain gardens can capture 90% of the rainfalls of this region. 87% of the volume of waters drained to the rain gardens was captured and a strong relationship was found between the percentage of waters returned to the sewer system and the return period. Moreover, the implementation of rain gardens can reduce the runoff volumes and this reduction is strongly linked to the return period of rainfalls. The impacts of rain gardens on the characteristics of the overflows are also important: reduction of the volume, duration, peak flow rate and mean flow. The efficiency of rain gardens depends on the seasons and the soil used to design the rain gardens. Given that rain gardens are more efficient for smaller events, there could be a greater accumulation of sewer deposits resulting in increases of peak contaminant concentrations without a reduction in peak flowrates for large events. Furthermore, overflow *E. coli* concentrations could be higher because sewage would not be as diluted. Thus, stormwater management practices alone cannot be used for source water protection and other measures should be considered such as treatment of overflow waters or avoidance of CSOs upstream of drinking water intakes.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	XIX
LISTE DES ANNEXES	XX
INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Structure du mémoire	2
CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE	3
2.1 Problématique des surverses de réseau d'égouts unitaires.....	3
2.1.1 Types de réseaux d'égout.....	3
2.1.2 Importance des surverses de réseaux unitaires.....	4
2.1.3 Types de polluants, origines et processus	5
2.1.4 Impacts sur les milieux récepteurs	6
2.2 Solutions possibles face au problème des surverses	7
2.2.1 Solutions générales.....	7
2.2.2 Gestion intégrée des eaux pluviales	9
2.3 Gestion des eaux pluviales dans un contexte d'urbanisation et de changements climatiques.....	18

2.3.1	Changement des régimes de précipitations	18
2.3.2	Urbanisation	20
2.3.3	Études sur l'impact des changements climatiques et de l'urbanisation sur les surverses et sur les mesures d'adaptation à mettre en place	20
2.4	Objectifs de recherche	23
2.4.1	Hypothèses de recherche	23
2.4.2	Originalité de la recherche	24
2.4.3	Objectifs de recherche	24
	CHAPITRE 3 SECTEUR ÉTUDIÉ ET MISE EN PLACE DU MODÈLE SWMM	25
3.1	Modèle hydrologique SWMM	25
3.2	Secteur étudié	25
3.3	Nœuds et conduites	30
3.4	Débit sanitaire et parasite	31
3.5	Modélisation de l'ouvrage de surverse	33
3.6	Analyse des erreurs de continuité du modèle	33
	CHAPITRE 4 CALAGE DU MODÈLE	36
4.1	Évènements de surverses échantillonnes	36
4.2	Calage du débit	39
4.2.1	Détermination du débit maximal avant surverse	39
4.2.2	Tests de différentes combinaisons de paramètres pour le calage du débit	39
4.2.3	Résultats et discussion pour le calage du débit	41
4.3	Calage des MES	48
4.3.1	Modélisation des MES	48
4.3.2	Résultats et discussion pour le calage des MES	51
4.4	Calage des <i>E.coli</i>	57

4.4.1	Modélisation des <i>E. coli</i>	57
4.4.2	Résultats et discussion du calage des <i>E. coli</i>	60
4.5	Discussion sur l'évènement E1	67
4.6	Conclusions	67
CHAPITRE 5 MISE EN PLACE DE CELLULES DE BIO-RÉTENTION		69
5.1	Méthodologie	69
5.1.1	Choix de la PGO à modéliser	69
5.1.2	Modélisation des jardins de pluie sous SWMM	71
5.2	Résultats et discussion	76
5.2.1	Caractéristiques des jardins de pluie (analyse faite pour le scénario 100%)	77
5.2.2	Impact de la mise en place des jardins de pluie sur le bilan du volume des eaux de ruissellement (analyse faite pour le scénario 100%)	81
5.2.3	Impacts des jardins de pluie sur les caractéristiques des surverses (quantité et qualité)	84
5.2.4	Efficacité des jardins de pluie comparée aux autres PGO	89
5.3	Conclusions	90
CHAPITRE 6 SYNTHÈSE ET LIMITES		92
6.1	Synthèse	92
6.2	Limites	93
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES		95
7.1	Conclusions	95
7.2	Recommandations	95
7.3	Perspectives	95
RÉFÉRENCES		97
ANNEXES		104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Exemples de MCS sur les lots (MDDEP, 2011).....	13
Tableau 3-1: Paramètres de perméabilité des sous-bassins.....	28
Tableau 3-2: Paramètres des sous-bassins.....	29
Tableau 3-3: Caractéristiques des conduites	30
Tableau 3-4: Débit sanitaire (Brière, 2012).....	32
Tableau 3-5: Résultats pour les pluies de conception SEA.....	35
Tableau 3-6: Résultats pour les pluies de conception triangulaires	35
Tableau 4-1: Caractéristiques des évènements pluvieux.....	37
Tableau 4-2: Caractéristiques des surverses (Madoux-Humery <i>et al.</i> , 2012)	38
Tableau 4-3: Paramètres et valeurs testées (Rossman, 2009)	40
Tableau 4-4: Combinaison optimale et sommes des moindres carrés avec cette combinaison.....	42
Tableau 4-5: Analyse des critères de calage du débit	46
Tableau 4-6: Différences de volume et de débit maximal pour les évènements A4 et E2.....	47
Tableau 4-7: Paramètres utilisés pour modéliser l'accumulation de MES (USEPA, 2009).....	49
Tableau 4-8: Coefficients testés pour le lessivage des MES par la pluie (USEPA, 2009)	50
Tableau 4-9: Comparaison de la somme des moindres carrés pour les MES	51
Tableau 4-10: Résultats pour les MES	52
Tableau 4-11: Coefficients de Spearman et coefficients de Pearson pour les MES	55
Tableau 4-12: Résultats du calage évènementiel pour les <i>E. coli</i>	60
Tableau 4-13: Comparaison de la somme des écarts au carré entre les concentrations simulées et mesurées pour les <i>E. coli</i> pour l'ensemble des évènements pour les variations horaires	61
Tableau 4-14: Résultats pour les <i>E. coli</i>	61

Tableau 4-15: Coefficients de Spearman et coefficients de Pearson pour les <i>E. coli</i>	65
Tableau 4-16: Récapitulatif des résultats du calage du débit et concentrations de MES et <i>E. coli</i>	68
Tableau 5-1: Valeurs utilisées pour la modélisation des jardins de pluie	73
Tableau 5-2: Scénarios utilisés pour la mise en place des jardins de pluie	76
Tableau 5-3: Chemins empruntés par les eaux qui entrent dans les jardins de pluie	78
Tableau 5-4: Estimation des coûts.....	84
Tableau 7-1: Résultats du calage du débit.....	112
Tableau 7-2: Ratios horaires utilisés pour les MES et <i>E. coli</i>	114
Tableau 7-3: Calage des <i>E. coli</i> pour les variations évènementielles	115
Tableau 7-4: Calage des <i>E. coli</i> pour les variations horaires	116

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Jardin de pluie équipé d'un drain (inspiré de MDDEP, 2011)	11
Figure 3-1: Secteur étudié	26
Figure 3-2: Secteurs ayant un réseau pseudo-séparatif (en vert) et un réseau unitaire (en violet)	26
Figure 3-3: Occupation du sol du secteur étudié. Bleu foncé : occupation résidentielle (multifamiliale); Bleu cyan : occupation résidentielle (unifamiliale); Vert : occupation institutionnelle ; Jaune : occupation commerciale ; Violet : occupation industrielle.....	28
Figure 3-4: Schéma des éléments importants du réseau.....	31
Figure 3-5: Facteur multiplicatif pour les débits sanitaires (Brière, 2006)	32
Figure 4-1: Graphiques représentant les débits simulés, les débits mesurés et la pluviométrie pour les évènements : (a) A1, (b) A2, (c) A3, (d) A4	43
Figure 4-2: Graphiques représentant les débits simulés, les débits mesurés et la pluviométrie pour les évènements : (a) E1, (b) E2, (c) E3	44
Figure 4-3: Volume simulé en fonction du volume mesuré	47
Figure 4-4: Débit maximal simulé en fonction du débit maximal mesuré.....	48
Figure 4-5: Graphiques représentant les concentrations en MES simulées et mesurées pour les évènements : (a) A1, (b) A2, (c) A3, (d) E1.....	53
Figure 4-6: Graphiques représentant les concentrations en MES simulées et mesurées pour les évènements : (a) E2, (b) E3	54
Figure 4-7: Concentrations en MES simulées en fonction des concentrations en MES mesurées pour chaque évènement	57
Figure 4-8: Variations horaires des concentrations en <i>E. coli</i>	60
Figure 4-9: Graphiques représentant les concentrations en <i>E. coli</i> simulées et mesurées pour les évènements : (a) A1, (b) A3, (c) A4, (d) E1.....	63

Figure 4-10: Graphiques représentant les concentrations en <i>E. coli</i> simulées et mesurées pour les événements : (a) E2, (b) E3	64
Figure 4-11: Concentrations en <i>E. coli</i> simulées en fonction des concentrations en <i>E. coli</i> mesurées pour chaque évènement	66
Figure 5-1: Représentation des jardins de pluie sous SWMM (inspiré de Rossman, 2009).....	70
Figure 5-2: Surfaces tributaires potentielles (en fushia) pour le secteur étudié	75
Figure 5-3: Exemple d'emplacement de jardins de pluie (en vert) et de surfaces tributaires (en violet).....	75
Figure 5-4 : Pourcentage des eaux arrivant aux jardins et qui sont restituées au système en fonction de la période de retour.....	78
Figure 5-5: Pourcentage des eaux arrivant aux jardins restituées au système en fonction de la hauteur de la pluie	79
Figure 5-6: Réduction du volume des eaux de ruissellement en fonction de la période de retour	82
Figure 5-7: Réduction du volume des eaux de ruissellement en fonction de la hauteur de la pluie	83
Figure 5-8: Impact de la mise en place de jardins de pluie sur le débit de surverse avant la mise en place de jardins de pluie, pour le scénario 50% et pour le scénario 100% pour les évènements (a) A4, (b) E1 et (c) E3.....	85
Figure 5-9: Réduction du débit de pointe de surverse en fonction du scénario	86
Figure 5-10: Réduction du volume de pointe de surverse en fonction du scénario	86
Figure 5-11 : Réduction du débit de pointe en fonction de la hauteur de pluie (scénario 100%)	87
Figure 5-12: Réduction du débit de pointe en fonction de la période de retour (scénario 100%)	87

Figure 5-13: Concentration en <i>E. coli</i> dans les eaux de surverse pour l'évènement E3 avant la mise en place de jardins de pluie et après la mise en place de jardin de pluie (scénario 100%)	88
Figure 7-1: Pluies de conception SEA	104
Figure 7-2: Pluies de conception triangulaires	105
Figure 7-3: Détermination du débit maximal avant surverse	106
Figure 7-4: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A1 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le <i>width</i>	107
Figure 7-5: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A2 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le <i>width</i>	108
Figure 7-6: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A3 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le <i>width</i>	109
Figure 7-7: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement E1pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le <i>width</i>	110
Figure 7-8: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement E3 : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de	

rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le <i>width</i>	111
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

BMP	B est M anagement P ractice
m^3/s	Mètres Cubes par seconde
CSO	C ombined S ewer O verflow
DBO ₅	D emande B iochimique en O xygène
DFI	D éveloppement à F aible I mpact
DRU	D éversement de R éseaux U nitaires
<i>E. coli</i>	<i>Escherichia coli</i>
HAP	H ydrocarbures A romatiques P olycycliques
LID	L ow I mpact D evelopment
MCS	M esures de C ontrôle à la S ource
MES	M atières E n S uspension
MPN	M ost P robable N umber
PGO	P ratique de G estion O ptimale
SIT	S urfaces I mperméables T otales
SIDC	S urfaces I mperméables D irectement C onnectées
SWMM	S torm W ater M anagement M odel
USEPA	U nited S tates E nvironmental P rotection A gency

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – Pluies de conception SEA et triangulaires.....	104
ANNEXE 2 – Détermination du débit maximal avant surverse.....	106
ANNEXE 3 – Boîtes à moustache obtenus pour le calage du débit.....	107
ANNEXE 4 – Résultats du calage du débit.....	112
ANNEXE 5 – Ratios horaires utilisés pour les MES et <i>E. coli</i>	114
ANNEXE 6 – Résultats du calage des <i>E. coli</i> (variations évènementielles et horaires).....	115

INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

En 2011, le ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) et le ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) ont mis en ligne *le Guide de Gestion des Eaux Pluviales* montrant la volonté des autorités québécoises d'atténuer les impacts du développement urbain sur l'hydrologie de l'environnement naturel (MDDEP, 2011). L'atténuation de ces impacts implique une gestion des eaux pluviales à travers un contrôle à la fois qualitatif et quantitatif, un contrôle de la recharge de la nappe souterraine et des actions pour minimiser l'érosion des cours d'eaux (MDDEP, 2011). Les lois, directives et règlements pour encadrer cette gestion des eaux pluviales sont nombreuses : *Politique nationale de l'eau*, la *Directive 004* (pour les concepteurs de réseau d'égout), la *Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables* etc. (MDDEP, 2011). De plus, les réseaux pluviaux et unitaires¹ ont été construits en ne prenant pas en compte les évolutions possibles dans la pluviométrie. Des événements pluvieux plus intenses, conséquences des changements climatiques, vont donc diminuer l'efficacité de ces réseaux (Bourque et Simonet, 2008; Mailhot *et al.*, 2007). Le nombre de surverses, dont les impacts sur le milieu récepteur peuvent être importants, pourrait augmenter (Nie *et al.*, 2009; Passerat *et al.*, 2011). Les problèmes liés aux surverses, déjà couteux (USEPA, 1997) et largement documentés et réglementés (USEPA, 2008) risquent donc de s'accentuer. Il est important dans un tel contexte d'évaluer les diverses solutions d'adaptation qui permettront de limiter les impacts à long terme.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le projet effectué dans le cadre de cette maîtrise recherche. La collaboration entre le professeur Sarah Dorner et OURANOS, consortium sur la

¹ Les réseaux unitaires transportent à la fois les eaux sanitaires et les eaux de ruissellement de pluie dans une seule et même conduite. En cas de pluies ou lors de la fonte des neiges, le débit des eaux de pluie peut augmenter et le volume des eaux dirigées vers le réseau devient plus important. La capacité des installations de traitement étant insuffisante pour traiter ces volumes d'eau, une partie est déversée directement vers le milieu récepteur à travers divers ouvrages de surverses. On parle alors de surverse.

climatologie régionale et l'adaptation aux changements climatiques a donné lieu à un projet intitulé « Impacts et adaptation aux changements climatiques des infrastructures municipales en eaux de la rivière des Prairies ». Ce projet regroupe plusieurs travaux, dont ceux présentés dans ce mémoire. Ce projet global a pour but de produire une évaluation des impacts des changements climatiques sur la qualité de l'eau de la rivière des Prairies et une évaluation des options d'adaptation pour les exploitants d'infrastructures municipales. Pour ce faire un modèle représentatif de la réalité a été mis en place et une évaluation préliminaire d'une option d'adaptation (les jardins de pluie) en climat actuel a été effectuée.

1.2 Structure du mémoire

Le deuxième chapitre de ce mémoire fait une revue de la littérature existante concernant les domaines touchant le projet et présente les hypothèses de recherche ainsi que l'originalité du projet. Le troisième chapitre présente la phase de mise en place du modèle représentant le secteur étudié tandis que le quatrième chapitre présente le calage de ce modèle avec des données de terrain. Le cinquième chapitre présente la modélisation de mise en place de jardins de pluie pour le secteur étudié. Dans le sixième chapitre une discussion générale est présentée. Le septième chapitre permet de conclure et de présenter les recommandations et perspectives.

CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE

2.1 Problématique des surverses de réseau d'égouts unitaires

2.1.1 Types de réseaux d'égout

Les différents types de réseaux d'égout sont les suivants (Brière, 2012; Passerat *et al.*, 2011; Ville de Montréal, 2012) :

- les réseaux d'égouts séparatifs : Ces réseaux transportent les eaux sanitaires (maisons, industries et commerces) et les eaux de ruissellement dans des réseaux de conduites différentes (des conduites pour les eaux de ruissellement : le réseau pluvial et des conduites pour les eaux sanitaires : le réseau sanitaire). Les eaux de ruissellement sont dirigées directement dans des cours d'eau (sans aucun traitement) alors que les eaux sanitaires sont traitées avant rejet.
- les réseaux d'égouts pseudo-séparatifs : Ces réseaux transportent les eaux domestiques et une partie des eaux de ruissellement (celles qui proviennent des toits plats par exemple) dans une conduite et le reste des eaux de ruissellement dans une autre conduite. Ces réseaux ne sont plus autorisés au Québec (Brière, 2012).
- les réseaux d'égouts unitaires (ou combinés) : Ces réseaux transportent les eaux sanitaires et les eaux de ruissellement dans une seule et même conduite. En temps normal, les eaux ainsi collectées sont dirigées vers les collecteurs et ensuite vers l'intercepteur qui les achemine à l'usine de traitement. Cependant, en cas de fortes pluies ou lors de la fonte des neiges, les débits véhiculés par le réseau deviennent plus importants. La capacité des installations de traitement étant insuffisante pour traiter ces débits d'eau, une partie est déversée directement vers le milieu récepteur à travers divers ouvrages de surverses. On parle alors de déversement de réseaux unitaires (DRU) ou plus simplement de surverse (*Combined Sewer Overflows* ou *CSO* en anglais). Il est important de noter que les surverses peuvent être provoquées par des évènements de pluie d'intensité relativement faible (Montalto *et al.*, 2007; Rossman, 2009). L'île de Montréal est composée majoritairement de réseaux unitaires mais également de réseaux séparatifs et pseudo-séparatifs. L'avantage des réseaux unitaires est que les premières

eaux de ruissellement, fortement polluées, sont captées par le réseau et transportées vers une usine de traitement des eaux usées (Siddique, 2008).

- les réseaux d'égouts pluviaux : Ces réseaux collectent les eaux de ruissellement et les acheminent le plus souvent vers un milieu récepteur sans aucun traitement préalable.

2.1.2 Importance des surverses de réseaux unitaires

Le problème des surverses est un problème aussi vieux que les réseaux unitaires mais ce n'est que vers la deuxième moitié du XX^{ème} siècle que le problème de la pollution liée aux surverses a commencé à susciter l'inquiétude de la communauté scientifique et technique (Field *et al.*, 2003). En 1989, la *United States Environmental Protection Agency* (USEPA) a mis en place la *National CSO Control Strategy*, soulignant ainsi l'importance du problème (Field *et al.*, 2003). En 1994, le *CSO Control Policy* a vu le jour (Field *et al.*, 2003; USEPA, 2008). Les eaux de surverse combinent des eaux domestiques non traitées et des eaux de ruissellement qui contiennent également des polluants (Eriksson, 2002; Eriksson *et al.*, 2007; Field *et al.*, 2003; Kayhanian *et al.*, 2003; Passerat *et al.*, 2011; USEPA, 2008; Wanielista, 1978). La charge en polluants de ces eaux est non négligeable et peut avoir des impacts majeurs sur les milieux récepteurs (El Samrani *et al.*, 2008; Field *et al.*, 2003; Passerat *et al.*, 2011; Wanielista, 1978). Selon les cas et les polluants, les concentrations dans les eaux de surverse peuvent excéder celles dans les eaux domestiques non traitées (USEPA, 2002). La concentration en polluant des eaux de surverse est également fonction du temps sec entre deux (2) épisodes pluvieux. La littérature parle d'une concentration pouvant être jusqu'à trois (3) fois plus importante (en fonction des polluants considérés) dans des eaux de surverses après plus de quatre (4) jours consécutifs de temps sec (Eriksson *et al.*, 2007; Wanielista, 1978).

Les principales variables de qualité à considérer lors de l'étude des surverses sont (Davis et McCuen, 2005; Field *et al.*, 2003; MDDEP, 2011; Roesner *et al.*, 2001): les sédiments, la DBO₅, les matières en suspension (MES), les nutriments (phosphore total, azote total, etc.), les composés organiques toxiques, les pathogènes microbiens (par exemple les indicateurs de contamination fécale comme *Escherichia coli* (*E. coli*)), les métaux lourds (cuivre, plomb, zinc), les déchets, les huiles et les graisses.

2.1.3 Types de polluants, origines et processus

Les polluants présents dans les eaux de surverse proviennent des eaux de ruissellement et des eaux sanitaires. Alors que, jusqu'à récemment, on considérait que les charges polluantes associées aux eaux de ruissellement étaient minimes comparées à celles des eaux sanitaires, on sait maintenant que les eaux de ruissellement sont une source de pollution non négligeable (Gromaire-Mertz *et al.*, 1999; MDDEP, 2011; USEPA, 1983). Par exemple, les MES sont plus importantes dans les eaux pluviales que dans les eaux usées brutes (MDDEP, 2011; USEPA, 2002). Les polluants présents dans les eaux de ruissellement proviennent du lessivage par la pluie des polluants accumulés sur les surfaces imperméables pendant la période sèche, des précipitations elles-mêmes et des retombées atmosphériques (Field *et al.*, 1998; Wanielista, 1978). Plusieurs facteurs peuvent avoir un impact sur les concentrations des polluants dans les eaux de ruissellement : la durée de la période sèche antérieure, l'intensité de la pluie, le trafic routier, la source (ruissellement des toits ou des rues), etc. (Gromaire-Mertz *et al.*, 1999; Kayhanian *et al.*, 2003).

Les principaux polluants retrouvés dans les eaux de surverse sont les suivants (Davis et McCuen, 2005; MDDEP, 2011) :

- Les nutriments comme l'azote ou le phosphore : On les retrouve dans les eaux de ruissellement et les eaux sanitaires. Ils ont de multiples sources: déposition atmosphérique, fertilisants, déchets animaux, etc. Un excès de nutriments peut entraîner l'eutrophisation du milieu aquatique et limiter les activités récréatives liées à l'utilisation du cours d'eau récepteur.
- Les MES : On les retrouve dans les eaux pluviales et les eaux sanitaires. Les MES proviennent de multiples sources: chantier de construction, accumulation naturelle, érosion des berges, etc. La présence de MES augmente la turbidité et empêche la pénétration des rayons lumineux essentiels à la vie aquatique. Enfin, les MES peuvent transporter d'autres éléments comme des métaux lourds, des pesticides et des bactéries, qui sont toxiques pour les êtres vivants.
- Les agents pathogènes (virus et bactéries): Présents à la fois dans les eaux pluviales et sanitaires, ils proviennent souvent des fèces (humaines ou animales). Les agents pathogènes peuvent causer des maladies chez les êtres vivants.

- Les métaux lourds (cuivre, plomb, zinc, etc.): Ils se retrouvent dans les eaux de ruissellement. Les activités humaines (industrielles et automobiles) sont à l'origine de la présence de métaux sur les surfaces imperméables urbaines. Ces composés sont toxiques pour les êtres vivants lorsque présents en grande quantité. De plus, leur présence dans le milieu aquatique peut entraîner une bioaccumulation dans la chaîne alimentaire.
- Les hydrocarbures (graisses, pétrole et hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)) : Ils proviennent des pesticides et des activités industrielles ou automobiles (fuites d'automobile par exemple). Ces éléments sont d'une grande toxicité pour les êtres vivants et peuvent s'accumuler dans la chaîne alimentaire.
- Les substances consommatoires d'oxygène : Elles peuvent avoir une origine naturelle ou provenir de décharges de déchets. Elles provoquent une diminution de la concentration d'oxygène dissous dans l'eau.
- Les déchets divers : On les retrouve dans les eaux de ruissellement. Ils sont présents à la surface des rues et proviennent des activités humaines (sacs plastiques par exemple).

2.1.4 Impacts sur les milieux récepteurs

Les études de l'impact des surverses sur le milieu récepteur sont nombreuses (Casadio *et al.*, 2010; Passerat *et al.*, 2011; Pitt et Bozeman, 1982) et mettent en évidence leurs effets néfastes et la sévérité du problème. Les plus importantes répercussions des surverses sur le milieu récepteur sont la réduction de la quantité d'oxygène dissous, l'augmentation de la turbidité, la contamination microbienne (et donc une contamination possible des sources d'eau potable), la pollution par les matières toxiques et hydrocarbures, l'augmentation de la température, l'augmentation du nombre de débris. L'ensemble de ces perturbations bio-physico-chimiques peut également se traduire par une restriction des utilisations récréatives (Butler et Davies, 2011; Field *et al.*, 2003; MDDEP, 2011; Passerat *et al.*, 2011; Pitt et Bozeman, 1982).

Les impacts des surverses sur les milieux récepteurs dépendent du bassin versant considéré (e.g. matériaux utilisés pour la construction des routes) et des conditions météorologiques, peuvent être à long terme ou à court terme, dépendent du milieu récepteur, de la concentration en polluants, de la toxicité de ces polluants et de l'exposition (Butler et Davies, 2011; Field *et al.*, 2003). Par exemple, chaque milieu récepteur peut assimiler une certaine quantité de polluant

(Butler et Davies, 2011). Ainsi, deux (2) cours d'eau différents peuvent avoir des réactions différentes au déversement d'eaux de surverse ayant pourtant les mêmes caractéristiques. Il est extrêmement difficile de prédire les impacts des surverses sur les milieux récepteurs pour toutes ces raisons. Chaque bassin versant est unique, une même zone réagira différemment à un évènement de pluie en fonction des conditions météorologiques (Field *et al.*, 1998).

2.2 Solutions possibles face au problème des surverses

2.2.1 Solutions générales

Il existe de nombreux moyens pour réduire le volume, la fréquence et les impacts des surverses (USEPA, 2004). Les techniques employées peuvent être divisées en plusieurs grandes catégories : les pratiques d'opération et de maintenance, le contrôle du système de collecte, le stockage, les aménagements de traitement et le développement à faible impact (USEPA, 2004). Le principal objectif des pratiques d'opération et de maintenance est d'assurer l'efficacité de la collecte et du traitement des eaux sanitaires (USEPA, 2004). Ces pratiques incluent par exemple le nettoyage des égouts et l'inspection du réseau d'égout (USEPA, 2004). On retrouve également dans ces pratiques la prévention à la source de la pollution afin de réduire la quantité de polluants et substances dangereuses dans les eaux sanitaires (USEPA, 2004). Il s'agit de pratiques individuelles et elles doivent être appuyées par un programme de sensibilisation comme informer la population sur ce point (USEPA, 2004). Un autre exemple de pratiques d'opération et de maintenance est le suivi de la qualité des eaux de surverse et aviser au public sur la qualité de l'eau (USEPA, 2004). L'avis à la population en cas de danger pour la santé humaine dû à la présence de contaminants permet de limiter une partie des impacts causés par les surverses (USEPA, 2004).

Le but des mesures de contrôle du système de collecte est de maintenir l'intégrité structurelle du réseau et de maximiser la capacité de transport du réseau vers la station d'épuration (Field *et al.*, 2003; USEPA, 2004). Cela peut être fait en maximisant le débit amené à la station de traitement en effectuant du monitoring et/ou en étudiant le réseau en détails pour mieux comprendre sa réponse à un évènement pluvieux (USEPA, 2004). Il peut également être intéressant de chercher puis éliminer les connections directes des eaux de ruissellement qui, si elles n'étaient pas directement connectées, pourraient être infiltrées sur une surface perméable par exemple au lieu

de rejoindre le réseau (USEPA, 2004). Également une solution peut être de transformer le réseau unitaire en réseau séparatif. Cela peut être une solution efficace pour limiter la quantité d'eau sanitaire non traitée déversée dans la rivière (USEPA, 2004). Enfin, une rénovation ou un remplacement des éléments usagés ou obsolètes du réseau peut aider à réduire les infiltrations d'eau souterraine et d'eau de ruissellement dans le réseau et permet ainsi de réduire la charge hydraulique (USEPA, 2004).

Le but des pratiques de stockage est de, dans le cas où l'usine de traitement ne peut accueillir toutes les eaux, stocker une partie de ces eaux pendant l'évènement pluvieux puis de restituer ces eaux une fois que l'usine de traitement est à même de pouvoir traiter ces volumes d'eau (Field *et al.*, 2003; USEPA, 2004). Il existe plusieurs types de stockage. Les stockages dits *in-line* sont situés dans le réseau et peuvent être, entre autres, des bassins dans le réseau contrôlés par des régulateurs de débits (Field *et al.*, 2003; USEPA, 2004). Il est cependant important de noter que ce type de stockage peut ralentir la vitesse d'écoulement et donc permettre une plus grande sédimentation et une plus grande accumulation de déchets dans le réseau ce qui n'est pas souhaitable car cela peut réduire la capacité de transport du réseau (USEPA, 2004). Les stockages dits *off-line* sont situés en dehors du réseau et stockent les eaux dans des structures de détention construites en dehors du réseau, proches de la surface (USEPA, 2004). En temps sec, les eaux contournent ces sites de stockage mais en période d'épisodes pluvieux, une partie des eaux du réseau sont détournées vers ces sites de stockage et ne sont retournées au réseau qu'une fois les capacités de traitement de la station de nouveau disponibles (USEPA, 2004). Les stockages dits *on-site* sont situés au niveau même de la station d'épuration et permettent une bonne gestion des eaux acheminées à la station (USEPA, 2004). Ces techniques sont efficaces mais relativement chères et il peut être difficile de les mettre en place dans des zones urbaines denses où les surfaces disponibles sont peu nombreuses et coûteuses (Montalto *et al.*, 2007).

Le but des aménagements de traitement, qui sont des technologies situées en fin de réseau, est de fournir un traitement physique, chimique ou biologique pour les eaux en excès avant leur décharge dans le milieu récepteur (USEPA, 2004). Cela peut se faire grâce la construction d'aménagements de traitement supplémentaires ou en apportant des modifications à la station d'épuration pour augmenter sa capacité de traitement (USEPA, 2004). Cependant, effectuer une désinfection efficace pour les eaux en excès peut être difficile. Les débits élevés réduisent d'autant les temps d'exposition réduisant du coup l'efficacité de la désinfection (USEPA, 2004).

El Samrani *et al* (2008) ont examiné la possibilité de traiter les métaux présents dans les eaux de surverse grâce à la coagulation et ont souligné la difficulté d'un tel traitement entre autres à cause de la grande variabilité des concentrations de polluants dans ces eaux. Il est alors difficile de déterminer les doses de coagulant nécessaires. Le problème principal vient du fait qu'il y a beaucoup de procédés (physiques, chimiques et biologiques) en jeu lors de la mise en mouvement et du transport des polluants et de leur déversement en milieu récepteur, ce qui rend difficile la prévision de la charge de polluant (Field *et al.*, 2003). Il peut même y avoir des réactions entre les polluants (Davis et McCuen, 2005). Un autre procédé de traitement est le séparateur tourbillonnaire qui permet de concentrer et éliminer les particules et matière en suspension présents dans les eaux de ruissellement et les eaux sanitaires. Les eaux plus concentrées en polluants sont acheminées vers la station d'épuration alors que les eaux moins chargées sont directement rejetées au milieu récepteur (USEPA, 2004).

Enfin, une dernière solution face au problème de la contamination des cours d'eau récepteurs par les eaux de surverse est le développement à faible impact et les pratiques de gestion optimale des eaux pluviales.

2.2.2 Gestion intégrée des eaux pluviales

Le concept de gérer les eaux de ruissellement à la source remonte aux années 1980 (Field *et al.*, 2003). La tradition veut que la gestion des eaux pluviales ait pour principal objectif de réduire le risque d'inondation et porte principalement sur le stockage des eaux de ruissellement que le réseau ne peut acheminer (Watt *et al.*, 2003). Cette gestion ne prend donc pas en compte l'aspect qualitatif des eaux de ruissellement (valeur de la ressource en eau et impacts sur les cours d'eau récepteurs par exemple). Une nouvelle approche, appelée approche intégrée, prend en compte de nouveaux éléments afin de considérer l'aspect qualitatif et quantitatif : développement du drainage urbain dans une optique de développement durable, réduction des eaux de ruissellement et de la pollution apportée par ruissellement au cours d'eau, etc. (MDDEP, 2011; Watt *et al.*, 2003). Cette approche cherche à préserver le plus possible le régime hydrique naturel (Mailhot *et al.*, 2008; MDDEP, 2011).

Dans cette logique de gestion intégrée des ressources pluviales, plusieurs concepts majeurs ont vu le jour : les mesures de contrôle à la source (MCS), les pratiques de gestion optimales (PGO

ou *Best Management Practices -BMP-* en anglais) et le Développement à Faible Impact (DFI ou *Low Impact Development -LID-* en anglais).

2.2.2.1 Concepts de base de la gestion des eaux de ruissellement

Les PGO sont des infrastructures, méthodes et techniques d'aménagement visant à améliorer la gestion des eaux de ruissellement tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif (Marsalek et Chocat, 2002). L'un des buts des PGO est de maximiser l'infiltration et le stockage des eaux de ruissellement grâce à des actions "on-site" (Huber, 2001) pour minimiser le volume d'eau acheminé au réseau et ce notamment afin de limiter les surverses et donc de préserver la qualité des milieux récepteurs (Butler et Davies, 2011; Eriksson *et al.*, 2007).

Les PGO peuvent être classifiées de plusieurs façons (MDDEP, 2011).

- les PGO structurales et les PGO non structurales : les PGO structurales nécessitent la mise en place d'ouvrages et comprennent les pratiques mettant en jeu l'infiltration, la détention, la filtration et la rétention ainsi que les systèmes végétatifs et les pratiques de traitement de la qualité des eaux. Les PGO non structurales englobent notamment la maintenance, la sensibilisation et le balayage des rues (Marsalek et Chocat, 2002; Roy-Poirier *et al.*, 2010).
- classification en fonction des caractéristiques générales : les marais artificiels, les bassins de rétention, les systèmes avec végétation, les systèmes avec infiltration, les systèmes de filtration et les autres techniques.
- classification en fonction des processus mise en œuvre (décantation, infiltration, etc.).

Les jardins de pluie (également appelés « cellules de bio-rétention ») sont des PGO structurales. Ce sont de petites unités de stockage naturelles qui permettent un contrôle qualitatif et quantitatif des eaux de ruissellement grâce aux propriétés chimiques, physiques et biologiques des plantes et du sol utilisés (Blecken *et al.*, 2011; Dietz, 2007; Roy-Poirier *et al.*, 2010). La figure 2-1 présente un jardin de pluie équipé d'un drain (MDDEP, 2011).

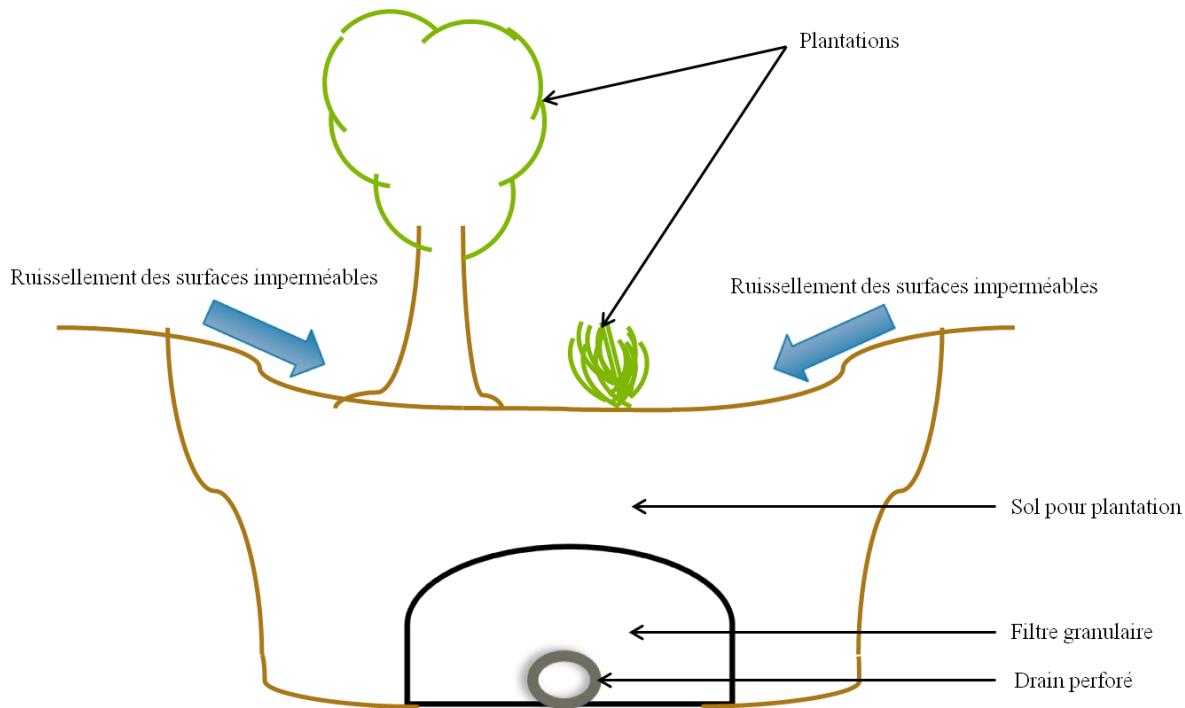


Figure 2-1 : Jardin de pluie équipé d'un drain (inspiré de MDDEP, 2011)

Les PGO sont nombreuses et variées. Parmi les PGO les plus courantes, on retrouve les jardins de pluie (également appelés « cellules de bio-rétention »), les toits verts, les dépressions végétalisées, les bandes filtrantes végétalisées, les barils et citernes de pluie, les chaussées perméables avec lit d'infiltration, la diminution des surfaces imperméables directement connectées (débranchement des gouttières par exemple), les tranchées d'infiltration et les PGO visant le stockage et la réutilisation des eaux de pluie (Davis et McCuen, 2005; Marsalek et Chocat, 2002; MDDEP, 2011).

Chaque PGO ne peut être implantée que si certaines conditions sont respectées. Par exemple, certaines pratiques ne peuvent être mises en place ou ne seront pas efficaces sur un terrain de pente trop forte. En plus de ces contraintes techniques, il est primordial de tenir compte des contraintes liées au contexte socioéconomique : le contexte culturel, les usages et traditions. Une méthode ou un scénario d'aménagement pourra être parfait d'un point de vue technique mais n'apportera aucun bénéfice s'il ne s'inscrit pas dans un schéma de gestion des eaux pluviales accepté par la population (Mailhot *et al.*, 2008). Les performances des PGO sont donc intimement liées aux sites et à la qualité de la conception (Mailhot *et al.*, 2008). Une bonne gestion des eaux de ruissellement doit partir d'une gestion locale, à l'échelle des propriétés

individuelles (utiliser, pour arroser les plantes, l'eau issue du ruissellement des toits au lieu de l'eau du robinet par exemple) puis s'étendre à l'échelle du voisinage (construire les zones de stationnement avec des matériaux perméables) puis à l'échelle du bassin versant (Marsalek et Schreier, 2009). Notons enfin que la maintenance des PGO est un élément clé si on veut maintenir un niveau de performance à long terme de ces ouvrages (Davis et McCuen, 2005). La mise en place de PGO peut également permettre de réduire la charge en polluant des eaux de ruissellement par rapport à un scénario de développement sans PGO (Dugué, 2010). Les procédés mettant en jeu l'infiltration permettent de remettre l'eau naturellement dans le cycle hydrologique (Herrick et Jenkins, 1995).

Les PGO peuvent être soit en amont des réseaux soit en aval des réseaux. Lorsqu'elles sont placées en amont du réseau, les PGO sont dites de type « contrôles à la source » (MCS) (Mailhot *et al.*, 2008). Le Tableau 2-1 donne des exemples de MCS à l'échelle des lots. Les MCS s'inscrivent dans une logique de Développement à Faible Impact (DFI). Le DFI correspond à une approche particulière du développement notamment urbain : dans le but de limiter les impacts négatifs de l'urbanisation, une approche de type DFI cherchera à préserver les conditions hydrologiques du site telles qu'elles étaient avant le développement urbain (Davis et McCuen, 2005). Le développement devra chercher à minimiser impacts sur les écosystèmes (Dietz, 2007).

Tableau 2-1: Exemples de MCS sur les lots (MDDEP, 2011)

Occupation du sol	Options pour contrôle à la source
Résidentiel unifamilial	<ul style="list-style-type: none"> • Débranchement de gouttière • Baril de pluie pour réutilisation • Réaménagement du terrain pour débranchement de gouttière • Réaménagement du terrain pour ralentir l'écoulement et maximiser l'infiltration • Jardins de pluie et plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Débranchement du drain de fondation • Entrée d'auto perméable • Puits/tranchée d'infiltration pour eau de toit • Aménagement paysager plus absorbant
Multilogements, institutionnel et commercial	<ul style="list-style-type: none"> • Débranchement de gouttière vers zones perméables, petit bassin en surface ou souterrain • Rétention sur le toit • Rétention dans les aires de stationnement (avec restricteurs) • Rétention avec conduite ou bassin souterrain • Ré-utilisation de l'eau • Toit vert • Réaménagement du terrain pour ralentir l'écoulement et maximiser l'infiltration • Zones de biorétention avec plantations dans les aires de stationnement • Pavage poreux • Tranchée d'infiltration • Bande filtrante • Aménagement paysager plus absorbant • Séparateurs d'huiles et sédiments • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)
Espaces verts /parcs	<ul style="list-style-type: none"> • Diriger le ruissellement des aires de stationnement vers les zones gazonnées ou aménagées avec des plantations • Ajouter des arbres/plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)
Autoroutes/boulevards/Rues	<ul style="list-style-type: none"> • Ajouter des arbres/plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)

Les MCS sont efficaces pour la gestion des eaux de ruissellement provenant d'évènements pluvieux dit mineurs. Or ces évènements mineurs comptent pour une part importante de la hauteur totale annuelle de pluie (Mailhot *et al.*, 2008). Les relevés de la station de Dorval montrent que, pour Montréal, plus des trois (3) quarts du volume annuel des pluies tombées proviennent d'évènements de moins de 25 mm (Mailhot *et al.*, 2008) et 10% (20%) des évènements pluvieux génèrent des hauteurs de pluie de plus de 22 mm (14 mm) (MDDEP, 2011). De plus, ces évènements fréquents de faibles intensités contribuent pour une part importante des charges polluantes transportées vers les réseaux (MDDEP, 2011). Parfois, les conditions après implantation des PGO sont même meilleures qu'avant le développement en termes de bénéfices hydrologiques et de contrôle de la pollution (Cheng *et al.*, 2004). Cependant, il est rare qu'une seule PGO permette d'atténuer tous les effets du ruissellement urbain. Une combinaison de PGO est donc souvent plus efficace (Marsalek et Schreier, 2009).

Par exemple, une étude théorique sur le territoire de Brooklyn, New York semble montrer que si on prend en compte les coûts et la capacité de réduction des volumes de surverses, un scénario de combinaison de plusieurs PGO (toits, verts, réservoirs, matériaux poreux, etc.) est préférable à l'utilisation de bassins de rétention seuls (Montalto *et al.*, 2007). Les PGO (et le DFI) sont par contre peu efficaces pour des évènements pluvieux de grande envergure (Siddique, 2008). Plus l'évènement est intense, plus leur efficacité s'en trouve réduite (Damodaram, 2010). Les contrôles à la source, qui sont efficaces pour les évènements pluvieux ayant une faible période de retour (inférieures à deux (2) ans), ne peuvent donc pas à eux seuls gérer tout le spectre des pluies (Mailhot *et al.*, 2008).

2.2.2.2 Revue de littérature sur les PGO

De nombreuses études ont été/sont menées sur ces PGO. Cette section en présente brièvement quelques-unes.

Huber (2001) et Chen *et al* (2008) ont étudié la redirection des eaux de ruissellement des toits vers des zones perméables (comme les gazons par exemple). Huber (2001) a montré que cette redirection permet de diminuer de façon significative le volume des eaux acheminées au réseau de même que les débits de pointe. L'étude a été menée sur un sous-bassin hypothétique. Les mêmes conclusions ont été tirées de Chen *et al* (2008). Une façon d'effectuer cette redirection est le débranchement des gouttières. Ces deux (2) études ont été effectuées en utilisant le logiciel SWMM et avait pour but de tester la nouvelle fonction de SWMM permettant de rediriger une partie des eaux de ruissellement des surfaces perméables vers des surfaces imperméables. Pitt et Voorhees (2010) ont également étudié la déconnection des toits. Ces auteurs rapportent les résultats d'une étude modélisant un secteur d'une ville du Kansas (USA). Cette étude a été menée en utilisant plusieurs logiciels dont SWMM. Le modèle a été calibré avant de tester l'impact de déconnection des toits. L'étude a montré que, grâce à la déconnection des toits directement connectés, une réduction significative des eaux de ruissellement (80%) peut être atteinte même si l'efficacité de cette PGO diminue plus la hauteur de la pluie est grande. Ce genre de pratique est plus facilement mise en place si elle est accompagnée d'une loi municipale. Si on souhaite mettre en place cette pratique sur la base du volontariat, l'éducation et un programme d'aide financière permettront d'obtenir de meilleurs résultats (W. James, 1998). Pitt et Voorhees (2010) ont également étudié la mise en place de barils et de jardins de

pluie pour collecter les eaux de ruissellement des toits directement connectés. Si les jardins de pluie ont une superficie équivalente à 20% (respectivement 7%) des toits directement connectés alors une réduction de 90% (respectivement 50%) du volume de ruissellement peut être atteinte. L'intérêt d'utiliser des barils de pluie est lié à un manque d'eau pour l'irrigation. Un baril de 130 litres peut permettre une réduction de 40% des eaux de ruissellement des toits directement connectés. La combinaison de barils et de jardins de pluie est plus robuste (en cas de débordement d'un baril le surplus peut être acheminé au jardin de pluie et infiltré) que l'utilisation séparée de ces pratiques. Huber et Cannon (2002) ont également étudié l'impact de la redirection des eaux vers les zones perméables. Cette étude a été menée pour un territoire résidentiel de la ville de Portland en utilisant le logiciel SWMM. Les modèles n'ont pas été calibrés. Elle a montré que la redirection vers une zone perméable des eaux de ruissellement des toits et des allées d'une zone pourrait permettre une réduction importante du volume des eaux de surverse (de plus de 50%) pour cette zone.

Schroeder *et al* (2011) ont permis de montrer, grâce à la modélisation de secteurs de la ville de Berlin (Allemagne) que la mise en place de PGO (stockage des eaux de ruissellement dans le réseau et dans des bassins) permettait de réduire de 40% le nombre d'épisodes de surverses par an.

Les jardins de pluie font également l'objet de multiples études et revue de littérature. Dietz (2007) mentionne dans sa revue de littérature que les jardins de pluie sont efficaces pour réduire le volume des eaux de ruissellement et les charges de polluants présents dans ces eaux (les métaux, l'azote, le phosphore par exemple). Ces points sont rapportés par de nombreuses études (Aad *et al.*, 2010; Blecken *et al.*, 2011; Blecken *et al.*, 2010; DeBusk et Wynn, 2011; Ermilio, 2005; Muthanna *et al.*, 2007; Muthanna *et al.*, 2008; Trowsdale et Simcock, 2011). Par contre, peu d'études concernant la réduction possible en bactéries fécales coliformes existent cependant (Dietz, 2007)

Comme mentionné précédemment, la combinaison de PGO peut s'avérer plus efficace que l'utilisation d'un seul type de PGO. Struck *et al* (2011) ont étudié la mise en place combinée de plusieurs PGO. Leur étude a permis de montrer, grâce à des simulations à partir d'un modèle calibré, qu'une combinaison de PGO (dans ce cas précis, des systèmes d'infiltration, de bio rétention et de capture et de réutilisation des eaux de ruissellement) peut permettre d'atteindre un

abattement satisfaisant en termes de pollution dans les eaux de ruissellement. Patwardhan *et al* (2005) ont également mené une étude théorique sur la mise en place combinée de plusieurs PGO (jardins de pluie, chaussées perméables avec lit d'infiltration, toits verts et remplacement de zones imperméables non utilisées par des zones perméables). La mise en place de ces PGO permet une diminution significative du débit de pointe des eaux de ruissellement pour tous les évènements pluvieux simulés et du volume annuel (37% de réduction) de ruissellement. Le modèle prédit que le nombre annuel de surverses peut être réduit de 46% grâce à la mise en place de PGO.

Afin d'avoir une meilleure connaissance des avantages et inconvénients des PGO, diverses études se sont intéressées à comparer l'efficacité de ces mesures.

Sullivan *et al* (2008) ont ainsi comparé les toits verts, les barils de pluie, la déconnection des toits et la redirection vers les jardins de pluie, les systèmes de bio-rétention et les chaussées perméables avec lit d'infiltration. La mise en place de ces pratiques permettrait une réduction des volumes de surverses comprise entre 38% et 60% en fonction du point de surverse considéré et une réduction des volumes annuels de ruissellement compris entre 0,4% (pour les barils de pluie) et 6,7% (pour un système de bio-rétention). Les hypothèses utilisées pour cette étude à savoir que 90% des stationnements et des allées sont convertis en chaussées perméables avec lit d'infiltration et que 90% des bâtiments ayant des toits d'une superficie supérieure à 5 000 pieds carrés sont convertis en toits verts, peuvent sembler optimistes voire irréalistes. Cependant cette étude peut permettre de montrer l'ampleur des progrès qui pourraient être réalisés.

De même, Aad *et al* (2010) ont mené une étude théorique comparative avec le logiciel SWMM entre les jardins de pluie et les barils de pluie dans le but de capter les eaux de ruissellement d'un toit de 154 m². Elle a montré que les jardins de pluie semblent être plus efficaces pour la réduction du volume et du débit de pointe des eaux de ruissellement puisque la mise en place de barils de pluie semble plus induire un délai entre le début de la pluie et le début du ruissellement sur le sol qu'une réelle réduction des volumes de ruissellement.

2.2.2.3 Critique de la littérature

De façon générale, les performances des PGO sont de plus en plus évaluées théoriquement et lors d'études sur le terrain (Dietz, 2007) et il existe aussi de nombreuses études évaluant les impacts de la mise en place de scénarios de DFI ou de combinaisons de PGO. Certaines villes

pionnières mettent en place des plans de DFI à grande échelle. Citons par exemple, Bremerton dans l'état de Washington aux États-Unis (Matel, 2010) qui a mis en place en 1996 son premier plan de gestion des eaux de ruissellement et a modifié et adapté ce plan en 2009 afin d'y intégrer les principes de DFI. La municipalité de Portland (Oregon, USA) a mis en place un programme de déconnection des toits dans certains quartiers dans les années 90 (Environmental Services City of Portland, 2012; Huber et Cannon, 2002). Ce plan a commencé en 1993 et avait pour but d'atteindre les 56 000 déconnexions de toits, objectif atteint en 2011. Ce programme a permis de réduire les apports au réseau unitaire de près de 4,5 millions de litres d'eau par an. Le succès de ce programme repose en partie sur le volontariat des habitants de Portland. Cependant, dans l'ensemble, il existe très peu d'exemples de mise en place de l'approche de DFI à grande échelle (Brown, 2005; Mailhot *et al.*, 2008; Montaldo *et al.*, 2007).

De façon générale, on peut donc déplorer le manque d'études à grande échelle pour valider les performances théoriques et le manque de savoir global sur les PGO (Davis et McCuen, 2005; Marsalek et Schreier, 2009). Plus particulièrement :

- Il semblerait qu'il y ait un manque de connaissance et d'études concernant l'enlèvement des bactéries et virus pour les PGO notamment par les jardins de pluie et les chaussées perméables avec lit d'infiltration (Dietz, 2007).
- Les études combinant analyse de coûts et performances techniques sont rares alors qu'elles pourraient jouer un rôle crucial dans le processus de sélection des pratiques à mettre en place (Montaldo *et al.*, 2007; Zhen *et al.*, 2006). De telles études pourraient permettre de dire que, pour un coût X, une réduction de Y% des eaux de ruissellement serait possible ou qu'une réduction de Y% engendrerait un coût X. De façon plus générale, le coût associé à la mise en place de mesures de réduction des volumes des surverses reste mal défini (Herrick et Jenkins, 1995; Matel, 2010).
- Peu d'études ont été faites sur l'aspect social et économique des PGO ou même sur les effets "secondaires" des PGO. Par exemple, beaucoup de PGO sont amenées à changer au fil du temps (colmatage, évolution des plantes dans les systèmes de bio-rétention, accumulation au fond des pratiques utilisant le stockage, etc.) et peu d'études permettent d'évaluer l'impact néfaste ou positif de ces changements (Marsalek et Chocat, 2002).

- Pour avoir une vision globale des bénéfices environnementaux réels des PGO, des études d'analyse du cycle de vie pourraient être intéressantes. Une étude théorique menée sur le territoire de New York a étudié la mise en place d'arbres de rues et de chaussées perméables avec lit d'infiltration et a mis en évidence qu'en termes d'économies d'énergie et de réduction des émissions des gaz à effet de serre, les temps de retour sur investissement sont longs (70 à 100 ans pour l'énergie et de 130 à 180 ans pour les gaz à effet de serre) (Spatari *et al.*, 2011).
- L'un des obstacles majeurs à la mise en place des PGO est le manque de motivation des décideurs (Watt *et al.*, 2003).

Les problèmes des surverses étant liés aux eaux de ruissellement, il est important d'essayer d'évaluer l'impact qu'auront notamment les changements climatiques et l'urbanisation sur ce problème.

2.3 Gestion des eaux pluviales dans un contexte d'urbanisation et de changements climatiques

2.3.1 Changement des régimes de précipitations

A l'échelle mondiale, plusieurs études ont montré que les événements extrêmes sont devenus plus fréquents au cours des dernières décennies (Alexander *et al.*, 2006; Patz *et al.*, 2008). A l'échelle du Canada, aucune tendance nette n'a été observée pour les événements extrêmes mais les hauteurs annuelles de précipitations ont augmenté depuis les années 50 (Vincent et Mekis, 2006). Pour le sud du Québec, le nombre de jours avec des précipitations de faible intensité a augmenté alors que les précipitations sous forme de neige ont diminué (Allard *et al.*, 2010; Vincent et Mekis, 2006). Toutefois, il faut noter qu'il est difficile de détecter des tendances pour les événements extrêmes et les événements de courtes durées (inférieures à un jour) puisque ce type d'événement est sujet à une grande variabilité naturelle et que les observations disponibles ne couvrent que les récentes décennies (Bolduc, 2010).

L'augmentation des gaz à effet de serre entraînera une augmentation globale des températures terrestres (IPCC, 2007). Or une atmosphère plus chaude a une capacité plus grande de stocker de l'humidité. L'atmosphère contiendra donc plus de vapeur d'eau et les événements extrêmes

pluvieux seront donc fort probablement plus intenses en climat futur (IPCC, 2007; Trenberth, 2011). Il est donc généralement admis que les changements climatiques vont entraîner des évènements pluvieux plus intenses (Mailhot *et al.*, 2007; Patz *et al.*, 2008). De façon générale, les périodes de retour des évènements pluvieux vont diminuer de moitié pour les évènements de 1h, 2h et 6h et d'un tiers pour les évènements de 12h et 24h (Mailhot *et al.*, 2007). Dans la région des Grands Lacs ce sont à la fois les précipitations moyennes et les évènements extrêmes qui devraient augmenter (Diffenbaugh *et al.*, 2005). Pour le sud du Québec, les précipitations hivernales (respectivement printanière) pourraient augmenter jusqu'à 11,1 (8,6) % d'ici 2020, 18,1 (13,1) % d'ici 2050 et 27,6 (22,2) % d'ici 2080 si on prend comme normale de référence 1961-1990 (Allard *et al.*, 2010). Pour l'été et l'automne, les prévisions sont incertaines puisqu'elles indiquent, selon les scénarios de changements climatiques des augmentations possibles mais aussi des diminutions (Allard *et al.*, 2010; Bourque et Simonet, 2008). Notons que les incertitudes sur les projections climatiques demeurent importantes et qu'il faut rester prudent lorsque ces projections sont utilisées pour des études sur les impacts des changements climatiques (USEPA, 2008). Ces incertitudes demeurent de nos jours l'un des obstacles principaux à la mise en place de PGO dans l'optique d'une adaptation aux changements climatiques (Watt *et al.*, 2003). Mais ces incertitudes portent plus sur l'ampleur de l'augmentation de la pluviométrie que sur cette augmentation en elle-même et il est probable que les évènements pluvieux vont gagner en intensité suite aux changements climatiques.

De plus les infrastructures municipales ont été construites en prenant comme base des données historiques de pluie et en ne supposant aucun changement. Une maintenance accrue de ces infrastructures va donc être nécessaire (Watt *et al.*, 2003). Le problème des surverses est déjà dispendieux : construction d'ouvrages pour stocker les eaux de ruissellement et éviter les surverses, traitement de ces eaux stockées et maintenance de ces ouvrages par exemple (USEPA, 1997) et il risque de s'aggraver en climat futur et entraîner une dégradation accrue de la qualité des milieux récepteurs (Butler et Davies, 2011).

Mais les changements climatiques ne sont pas les seuls à avoir un impact sur les surverses. L'urbanisation est également un élément important à considérer.

2.3.2 Urbanisation

Le *Guide de gestion des eaux pluviales* (MDDEP, 2011) présente les impacts de l'urbanisation de la façon suivante : "L'urbanisation du territoire et l'imperméabilisation du sol qui l'accompagne généralement produisant une augmentation du ruissellement et de la quantité de polluants rejetés vers les milieux récepteurs, l'application de différentes techniques pour la gestion des eaux pluviales se révèle nécessaire pour concevoir des systèmes de drainage efficaces qui permettront également de minimiser les impacts potentiels associés à une modification du régime hydrologique qui accompagne l'urbanisation." O'connor *et al* (1999) illustrent ces impacts de l'urbanisation de la façon suivante : dans une zone non urbanisée, 12 à 30% des précipitations annuelles sont transformées en eaux de ruissellement alors que dans une zone urbanisée, cette part atteint 44% à 48%. L'urbanisation peut avoir de multiples impacts : modification de la perméabilité des sols et de l'infiltration, augmentation de la fréquence des inondations, augmentation de la charge en nutriments, polluants, organismes, de matières rejetées dans les cours d'eau, augmentation de la température, la bathymétrie, etc. (Delleur, 2003; Walsh *et al.*, 2005). Une augmentation des superficies imperméables entraîne une augmentation du volume des eaux de ruissellement et une diminution du temps de concentration et de la qualité de ces eaux de ruissellement (Dietz, 2007). L'urbanisation entraîne donc une réponse hydrologique plus rapide et des débits de pointe plus importants (Butler et Davies, 2011; Roesner *et al.*, 2001).

Il est donc important de s'intéresser plus en détails aux impacts réels qu'auront les changements climatiques et l'urbanisation sur les surverses.

2.3.3 Études sur l'impact des changements climatiques et de l'urbanisation sur les surverses et sur les mesures d'adaptation à mettre en place

Des études ont montré qu'une augmentation de la pluviométrie engendrerait une augmentation du nombre de surverses. Nie *et al* (2009) ont étudié l'impact des changements climatiques (modélisé dans cette étude par une augmentation des précipitations de 20%, 30% et 50%) sur un bassin de drainage situé en Norvège à partir d'un modèle calé. Les résultats montrent que les inondations au niveau des regards et que le nombre de bâtiments risquant d'être inondés vont augmenter pour les 3 scénarios d'évolution de la pluviométrie. De plus, les résultats ont montré

le volume de surverses va augmenter de 36% dans le cas d'une augmentation des précipitations de 20%, de 54% pour une augmentation de la pluviométrie de 20% et de 89% pour une augmentation de la pluviométrie de 50%. Une autre conclusion de ces travaux est, qu'en général, l'augmentation du volume de surverses est plus importante que l'augmentation de la pluviométrie (par exemple, une augmentation de 20% de la pluviométrie va engendrer une augmentation du volume de surverses de plus de 20%) même si cela est moins marqué pour les volumes de surverses que pour les inondations. Berggren *et al* (2012) ont étudié les effets des changements climatiques sur un réseau de drainage en Suède à trois (3) horizons temporels (2011-2040; 2041-2071 et 2071-2100) à partir d'un modèle calibré. L'observation des regards inondés et du débit dans les conduites a permis de dire que plus les changements climatiques attendus sont importants moins la capacité du réseau est suffisante pour transporter les eaux (par exemple, pour l'horizon 2071-2100, plus de nœuds sont inondés que pour l'horizon 2041-2071). Ces résultats sont similaires à ceux de Watts *et al* (2003) pour la ville d'Ottawa (Canada) : en climat futur, la capacité du réseau deviendra insuffisante. Patz *et al* (2008) ont également montré que d'ici la fin du siècle, les épisodes de surverses devraient voir leur fréquence augmenter de 50% à 120% dans le lac Michigan si aucune mesure n'est prise pour contrer les impacts des changements climatiques. Cela entraînerait des risques notamment pour les activités récréatives (e.g. les plages).

Des études ont également été réalisées afin d'évaluer les options d'adaptation aux changements climatiques, afin de limiter les impacts des surverses dans un contexte de changements climatiques. Bolduc (2010) a montré qu'une augmentation future des intensités des pluies entraînerait des volumes de surverse plus important qu'en climat actuel pour un bassin de drainage de la ville de Montréal. La mise en place d'un scénario optimal (combinaison de pratiques de gestion optimale comme la réduction des surfaces imperméables directement connectées, bassin de rétention, etc.) permettrait de réduire les impacts des changements climatiques sur le réseau urbain étudié. D'Aoust *et al.* (2012) ont comparé, à partir d'un modèle calé, la mise en place d'un tunnel (avec un diamètre de soit 2400 mm ou 3050 mm) permettant d'augmenter la capacité de stockage du réseau pour un climat actuel et un climat futur (augmentation de la pluviométrie actuelle de 15%). Une telle augmentation de la pluviométrie se traduirait par une augmentation du volume de surverse de 7% et il faudrait augmenter la capacité de stockage du réseau de 70% pour qu'il n'y ait pas du tout de surverses. Un tunnel

ayant un diamètre de 3050 mm permettrait d'avoir 47% de surverses de moins qu'avec un tunnel ayant un diamètre de 2400 mm en climat actuel contre seulement 9% en climat futur. Avec un tunnel de diamètre de 2400 mm, une augmentation de la pluviométrie de 15% engendrerait une augmentation du nombre de surverses (du volume de surverse) de 35% (59%). Ces valeurs seraient de 133% (53%) pour un tunnel de 3050 mm de diamètre. Andres-Domenech *et al* (2012) ont analysé l'évolution de l'efficacité de bassins de rétention dans un contexte de changement climatique. Les changements climatiques ont été modélisés à partir de données actuelles et en faisant varier certains paramètres des pluies (durée, hauteur de pluie, etc.). De façon assez intuitive, plus la hauteur de pluie ou la durée et la hauteur de la pluie sont élevées plus l'efficacité (volumétrique et en termes de nombre de surverses) de ces bassins diminuent et ce quelque soit la taille du bassin de rétention considérée (de 0 à 200 m³/ha). Ces variations dans l'efficacité sont moins fortes si une partie de l'eau stockée dans le bassin de rétention est acheminée pendant l'évènement à la station de traitement. L'efficacité est plus sensible à la variation de la hauteur de la pluie qu'aux variations dans la durée. Dans son étude, l'USEPA (2008) a montré l'importance de prendre en compte les changements climatiques dans la mise en place de PGO puisque les volumes de ruissellement pourraient augmenter de 2% à 30% pour la région des Grands Lacs pour la période de 2060 à 2099. Pour cette même région, si les PGO mises en place de nos jours sont construites sur la base d'une pluviométrie actuelle, la fréquence des surverses va augmenter entre 13% et 70% (en fonction du modèle de climatologie utilisé pour évaluer le climat futur). Cette étude met également en avant le fait que l'incertitude sur les changements climatiques a une forte influence sur toutes les études évaluant les impacts de ces changements et que, pour avoir plus de précision, il est important de mener de telles études non pas à l'échelle d'une région mais à une plus petite échelle, comme un bassin de drainage. Watt *et al* (2003) ont étudié le secteur urbain de Burlington (Canada). Pour ce secteur, l'effet de la mise en place de plusieurs PGO (déconnection des toits, augmentation de la capacité de stockage de réseau et contrôle du volume d'eau entrant dans le réseau) sur les volumes de ruissellement a été évalué pour un climat actuel et un climat futur (augmentation de 15% de la pluviométrie). La déconnection des toits peut permettre une réduction du volume de ruissellement comprise entre 20% et 39% (en fonction du nombre de toits déconnectés : 20% de réduction correspond à une déconnection de 50% des toits connectés et 39% à une déconnection de tous les toits connectés) alors que cette réduction est de 19% pour l'augmentation de la

capacité de stockage de 45m³. Le contrôle de l'eau entrant dans le réseau grâce à des appareils spécifiques ne permet pas de réduire les volumes de ruissellement mais de retarder le débit de pointe

Semadeni-Davies *et al* (2008) ont étudié les impacts des changements climatiques et de l'urbanisation sur les surverses du réseau de la ville de Helsingborg (Suède). Deux (2) scénarios de changements climatiques et trois (3) scénarios d'urbanisation ont été considérés. Les principaux résultats de cette étude sont :

- les changements climatiques vont accentuer les problèmes de surverses.
- L'influence combinée des changements climatiques et de l'urbanisation pourrait conduire à une augmentation de 450% du volume des surverses. Les charges de NH₄ pourraient être multipliées par quatre (4).
- La déconnection de plus de la moitié des surfaces imperméables des réseaux d'égout unitaires et la mise en place d'autres PGO permettraient de réduire le nombre de surverses (en climat actuel et futur) voire de les rendre négligeables. Les volumes et la charge en polluant des surverses pourraient ainsi également être diminués.

Cette revue de littérature met en avant le fait qu'il existe peu d'études sur les pratiques de gestion optimale dans un contexte de changements climatiques faites avec des modèles calés en climat actuel à partir de données de terrain mais également qui analysent les impacts des PGO sur la quantité mais aussi la qualité des eaux de surverse.

2.4 Objectifs de recherche

2.4.1 Hypothèses de recherche

L'hypothèse de recherche est la suivante :

La mise en place de jardins de pluie sur le territoire étudié serait une mesure acceptable pour la protection des sources d'eau potable face aux impacts des surverses. Cette mesure sera jugée comme acceptable si elle permet de réduire les volumes et débits de pointe des surverses et si elle n'entraîne pas une augmentation des concentrations en polluant dans ces eaux de surverse.

Une sous hypothèse a également été définie :

Les concentrations et les charges des contaminants dans les eaux de surverse seront atténuées par la mise en place de jardins de pluie.

2.4.2 Originalité de la recherche

Cette démarche a rarement été entreprise en utilisant un modèle ayant au préalable été calibré à partir de données recueillies sur le terrain, ce qui sera le cas dans le cadre de ce projet.

2.4.3 Objectifs de recherche

L'objectif général est d'évaluer une technique de gestion des eaux pluviales et des surverses : les jardins de pluie. Cette évaluation sera faite en observant les impacts de la mise en place de jardins de pluie sur les débits et volumes des surverses, sur les volumes des eaux de ruissellement du bassin et sur la qualité des eaux de surverses.

Les objectifs spécifiques (OS) sont les suivants :

OS1 : Mettre en place un modèle numérique du secteur du réseau d'égout étudié avec le logiciel SWMM.

OS2 : Caler ce modèle grâce aux données récoltées lors d'une campagne d'échantillonnage réalisée dans le cadre d'un autre projet.

OS3 : Modéliser l'implantation de jardins de pluie pour le secteur étudié à partir du modèle calé.

OS4 : Quantifier les impacts de la mise en place de jardins de pluie sur les surverses (débit, et volume) et les eaux de ruissellement du bassin (volume) et évaluer qualitativement les impacts des ces jardins de pluie sur la qualité des eaux de surverses.

CHAPITRE 3 SECTEUR ÉTUDIÉ ET MISE EN PLACE DU MODÈLE SWMM

3.1 Modèle hydrologique SWMM

Le modèle utilisé est *Storm Water Management Model* (SWMM 5) développé par la United States Environmental Protection Agency (USEPA) (Rossman, 2009). La version utilisée date de 2004. Ce modèle permet de modéliser le ruissellement de surface et l'écoulement des eaux dans des conduites, principalement pour des zones de drainage urbaines (Rossman, 2009) .Il simule, d'une part, le ruissellement sur le sol à partir des caractéristiques des surfaces (imperméabilité liée notamment à l'occupation des sols, pente, etc.) et, d'autre part, l'écoulement dans les conduites du système représenté en fonction des caractéristiques du réseau (pente et diamètre des conduites par exemple). Il permet également de modéliser les eaux sanitaires. SWMM a été développé en 1971 et est encore largement utilisé pour modéliser les réseaux urbains et les impacts des pratiques d'adaptation aux changements climatiques (Aad *et al.*, 2010; Bolduc, 2010; Brière, 2012; Huber et Cannon, 2002; Pitt et Voorhees, 2010). Il a l'avantage d'être gratuit, de faire des simulations en continue ou évènementielles et de simuler tant la quantité que la qualité de l'eau (MDDEP, 2011; Rossman, 2009). Parmi les utilisations classiques de SWMM, on retrouve la modélisation des stratégies de contrôle des surverses d'égouts unitaires pour améliorer la qualité des eaux des milieux récepteurs (Rossman, 2009). Ces diverses raisons justifient son utilisation dans le cadre de ce projet.

3.2 Secteur étudié

Le secteur étudié se situe sur un territoire urbain québécois et il est présenté à la Figure 3-1. Les eaux sanitaires et une partie des eaux de ruissellement de ce secteur sont dirigées vers une structure de dérivation (ouvrage de surverse) qui va acheminer une certaine quantité de ces eaux vers la station d'épuration et, le cas échéant, le reste vers un cours d'eau récepteur proche. Cette structure constitue le seul ouvrage de surverse du secteur étudié. De 2009 à 2011, une moyenne de 36 épisodes de surverses par an a été enregistrée. De septembre 2009 à juillet 2010, une campagne d'échantillonnage a été effectuée par Anne-Sophie Madoux-Humery, étudiante au doctorat et a permis de récolter de nombreuses données physico-chimiques et microbiologiques pour des épisodes de surverse survenus durant cette période (Madoux-Humery *et al.*, 2011).

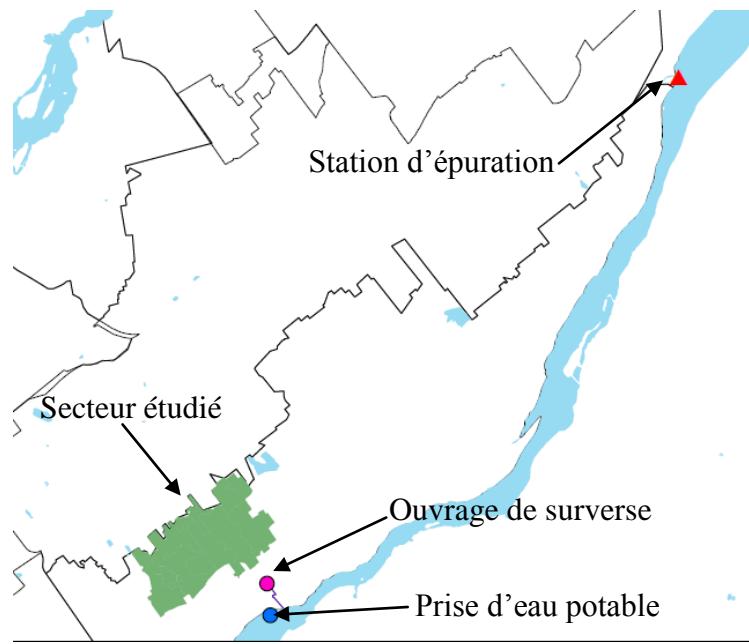


Figure 3-1: Secteur étudié

Le bassin de drainage étudié a un réseau unitaire et pseudo-séparatif (Figure 3-2).

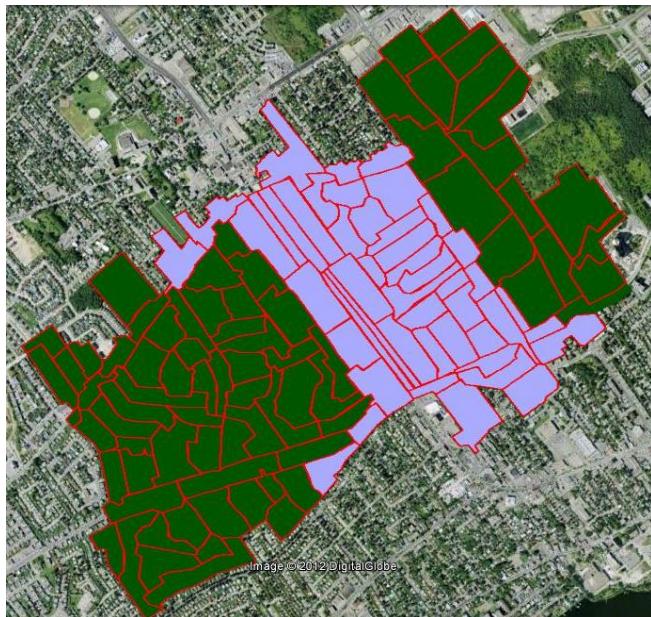


Figure 3-2: Secteurs ayant un réseau pseudo-séparatif (en vert) et un réseau unitaire (en violet)

Les eaux de ruissellement des rues de la partie pseudo-séparative sortent du secteur étudié. Les eaux sanitaires et de ruissellement issues des toits plats, des drains de fondations et des entrées en dépressions de la partie pseudo-séparative sont acheminées vers le réseau unitaire puis vers

l'ouvrage de surverse. Les eaux de ruissellement et sanitaires de la partie unitaire sont amenées à cet ouvrage de surverse.

Le but de ce projet étant de modéliser la mise en place de jardins de pluie (PGO qui draine une partie des eaux de ruissellement des rues), il a été choisi de ne prendre en compte que les eaux pluviales qui arrivent au réseau par ruissellement dans la rue. Ainsi les eaux pluviales de la partie pseudo-séparative ont été négligées puisqu'elles proviennent du ruissellement des toits plats, des drains de fondation et des entrées en dépression ou sortent du secteur étudié. Les secteurs dont l'apport pluvial a été négligé ont une occupation majoritairement résidentielle avec peu de toits plats. Pour les secteurs pseudo-séparatifs, seuls les eaux sanitaires ont donc été modélisées. Pour le réseau unitaire, les eaux pluviales, sanitaires et parasites ont été prises en compte. Ces différents apports (pluviaux, sanitaires et parasites) seront caractérisés en détails à la section 3.4.

Le secteur étudié a été subdivisé en 121 sous-bassins (48 sous-bassins pour la partie unitaire) de superficie comprise entre 0,96 et 8,38 ha (médiane de 2,59 ha, moyenne de 2,82 ha). La division en sous-bassins a été faite en utilisant les logiciels *Google Earth* et *ArcGIS* et les données fournies par la ville partenaire du projet. Cette division a été faite afin d'avoir une division en sous-bassin cohérente tant d'un point de vue du sens de l'écoulement des eaux dans les conduites que de l'occupation du sol (afin que chaque sous bassin présente une occupation du territoire homogène). Ces occupations du sol et division en sous bassin sont présentées à la Figure 3-3. Il est important de déterminer l'occupation du territoire de chaque sous-bassin puisque le pourcentage du sous-bassin occupé par une surface perméable va déprendre de son occupation. De même le débit sanitaire va varier en fonction de l'occupation du sol. Afin de simplifier la représentation sous SWMM du secteur, l'occupation du sol majoritaire a été déterminée grâce à *Google Earth* et retenue pour chaque sous-bassin. Le secteur tel que représenté sous SWMM est à 77% résidentiel, 10% institutionnel, 10% commercial et 2% industriel. Concernant la perméabilité du sol, il a été choisi de faire la différence entre les surfaces imperméables directement connectées (par exemple les toitures raccordées au système de drainage) et les surfaces imperméables indirectement connectées (par exemple les eaux des toitures entrant dans le réseau après ruissellement sur une surface perméable). Le pourcentage de surface imperméable totale (SIT) et des surfaces imperméables directement connectées (SIDC) a été attribué de la façon décrite au Tableau 3-1. Les valeurs de ce tableau ont été

établies à partir de visites de terrain menées par l'équipe d'Alain Mailhot dans certains secteurs des villes de Sherbrooke, Longueuil et Québec.

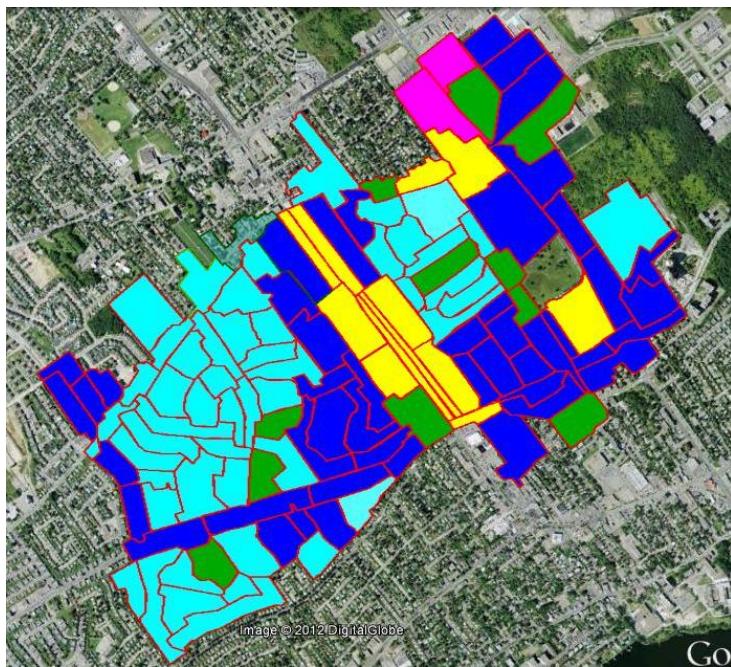


Figure 3-3: Occupation du sol du secteur étudié. Bleu foncé : occupation résidentielle (multifamiliale); Bleu cyan : occupation résidentielle (unifamiliale); Vert : occupation institutionnelle ; Jaune : occupation commerciale ; Violet : occupation industrielle

Tableau 3-1: Paramètres de perméabilité des sous-bassins

Occupation du sol	SIT (%)	SIDC (%) (exprimée en pourcentage de la SIT)
Unifamilial	39	85
Multi-familial	51	77
Institutionnel	55	90
Commercial	83	93
Industriel	87	95

Le Tableau 3-2 présente les autres paramètres attribués aux sous-bassins.

Tableau 3-2: Paramètres des sous-bassins

Paramètres	Valeur	Références
Width	Variable d'un sous-bassin à un autre Paramètre propre à SWMM représentant la largeur de drainage	Méthode de calcul utilisée tirée de (Lexington-Fayette Urban County Government, 2005)
Pente	2%	(USEPA, 2009)
Coefficient de rugosité de Manning	Imperméable : 0,013 Perméable : 0,35	
Rétention en surface	Imperméable : 1,75 mm Perméable : 8,8 mm	
Infiltration	Horton	
Taux d'infiltration maximale	75 mm/h	(Rossman, 2009)
Taux d'infiltration minimale	3,6 mm/h	
Constante de décroissance	4 h^{-1}	
Période de temps sec	7 jours	

Le coefficient de rugosité de Manning est utilisé par SWMM pour calculer l'écoulement des eaux sur les surfaces perméables et imperméables. La rétention en surface permet de définir la hauteur d'eau qui peut être stockée sur les surfaces perméables et imperméables. La constante de décroissance permet de caractériser la vitesse à laquelle les capacités d'infiltration du sol vont diminuer. Enfin la période de temps sec définit le temps qu'il faut au sol pour totalement sécher.

Les autres paramètres définissant les sous-bassins et leurs occupations (balayage des rues, prise en compte de la neige, etc.) n'ont pas été considérés.

3.3 Nœuds et conduites

Les réseaux d'égouts ont été modélisés par une série de nœuds et de liens représentant respectivement les regards d'égout et les conduites. Chaque sous-bassin de drainage ayant un apport pluvial est connecté à un nœud. Ce nœud a été déterminé à l'aide des fichiers fournis par la ville partenaire et va donc recevoir les eaux de ruissellement issues de ce sous-bassin. Deux (2) conduites peuvent mener à un même nœud et plusieurs conduites peuvent partir d'un même nœud.

La représentation du secteur compte 199 nœuds et 216 conduites ayant toutes une forme circulaire. Le Tableau 3-3 résume les caractéristiques des conduites déterminées en utilisant le logiciel *ArcGIS* et les données fournies par la ville. Le coefficient de Manning est utilisé par SWMM pour calculer les caractéristiques de l'écoulement des eaux dans les conduites. La Figure 3-4 schématise le réseau de conduites tel que représenté sous SWMM.

Tableau 3-3: Caractéristiques des conduites

	Maximum	Minimum	Moyenne
Longueur	168,5 m	2,2 m	65,8 m
Diamètre	1,83 m	0,3 m	0,68 m
Coefficient de Manning	0,013 (Rossman, 2009)		

Chaque nœud possède des caractéristiques qui lui sont propres (élévation du radier et profondeur maximale par exemple) qui ont été déterminées en utilisant les fichiers fournis par la ville partenaire du projet. Les fichiers contenaient les informations suivantes : élévation du radier, profondeur maximale pour les nœuds, longueurs et diamètres des conduites, type des conduites (sanitaires, unitaires ou séparatives) etc. Certaines élévations étaient manquantes et

ont été déterminées soit en prenant l’élévation d’un nœud proche, soit en calculant l’élévation pour maintenir une pente constante entre le nœud amont et le nœud aval.

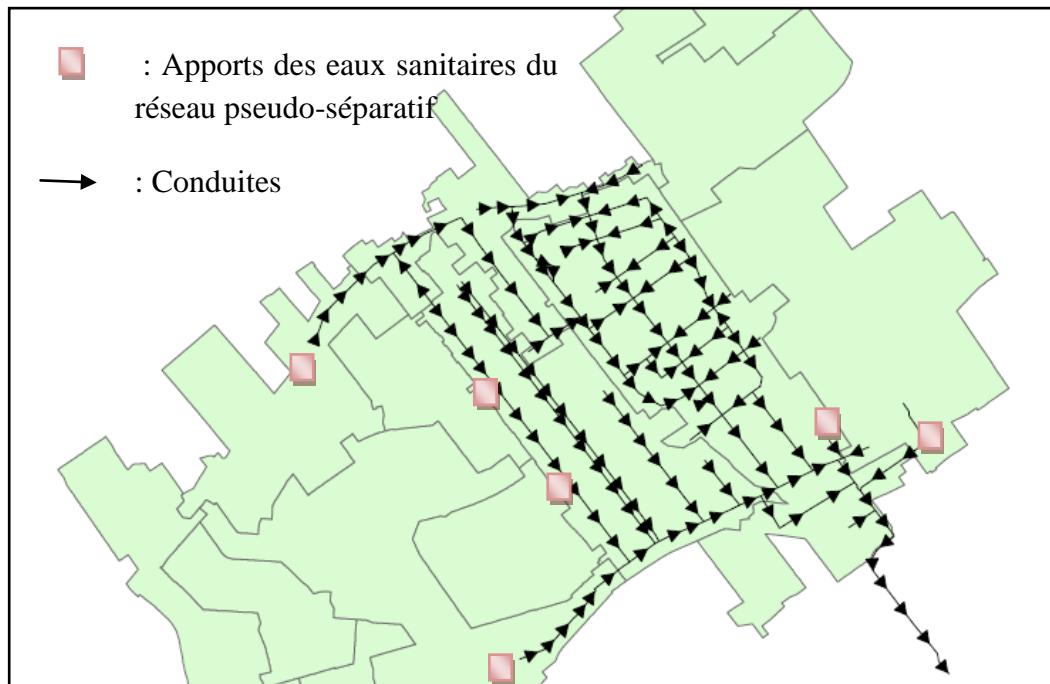


Figure 3-4: Schéma des éléments importants du réseau

Seules les conduites transportant des eaux pluviales (qu’elles soient ou non mélangées à des eaux sanitaires) ont été modélisées. Les apports en eaux sanitaires du réseau unitaire ont été ajoutés à certains nœuds de ce réseau, nœuds déterminés grâce aux fichiers fournis par la ville. Les apports en eaux sanitaires du réseau pseudo-séparatif ont été ajoutés à certains nœuds du réseau unitaire, (nœuds déterminés toujours grâce aux fichiers fournis par la ville).

3.4 Débit sanitaire et parasite

Les débits sanitaires de chaque sous-bassin ont été déterminés en se basant sur les valeurs du Tableau 3-4 et ajoutés aux nœuds concernés. Bien que la présence de compteurs ai une influence sur la consommation d’eau dans certaines municipalités québécoises, ce point (présence ou non de compteurs) n’a pas été pris en compte dans le cadre des travaux de recherche présentés dans ce mémoire (Brière, 2012).

Tableau 3-4: Débit sanitaire (Brière, 2012)

Occupation du sol	Débit sanitaire
Résidentielle	212,5 L/(personne.jour)
Commerciale	75 000L/(ha.jour)
Institutionnelle	25 000L/(ha.jour)
Industrielle	10 000L/(ha.jour)

Pour l'occupation résidentielle, le nombre de personnes habitant chaque sous-bassin a été déterminé en observant sous *Google Earth* le nombre de maisons et en considérant 2,3 personnes par maison (Brière, 2012). 21 000 habitants vivent sur le secteur étudié. Le débit d'eau sanitaire varie au cours de la journée. Cette variation a été prise en compte en introduisant un facteur multiplicatif (Brière, 2012) présenté à la Figure 3-5.

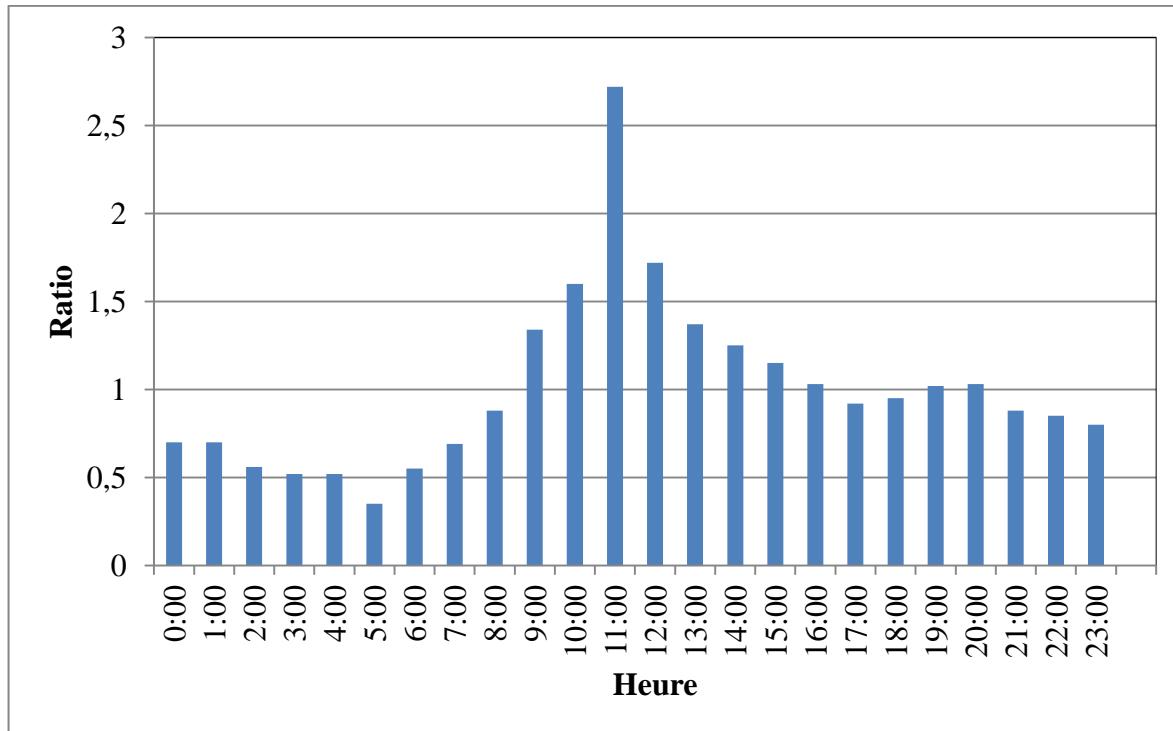


Figure 3-5: Facteur multiplicatif pour les débits sanitaires (Brière, 2006)

Il est beaucoup plus difficile d'évaluer les eaux parasites. Pour la partie du territoire où il y a un réseau pseudo-séparatif, ces eaux parasites n'ont pas été prises en compte. Pour la partie

unitaire, deux types d'eaux parasites ont été prises en compte. Pour les eaux d'infiltration de la partie du réseau unitaire, la valeur constante de $12 \text{ m}^3/(\text{ha.jour})$ a été retenue (Brière, 2012). Dans un réseau unitaire, il peut également y avoir un apport d'eau supplémentaire dans le réseau dû à des raccordements de fossés de drainage qui peut être classé dans la catégorie des eaux de captage (Brière, 2012). La valeur conservative constante de $50 \text{ L}/(\text{personne.jour})$ a été retenue pour ces apports (Brière, 2012). Les débits de « captage » et d'infiltration de chaque sous-bassin considéré ont été ajoutés aux mêmes nœuds que les débits sanitaires.

3.5 Modélisation de l'ouvrage de surverse

Le mode "dynamic wave" de SWMM a été utilisé afin de mieux représenter le réseau dans toute sa complexité (Rossman, 2009). En effet, en utilisant ce mode, on peut représenter un réseau où plusieurs conduites partent d'un même nœud ce qui n'est pas le cas pour le mode « kinematic wave ». Toutefois, avec cette option, il est impossible de représenter un ouvrage de surverse (il n'est alors considéré que comme un simple nœud). C'est donc le débit de la conduite arrivant à l'ouvrage de surverse qui a été utilisé. Afin de connaître la répartition du débit entre la conduite menant vers la station d'épuration et la conduite menant vers le point de surverse, il suffit de connaître le débit maximal de la conduite menant vers la station d'épuration pour déduire les caractéristiques des épisodes de surverse, si surverse il y a.

3.6 Analyse des erreurs de continuité du modèle

SWMM calcule trois erreurs de continuité pour chaque simulation : l'erreur de continuité pour le volume de ruissellement, l'erreur de continuité pour la simulation des débits et la plus grande erreur de continuité pour un nœud. L'erreur de continuité pour le volume de ruissellement fait la différence entre les précipitations totales et les pertes par évaporation, les pertes par infiltration, le ruissellement de surface et le stockage final simulé. L'erreur de continuité pour la simulation des débits fait la différence entre les entrants sanitaires, pluviaux, souterrains, d'infiltration et externes et les sortants externes, internes, les pertes par stockage et le volume final stocké. La plus grande erreur de continuité pour un nœud correspond à la valeur la plus élevée de cette erreur pour chaque nœud.

Afin de vérifier la validité de notre représentation du secteur d'un point de vue mathématique, plusieurs pluies de conception, décrites à la section 3.6.1.1 ont été testées. Des erreurs de

continuité inférieures à 10% ont été jugées acceptables (Rossman, 2009). La liste des erreurs de continuité pour les nœuds ainsi que la liste des nœuds inondés ont permis d'identifier les nœuds sur lesquels il fallait travailler. Une fois les nœuds identifiés, la modification de caractéristiques (hauteur du radier des nœuds pour lesquels les hauteurs étaient manquantes dans les fichiers de la ville, quantité d'eau sanitaire par l'intermédiaire du nœud recevant les eaux de ruissellement pour certain sous-bassin) ont permis d'évaluer les solutions possibles pour réduire les pourcentages d'erreur.

3.6.1.1 Pluies de conception

Afin de tester le modèle préliminairement au calage, deux (2) types de pluies de conception² basées sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) de la station de l'aéroport Pierre Elliot Trudeau ont été utilisées :

- Des pluies SEA (Service Atmosphérique- Environnement Canada) de 1h avec des périodes de retour de deux (2) ans, cinq (5) ans, 10 ans et 20 ans.
- Des pluies triangulaires de 24h avec des périodes de retour de deux (2) ans, cinq (5) ans, 10 ans et 20 ans.

Les hyéogrammes de ces pluies sont présentés en Annexe 1. L'utilisation de ces pluies permet de vérifier que le modèle est correct d'un point de vue mathématique pour des pluies plus ou moins importantes. Pour améliorer la vérification du modèle, des pluies de conception issues de courbes IDF de stations plus proches du secteur étudié pourraient être utilisées.

3.6.1.2 Résultats et discussion

Les résultats de cette analyse des erreurs de continuité sont présentés aux Tableaux 3-5 et 3-6.

² Une pluie de conception est une pluie synthétique basée sur les hauteurs de précipitation (relevées dans le cas présent à la station de Pierre Elliot Trudeau). La différence entre les pluies de type SEA et triangulaire se fait au niveau de la distribution temporelle de ces hauteurs.

Tableau 3-5: Résultats pour les pluies de conception SEA

	Période de retour			
	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans
Erreur de continuité pour le volume du ruissellement (%)	-0,057	-0,063	-0,073	-0,072
Erreur de continuité pour la simulation des débits (%)	-0,026	-0,016	-0,024	-0,039
Plus grande erreur de continuité pour un nœud (%)	7,31	6,75	6,44	6,15

Tableau 3-6: Résultats pour les pluies de conception triangulaires

	Période de retour			
	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans
Erreur de continuité pour la quantité du ruissellement (%)	-0,127	-0,5	-0,535	-0,431
Erreur de continuité pour la simulation des débits (%)	0,02	0,007	0,001	0,006
Plus grande erreur de continuité pour un nœud (%)	2,65	2,40	2,19	2,00

Pour les deux (2) types de pluie de conception (SEA et triangulaire), le modèle est valide pour toutes les périodes de retour puisque les erreurs de continuité sont inférieures à 10 %. Il est important de noter que pour les pluies de type SEA, plus la période de retour est élevée, plus les inondations sont importantes ce qui paraît logique puisque plus la période de retour est grande, plus la hauteur de pluie tombée en une heure est importante. Le volume d'eau acheminé au réseau est donc plus important. Il est également normal de constater que les inondations sont moins importantes (puisque nulles) pour les pluies triangulaires que pour les pluies SEA puisque les pluies triangulaires sont moins intenses (voir Annexe 1).

CHAPITRE 4 CALAGE DU MODÈLE

Ce chapitre présente le calage du modèle SWMM, calage effectué en utilisant les données d'échantillonnage collectées par l'étudiante au doctorat, Anne-Sophie Madoux-Humery. Le but de ce calage est de produire un modèle le plus réaliste possible pour étudier les surverses à l'endroit d'un ouvrage spécifique pour l'automne et l'été.

4.1 Évènements de surverses échantillonnés

La campagne d'échantillonnage a permis de déterminer certains paramètres physico-chimiques et microbiologiques de neuf (9) évènements de surverse. Parmi ces neuf (9) évènements, deux (2) ont eu lieu pendant la période de fonte des neiges et ne seront pas pris en compte dans le cadre de ce projet de recherche. En effet, il a été choisi de ne pas modéliser la fonte des neiges car cela implique des phénomènes spécifiques et pourrait faire l'objet d'une modélisation spécifique. Des sept (7) autres évènements, quatre (4) ont eu lieu en automne et trois (3) en été. Les évènements pluvieux à l'origine de ces sept (7) surverses (A1, A2, A3, A4, E1, E2 et E3) ont des caractéristiques variées présentées dans le Tableau 4-1. La période de retour de chaque évènement a été calculée de la façon suivante : les courbes IDF pour la région de Montréal permettent, pour, une période de retour fixée, de connaître l'intensité des évènements pluvieux en fonction de la durée de l'évènement. Comme on connaît la durée de chaque évènement pluvieux échantillonné, l'intensité de l'évènement correspondant aux périodes de retour fixées des courbes IDF et à la durée de l'évènement échantillonné a pu être calculé. Ainsi une courbe représentant la période de retour en fonction de l'intensité de l'évènement pluvieux a été construite et à partir de cette courbe et de l'intensité de l'évènement échantillonné considéré, la période de retour de cet évènement a pu être déduite.

Les surverses provoquées par ces pluies ont des caractéristiques tout aussi variées présentées au Tableau 4-2. La campagne d'échantillonnage a également inclus la mesure des concentrations en coliformes totaux, *E. coli*, pharmaceutiques, MES, matières volatiles en suspension, azote, phosphate et carbone organique total. Pour l'évènement A1, 16 échantillons ont été analysés, 18 pour l'évènement A2, 17 pour l'évènement A3, 13 pour l'évènement A4, 18 pour l'évènement E1, huit (8) pour l'évènement E2 et 12 pour l'évènement E3.

Tableau 4-1: Caractéristiques des événements pluvieux

Évènement (Saison)	Durée (min)	Précipitation totale (mm)	Intensité moyenne (mm/h)	Pluie cumulée avant le début de la surverse (mm)	Intensité avant le début de la surverse (mm/h)	Période de temps sec antérieur (jours)	Période de récurrence (années)
A1 (Automne)	314	11,8	2,3	3,5	3,2	15	0,4
A2 (Automne)	1351	27,4	1,2	3,2	0,8	1,5	1,8
A3 (Automne)	624	12,9	1,2	2,4	2,3	22	0,4
A4 (Automne)	422	8,6	1,2	2,5	2,6	6	0,3
E1 (Été)	1143	39,8	2,1	8,3	13,5	11	6,4
E2 (Été)	132	3,4	1,5	2,8	2,2	4	0,2
E3 (Été)	511	13,8	1,6	11,1	10,8	2	0,5

Méthode utilisée : (Brière, 2012)

Tableau 4-2: Caractéristiques des surverses (Madoux-Humery *et al.*, 2012)

Évènement	Durée de la surverse (min)	Volume de la surverse (m ³)	Débit moyen (L/s) (max)	Remarques sur les paramètres de qualité échantillonnés
A1	312	3 843	204,8 (653,9)	
A2	958	10 723	186,3 (1549,1)	Pas de données pour les concentrations en <i>E. coli</i> disponibles
A3	346	2 900	139,3 (638,6)	
A4	383	989	42,9 (222,7)	Pas de données pour les concentrations en MES disponibles
E1	694	19 530	468,3 (3485,1)	
E2	89	92	17,1 (50,2)	
E3	146	5 813	659,1 (2037,4)	

L'un des buts de ce projet est d'évaluer quantitativement et qualitativement les surverses ayant lieu au niveau du trop-plein étudié. La simulation hydrologique du débit permet de connaître les volumes, débit maximal, débit moyen, vitesse maximale, vitesse moyenne et la durée de chaque surverse. Il est donc important de caler le débit préalablement à toute analyse. La campagne d'échantillonnage menée par Anne-Sophie Madoux-Humery a été faite au niveau de l'ouvrage de surverse. Le calage du débit simulé se fera donc à partir des mesures effectuées à cet endroit. Pour le calage des variables simulées de qualité, pour des raisons de temps et de complexité, seuls deux (2) variables seront étudiées : une variable microbiologique et une variable physico-chimique. Deux (2) variables microbiologiques ont été échantillonnées à savoir les coliformes totaux et les *E. coli*. Ce dernier paramètre a été retenu car il est reconnu comme étant le meilleur indicateur de contamination fécale et donc de danger éventuel pour la santé humaine (Edberg *et*

al., 2000). Pour les variables physico-chimiques, un choix s'impose entre les MES, les matières volatiles en suspension, l'azote, le phosphore et le carbone total dissous. Ce sont les MES qui ont été retenues puisqu'elles font parties des variables à prendre en compte lors de l'étude des surverses (voir section 2.1.2). Pour les mêmes raisons que celles énoncées pour le débit, le calage se fera au niveau de l'ouvrage de surverse pour les concentrations de *E. coli* et MES.

4.2 Calage du débit

4.2.1 Détermination du débit maximal avant surverse

La première étape du calage du débit a été de déterminer le débit maximal arrivant à l'ouvrage de surverse au-delà duquel il y a surverse. Au vu des données techniques disponibles à ce sujet, il a été choisi de tester différentes valeurs comprises entre 0,1 et 0,3 m³/s pour le débit maximal avant surverse. Pour les sept (7) évènements mentionnés dans la section 4.1, le débit arrivant à l'ouvrage de surverse a été simulé. Si ce débit était supérieur à la valeur de débit maximal testé, alors il y avait surverse de débit égal à la différence entre le débit simulé arrivant au ouvrage de surverse et le débit maximal testé. Ainsi pour chacun des sept (7) évènements, à partir du débit, le volume total simulé pour la surverse a pu être calculé et comparé au volume mesuré sur le terrain. La somme de la différence entre ces deux (2) valeurs pour tous les évènements a pu être calculée. L'Annexe 2 présente cette différence pour chacune des valeurs testées. La valeur de 0,2 m³/s permet d'avoir la différence de volume la plus proche de zéro. C'est donc cette valeur qui a été retenue.

4.2.2 Tests de différentes combinaisons de paramètres pour le calage du débit

Différentes valeurs pour les paramètres présentés au Tableau 4-3 ont été testées. Les valeurs en gras correspondent aux valeurs initiales, celles utilisées lors de la mise en place du modèle. Au vu des premiers résultats obtenus avant calage, il a été décidé de tester les paramètres concernant le ruissellement (donc les surfaces imperméables en priorité) et l'infiltration. De plus, il a été choisi de travailler sur le coefficient de Manning des conduites pour voir son influence sur le moment où le débit de surverse est à son maximum et de travailler sur le

paramètre *width* car il est reconnu comme étant un paramètre à caler (MDDEP, 2011; Rossman, 2009) .

Tableau 4-3: Paramètres et valeurs testées (Rossman, 2009)

Paramètres	Valeurs testées
Width	- 75 % ; -50 % ; - 25 % ; 0 ; +25 %
Coefficient de Manning des conduites	0,011 ; 0,013 ; 0,015 ; 0,017
Coefficient de rugosité de Manning (imperméable)	0,011 ; 0,013 ; 0,015 ; 0,020
Rétention en surface (imperméable) (mm)	1,0 ; 2,0 ; 3,0
Taux d'infiltration maximale (mm/h)	50 ; 60 ; 75 ; 90 ; 100
Taux d'infiltration minimale (mm/h)	1 ; 4 ; 7
Constante de décroissance (h⁻¹)	2 ; 4 ; 6

L'exécution des 10 800 simulations pour chaque évènement de surverse a été simulée pour les évènements A1, A2, A3, E1 et E3 et à l'aide du logiciel Matlab. Pour des questions de temps et logistique, les évènements A4 et E2 n'ont pas été pris en compte pour ces simulations. Pour chaque évènement, la somme des carrés des différences entre débit mesuré et simulé sur tous les pas de temps a été simulée.

$$MC(D) = \sum_{t=ti}^{tf} (D_s(t) - D_m(t))^2 \quad (1)$$

où, pour une combinaison j et un évènement D,

MC est la somme des moindres carrés,

t_i est le premier pas de temps simulé,

t_f est le dernier pas de temps simulé,

$D_s(t)$ est le débit simulé au pas de temps t ,

$D_m(t)$ est le débit mesuré au pas de temps t .

La comparaison des résultats obtenus pour chaque combinaison et pour chaque évènement testé permet de déterminer la combinaison optimale de paramètres pour l'ensemble des cinq (5) évènements i.e. celle pour laquelle la somme des carrés pour les cinq (5) évènements est la moins élevée.

4.2.3 Résultats et discussion pour le calage du débit

L'Annexe 3 présente les boîtes à moustache des sommes des moindres carrés pour chaque évènement. L'analyse de ces boîtes à moustache met en évidence le fait que le paramètre le plus sensible est le *width* mais également le coefficient de Manning des conduites, le coefficient de rugosité des surfaces imperméables et la rétention en surface pour les surfaces imperméables. Les valeurs pour ces paramètres permettant d'obtenir la somme des carrés la plus faible sont celles qui permettent une augmentation du volume d'eau de ruissellement et une augmentation du temps de parcours par rapport aux valeurs initiales ce qui est logique au vu des résultats obtenus avec la combinaison initiale. La combinaison de paramètres conduisant à la plus petite somme des carrés change d'un évènement à un autre. Cependant les combinaisons optimales de chaque évènement ont en commun une réduction de 75% du paramètre *width*, un coefficient de Manning pour les conduites de 0,017 et un coefficient de rugosité pour les surfaces imperméables de 0,02. Cela confirme ce qui avait été observé sur les boîtes à moustache. Pour la suite de ce mémoire, c'est la combinaison optimale générale qui a été retenue i.e. celle pour laquelle l'écart entre les valeurs mesurées et simulées pour l'ensemble des évènements est minimisé. Cette combinaison est présentée au Tableau 4-4. Pour la suite de ce mémoire, les termes « jeu de paramètres optimal » désigneront cette combinaison. L'Annexe 4 présente les résultats de débit obtenus avec le jeu de paramètres optimal pour les sept (7) évènements échantillonnés.

Tableau 4-4: Combinaison optimale et sommes des moindres carrés avec cette combinaison

Combinaison optimale	Somme des écarts au carré avec la combinaison optimale	
$Width : - 75\%$ Constante de décroissance (h^{-1}) : 6 Taux d'infiltration minimale (mm/h) : 4 Taux d'infiltration maximale (mm/h) : 60 Rétention en surface (imperméable) (mm) : 1 Coefficient de rugosité de Manning (imperméable) : 0,02 Coefficient de Manning des conduites : 0,017	A1	1
	A2	9
	A3	4
	E1	49
	E3	4,02

Les Figures 4-1 et 4-2 présentent les graphiques pour les débits obtenus avec ce jeu de paramètres.

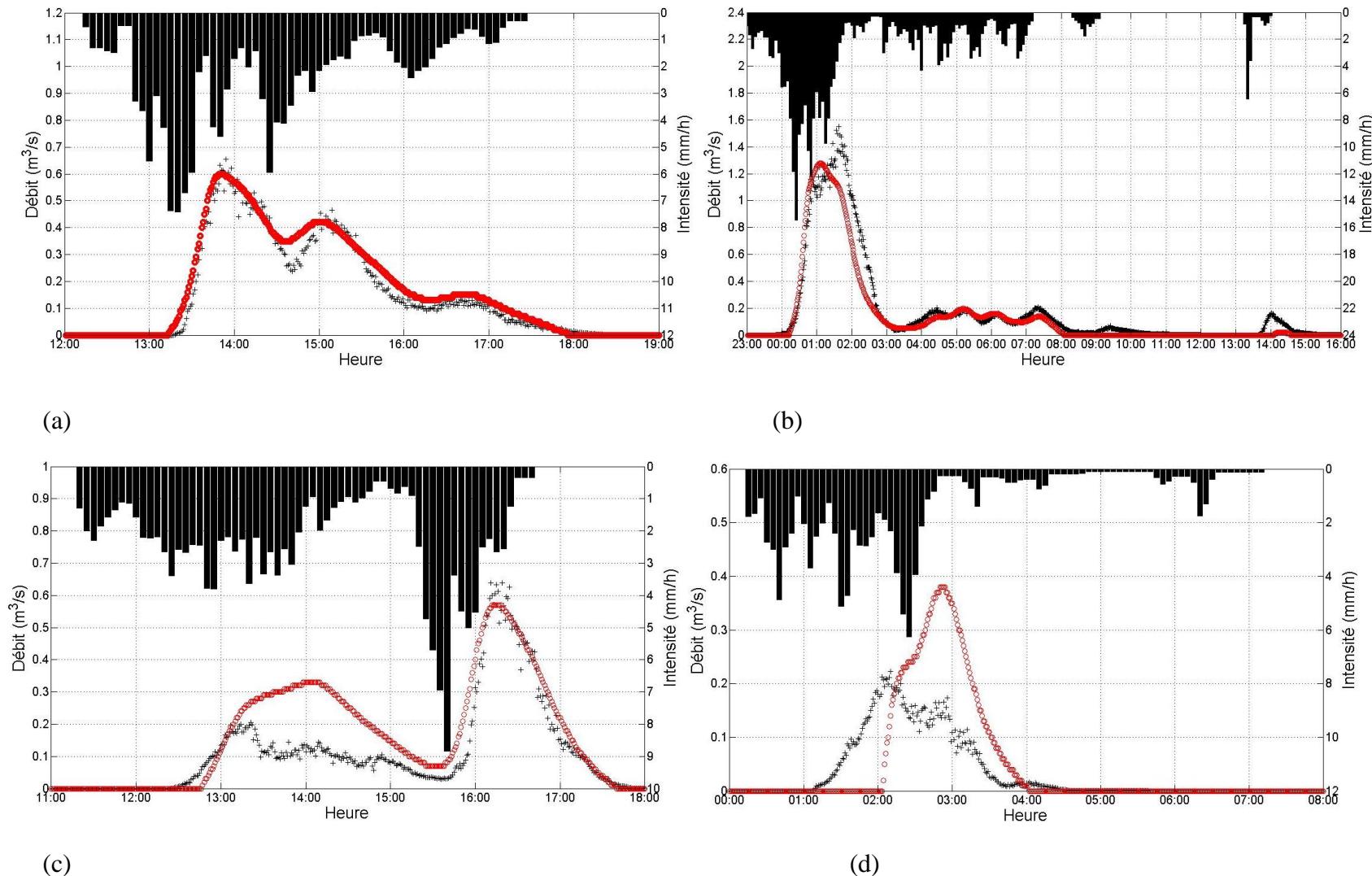


Figure 4-1: Graphiques représentant les débits simulés (○), les débits mesurés (+) et la pluviométrie (■) pour les événements : (a) A1, (b) A2, (c) A3, (d) A4

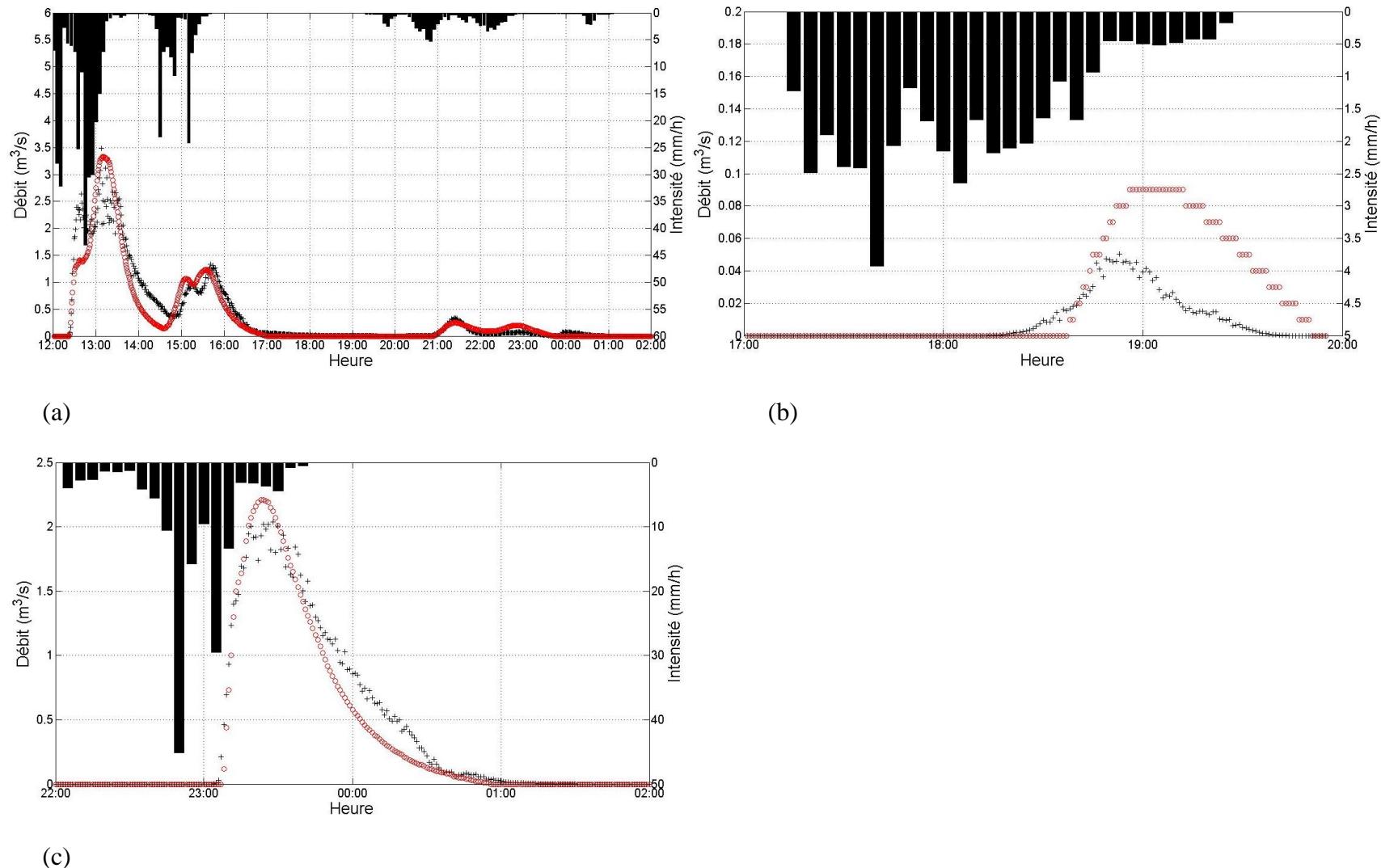


Figure 4-2: Graphiques représentant les débits simulés (○), les débits mesurés (+) et la pluviométrie (■) pour les évènements : (a) E1, (b) E2, (c) E3

Toutes les erreurs de continuité sont inférieures à 10%. Les critères utilisés pour évaluer la justesse du calage du débit sont les suivants (Wastewater Planning Users Group, 2002) :

- Une différence de volume compris entre +20% et – 10%
- Une différence de débit maximal comprise entre +25% et – 15%
- Deux (2) critères subjectifs : les deux courbes de débit (mesuré et simulé) doivent avoir la même forme et l'heure de débit maximal doit être similaire au regard de la durée totale de l'évènement

Les coefficients de Nash-Sutcliffe ont également été calculés pour évaluer la justesse du calage entre les débits simulés et mesurés. En effet, le coefficient de Nash-Sutcliffe permet d'évaluer la force prédictive du modèle.

$$\text{Coefficient de Nash – Sutcliffe : } 1 - \frac{\sum_{ti}^{tf} (Dm(t) - Ds(t))^2}{\sum_{ti}^{tf} (Dm(t) - Dmoy)^2} \quad (2)$$

Où $Dm(t)$ correspond au débit mesuré au temps t , $Ds(t)$ au débit simulé au temps t et $Dmoy$ au débit moyen mesuré.

Le Tableau 4-5 présente ces critères pour les sept (7) évènements échantillonnés. Une valeur négative indique que le modèle sous-estime de façon globale les valeurs observées (ou qu'il est en avance pour la différence entre l'heure où le débit maximal a été observé et l'heure où il a été simulé). Les raisons permettant d'expliquer les différences entre simulations et données d'échantillonnage n'ont pas été déterminées.

Les évènements A1 et E1 sont bien calés selon ces critères. L'évènement E3 est bien calé sauf pour le critère « différence de volume » où il est légèrement en dessous des -10% recommandés. Le coefficient de Nash-Sutcliffe pour cet évènement est de 0,94 ce qui montre la correspondance entre simulations et données de terrain pour cet évènement. L'évènement pluvieux ayant engendré cette surverse semble être une pluie de type convective, ce qui pourrait expliquer l'erreur du modèle pour la fin de la surverse. Cela reste à confirmer. Il semblerait que pour l'évènement A2, le volume simulé soit légèrement inférieur au volume mesuré mais que les courbes aient la même forme et qu'elles se superposent presque. De plus, le coefficient de Nash-Sutcliffe pour cet évènement est de 0,90 ce qui montre la justesse du calage pour cet évènement.

Tableau 4-5: Analyse des critères de calage du débit

Évènement	Différence de volume (%)	Différence de débit de pointe (%)	Différence heure débit de pointe (min)	Forme identique ?	Coefficient de Nahs-Sutcliffe
A1	13	-8	- 5 à 1	Identique	0,96
A2	-17	-17	- 7 à 4	Identique	0,90
A3	45	-11	1 à 7	Pouvant être améliorée	0,68
A4	39	71	40 à 44	Pouvant être améliorée	-1,87
E1	-8	-4	2 à 4	Identique	0,87
E2	175	79	3 à 21	Identique	0,65
E3	-12	8	- 5 à 4	Identique	0,94

Pour l'évènement A3, le modèle surestime le volume de surverse. Cependant, il est important de prendre en compte le fait que pour cet évènement il manquait certaines données de terrain. Une extrapolation a donc été faite par Anne-Sophie Madoux-Humery afin d'avoir des données aux minutes. La différence entre les valeurs simulées et les données échantillonnées pourraient provenir en partie de l'incertitude sur les données échantillonnées.

Les évènements A4 et E2 sont les deux (2) évènements les moins bien calés. Notons dans un premier temps que ce sont les deux (2) évènements qui n'ont pas été considérés lors de la détermination du jeu de paramètres optimaux. Les évènements A4 et E2 sont des petits évènements en termes de volume de surverse (respectivement 989 et 92 m³) et en termes de débit maximal (0,22 et 0,05 m³/s). Dès lors, des différences relatives de volume ou de débit maximal donnent des pourcentages de différence élevés comme en témoigne le Tableau 4-6. Ce tableau présente la différence entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées en m³/s et m³ (et non pas en % comme dans le tableau 4-5). Cela peut donc expliquer en partie, pourquoi, pour ces deux évènements, les % présentés dans le tableau 4-5 sont plus élevés que pour les autres évènements.

Tableau 4-6: Différences de volume et de débit maximal pour les évènements A4 et E2

	Volume total mesuré (m ³)	Volume total simulé (m ³)	Différence volume (m ³)	Débit max mesuré (m ³ /s)	Débit max mesuré (m ³ /s)	Différence débit max m ³ /s
A4	989	1375	386	0,22	0,38	0,16
E2	92,0	253	161	0,05	0,09	0,04

Le coefficient de Nash-Sutcliffe pour l'évènement A4 est négatif. Cela peut s'expliquer par le fait qu'il y a délai important entre le début de la surverse simulée et le début de la surverse mesurée et par le fait que le débit de pointe est surestimé par le modèle. La correspondance entre les débits maximaux mesurés et simulés et entre la forme des courbes pour les évènements E2 et A4 pourrait être améliorée.

Les Figures 4-3 et 4-4 permettent d'avoir une vision plus globale du calage. Les coefficients de Pearson entre les volumes simulés et les volumes mesurés pour l'ensemble des évènements et entre le débit maximal simulé et mesuré sont de 0,99 et 0,995 respectivement. Pour la durée, ce coefficient est de 0,92.

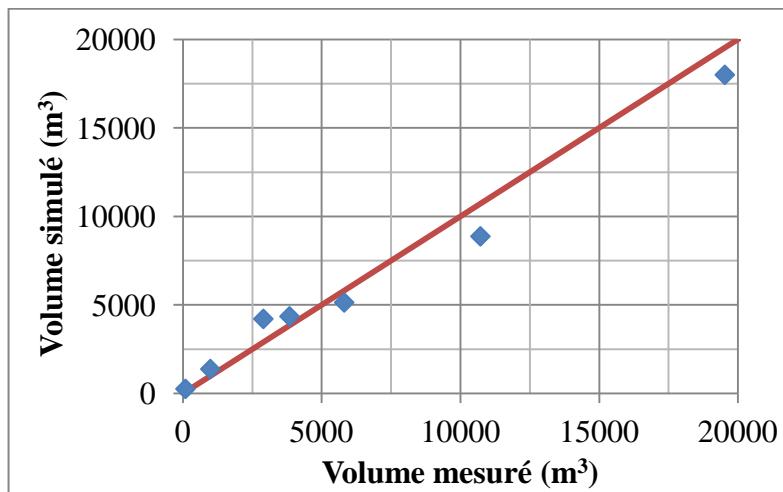


Figure 4-3: Volume simulé en fonction du volume mesuré

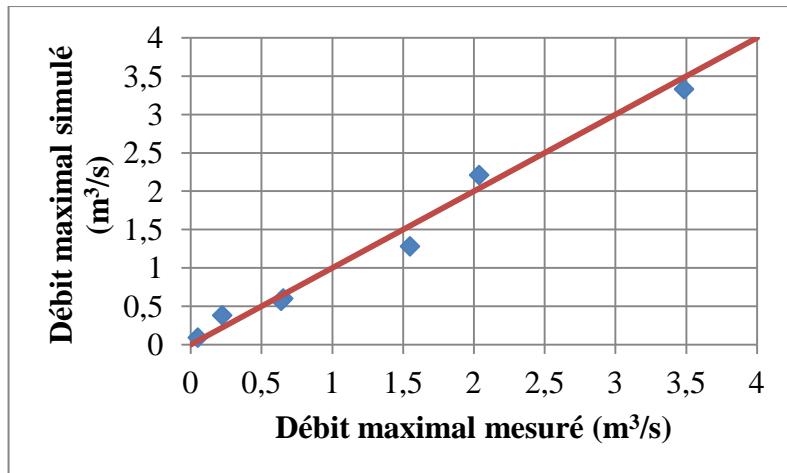


Figure 4-4: Débit maximal simulé en fonction du débit maximal mesuré

Le modèle est globalement bien calé en ce qui concerne le débit.

4.3 Calage des MES

4.3.1 Modélisation des MES

L’analyse des données d’échantillonnage a permis de déterminer que les MES présents dans les eaux de surverse proviennent des eaux sanitaires, des eaux de ruissellement et de la remise en suspension dans les conduites sans qu’il semble y avoir de source dominante parmi ces sources (Madoux-Humery *et al.*, 2012). SWMM permet de modéliser l’apport sanitaire et l’apport par les eaux de ruissellement.

Les apports par les eaux sanitaires sont pris en compte de la façon suivante :

- La valeur moyenne des MES dans les eaux sanitaires pour le bassin de drainage étudié est de 109 mg/L. Cette valeur correspond à la moyenne de neuf (9) échantillons. Pour ces neuf (9) échantillons la concentration minimale est de 51 mg/L, la valeur maximale de 164 mg/L et la médiane de 120 mg/L.
- Les variations journalières de concentration en MES dans les eaux sanitaires sont prises en compte grâce à l’introduction d’un ratio horaire calculé à partir de données générales (Metcalfe and Eddy Inc., 2003). Ce ratio est présenté à l’Annexe 5.

Les apports par les eaux de ruissellement ont été estimés de la façon suivante. Une concentration de 10 mg/L dans la pluie a été considérée (USEPA, 2009). Pour l'accumulation des MES sur les surfaces de ruissellement, le modèle exponentiel a été choisi (USEPA, 2009) :

$$B = C_1 (1 - e^{-C_2 t}) \quad (3)$$

Où B est le taux d'accumulation (kg/ m)

C_1 est l'accumulation maximale possible (kg/ m)

C_2 est la constante du taux d'accumulation (1/jour)

Pour évaluer l'accumulation des polluants sur les sols imperméables, SWMM utilise un paramètre appelé « curb length » en mètres. Les valeurs de ce paramètre ont été déterminées à partir des données d'une étude menée par l'USEPA (USEPA, 1977). En termes d'accumulation et de lavage, on suppose que les secteurs avec des occupations commerciale et institutionnelle ont les mêmes caractéristiques. Le Tableau 4-7 présente les valeurs des paramètres utilisés pour modéliser l'accumulation des MES sur le sol.

Tableau 4-7: Paramètres utilisés pour modéliser l'accumulation de MES (USEPA, 2009)

Occupation du sol	C_1 (kg/ m)	C_2 (1/jour)
Résidentielle	0,16	0,5
Commerciale et institutionnelle	0,22	0,2

Pour le lessivage des surfaces imperméables par les eaux de ruissellement, parmi les différentes fonctions proposées par SWMM, la fonction exponentielle semble la mieux adaptée à notre application puisque c'est la seule, parmi les trois (3) disponibles dans SWMM, qui prend en compte l'intensité de la pluie et l'évolution de la quantité de polluants restants sur les surfaces imperméables au cours de l'évènement (USEPA, 2009) :

$$w = C_3 q^{C_4} B' \quad (4)$$

Où w est la quantité de polluants (kg/h) par unité de temps

C_3 est le coefficient de lessivage ($(\text{mm/h})^{-C_4(\text{h})^{-1}}$)

q est l'intensité de la pluie au pas de temps t (mm/h)

C_4 est l'exposant de lavage (sans unité)

B' est le taux de polluant restant sur la surface en kg au temps t

Les valeurs de C_4 ont été fixées à 1,8 pour les secteurs résidentiels et à 2,2 pour les secteurs commerciaux et institutionnels (USEPA, 2009). Les valeurs du paramètre C_3 peuvent varier de trois (3) à quatre (4) ordres de grandeur (USEPA, 2009). Plusieurs valeurs ont donc été testées pour caler le modèle en considérant que les valeurs des coefficients pour les quartiers résidentiels sont inférieures à celles pour les quartiers commerciaux et institutionnels mais qu'elles restent du même ordre de grandeur pour ces différentes types d'occupation du territoire. Ces valeurs sont présentées au Tableau 4-8.

Tableau 4-8: Coefficients testés pour le lessivage des MES par la pluie (USEPA, 2009)

		Résidentielle	Commerciale-Institutionnelle
C_4 (sans unité)		1,8	2,2
$C_3 (\text{mm/h})^{-C_4(\text{h})^{-1}}$	1	0,00059	0,00032
	2	0,0059	0,0032
	3	0,059	0,032
	4	0,59	0,32
	5	5,9	3,2
	6	0,019	0,010
	7	0,032	0,017
	8	0,056	0,025
	9	0,026	0,014

Pour la majorité des événements testés, la combinaison 2 sous-estime les concentrations alors que la 3 les surestime. Des valeurs intermédiaires ont donc également été considérées : les combinaisons 6, 7 et 8. Les résultats obtenus pour les combinaisons 6 et 7 étant très proches, la

combinaison 9 a également été testée. Afin d'alléger la présentation des résultats, seuls les résultats pour les combinaisons 7, 8 et 9 seront présentés.

Afin de déterminer la meilleure combinaison de paramètres pour les coefficients de lessivage pour les MES, la somme des écarts au carré entre les concentrations mesurées et simulées a été calculée pour chaque évènement pour les périodes où le modèle simule une surverse et où des données d'échantillonnage sont disponibles.

4.3.2 Résultats et discussion pour le calage des MES

Le Tableau 4-9 présente la somme des écarts au carré des concentrations mesurées et simulées obtenue pour l'ensemble des évènements pour les combinaisons 7,8 et 9.

Tableau 4-9: Comparaison de la somme des moindres carrés pour les MES

Coefficients testés pour le lessivage des MES par la pluie (C_3) (résidentielle; commerciale et institutionnelle)	Somme des écarts au carré des concentrations mesurées et simulées ($\times 10^5$)
Combinaison 7 : (0,019;0,010)	8,4
Combinaison 8 : (0,026;0,014)	8,2
Combinaison 9 : (0,032;0,017)	8,3

La combinaison parmi celles testées pour les coefficients du lessivage minimisant cette somme est donc la combinaison (0,026;0,014). Pour cette combinaison l'évènement ayant la somme des écarts au carré la plus faible est l'évènement A2 et celui ayant la somme la plus élevée est l'évènement A3.

Le Tableau 4-10 résume les résultats obtenus pour les MES. Les Figures 4-5 et 4-6 présentent les concentrations en MES mesurées et simulées. Les concentrations simulées ont été mises à zéro lorsque le modèle ne simulait pas de surverse. Pour l'évènement E1, des mesures ont pu être faites sur le terrain alors que les débits étaient trop faibles pour être détectés ou que le modèle ne simulait pas de surverse (de 17h à 21h). C'est pourquoi des données de terrain existent alors qu'il n'y a pas de valeurs simulées.

Tableau 4-10: Résultats pour les MES

Évènement	Différence entre les concentrations en MES moyennes simulées et mesurées	Différence entre les concentrations en MES maximales simulées et mesurées	Délai entre les concentrations en MES maximales simulées et mesurées
A1	-19%	-33%	32 min
A2	-11%	12%	24 min
A3	-49%	-59%	-4 min
E1	-24%	21%	10 min
E2	-34%	-19%	- 5 min
E3	15%	6%	7 min

Toutes les erreurs de continuité sont inférieures à 10% ce qui veut dire que les résultats peuvent être analysés. Les données n'ayant pas de distribution normale ou log-normale (Madoux-Humery *et al.*, 2012) le coefficient de Spearman a été calculé. Comme les heures de début et de fin de surverse simulées ne sont pas tout à fait identiques, pour certains évènements des mesures ont été faites sur le terrain alors que le modèle ne simule pas de surverse. Le calcul des coefficients de Spearman a été fait en ne prenant en compte que les heures auxquelles le modèle simule une surverse et pour lesquelles des données d'échantillonnage sont disponibles. Les coefficients de Pearson ont également été calculés.

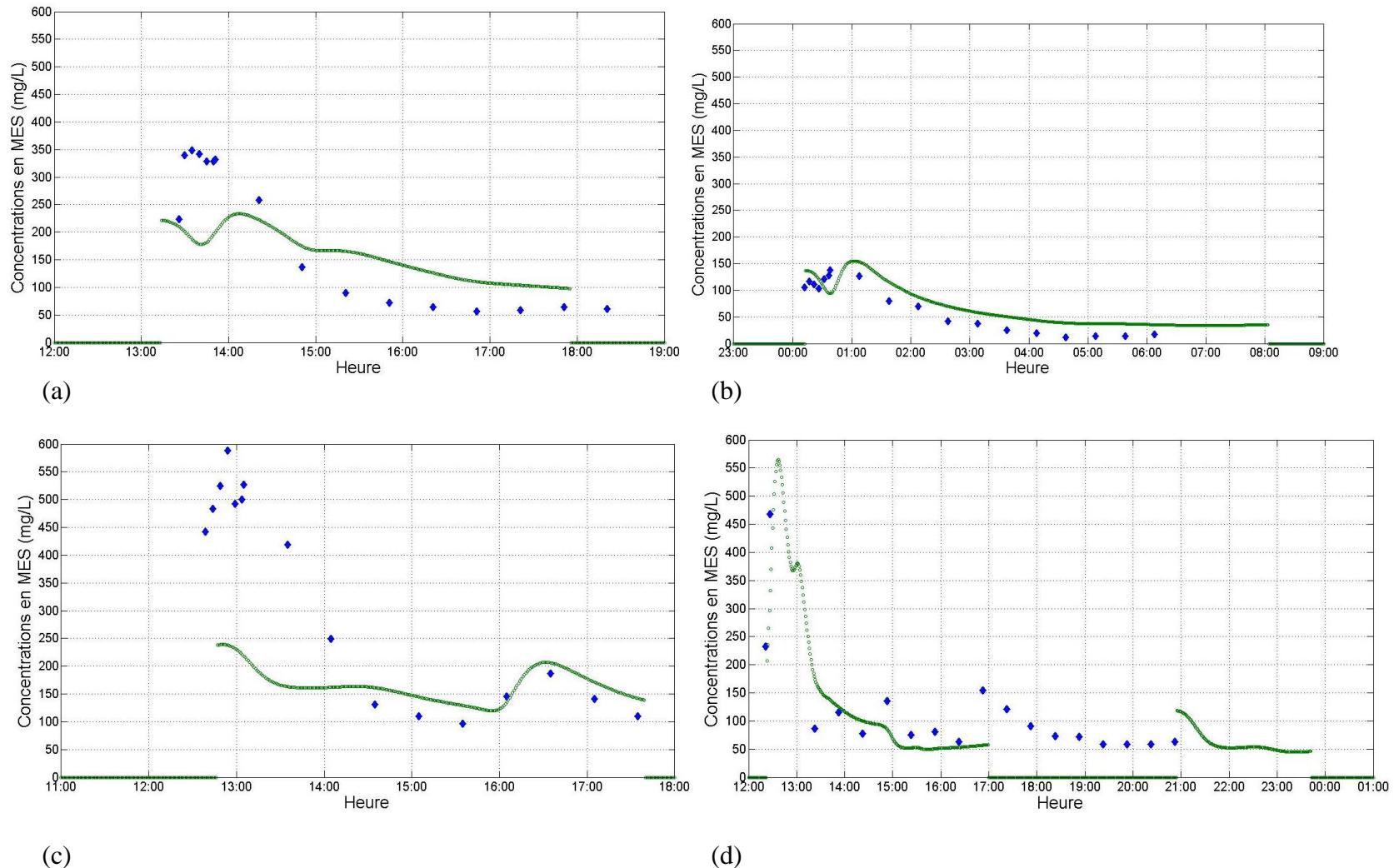


Figure 4-5: Graphiques représentant les concentrations en MES simulées (◆) et mesurées (○) pour les évènements : (a) A1, (b) A2, (c) A3, (d) E1

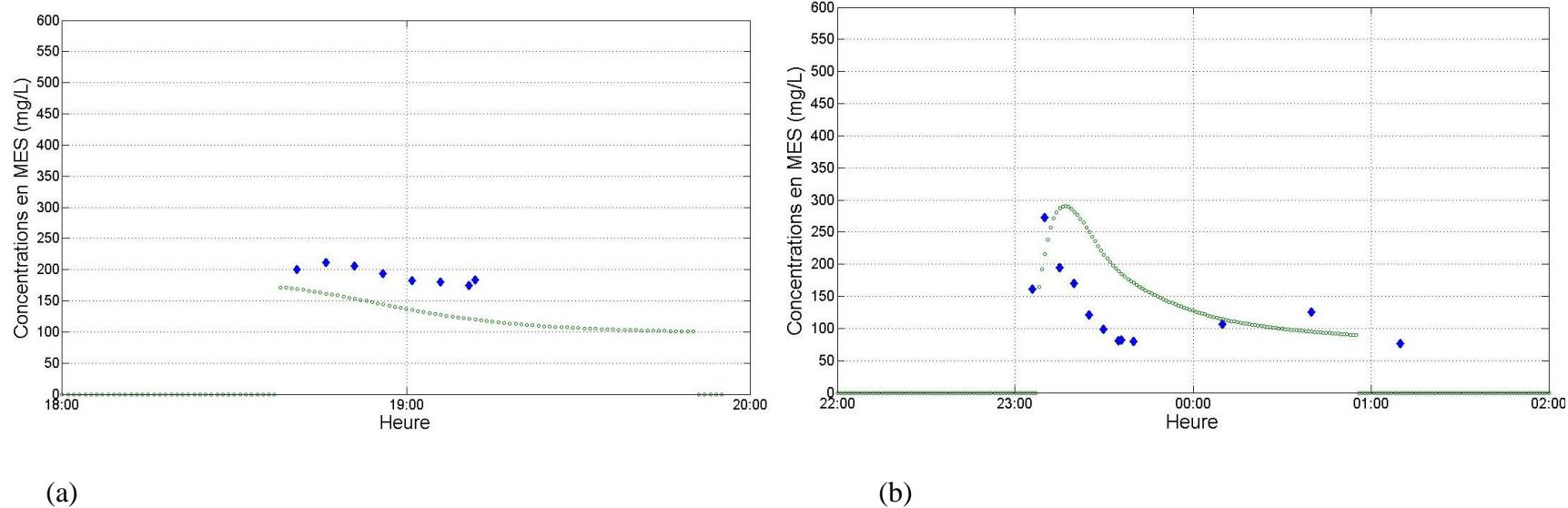


Figure 4-6: Graphiques représentant les concentrations en MES simulées () et mesurées () pour les évènements : (a) E2, (b) E3

Le Tableau 4-11 présente les coefficients de Spearman et les coefficients de Pearson obtenus pour les concentrations en MES. Seuls les coefficients ayant des valeurs de p inférieures à 0,05 (en gras dans le tableau) ont été considérés comme significatifs.

Tableau 4-11: Coefficients de Spearman et coefficients de Pearson pour les MES

	Coefficient de Spearman	Coefficient de Pearson
A1	0,74	-0,74
A2	0,81	- 0,45
A3	0,87	0,86
E1	0,68	0,91
E2	0,79	0,89
E3	0,53	0,53

4.3.2.1 Discussion

Les coefficients de Spearman pour les évènements A1, A2, A3, E1 et E2 sont compris entre 0,68 et 0,87, témoignant d'une bonne correspondance entre les formes des courbes représentant les concentrations simulées et celles représentant les concentrations mesurées. L'analyse des formes des graphiques représentant les concentrations en MES et des coefficients de Pearson permettent de tirer des conclusions similaires : globalement pour les six (6) évènements, les courbes représentant les mesures et les simulations sont semblables. Le coefficient de Pearson négatif trouvé pour l'évènement A1 peut être du à la difficulté du modèle à bien représenter la pointe de MES pour cet évènement. Également, pour l'évènement E3, le modèle surestime les concentrations qui suivent le pic de même qu'il surestime le débit à ces dates là.

L'analyse des graphiques présentés aux Figures 4-5 et 4-6 permet de tirer les conclusions suivantes. Pour les évènements A2 et E3 (période sèche antérieure de 1,5 jours et 2 jours respectivement), les courbes des concentrations simulées sont assez similaires à celles pour les concentrations mesurées, bien que légèrement supérieures. Cela est confirmé par les concentrations moyennes et les concentrations maximales qui sont assez similaires pour ces deux (2) évènements. Pour l'évènement E2 (période de temps sec antérieur de 4 jours), les concentrations simulées sont légèrement inférieure à celle mesurée. Notons tout de suite que l'évènement E2 tel que simulé par le modèle est de plus grande ampleur que dans la réalité. Il se pourrait donc que le modèle sous estime les concentrations en MES à cause d'une trop grande dilution. Pour les évènements E1 et A1 (période de temps sec antérieur respective de 11 et 15

jours), la première pointe est soit surestimée (pour l'évènement E1), soit sous-estimée (pour l'évènement A1) alors que les concentrations finales sont surestimées par le modèle. Les concentrations moyennes sont sous estimées pour ces deux (2) évènements. Pour l'évènement A3, de période sèche antérieure de 22 jours, le modèle sous-estime largement les concentrations pendant le début de l'évènement alors que les concentrations simulées sur la fin de l'évènement sont semblables à celles mesurées. Les différences entre les concentrations moyennes simulées et mesurées sont comprises entre -49% et 15% (le modèle sous-estime de façon générale la concentration moyenne simulée) et entre les concentrations maximales simulées et mesurées sont comprises entre -59% et 21%. Le modèle sous-estimant de façon générale les concentrations moyennes, il semblerait qu'un phénomène (physique, biologique ou chimique) ne soit pas ou partiellement pris en compte dans le modèle.

Cela est cohérent avec la littérature existante à ce sujet. Le logiciel SWMM ne permet pas de prendre directement en compte la remise en suspension des sédiments présents dans les conduites. Or des études ont montré que ce phénomène était important. Passerat *et al* (2011) ont montré que la remise en suspension des sédiments peut contribuer jusqu'à 75% des MES présents dans les eaux des égouts. Ces résultats venaient confirmer ceux obtenus par Gasperi *et al* (2010) qui mentionnaient que l'apport de MES dans le réseau d'égout par les eaux de ruissellement est minime et que les processus internes au réseau d'égout (la remise en suspension des sédiments) seraient une source majeure de MES (47% à 69% en fonction du sous bassin considéré). Il est donc fort probable que la fonction de lessivage des surfaces perméables permette de prendre en compte une partie de cette remise en suspension mais pas la totalité. Plus la période antérieure de temps sec est faible, plus la remise en suspension est faible puisqu'un lessivage a eu lieu quelques jours auparavant.

Il n'est pas donc pas surprenant que les concentrations simulées pour les évènements A2 et E3 soient similaires à celles mesurées et que le modèle surestime légèrement les concentrations sur la fin de l'évènement (où la remise en suspension, si présente en début de l'évènement, est moins importante qu'au début). Dans cette logique, il est cohérent de constater que pour l'évènement ayant la période sèche antérieure la plus grande (l'évènement A3), le modèle sous estime les concentrations en MES. On peut donc conclure que la prise en compte de la remise en suspension des sédiments dans les conduites est primordiale pour avoir un calage correct. Comme ce phénomène n'est pour le moment pas pris en compte à part entière dans le modèle

SWMM, une façon de le modéliser est de l'inclure dans le lessivage de surface. Mais comme il a été vu, cela peut entraîner une surestimation des concentrations pour les événements ayant une période sèche antérieure faible et une sous-estimation pour les événements ayant une période sèche antérieure élevée.

La Figure 4-7, qui présente les concentrations en MES simulées en fonction des concentrations en MES mesurées pour chaque événement, confirme les points énoncés plus haut. Pour l'événement A2 et dans une moindre mesure les événements A1 et E2, le modèle sous-estime les concentrations en MES par rapport aux mesures de terrain.

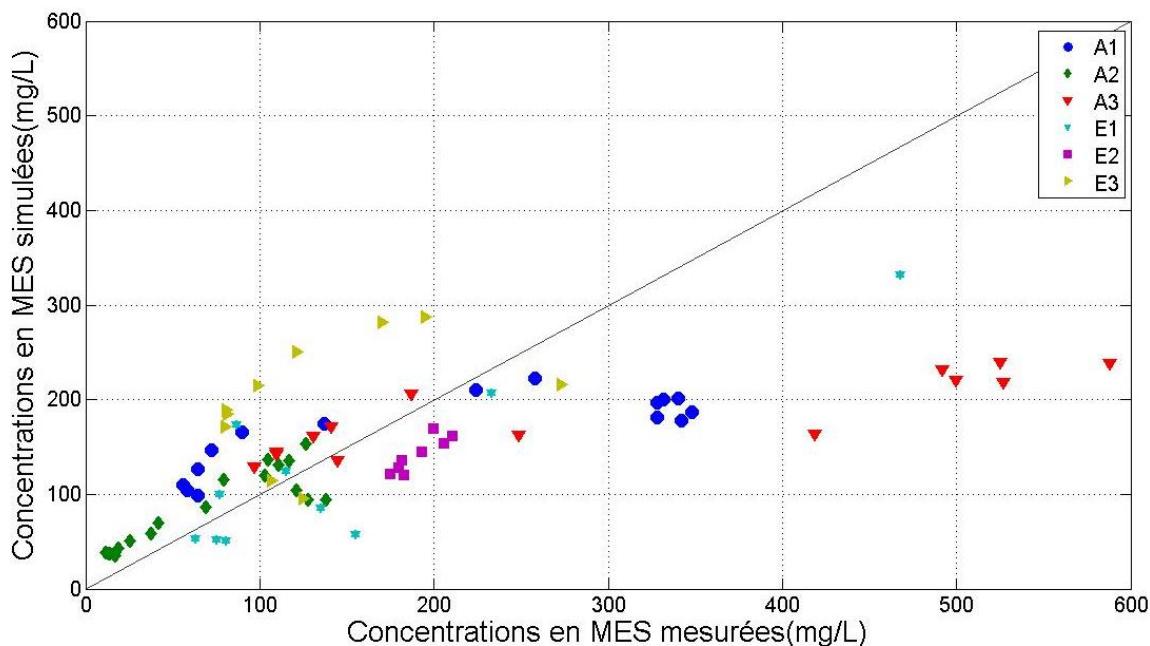


Figure 4-7: Concentrations en MES simulées en fonction des concentrations en MES mesurées pour chaque événement

Le délai entre le moment où la concentration en MES maximale a été simulée et mesurée est comprise entre -6% et 10% de la durée totale de la surverse pour l'ensemble des événements ce qui a été considéré comme satisfaisant.

4.4 Calage des *E.coli*

4.4.1 Modélisation des *E. coli*

Les processus pris en compte dans la modélisation de la présence des *E. coli* sont les suivants :

- Apport par les eaux de ruissellement : Pour modéliser cet apport (accumulation puis lessivage), il a été considéré que les *E. coli* suivaient les mêmes fonctions que les MES (W. James, 2012). Pour le coefficient d'accumulation en surface, 50% des *E. coli* sont attachés à des MES (Wu *et al.*, 2009), 94% des coliformes thermotolérants sont des *E. coli* (Tallon *et al.*, 2005) et pour une occupation résidentielle, il y a 60 650 # *E. coli*/g MES accumulé sur le sol et pour une occupation commerciale et institutionnelle, il y a 36 900 # *E. coli*/g MES (Manning *et al.*, 1977).
- Inactivation des *E. coli* dans les conduites : Pour prendre en compte l'inactivation des organismes pathogènes pendant leur transport dans les conduites, SWMM utilise une fonction de décroissance de premier ordre et un taux d'inactivation de $5 \cdot 10^{-3} \text{ h}^{-1}$ a été utilisé pour le coefficient de cette fonction (Wu *et al.*, 2009).
- Apport par les eaux sanitaires : On suppose que les *E. coli* proviennent des eaux sanitaires à une concentration de $7,09 \cdot 10^6 \text{ MPN}/100 \text{ mL}$ (valeur moyenne journalière tirée des données d'échantillonnage d'Anne-Sophie Madoux-Humery).

La dynamique des variations saisonnières des *E. coli* dans les eaux sanitaires reste mal définie de nos jours. Pour essayer de représenter ces variations, différents coefficients ont donc été testés pour la prendre en compte et déterminer la valeur qui permettrait une meilleure correspondance avec les concentrations mesurées sur le terrain. Un coefficient « évènementiel » a donc été testé pour chacun des évènements séparément afin de voir la différence qu'il peut y avoir au sein d'un même mois. Les résultats pour l'évènement A1 ont été jugés suffisamment bons pour ne pas avoir à introduire de coefficient évènementiel pour cet évènement. Pour chaque évènement autre que l'évènement A1, plusieurs coefficients évènementiels à des intervalles de 0,5 (2,5; 4; 3,5 etc.) ont été testés et le coefficient évènementiel retenu (et présenté dans les résultats) est celui permettant, parmi les différents coefficients testés, d'avoir le plus petit écart entre les valeurs simulées et les données mesurés (somme des écarts au carré entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées).

Une fois qu'un coefficient évènementiel a été retenu pour chaque évènement, les variations horaires des concentrations dans les eaux sanitaires ont été évaluées. En effet, les concentrations en *E. coli* présentent des variations horaires comme le montrent les données d'échantillonnage

mesurées à la station d'épuration pour le réseau sanitaire. Or ces variations, de même que les concentrations moyennes en *E. coli* dans les eaux sanitaires, dépendent fortement de l'occupation du territoire considéré. Seul un suivi horaire a été effectué pour un jour en avril au niveau de la station d'épuration qui est alimenté par plusieurs bassins drainage ayant des occupations du sol très varié. Les eaux arrivant ce jour-là provenaient donc de réseaux sanitaires des différents bassins de drainage et de la fonte des neiges. Afin d'évaluer les variations journalières des concentrations en *E. coli* dans les eaux sanitaires pour le bassin étudié dans le cadre de cette étude à partir de données expérimentales, deux (2) ratios ont été considérés. Le premier ratio (Ratio 1) met en relation les valeurs horaires des concentrations de *E. coli* à la valeur moyenne journalière à la station. Il prend également en compte le temps de parcours entre le sous-bassin étudié et la station. À partir des données fournies par la ville partenaire du projet et en considérant une vitesse des eaux dans les conduites comprises entre 0,6 et 0,9 m/s (Brière, 2012), le temps a été évalué à cinq (5) heures. L'inconvénient de ce ratio est qu'il n'est pas spécifique au bassin étudié dans le cadre de ce projet de recherche et que les bassins alimentant la station ont des occupations des sols variées, ce qui a une influence sur les concentrations en *E. coli* dans les eaux sanitaires. Le deuxième ratio (Ratio 2) met en relation la moyenne des concentrations moyennes en *E. coli* dans les eaux sanitaires de deux (2) des bassins alimentant la station (celui étudié dans le cadre de ce projet et un autre occupé entièrement par un établissement scolaire et pour lequel des mesures des concentrations des eaux sanitaires ont été faites) et les variations journalières de cette concentration pour le jour d'avril à la station. Il prend en compte le temps de transport entre le bassin étudié et la station d'épuration. Les ratios (MES et *E. coli*) sont présentés en Annexe 5 et à la Figure 4-8 pour les ratios des *E. coli*.

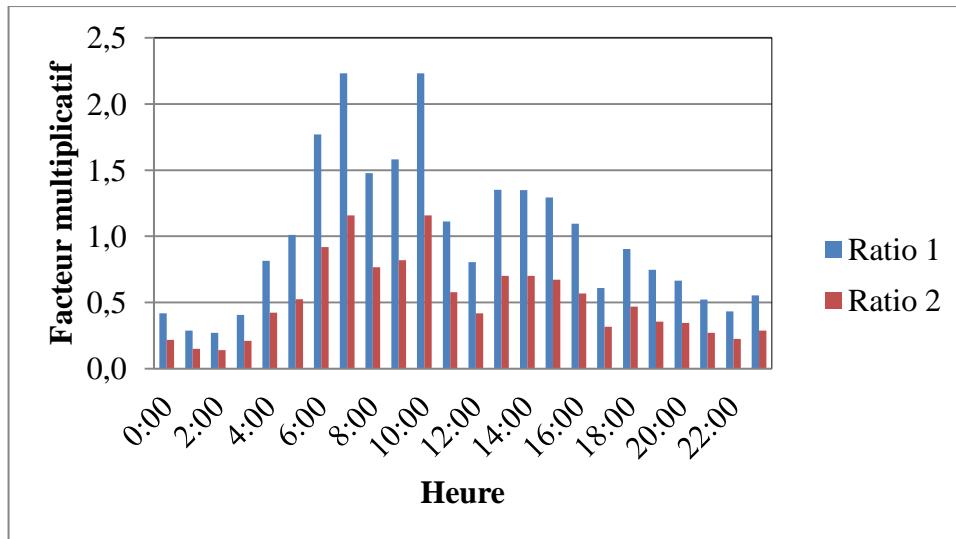


Figure 4-8: Variations horaires des concentrations en *E. coli*

SWMM module les concentrations en *E. coli* dans les eaux sanitaires en utilisant le coefficient évènementiel et le ratio horaire.

4.4.2 Résultats et discussion du calage des *E. coli*

L’erreur de continuité des simulations est correcte pour l’ensemble des évènements considérés et la somme des écarts au carré entre les concentrations simulés et mesurées peut donc être analysée. Le Tableau 4-12 présente les coefficients évènementiels retenus pour les concentrations de *E. coli*. Les résultats complets sont disponibles en Annexe 6.

Tableau 4-12: Résultats du calage évènementiel pour les *E. coli*

Évènement	Coefficient évènementiel retenu
A3	0,5
A4	10
E1	3,5
E2	2
E3	8,5

Le Tableau 4-13 présente la somme des écarts au carré obtenue pour les deux (2) ratios horaires pour l’ensemble des évènements. Les résultats complets sont disponibles en Annexe 6.

Tableau 4-13: Comparaison de la somme des écarts au carré entre les concentrations simulées et mesurées pour les *E. coli* pour l'ensemble des événements pour les variations horaires

Ratio	Somme des écarts au carré entre les concentrations simulés et mesurées ($\times 10^{15}$)
Ratio 1	41
Ratio 2	6,4

C'est donc le ratio 2 qui a été retenu.

L'événement ayant la somme des écarts au carré la plus faible pour ce ratio est l'événement E3 (alors qu'il s'agit de l'A4 pour le ratio 1). Les événements ayant la somme des écarts au carré le plus élevée pour ce ratio sont les événements A3 et E1.

4.4.2.1 Résultats du calage des *E. coli*

Le Tableau 4-14 présente les résultats globaux obtenus pour les *E. coli*. Une valeur négative indique que le modèle est en avance sur la réalité ou sous-estime la réalité.

Tableau 4-14: Résultats pour les *E. coli*

Événement	Log_{10} de la différence entre les concentrations moyennes simulées et mesurées pour les <i>E. coli</i>	Log_{10} de la différence entre les concentrations maximales simulées et mesurées pour les <i>E. coli</i>	Délai entre les concentrations maximales en <i>E. coli</i> mesurées et simulées (min)
A1	-0,2	0,0	-16 à 22
A3	0,8	0,9	-7
A4	0,1	0,0	21
E1	-0,6	-0,3	-330
E2	-0,1	0,1	-18
E3	-0,1	-0,1	2

Les graphiques des Figures 4-9 et 4-10 présentent les concentrations en *E. coli* mesurées et simulées. Les concentrations simulées ont été mises à zéro lorsque le modèle ne simulait pas de surverse. Pour l'événement E1, des mesures ont pu être faites sur le terrain alors que les débits

étaient trop faibles pour être détectés ou que le modèle ne simulait pas de surverse (de 17h à 21h). C'est pourquoi des données de terrain existent alors qu'il n'y a pas de valeurs simulées.

Toutes les erreurs de continuité sont inférieures à 10% ce qui veut dire que les résultats peuvent être analysés. Les données n'ayant pas de distribution normale ou log-normale (Madoux-Humery *et al.*, 2012) le coefficient de Spearman a été calculé. Comme les heures de début et de fin de surverse simulées ne sont pas tout à fait identiques, pour certains évènements, des mesures ont été faites sur le terrain alors que le modèle ne simule pas de surverse. Le calcul des coefficients de Spearman a été fait en ne prenant en compte que les heures auxquelles le modèle simule une surverse et pour lesquelles des données d'échantillonnage sont disponibles. Les coefficients de Pearson ont également été calculés.

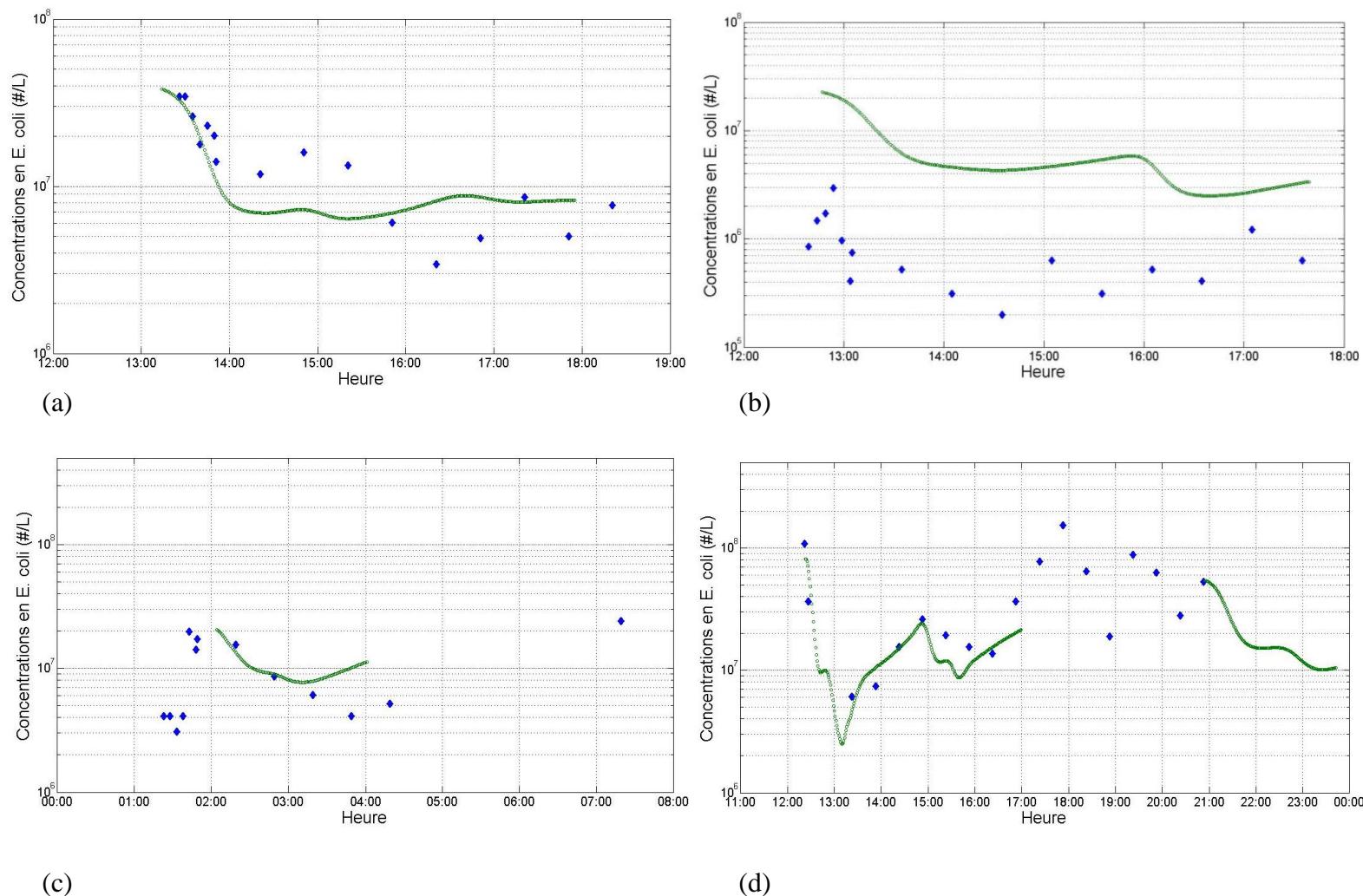


Figure 4-9: Graphiques représentant les concentrations en *E. coli* simulées (◆) et mesurées (○) pour les évènements : (a) A1, (b) A3, (c) A4, (d) E1

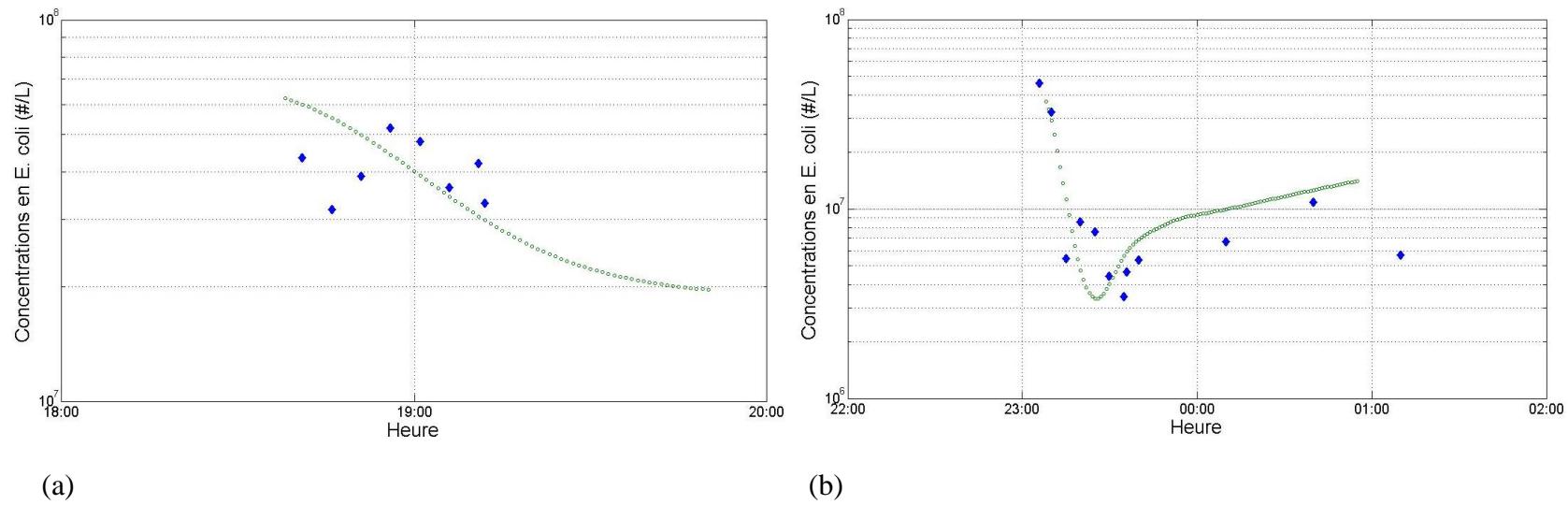


Figure 4-10: Graphiques représentant les concentrations en *E. coli* simulées (◆) et mesurées (○) pour les évènements : (a) E2, (b) E3

Le Tableau 4-15 présente les coefficients de Spearman et les coefficients de Pearson obtenus pour les *E. coli*. Seuls les coefficients ayant des valeurs de p inférieures à 0,05 (en gras dans le tableau 4-15) sont significatifs

Tableau 4-15: Coefficients de Spearman et coefficients de Pearson pour les *E. coli*

	Coefficient de Spearman	Coefficient de Pearson
A1	0,71	0,93
A3	0,46	0,70
A4	- 0,70	-0,68
E1	0,88	0,90
E2	0,14	0,05
E3	0,47	0,93

4.4.2.2 Discussion

L'analyse des coefficients de Spearman et de Pearson est difficile puisque peu de coefficients sont significatifs. Cependant, au vu de ces coefficients, il semble que l'évènement A1 soit bien calé de même que les évènements E1 et E3. La valeur négative du coefficient de Spearman pour l'évènement A4 est sûrement du à la différence de forme entre les courbes comme on peut le voir sur la Figure 4-9. La littérature rapporte qu'un calage peut être jugé satisfaisant si, pour les *E. coli*, les valeurs mesurées sont du même ordre de grandeur que les valeurs simulées. Il faut donc qu'il y ait moins d'un log de différence entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées (Dorner *et al.*, 2006; W. James, 2012). L'analyse des Figures 4-9, 4-10 et 4-11, figure qui présente les concentrations en *E. coli* simulées en fonction des concentrations en *E. coli* mesurées pour chaque évènement, permet de confirmer que l'évènement A1 est très bien calé et que l'évènement E1 est bien calé. L'évènement E2 pour lequel aucun coefficient n'a pu être analysé est bien calé. Les évènements E3 et A4 sont moins bien calés mais les concentrations maximales et moyennes simulées sont du même ordre de grandeur que les concentrations mesurées (voir Tableau 4-14). L'évènement A3 est le moins bien calé et le seul évènement pour lequel le modèle surestime toutes les concentrations.

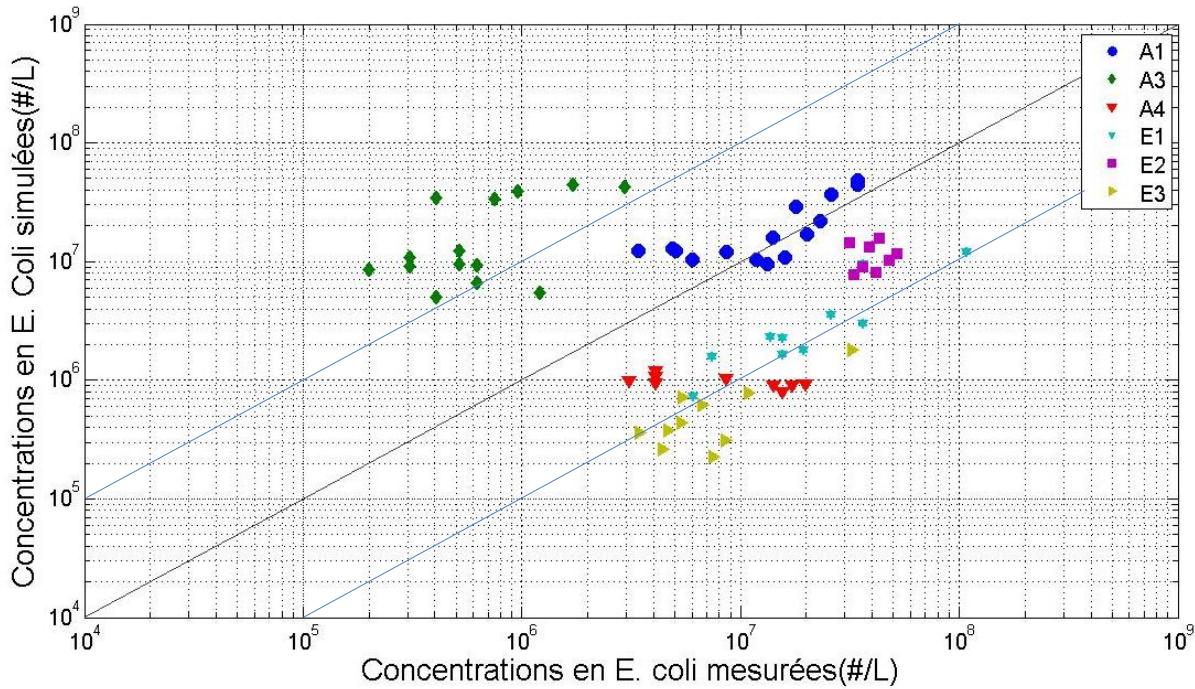


Figure 4-11: Concentrations en *E. coli* simulées en fonction des concentrations en *E. coli* mesurées pour chaque évènement

Au regard de tous ces critères, il peut donc être considéré pour les *E. coli*, l'évènement A1 est très bien calé, que les évènements E1 et E2 sont bien calés alors que le calage des évènements A4 et E3 mais surtout A3 mériteraient d'être amélioré.

En ce qui concerne les coefficients évènementiels, les coefficients pour les évènements E1, E2 et E3 qui correspondent à la même saison restent dans le même ordre de grandeur ce qui est logique. Cependant les coefficients pour les évènements A3 et A4 sont très différents alors que ces deux (2) évènements ont eu lieu durant le même mois. Le calage du débit n'étant pas parfait pour ces deux (2) évènements et la concentration dans les eaux de surverses en *E. coli* étant principalement due à la dilution des eaux sanitaires, il est fort probable que l'introduction du coefficient pour ces deux (2) évènements ait permis de compenser les erreurs dues au calage du débit. Cela pourrait expliquer la grande différence entre les deux (2) coefficients. De façon générale, l'absence de données de terrain pour le secteur étudié sur les variations saisonnières des *E. coli* dans les eaux sanitaires rend le calage compliqué. Afin de préciser le calage évènementiel, il semble donc intéressant d'avoir des données de terrain couvrant plusieurs saisons. Passerat *et al* (2011) ont également montré que l'attachement des *E. coli* aux particules

en suspension est un phénomène non négligeable et que la remise en suspension des sédiments présents dans les réseaux peut représenter de 10 à 70% des *E. coli* présents dans les eaux de surverse. La remise en suspension des sédiments dans les réseaux d'égouts pourrait donc être une source non négligeable (et non prise directement en compte dans le modèle) de *E. coli* dans les eaux de surverse. Le délai entre la concentration maximale mesurée et la concentration maximale simulée est acceptable sauf pour l'évènement E1 qui sera discuté dans la section 4.5.

4.5 Discussion sur l'évènement E1

L'évènement E1 est particulier. En effet, pour certaines heures le modèle ne simule pas de surverse alors qu'un débit a été mesuré sur le terrain. De plus, des mesures de concentration en MES et *E. coli* ont pu être faites alors que le débit était trop faible pour être détecté par les appareils de mesure. Pour ces dates là, le modèle ne simule donc pas de surverse (et donc pas de concentration en *E. coli* et MES) alors qu'il existe des données d'échantillonnage. Cela explique par exemple la différence entre l'heure à laquelle la concentration en *E. coli* a été maximale sur le terrain et l'heure où elle est maximale dans la simulation : la concentration maximale a été relevée sur le terrain à une heure où le modèle ne simule pas de surverse. Cependant à cette heure ci, le débit est extrêmement faible (la quantité de *E. coli* déversée dans la rivière à ce moment précis est donc faible). La deuxième pointe d'*E. coli* mesurée correspond à la pointe d'*E. coli* simulée, à une heure où le débit est élevé.

4.6 Conclusions

Le Tableau 4-16 présente un récapitulatif des discussions présentées dans les sections 4.2; 4.3; 4.4.

Tableau 4-16: Récapitulatif des résultats du calage du débit et concentrations de MES et *E. coli*

Évènement	Débit : coefficient de Nash-Sutcliffe	<i>E. coli</i>	MES
A1	0,96	Calage très bon	Pointe sous-estimé, reste de l'évènement surestimé
A2	0,90	Pas de données de terrain	Concentrations bien estimées
A3	0,68	Calage assez bon	Pointe sous-estimée
A4	-1,87	Calage bon	Pas de données de terrain
E1	0,87	Calage bon	Pointe surestimée
E2	0,65	Calage bon	Concentrations sous-estimées
E3	0,94	Calage bon	Concentrations bien estimées
Remarques générales	<ul style="list-style-type: none"> • Débit : Bon calage sauf pour les petits évènements • <i>E.coli</i> : Modèle bien calé sauf pour A3. <p>Des données complémentaires sur les variations des concentrations de <i>E. coli</i> dans les eaux sanitaires permettraient un meilleur calage.</p> <ul style="list-style-type: none"> • MES : Les résultats laissent supposer qu'un phénomène physique n'est pas totalement modélisé et le modèle SWMM ne prend pas en compte la remise en suspension des sédiments (phénomène qui peut être majeur). Les différences observées entre les concentrations mesurées et simulées peuvent être expliquées notamment par le phénomène de remise en suspension des sédiments. 		

CHAPITRE 5 MISE EN PLACE DE CELLULES DE BIO-RÉTENTION

5.1 Méthodologie

5.1.1 Choix de la PGO à modéliser

Les PGO sont des infrastructures, méthodes et techniques d'aménagement visant à améliorer la gestion des eaux de ruissellement tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif (Marsalek et Chocat, 2002). L'un des buts d'une PGO est donc de réduire le volume des eaux de ruissellement qui sont drainées vers le réseau d'égout afin de réduire le nombre, la fréquence et le volume des surverses et ainsi d'améliorer la qualité de ces eaux de ruissellement. L'objectifs visé est de réduire les impacts des eaux de ruissellement ou des eaux surverses sur les milieux récepteurs (Butler et Davies, 2011; Eriksson *et al.*, 2007). Après une analyse du type d'occupation du sol dans le secteur étudié, il a été remarqué un potentiel de mise en place de PGO sur des aires de stationnement afin de réduire les volumes de ruissellement issus de ces aires de stationnement. Le choix de la PGO à modéliser s'est fait en prenant en compte le fait que le but général de l'étude est d'évaluer à la fois l'impact qualitatif mais aussi l'impact quantitatif de la mise en place de PGO. Les jardins de pluie, également appelés cellules de bio-rétention sont de petites unités de stockage naturelles qui permettent un contrôle qualitatif et quantitatif des eaux de ruissellement grâce aux propriétés chimiques, physiques et biologiques des plantes et du sol utilisés (Blecken *et al.*, 2011; Dietz, 2007; Roy-Poirier *et al.*, 2010). La figure 5-1 présente la représentation utilisée par SWMM. Cette représentation comporte un réservoir de surface sous lequel se situé un sol organique sous lequel se situe un réservoir de profondeur et le drain. Les eaux de ruissellement arrivant au jardin vont soit s'infiltrer dans le sol du terrain où est implanté le jardin de pluie soit être évacué par le drain (et donc être retourné au réseau d'égout), par évapotranspiration ou par débordement. Le terme « débordement » fait référence au cas où le jardin de pluie est saturé en eau et où les eaux de ruissellement ruissellent juste à la surface de ce jardin avant de rejoindre le réseau d'égout.

Beaucoup d'études mentionnent l'efficacité des jardins de pluie pour réduire les volumes des eaux de ruissellement et les débits de pointe (Aad *et al.*, 2010; Ahiablame *et al.*, 2012; Dietz, 2007; Pitt et Bozeman, 1982).

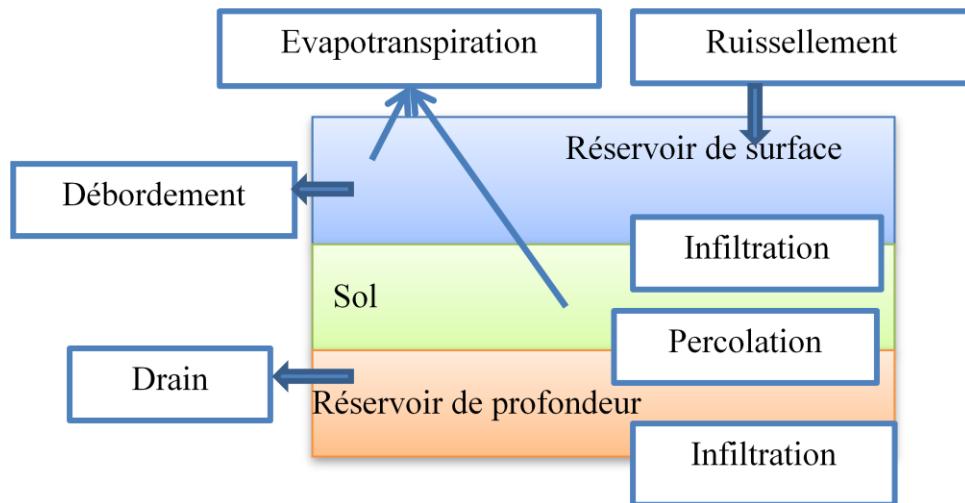


Figure 5-1: Représentation des jardins de pluie sous SWMM (inspiré de Rossman, 2009)

Des études menées *in situ* ont rapporté une réduction du débit de pointe comprise entre 44 et 91% (Davis, 2008; DeBusk et Wynn, 2011) et une réduction du volume de ruissellement de plus de 90% (DeBusk et Wynn, 2011). Des modélisations ont également montré l'efficacité des jardins de pluie pour réduire le ruissellement (Aad *et al.*, 2010; Pitt et Voorhees, 2010) et éliminer, sous certaines conditions, le ruissellement des toits (Aad *et al.*, 2010). La performance des jardins de pluie en termes de réduction des volumes de ruissellement est atténuée durant la saison hivernale (Hunt *et al.*, 2006; Mailhot *et al.*, 2008; Muthanna *et al.*, 2008). Cependant diverses mesures existent pour permettre d'augmenter cette performance hivernale (Mailhot *et al.*, 2008). Les jardins de pluie peuvent aussi être efficaces pour enlever les métaux, les nutriments, les composés organiques et les solides présents dans les eaux de ruissellement (Ermilio, 2005; Hunt *et al.*, 2006; Mailhot *et al.*, 2008; MDDEP, 2011). Cet enlèvement s'élève à plus de 60% pour les MES et est autour de 70% pour les *E. coli* (Blecken *et al.*, 2011; Blecken *et al.*, 2010; Carpenter et Hallam, 2010; Hunt *et al.*, 2006; Hunt *et al.*, 2008). L'avantage des jardins de pluie est donc qu'ils permettent un contrôle à la fois qualitatif et quantitatif des eaux de ruissellement (Dietz, 2007).

Afin d'éviter le colmatage, il est primordial d'effectuer un prétraitement avant l'arrivée des eaux drainées aux jardins de pluie (MDDEP, 2011). Cela peut être réalisé grâce, par exemple, à l'installation de bandes filtrantes en amont des jardins de pluie (MDDEP, 2011). L'entretien des jardins de pluie est également nécessaire au maintien de leurs bonnes performances à long terme (Mailhot *et al.*, 2008). Ainsi des inspections doivent être faites régulièrement afin de vérifier

que, dans le cas où il y a un drain, le drain n'est pas colmaté, qu'il n'y a pas d'érosion, que l'eau s'écoule bien, etc (Mailhot *et al.*, 2008). Il est également recommandé que les jardins de pluie n'aient pas une superficie supérieure à 1 (un) ha et que la superficie des zones de bio-rétention soit équivalent à 5 à 10% de la zone tributaire (MDDEP, 2011). De plus, la pente du terrain sur lequel est implantée ne doit pas être supérieure à 5% et il doit y avoir au moins 1,2 m entre la nappe souterraine et la cellule de bio-rétention (ARC and GDNR, 2001; MDDEP, 2011).

5.1.2 Modélisation des jardins de pluie sous SWMM

La modélisation des jardins de pluie avec le modèle calibré s'est concentrée sur les impacts quantitatifs de leur mise en place. Les impacts de la mise en place des jardins de pluie sur la qualité des eaux de ruissellement et des eaux de surverse seront discutés de façon semi-quantitative puisque les processus internes des égouts ne sont pas considérés dans SWMM. Dans le cadre des travaux de recherche présentés dans ce mémoire, aucun prétraitement n'a été modélisé puisque la qualité des eaux ne sera analysée que de façon semi-quantitative. De même, la distance entre la nappe et les terrains pour le secteur étudié n'a pas été considéré. Enfin, il a été vérifié que la superficie des jardins de pluie ne dépassait pas 5% de la surface drainée vers ce jardin de pluie mais pas 5% de la surface totale du bassin de drainage. Une attention a été portée à ce que la surface tributaire n'ait pas une superficie supérieure à un (1) ha (MDDEP, 2011).

La faisabilité de la mise en place de jardins de pluie sur les zones de stationnement du secteur étudié a été déterminée en regardant les caractéristiques de drainage (sens d'écoulement des eaux de ruissellement, emplacements disponibles pour planter des jardins de pluie, etc.) et la proximité du réseau d'égout en utilisant les logiciels *ArcGIS* et *Google Earth*. Les jardins de pluie modélisés possèdent un drain souterrain tel que recommandé pour les zones où la charge en polluants dans les eaux de ruissellement peut être élevée comme c'est le cas pour les zones de stationnement (The Prince George's County, 2007). La superficie des jardins de pluie a été déterminée en considérant plusieurs critères :

- Les jardins de pluie doivent capter 90% des événements pluvieux. Donc les jardins doivent retenir toutes les eaux de ruissellement engendrées par des précipitations totales de moins de 22 mm et d'une durée maximale de six (6) heures (MDDEP, 2011).

- La superficie d'un jardin de pluie nécessaire pour drainer une certaine surface tributaire a été calculée en prenant en compte une pluie de 22 mm et le fait que le réservoir de surface a une épaisseur de 250 mm (voir Tableau 5-1). Il a également été pris en compte le fait qu'une partie des eaux de ce réservoir s'infiltrent dans le sol du jardin de pluie pendant l'évènement pluvieux. Comme une partie des eaux du réservoir vont s'infiltérer, une superficie plus petite pour le jardin de pluie sera nécessaire (sans engendrer de débordement à la surface du jardin) en comparaison avec la capacité théorique de stockage d'un réservoir stockant le même volume d'eau. Cette réduction de la superficie nécessaire a été prise en compte en ajustant la superficie d'un réservoir théorique avec un facteur de 0,54. Ce facteur a été déterminé par l'équipe d'Alain Mailhot au cours de leurs différents projets.

Toutes les caractéristiques des jardins de pluie utilisées pour la modélisation sont présentées dans le Tableau 5-1. Une valeur conservatrice de 1,3 mm/h a été utilisée pour estimer le taux d'infiltration autour des cellules de bio-rétention. Cela correspond à un sol de type argilo-limoneux. Cette valeur serait à confirmer par des mesures sur le terrain. La valeur pour le coefficient de drainage a été ajustée de telle sorte que le réservoir de surface sera vide 24h après une pluie de 22 mm et de six (6) heures (ARC and GDNR, 2001; Mailhot *et al.*, 2008).

Tableau 5-1: Valeurs utilisées pour la modélisation des jardins de pluie

Réservoir de surface		
Profondeur (mm)	250	(Mailhot <i>et al.</i> , 2008)
Fraction du volume de végétation	0	SWMM's help
Rugosité de surface	0	SWMM's help
Pente (%)	0	SWMM's help
Sol du jardin de pluie		
Épaisseur (mm)	1000	(Davis <i>et al.</i> , 2009)
Porosité (fraction du volume)	0,45	Sol choisi : terreau sableux (The Prince George's County, 2007) (Rossman, 2009)
Capacité au champ (fraction du volume)	0,19	
Point de flétrissement ³ (fraction du volume)	0,085	
Conductivité hydraulique (mm/h)	11	
Pente de conductivité	10	
Hauteur d'aspiration (mm)	110	

³ Le point de flétrissement correspond au taux d'humidité nécessaire pour que la plante plantée dans le sol ne flétrisse pas.

Tableau 5-1 (suite) : Valeurs utilisées pour la modélisation des jardins de pluie

Réservoir en profondeur		
Zone de stockage (mm)	150	SWMM's help
Indice des vides	0,5	SWMM's help
Conductivité (mm/h)	1,3	Valeur conservatrice
Facteur de colmatage	0	SWMM's help
Drain		
Coefficient de drainage (mm/h)	2,3	Simulation
Exposant du drain	0,5	SWMM's help
Hauteur du drain (mm)	13	(The Prince George's County, 2007)

La localisation de ces jardins a été déterminée en choisissant de préférence des zones déjà perméables, proche des zones de stationnement, pour éviter de réduire l'espace disponible pour le stationnement. Si la surface perméable était suffisante et s'il était réaliste de considérer que tout le ruissellement de la zone tributaire allait se diriger vers la zone perméable où la mise en place du jardin de pluie allait être modélisée alors aucun changement aux caractéristiques du sous-bassin sous SWMM n'a été apporté. Dans le cas contraire, une partie de la surface imperméable du sous-bassin concerné a été convertie en jardins de pluie (et donc en surface perméable) et les caractéristiques du sous-bassin sous SWMM ont été changées. Ces changements ont amené à une réduction de la zone imperméable de moins de 1% pour l'ensemble du secteur étudié (la différence est de 0,12 ha). Si plusieurs jardins de pluie étaient nécessaires pour un même sous-bassin, la représentation sous SWMM a été simplifiée en ne considérant qu'un seul jardin de pluie de superficie équivalente à la somme des superficies des

jardins de pluie. La Figure 5-2 présente l'ensemble des surfaces tributaires. Au total, une centaine de jardins de pluie ont été modélisés sur 29 sous-bassins, Un exemple de jardins de pluie et de surfaces tributaires est disponible à la Figure 5-3.

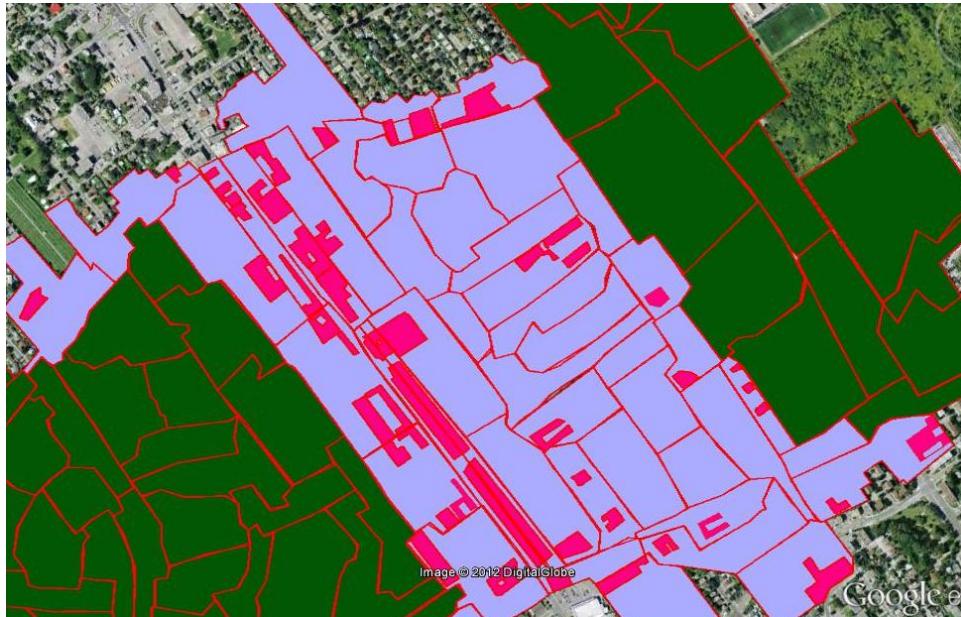


Figure 5-2: Surfaces tributaires potentielles (en fushia) pour le secteur étudié



Figure 5-3: Exemple d'emplacement de jardins de pluie (en vert) et de surfaces tributaires (en violet).

Les jardins de pluie tels que modélisés sous SWMM ont une taille totale par sous bassins comprise entre 24 m^2 et 606 m^2 . Les superficies totales drainées sont comprises entre 517 et 12752 m^2 . La superficie totale drainée pour l'ensemble du secteur étudié représente 21% de la

superficie imperméable directement connectée. Une fois que tous les emplacements possibles pour les jardins de pluie ont été déterminés, différents scénarios représentant différents niveaux d'action ont été élaborés. Les caractéristiques de ces différents scénarios sont présentées dans le Tableau 5-2. Ainsi, les différents scénarios de simulation considèrent différents pourcentages de surfaces disponibles qui ont effectivement été utilisées pour l'implantation de jardins de pluie.

Tableau 5-2: Scénarios utilisés pour la mise en place des jardins de pluie

Scénario	Superficie totale de jardins de pluie (m ²)	Superficie du jardin de pluie le plus étendu (m ²)	Superficie moyenne des jardins de pluie (m ²)	Superficie du jardin de pluie le moins étendu (m ²)	Écart type (m ²)
25%	1601	606	178	25	180
50%	2939	606	196	25	173
75%	4299	606	195	25	161
100%	5816	606	201	25	146

Les simulations ont été faites pour les sept (7) pluies échantillonnées avec et sans la mise en place de jardins de pluie afin d'évaluer l'impact des différents scénarios sur les caractéristiques des surverses.

5.2 Résultats et discussion

Les résultats de la modélisation seront présentés et discutés à trois (3) échelles : (1) à l'échelle des jardins de pluie pour analyser les caractéristiques des jardins de pluie, (2) à l'échelle du bassin de drainage étudié pour analyser les réductions des volumes de ruissellement dues aux jardins de pluie et (3) au point de surverse pour analyser les caractéristiques des surverses. Pour l'analyse des jardins de pluie, les valeurs mentionnées sont des moyennes des valeurs pour l'ensemble des jardins de pluies. La mention de débordement des jardins de pluie fait référence à l'eau qui va ruisseler sur les jardins de pluie et ne pas entrer dans les jardins de pluie car ces derniers seront saturés en eau.

5.2.1 Caractéristiques des jardins de pluie (analyse faite pour le scénario 100%)

La valeur moyenne de la quantité d'eau entrant dans les jardins de pluie varie de 44 mm/m² (pour l'évènement E2) et 723 mm/m² (pour l'évènement E1). Pour un peu plus de la moitié des évènements (i.e. les évènements ayant des périodes de retour de moins de un (1) an), aucune partie de l'eau entrant dans la cellule n'a été restituée au réseau soit par le drain soit par débordement. Les évènements qui ont entraîné un retour d'une partie des eaux vers le réseau d'égout sont les évènements A3 (pour lequel 1% des eaux arrivant aux jardins de pluie est retourné au réseau), A2 (11%) et E1 (30%). Les pluies qui ont engendré les surverses pour les évènements E1 et A2 ont des hauteurs de pluies supérieures à 22 mm. Les jardins de pluie ont été modélisés pour capter 90% des évènements pluvieux soit des pluies d'une hauteur de plus de 22 mm (MDDEP, 2011). Donc, les résultats confirment que les jardins de pluie modélisés peuvent capter 90% des évènements pluvieux. Le Tableau 5-3 présente les différents chemins empruntés par l'eau qui arrive aux jardins de pluie. Si on compare les évènements E1 et A2, on peut voir que le pourcentage d'eau arrivant au jardin qui déborde du jardin est plus important que le pourcentage qui est évacué par le drain pour l'évènement E1, alors que c'est le contraire pour l'évènement A2. Étant donné que la hauteur de pluie et l'intensité sont plus grandes pour l'évènement E1 que pour l'évènement A2, on peut supposer que les espaces vides dans le jardin de pluie vont se remplir très rapidement et que plus d'eau ne va faire que passer sur le jardin de pluie sans y pénétrer pour l'évènement E1.

Une relation linéaire significative (coefficient de Pearson R) existe entre la période de retour et le pourcentage des eaux arrivant aux jardins qui sont restituées au réseau ($R=0,99$, $p <0,05$). Ce dernier point est présenté à la Figure 5-4. Une correspondance polynomiale forte existe entre la hauteur de pluie et le pourcentage des eaux arrivant aux jardins qui sont restituées au réseau comme le montre la Figure 5-5 ($R=0,94$, $p <0,05$). L'observation de la Figure 5-5 montre un seuil au-delà duquel l'efficacité des jardins de pluie diminue. Ce seuil est entre 10 et 15 mm de hauteur d'eau.

Tableau 5-3: Chemins empruntés par les eaux qui entrent dans les jardins de pluie

	Hauteur de pluie (mm)	Durée de la pluie (min)	Débordement du jardin de pluie (écart type)	Drain (écart type)	Rétention dans le système (écart type)
A1	11,8	314	0% (0)	0% (0)	100% (0)
A2	27,4	1351	2% (0,02)	9% (0)	89% (0,02)
A3	12,9	624	0% (0)	1% (0)	99% (0)
A4	8,6	422	0% (0)	0% (0)	100% (0)
E1	39,8	1143	29% (0,04)	2% (0)	69% (0,04)
E2	3,4	132	0% (0)	0% (0)	100% (0)
E3	13,8	511	0% (0)	0% (0)	100% (0)

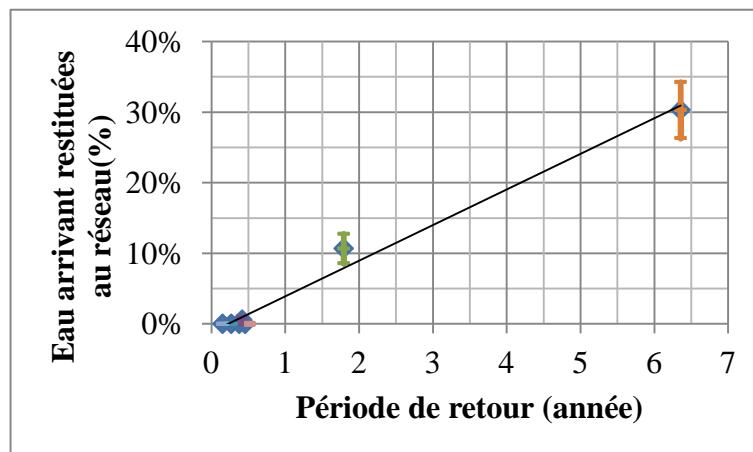


Figure 5-4 : Pourcentage des eaux arrivant aux jardins et qui sont restituées au système en fonction de la période de retour

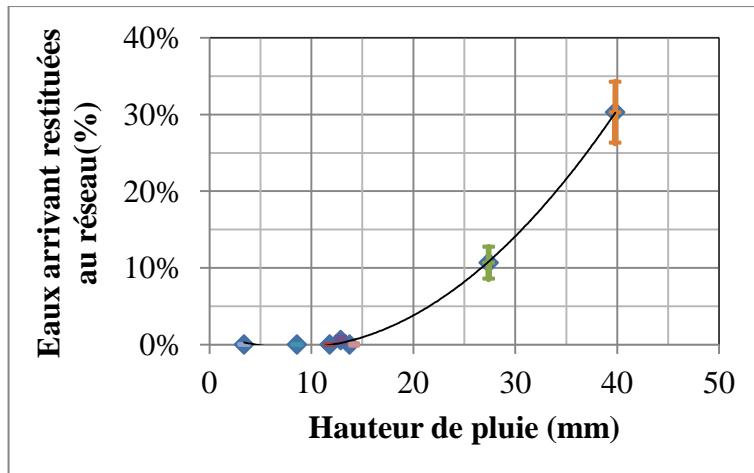


Figure 5-5: Pourcentage des eaux arrivant aux jardins restituées au système en fonction de la hauteur de la pluie

Les résultats du modèle sont cohérents avec les autres études menées sur la bio-rétention : les eaux de ruissellement issues d'un évènement pluvieux faible seront totalement captées par un jardin de pluie alors que pour des évènements plus importants elles vont générer des débordements des jardins ou vont nécessiter l'utilisation du drain. James and Dymond (2012) mentionnent que plus la période de retour va être grande, plus l'efficacité des jardins de pluie va être faible. Davis (2008) et Davis *et al* (2012) ont aussi rapporté qu'il n'y avait pas de débordement ou de débit dans le drain pour les petits évènements. Les mêmes observations ont été faites par Trowsdale et Simcock (2011) : plus l'évènement pluvieux est important, plus la quantité d'eau qui ne fait que ruisseler sur le jardin de pluie (car plus d'eau ne peut s'infiltre dans ce dernier) est grande. Les pourcentages d'eau restituée au réseau trouvés dans notre étude sont cohérents avec la littérature.

Dans l'étude de Debusk et Wyn (2011), 4% des évènements ont donné lieu à un débordement contre 15% pour Davis (2008) et 29% dans notre étude. Les études de Debusk et Wyn et de Davis sont des études de terrain qui ont été faites à l'échelle du jardin de pluie et non pas à l'échelle d'un bassin de drainage comme dans notre étude. De plus, dans notre étude, seuls les évènements pluvieux qui ont provoqué des surverses ont été étudiés, donc un grand nombre de petits évènements qui n'ont pas donné lieu à des surverses n'ont pas été étudiés. Le pourcentage d'évènements qui a mené à une restitution au réseau d'une partie des eaux arrivant au jardin,

dépend du lieu considéré et dépend donc de plusieurs facteurs comme l'hydrologie locale, la pente du terrain, le climat etc.

Le pourcentage annuel d'eau retournée au réseau est de 22% dans le cas de l'étude de Hunt *et al* (2006) alors que ce pourcentage est de 13% pour notre étude. Cette différence est logique puisque nous n'avons pas pris en compte l'effet de la température sur la performance des jardins de pluie, contrairement à l'étude de Hunt *et al* (2006) et que la performance des jardins de pluie est diminuée par temps froid. Davis *et al* (2012) ont mentionné que les jardins de pluie ont une capacité initiale de stockage et de nombreuses études ont rapporté l'importance de l'infiltration et de l'évapotranspiration en ce qui concerne le devenir de l'eau arrivant à un jardin de pluie (DeBusk et Wynn, 2011; Huber *et al.*, 2006; Trowsdale et Simcock, 2011). La saison et les températures ont donc une forte influence sur les performances hydrologiques des jardins de pluie (Hunt *et al.*, 2006). La quantité d'eau retournée au réseau est plus importante à l'hiver qu'à l'été, car l'évapotranspiration est moins importante à l'hiver qu'à l'été (Hunt *et al.*, 2006). L'influence de la saison est importante puisque que le pourcentage d'eau restituée au réseau peut varier de la façon suivante : 7% en été, 15% à l'automne et 54% à l'hiver (Hunt *et al.*, 2006). Dans le cadre de notre étude, nous n'avons pas spécifiquement pris en compte l'influence de la température. Cependant, nous observons aussi une différence de performance en fonction de la saison. Le pourcentage d'eau restituée au réseau par rapport aux volumes arrivant aux jardins de pluie est de 5% à l'automne et de 22% à l'été. Dans le cadre de notre étude, c'est donc à l'automne que les jardins semblent être les plus efficaces, ce qui est contraire aux données de la littérature. Cette différence peut être due aux caractéristiques des événements pluvieux qui ont provoqué des surverses pendant ces deux (2) saisons. Les normales climatiques de 1971 à 2000 pour la région de Montréal montre que les épisodes pluvieux estivaux sont plus intenses (4% des jours durant lesquels il a plu sont des jours avec une hauteur de pluie de plus de 25 mm pour les mois de juillet, aout et septembre alors que ce pourcentage est de seulement 1,5% pour octobre et novembre). De plus, les événements considérés dans notre étude sont uniquement ceux ayant provoqués des surverses alors que dans l'étude de Hunt *et al* (2006) ce sont tous les événements ayant engendrés du ruissellement qui ont été considérés. Les événements estivaux considérés dans notre étude sont donc majoritairement courts, intenses et donc susceptible de dépasser rapidement les capacités de captage des jardins de pluie.

Muthana *et al* (2008) ont conclu que la réduction du débit de point de ruissellement était possible en hiver mais que cette réduction était beaucoup moins élevée que pour les autres saisons (réduction de 27% pour l'hiver contre 42% pour l'ensemble de la période étudiée) ce qui démontre une diminution de la performance hydrologique des jardins de pluie en hiver. Cependant la saison et la température ne sont pas les seuls facteurs à avoir une influence sur la performance des jardins de pluie. Carpenter et Hallam (2010) ont étudié l'influence de la composition du sol utilisé dans le jardin de pluie sur le pourcentage d'eau restituée au réseau. En fonction de cette composition, ce pourcentage peut varier de 8% à 17,5% ce qui montre l'importance de la composition du sol du jardin de pluie sur la performance hydrologique des jardins de pluie.

5.2.2 Impact de la mise en place des jardins de pluie sur le bilan du volume des eaux de ruissellement (analyse faite pour le scénario 100%)

La mise en place de jardins de pluie au maximum des capacités repérées sur le secteur étudié engendrerait une réduction du volume de ruissellement pour l'ensemble du bassin de drainage étudié de 12,7% (pour l'évènement E1) à 19,4% (pour les évènements A1, A4, E2 et E3).

Davis (2008) et James et Dymond (2012) ont aussi trouvé que la mise en place de jardins de pluie pourrait considérablement réduire les volumes des eaux de ruissellement. Dans l'étude de James et Dymond, la possibilité d'atteindre des conditions hydrologiques de pré-développement grâce à l'utilisation de cellules de bio-rétention a aussi été analysée et il a été conclu que, même si l'efficacité des cellules de bio-rétention était importante, elle n'était pas suffisante. D'autres études se sont concentrées sur l'utilisation de jardins de pluie pour collecter les eaux de ruissellement issues des toits. Aad *et al* (2010) ont conclu que cette pratique (collecter les eaux issues du ruissellement des toits) était très efficace puisque les simulations ont montré qu'une réduction de 38% du volume de ruissellement pouvait être atteinte. De plus, une augmentation de la surface des jardins de pluie pourrait totalement atténuer les impacts du ruissellement du toit sur le réseau, en éliminant l'apport au réseau dû au ruissellement des toits. Pitt et Voorhees (2010) ont montré qu'une réduction annuelle de 90% des eaux de ruissellement des toits pouvait être atteinte en fonction du pourcentage de la superficie du toit couverte par des jardins de pluie. Le fait que ces deux (2) études ont trouvé des réductions de volume de ruissellement plus élevées que notre étude est cohérente puisque notre étude a été faite à l'échelle d'un bassin de

drainage et que les jardins de pluie modélisés ne le sont pas pour capter l'ensemble des eaux de ruissellement du secteur étudié contrairement à ces deux (2) études.

Une relation linéaire significative (Pearson R) a été trouvée entre le pourcentage de réduction du volume de ruissellement et la période de retour comme le montre la Figure 5-6 ($R=0,99$, $p <0,05$). Cela est cohérent avec ce qui a été dit précédemment : puisque les jardins de pluie sont plus efficaces pour les petits évènements pluvieux, il est logique de constater que plus l'évènement pluvieux est petit, plus la réduction du volume d'eau de ruissellement est grand. Également, l'observation de la réduction du volume de ruissellement en fonction de la hauteur de pluie (Figure 5-7) montre une correspondance polynomiale ($R=0,94$ et $p <0,05$) et qu'il y a un seuil au-deça duquel l'efficacité des jardins de pluie semble diminuer. Cela veut également dire que, en ce qui concerne notre étude et pour des petits évènements pluvieux, la réduction du volume de ruissellement ne peut pas être plus grande que 20%. Cela est spécifique au site et dépend sûrement de la stratégie de mise en place adoptée pour le secteur étudié.

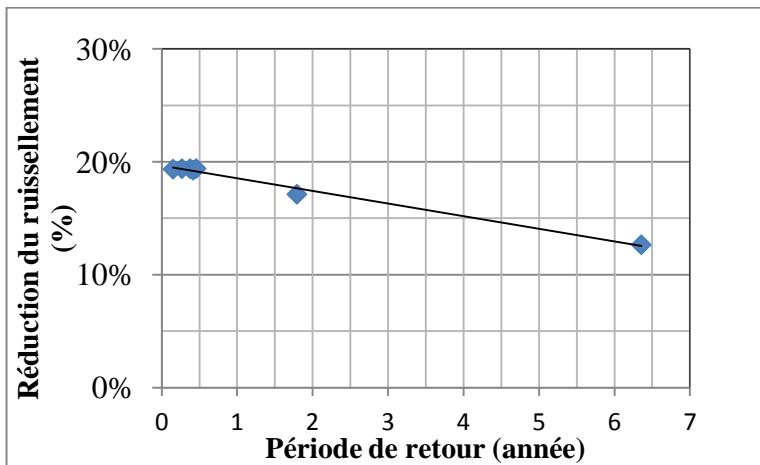


Figure 5-6: Réduction du volume des eaux de ruissellement en fonction de la période de retour

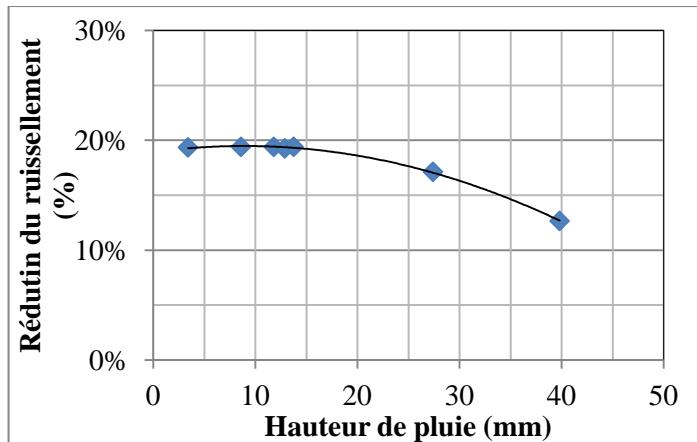


Figure 5-7: Réduction du volume des eaux de ruissellement en fonction de la hauteur de la pluie

Une estimation globale des coûts a été effectuée afin d'évaluer le gain financier éventuel lié à l'installation de jardin de pluie et grâce à la réduction des volumes de ruissellement. Cette estimation compare les gains sur les coûts d'épuration aux coûts de construction et entretien des jardins de pluie (pour une installation des jardins de pluie au maximum des capacités repérées) (Mailhot *et al.*, 2008). L'estimation des coûts d'épuration a été fait en prenant en compte un traitement préliminaire (dégrillage et dessablage), une décantation, un traitement des boues et une désinfection des eaux grâce aux UV (Qasim, 1999). Cette estimation permet juste d'avoir un ordre de grandeur des coûts liés à cette mise en place. Une estimation précise devrait prendre en compte, par exemple, les coûts liés au personnel employé de la station d'épuration, la durée de vie des jardins de pluie et la diminution de l'efficacité de ces jardins avec le temps et la température. L'estimation devrait également prendre en compte le fait que, pour certains événements pluvieux, les jardins de pluie permettent de réduire les caractéristiques des surverses et non de réduire les apports en eau à la station d'épuration. L'analyse financière pour ces événements devrait alors prendre en compte les coûts liés aux jardins de pluie et les coûts liés aux surverses et leurs impacts sur les milieux récepteurs.

Le tableau 5-4 présente les coûts liés à la mise en place et l'entretien des jardins pluies (au maximum des capacités repérées). Il présente également, pour chacun des événements échantillonnes, les coûts que le traitement des eaux captées par les jardins de pluie aurait engendré.

Tableau 5-4: Estimation des coûts

Coût de mise en place et d'entretien des jardins de pluie au maximum des capacités repérées : 174480 \$	Réduction du volume de ruissellement par évènement (m ³)	Coût d'épuration pour les volumes concernés par évènement (\$)
	A1 : 1180	23
	A2 : 2540	49
	A3 : 1280	25
	A4 : 830	16
	E1 : 2980	58
	E2 : 250	5
	E3 : 1380	27

5.2.3 Impacts des jardins de pluie sur les caractéristiques des surverses (quantité et qualité)

Comment attendu, les différents scénarios ont des impacts différents sur les caractéristiques des surverses mais aucune surverse n'est évitée même pour le scénario 100%. Plus il y a de jardins mis en place, moins les surverses sont importantes en termes de volume, débit de pointe, débit moyen et durée. Comme il a déjà été mentionné auparavant, l'efficacité des jardins de pluie est moins importante pour les évènements pluvieux de grande envergure. L'évènement E1, qui est l'évènement avec la pluie la plus importante est celui pour lequel, quelque soit le scénario envisagé, la mise en place jardins de pluie est la moins efficace pour réduire le volume, le débit de pointe, le débit moyen et la durée de la surverse. À l'opposé, l'évènement E2, qui est le plus petit évènement pluvieux, est celui pour lequel la mise en place de jardins de pluie a le plus d'impact sur les caractéristiques des surverses. Si on considère les réductions absolues du volume, c'est l'inverse : la plus grande réduction est pour l'évènement E1 (2269 m³) et la plus

petite pour l'évènement E2 (139 m^3). La Figure 5-8 présente les graphiques pour les évènements A4, E1 et E3 pour les scénarios 0%, 50% et 100%.

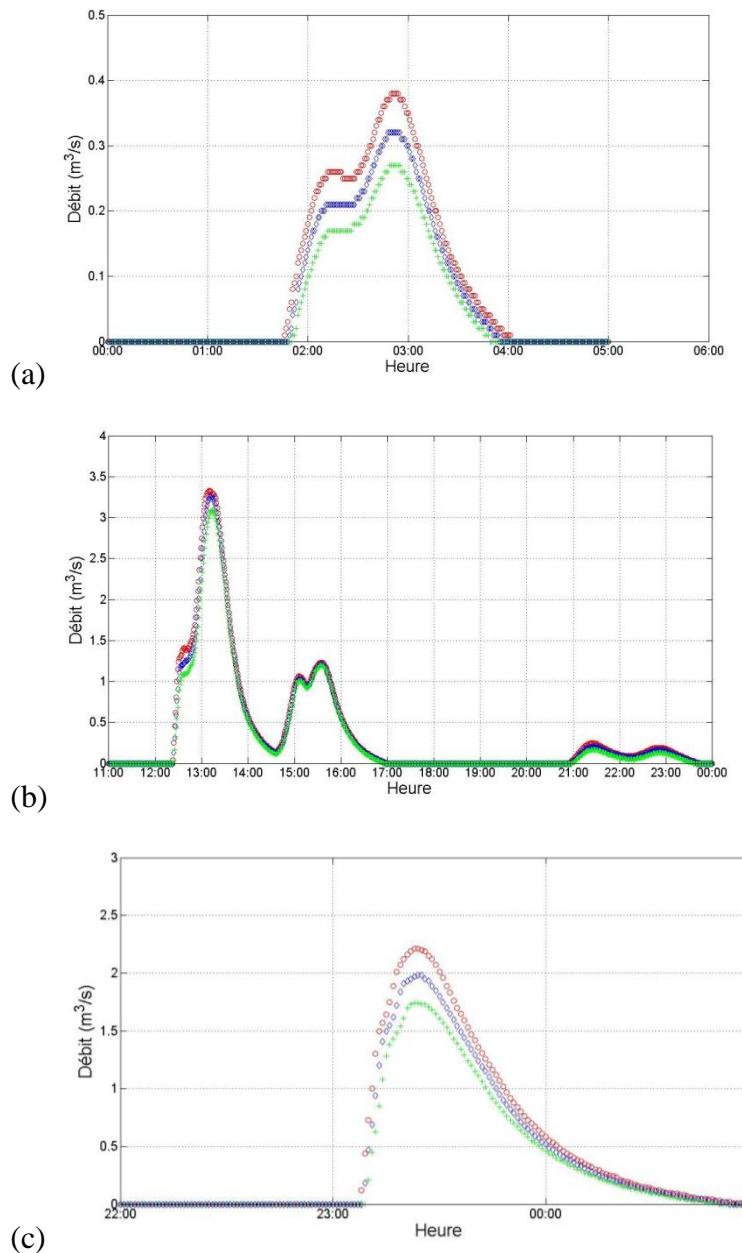


Figure 5-8: Impact de la mise en place de jardins de pluie sur le débit de surverse avant la mise en place de jardins de pluie (●), pour le scénario 50% (◆) et pour le scénario 100% (◆) pour les évènements (a) A4, (b) E1 et (c) E3.

Il y a une forte relation entre le pourcentage des surfaces disponibles utilisées pour mettre en place des jardins (25%, 50%, 75% et 100%) et la réduction du volume, débit pointe, débit

moyen et durée ($R=0,99$, $p\text{-value}<0,05$) pour tous les évènements comme le montrent les Figures 5-9 et 5-10.

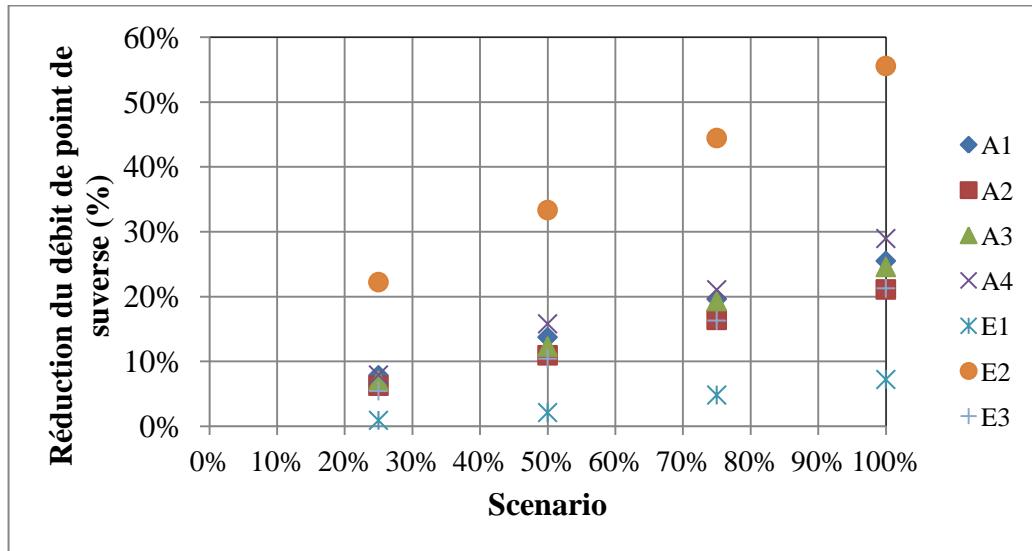


Figure 5-9: Réduction du débit de pointe de surverse en fonction du scénario

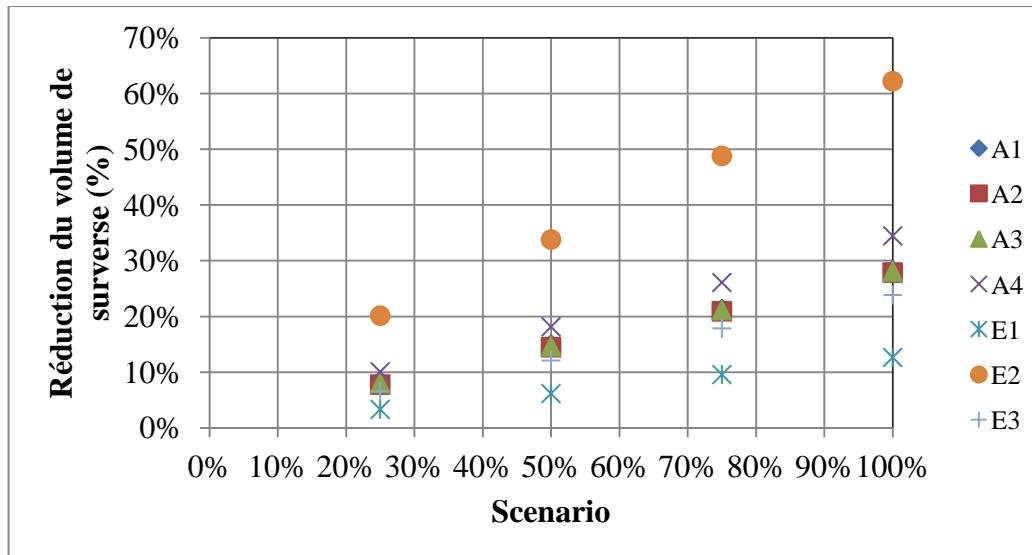


Figure 5-10: Réduction du volume de pointe de surverse en fonction du scénario

Pour le scénario 100%, la réduction de volume est comprise entre 13% et 62% (moyenne de 31%), du débit de pointe entre 7% et 56% (moyenne de 26%), du débit moyen de 11% à 48% (moyenne de 25%) et de la durée de 1% à 28% (moyenne de 10%). Une tendance peut être observée montrant que le pourcentage de réduction du débit de pointe, du volume et du débit moyen est lié à la hauteur de pluie, l'intensité et la hauteur de pluie avant le début de la surverse

et à la période de retour. Une correspondance logarithmique entre la réduction du débit de pointe et la hauteur de pluie ($R^2=0,89$) et la période de retour ($R^2=0,66$) a été observée comme on peut les voir sur la Figure 5-11 et 5-12. Comme il a déjà été vu au préalable, il semble avoir une réduction de l'efficacité des jardins de pluie si l'évènement pluvieux devient plus important.

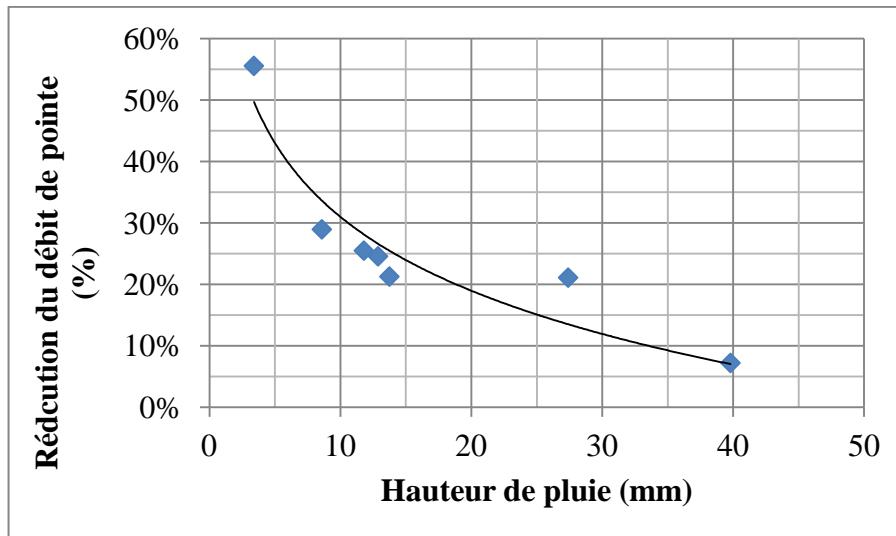


Figure 5-11 : Réduction du débit de pointe en fonction de la hauteur de pluie (scénario 100%)

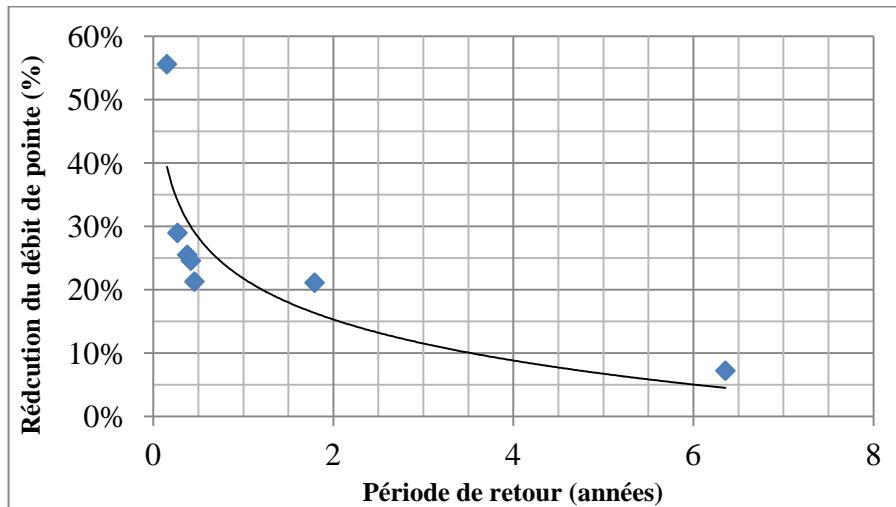


Figure 5-12: Réduction du débit de pointe en fonction de la période de retour (scénario 100%)

Puisque les jardins de pluie ont été modélisés pour pouvoir capter les précipitations d'une hauteur de pluie inférieure à 22 mm, il est cohérent de voir un lien entre la hauteur de pluie et l'impact de la mise en place de jardins de pluie sur les caractéristiques de surverses et plus particulièrement le débit de pointe. Le fait qu'un tel lien soit observé est intéressant puisque, si on prend en compte la qualité de l'eau, il est primordial d'être capable de réduire le débit de

pointe (USEPA, 1999). Les données de terrain ont montré un lien entre le débit de pointe des surverses et l'heure à laquelle la concentration maximale de MES dans les surverses a été observée. Les pointes de *E. coli* et MES sont plus fortement liées aux processus d'accumulation et lessivage des surfaces qu'au processus de dilution des eaux sanitaires. Les pointes de MES sont plus élevées que les concentrations en MES dans les eaux sanitaires. Donc une réduction du débit maximal des surverses pourrait réduire les charges de polluants déversées dans les milieux récepteurs. Cependant, les jardins de pluie permettent une réduction des eaux de ruissellement. Donc si la source principale du polluant considéré est l'accumulation par temps sec et le lessivage des polluants sur les surfaces imperméables alors une réduction de ces concentrations dans les réseaux d'égout peut être attendue. Mais si la source principale du polluant considéré est une dilution des concentrations dans les eaux sanitaires (comme pour les *E. coli*) alors une réduction du volume des eaux de ruissellement pourrait diminuer l'effet de dilution et donc augmenter la concentration dans les eaux de surverses, comme le montre la Figure 5-13.

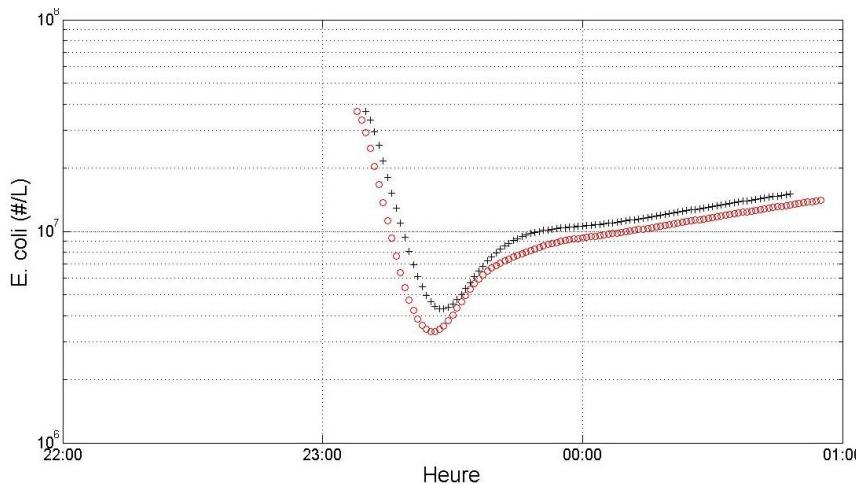


Figure 5-13: Concentration en *E. coli* dans les eaux de surverse pour l'événement E3 avant la mise en place de jardins de pluie (○) et après la mise en place de jardin de pluie (scénario 100%) (+)

De plus, une réduction des volumes de ruissellement va sûrement entraîner une déposition solide dans les égouts plus importante et des événements pluvieux extrêmes, événement pour lesquels les jardins de pluie sont moins efficace, pourraient donc décrocher ces dépôts entraînant des concentrations extrêmes de MES et en polluants attachés aux particules. Une étude a rapporté un abattement négatif pour les coliformes fécaux dans des marais (Smith Jr et Perdek, 2004). Bien

que les raisons pour cet abattement négatif n'aient pas été déterminées, il a été supposé que cela était du à une décharge ponctuelle de coliformes fécaux accumulés dans les marais. C'est pourquoi confondre le processus de déposition solide dans les égouts avec les processus d'accumulation et lessivage en surface devrait être évité.

Madoux-Humery *et al* (2012) ont observé que la fréquence des surverses pour le secteur étudié était élevée pendant la période de la fonte des neiges (qui n'a pas été pris en compte dans notre modèle) et que quelques épisodes de surverse ont eu lieu pendant l'hiver. Donc l'évaluation de la performance des jardins de pluie en fonction de la température et des saisons est importante. Concernant la capacité des jardins de pluie à enlever certains polluants en hiver, Blecken *et al* (2010) ont mené une étude en laboratoire et ont trouvé un abattement de 98% pour les MES et de 92% pour le phosphore sous des conditions hivernales. Muthana *et al* (2007) qui ont mené une étude sur un pilote en Norvège et Blencken *et al* (2011) qui ont mené une étude en laboratoire ont trouvé des abattements assez élevés (entre 46% et 99%) pour les métaux comme le zinc, le cuivre et le plomb sous des conditions hivernales.

5.2.4 Efficacité des jardins de pluie comparée aux autres PGO

Comme mentionné auparavant, les jardins de pluie, tels que modélisés dans cette étude, sont capables de capter 90% des évènements pluvieux de la région et sont efficaces pour réduire les volumes de ruissellement comme rapporté dans la littérature (Ahiablame *et al.*, 2012; Dietz, 2007; O'Connor *et al.*, 1999). Cependant, les jardins de pluie ne sont pas les seules PGO qui ont une efficacité reconnue pour réduire le volume des eaux de ruissellement. Par exemple, la déconnection des toits du réseau a largement été étudiée et son efficacité a été prouvée (Chen *et al.*, 2008; Huber, 2001; Huber et Cannon, 2002; Pitt et Voorhees, 2010). Aad *et al* (2010) ont comparé dans une étude théorique, l'efficacité des jardins de pluie à celle des barils de pluie. Cette étude consistait à étudier la redirection des eaux de ruissellement d'un toit vers un jardin de pluie ou un baril de pluie. Il a été conclu que les jardins de pluie sont plus efficaces pour réduire les volumes des eaux de ruissellement et pour réduire les débits de pointe. Mais les PGO peuvent aussi être utilisées en combinaison : les jardins de pluie peuvent être utilisés pour capter les eaux de débordement des barils de pluie (Aad *et al.*, 2010). Patwardhan *et al* (2005) ont montré en effectuant des simulations qu'une combinaison de PGO (jardins de pluie, toit vert

etc.) peut réduire les volumes de ruissellement de 37% et réduire le nombre de surverses de 46%.

Il serait possible d'étudier la mise en place combinée de plusieurs PGO mais grâce à la simulation d'une seule PGO, nous avons pu voir qu'un grand nombre de PGO serait nécessaire pour éviter ce que la plus petite des surverses pour le secteur étudié. De plus, la réduction du volume de ruissellement (qui est le but des PGO) entraînerait une augmentation dans les concentrations des polluants dans les eaux de surverses, notamment pour les concentrations maximales qui surviennent souvent en même temps que le débit de pointe, débit dont il faut tenir compte dans une démarche de protection des sources d'eau potable.

Un des éléments clés mis en avant par les travaux de recherche est que les objectifs de la gestion des eaux pluviales vont à l'encontre des objectifs de protection des sources d'eau potable. Capter 90% des événements pluvieux ne sera pas utile si les 10% qui ne sont pas captés par les PGO engendrent un danger plus important à cause de l'augmentation des concentrations des contaminants et la réduction minime des débits de pointe et des concentrations de polluants associées à ce débit. Donc les seules options pour gérer les points de surverses situés en amont de prises d'eau potable sont soit d'interdire les surverses soit de traiter ces eaux de ces surverses. Pour cette dernière option, réduire les volumes de surverse est important afin de pouvoir fournir un traitement efficace.

5.3 Conclusions

Les conclusions de ce chapitre sont les suivantes :

- 87% de l'eau arrivant aux jardins de pluie est capté par ces jardins et les jardins de pluie ne sont pas capables de capter la totalité des eaux arrivant pour deux (2) événements sur les sept (7) mesurés.
- La mise en place de jardins de pluie permet de réduire le volume des eaux de ruissellement et le débit de pointe des surverses. Les jardins de pluie sont plus efficaces pour les petits événements. Cependant, aucune surverse ne pourrait être évitée.
- La mise en place de jardins de pluie à différents niveaux (utilisation de 25%, 50%, 75% et 100% des surfaces disponibles pour mettre en place des jardins de pluie) permet de réduire le volume, débit de pointe, débit moyen et durée des surverses. Réduire les débits

de pointe est important pour limiter les impacts des surverses sur les milieux récepteurs. Cependant la mise en place de jardins de pluie a un faible impacts sur les débits de pointe des gros évènements.

- La réduction des volumes de ruissellement pour les petits évènements engendrerait une accumulation accrue des contaminants dans les conduites. Ces contaminants pourraient être remis en suspension lors d'évènements pluvieux plus importants, évènements pour lesquels les jardins de pluie sont peu efficaces, ce qui augmenterait la charge de polluants des surverses et les impacts sur les milieux récepteurs.
- Les objectifs de gestion des eaux pluviales semblent donc être à l'encontre des objectifs de protection des sources d'eau potable. Traiter les eaux de surverse semble être une solution à considérer.

CHAPITRE 6 SYNTHÈSE ET LIMITES

6.1 Synthèse

Le modèle développé est un modèle représentatif de la réalité en termes de débit. Le calage pour les *E. coli* est considéré comme satisfaisant mais pouvant être amélioré en prenant en compte notamment les variations saisonnières des concentrations et la remise en suspension d'*E. coli* attachés aux sédiments présents dans les conduites du réseau. Le calage des MES a montré qu'un phénomène n'est pas totalement pris en compte dans la modélisation. La littérature mentionne que l'apport de MES par la remise en suspension des sédiments présents dans les conduites peut être un phénomène majoritaire. Or ce phénomène n'est pour le moment pas modélisé dans SWMM. Il est donc cohérent d'avoir un modèle, qui de façon générale, sous-estime les concentrations moyennes de MES. Néanmoins, les coefficients de Spearman, Pearson et les graphiques pour les concentrations en MES sont satisfaisants pour l'ensemble des évènements indiquant un calage satisfaisant. La modélisation des cellules de bio-rétention a permis de montrer que les cellules telles que modélisées dans le cadre de cette étude peuvent capter 90% des évènements pluvieux de la région. Le débordement des cellules ou l'évacuation des eaux par le drain n'ont lieu que pour les 10% restant (pour les évènements de plus de 22 mm). Sur l'ensemble des évènements simulés et des cellules implantées, 87% des eaux acheminées aux cellules sont captés par ces cellules et ne sont donc pas retournés au réseau. Une forte relation linéaire a été observée entre la période de retour des évènements pluvieux et le pourcentage des eaux acheminées aux cellules remis au réseau. Pour le secteur étudié, il existe une hauteur de pluie située entre 10 et 15 mm au-delà de laquelle l'efficacité des jardins de pluie diminue. L'implantation des cellules de bio-rétention permet de réduire considérablement la quantité des eaux de ruissellement et cette réduction est fortement liée à la période de retour des évènements pluvieux. Concernant les caractéristiques des surverses, la mise en place de cellules de bio-rétention permet de diminuer le volume total, le débit de pointe, le débit moyen et la durée des surverses. La plus forte relation a été observée entre la réduction du débit maximal et la hauteur de pluie de l'évènement pluvieux.

La saison d'utilisation (été ou hiver) et la composition du sol utilisé pour les cellules auront une influence sur les performances hydrauliques des cellules. Les jardins de pluie sont plus efficaces

pour les petits évènements de pluie que pour les grands évènements de pluie. Il peut donc y avoir une accumulation solide dans les égouts, accumulation qui pourrait être remise en suspension (et donc augmenter la concentration en MES dans les eaux) lors des gros évènements pluvieux puisque que pour ces évènements, les jardins de pluie ont peu d'influence sur les caractéristiques des surverses. De plus, les concentrations en *E. coli* dans les surverses pourraient être plus importantes car les eaux sanitaires seraient moins diluées. Ainsi les PGO ne sont pas une protection efficace pour la protection des sources d'eau potable et, afin d'assurer une protection de ces sources situées en aval de points de surverse, il faut soit interdire les surverses soit combiner les PGO à des technologies de traitement des eaux de surverse.

6.2 Limites

Plusieurs limites à la recherche présentée dans ce mémoire existent. Tout d'abord, il y a une incertitude sur certaines données de terrain. Cette incertitude non négligeable sur les mesures de terrain du débit peut aller jusqu'à 25%. Pour l'évènement A3, l'une des deux (2) sondes permettant de déterminer le débit n'a pas fonctionné et les données manquantes de débit utilisées dans le cadre du projet ont été en partie extrapolées à partir des données mesurées disponibles. Les mesures de MES et *E. coli* n'ont pas été échantillonnées au même pas de temps que les valeurs simulées. Cela pourrait, par exemple, expliquer les différences de délai observées entre la valeur maximale de *E.coli* mesurée ou simulée pour certains évènements. Enfin la précision sur les mesures de débit n'est pas la même pour le terrain et pour les simulations puisque les mesures effectuées sur le terrain ont une précision au millième de millième près (il s'agit d'une précision au millième près pour des mesures en L/s) alors que les valeurs simulées ont une précision au centième près en m³/s.

Il existe également des limites aux hypothèses posées pour faire la modélisation du secteur. Le réseau d'égout est en réalité à la fois unitaire et pseudo-séparatif. Pour simplifier la modélisation, il a été considéré que le réseau était unitaire et séparatif. Afin de préciser le modèle, il serait intéressant de modéliser avec précision le réseau pseudo-séparatif. De même il a été considéré que le débordement au niveau du trop-plein se faisait au delà d'un débit maximal. Cependant, dans la réalité, le débordement se fait à partir d'une hauteur fixe. La simplification de considérer un débit fixe plutôt qu'une hauteur fixe se base sur la supposition que comme le débit est régulé en amont, la vitesse sera sûrement constante. Mais il serait utile

de faire des analyses complémentaires au niveau de l'ouvrage de surverse pour évaluer la justesse de cette hypothèse. De plus, la détermination du débit maximal au-delà duquel il y a surverse a été faite en utilisant un jeu initial de paramètres de SWMM, jeu qui, après calage du débit, a été modifié. Avec le jeu initial de paramètre, le débit maximal limite a été évalué à 0,2 m³/s. Avec le jeu optimal de paramètres, cette valeur a été évaluée à 0,19 m³/s. De plus, il existe des limites dues au modèle. Par exemple, la modélisation de SWMM pour la qualité des eaux n'est pas parfaite : non prise en compte de la sédimentation et de la remise en suspension des dépôts présents dans les réseaux, concentration des polluants dans la pluie considérée comme constante etc.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS, RECOMMENDATIONS ET PERSPECTIVES

7.1 Conclusions

Ce projet a permis de mettre en évidence l'importance de la calibration des modèles avec des données de terrain mais surtout de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de la remise en suspension des particules dans les réseaux d'égout pour pouvoir prédire avec précision la charge de MES transportée dans ces réseaux. La mise en place de jardins de pluie permet de réduire les volumes de ruissellement et les caractéristiques des surverses (volume, débit de pointe, débit moyen et durée des surverses) mais les jardins de pluie sont moins efficaces pour les gros évènements, ce qui pourraient entraîner une remise en suspension dans les égouts de contaminants lors d'évènements pluvieux plus importants, ce qui augmenterait la charge de polluants des surverses et les impacts sur les milieux récepteurs. Les jardins de pluie ne peuvent donc constituer à eux seuls une protection efficace pour les prises d'eau potable situées en aval de point de surverse puisque les contaminants d'intérêt ne proviennent pas majoritairement du ruissellement des aires de stationnement. Pour offrir une protection efficace, les jardins de pluie, et de façon plus générale les PGO, doivent être combinées à un traitement des eaux de surverses ou les surverses doivent être interdites.

7.2 Recommandations

Lors de l'utilisation du modèle il est important de considérer que le calage effectué est un calage global qui permet d'avoir une vision d'ensemble de la réponse du réseau modélisé face à des évènements pluvieux.

7.3 Perspectives

Des améliorations pourraient être apportées au modèle :

- Un nouveau calage du débit en faisant les simulations pour plus d'évènements. Des données de débit brutes sont en effet disponibles et leur traitement pourrait permettre de compléter le calage effectué.

- La modélisation précise du réseau pseudo-séparatif permettrait une représentation plus réelle du secteur étudié.
- La prise en compte de la remise en suspension des sédiments dans les conduites pourrait faire l'objet de travaux majeurs permettant d'améliorer la simulation de la qualité avec SWMM.
- La prise en compte des variations saisonnières dans les concentrations de *E. coli* pourrait faire l'objet d'une campagne d'échantillonnage afin d'avoir une meilleure connaissance des variations de *E. coli* dans les eaux sanitaires.
- Une confirmation expérimentale des résultats obtenus pour les performances des cellules de bio-rétention pourrait permettre de valider la modélisation de ces cellules.

Le modèle tel que calé actuellement peut avoir différentes utilisations :

- Des simulations continues en climat futur pourraient permettre d'évaluer l'augmentation de la fréquence des surverses en climat futur.
- Le modèle actuel peut permettre d'évaluer l'impact (en terme de % d'augmentation de débit, de concentration de *E. coli* et de concentration de MES) des changements climatiques sur les caractéristiques des surverses en gardant en tête les imprécisions du modèle sur la qualité, principalement pour les MES.
- La modélisation des performances des cellules de bio-rétention en termes d'abattement des polluants présents dans les eaux de ruissellement est une suite logique du travail effectué jusqu'à présent.

RÉFÉRENCES

- Aad, M. P. A., Suidan, M. T., & Shuster, W. D. (2010). Modeling techniques of best management practices: Rain barrels and rain gardens using EPA SWMM-5. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 434-443.
- Ahiablame, L. M., Engel, B. A., & Chaubey, I. (2012). Effectiveness of low impact development practices: Literature review and suggestions for future research. *Water, Air, and Soil Pollution*, 223(7), 4253-4273.
- Alexander, L. V., Zhang, X., Peterson, T. C., Caesar, J., Gleason, B., Klein Tank, A. M. G., Haylock, M., Collins, D., Trewin, B., Rahimzadeh, F., Tagipour, A., Rupa Kumar, K., Revadekar, J., Griffiths, G., Vincent, L., Stephenson, D. B., Burn, J., Aguilar, E., Brunet, M., Taylor, M., New, M., Zhai, P., Rusticucci, M., & Vazquez-Aguirre, J. L. (2006). Global observed changes in daily climate extremes of temperature and precipitation. *J. Geophys. Res.*, 111(D5), D05109.
- Allard, M., Bourque, A., Chaumont, D., DesJarlais, C., Gosselin, P., Houle, D., Larrivée, C., Lease, N., Roy, R., Savard, J.-P., Turcotte, R., & Villeneuve, C. (2010). *Ouranos : Savoir s'adapter aux changements climatiques*. Montréal.
- Andres-Domenech, I., Montanari, A., & Marco, J. B. (2012). Efficiency of Storm Detention Tanks for Urban Drainage Systems under Climate Variability. [Article]. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, 138(1), 36-46.
- ARC and GDNR. (2001). *Georgia Stormwater Management Manual : Volume 2 - Technical Handbook*: Atlanta Regional Commission and Georgia Department of Natural Resources - Environmental Protection Division Atlanta, Georgia.
- Berggren, K., Olofsson, M., Viklander, M., Svensson, G., & Gustafsson, A. M. (2012). Hydraulic Impacts on Urban Drainage Systems due to Changes in Rainfall Caused by Climatic Change. [Article]. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(1), 92-98.
- Blecken, G. T., Marsalek, J., & Viklander, M. (2011). Laboratory study of stormwater biofiltration in low temperatures: Total and dissolved metal removals and fates. [Article]. *Water Air and Soil Pollution*, 219(1-4), 303-317.
- Blecken, G. T., Zinger, Y., Deletic, A., Fletcher, T. D., Hedstrom, A., & Viklander, M. (2010). Laboratory study on stormwater biofiltration nutrient and sediment removal in cold temperatures. *Journal of Hydrology*, 394(3-4), 507-514.
- Bolduc, S. (2010). *Gestion des eaux pluviales et adaptation aux changements climatiques : Le cas d'un secteur de la Ville de Montréal*. Unpublished M.Sc.A, Université du Québec, Institut national de la recherche scientifique, Centre Eau, Terre et Environnement, Québec, Canada.
- Bourque, A., & Simonet, G. (2008). Chap 5 - Québec. In D. S. Lemmen, F. J. Warren, J. Lacroix & E. Bush (Eds.), *Vivre avec les changements climatiques au Canada : édition 2007* (pp. 171-226). Ottawa (Ontario).

- Brière, F. G. (2012). *Distribution et Collecte des Eaux*. Montréal: Presses Internationales de l'École Polytechnique de Montréal.
- Brown, R. (2005). Impediments to integrated urban stormwater management: The need for institutional reform. *Environmental Management*, 36(3), 455-468.
- Butler, D., & Davies, J. W. (2011). *Urban Drainage*. London: Spoon Press.
- Carpenter, D. D., & Hallam, L. (2010). Influence of planting soil mix characteristics on bioretention cell design and performance. [Article]. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 404-416.
- Casadio, A., Maglionico, M., Bolognesi, A., & Artina, S. (2010). Toxicity and pollutant impact analysis in an urban river due to combined sewer overflows loads. *Water Science and Technology*, 61(1), 207-215.
- Chen, M., Shyamprasad, S., Heineman, M., & Carter, C. S. (2008). Representation of non-impervious area in SWMM. *Reliable Modeling of Urban Water Systems*.
- Cheng, M.-S., Coffman, L. S., Zhang, Y., Riverson, J., & Zhen, J. (2004). *BMP model for Low-Impact Development*. Paper presented at the Proceedings of World Water and Environmental Resources Congress 2004.
- D'Aoust, S., Julien, L., & Comeau, A. (2012). CSO control in a changing climate: A practical approach to planning design. *Journal of New England Water Environment Association*, 46(1), 39-48.
- Damodaram, C. (2010). *Simulating and optimizing storm water management strategies in an urban watershed*. Unpublished M.Sc.A, Texas A&M University, College Station.
- Davis, A. P. (2008). Field performance of bioretention: Hydrology impacts. [Article]. *Journal of Hydrologic Engineering*, 13(2), 90-95.
- Davis, A. P., Hunt, W. F., Traver, R. G., & Clar, M. (2009). Bioretention technology: Overview of current practice and future needs. [Article]. *Journal of Environmental Engineering*, 135(3), 109-117.
- Davis, A. P., & McCuen, R. H. (2005). *Stormwater Management for Smart Growth*. New York: Springer.
- Davis, A. P., Traver, R. G., Hunt, W. F., Lee, R., Brown, R. A., & Olszewski, J. M. (2012). Hydrologic Performance of Bioretention Storm-Water Control Measures. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(5), 604-614.
- DeBusk, K. M., & Wynn, T. M. (2011). Storm-water bioretention for runoff quality and quantity mitigation. [Article]. *Journal of Environmental Engineering*, 137(9), 800-808.
- Delleur, J. W. (2003). The evolution of urban hydrology: Past, present, and future. [Editorial Material]. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 129(8), 563-573.
- Dietz, M. (2007). Low Impact Development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water, Air, & Soil Pollution*, 186(1), 351-363.
- Diffenbaugh, N., Pal, J., Trapp, R., & Giorgi, F. (2005). Fine-scale processes regulate the response of extreme events to global climate change. *PNAS*, 102(44), 15774-15778.

- Dorner, S. M., Anderson, W. B., Slawson, R. M., Kouwen, N., & Huck, P. M. (2006). Hydrologic modeling of pathogen fate and transport. *Environmental Science and Technology*, 40(15), 4746-4753.
- Dugué, M. (2010). *Conception d'un jardin de pluie : théorie et étude de cas*. Unpublished ressource électronique, École polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- Edberg, S. C., Rice, E. W., Karlin, R. J., & Allen, M. J. (2000). Escherichia coli: The best biological drinking water indicator for public health protection. *Journal of Applied Microbiology*, 88, 106S-116S.
- El Samrani, A. G., Lartiges, B. S., & Villieras, F. (2008). Chemical coagulation of combined sewer overflow: Heavy metal removal and treatment optimization. *Water Research*, 42(4-5), 951-960.
- Environmental Services City of Portland. (2012). Downspout Disconnection Program. Retrieved 7 Février, 2012, from <http://www.portlandonline.com/bes/index.cfm?c=54651>
- Eriksson, E. (2002). *Potential and problems related to reuse of water in households*. Unpublished Ph.D, Technical University of Denmark, Kgs. Lyngby.
- Eriksson, E., Baun, A., Scholes, L., Ledin, A., Ahlman, S., Revitt, M., Noutsopoulos, C., & Mikkelsen, P. S. (2007). Selected stormwater priority pollutants - a European perspective. *Science of the Total Environment*, 383(1-3), 41-51.
- Ermilio, J. R. (2005). *Characterization study of a bio-infiltration stormwater BMP*. Unpublished M.Sc.A, Villanova University, Villanova.
- Field, R., Borst, M., O'Connor, T., Stinson, M. K., Fan, C.-Y., Perdek, J. M., & Sullivan, D. (1998). Urban wet-weather flow management : Research directions. *Journal Of Water Resources Planning And Management*.
- Field, R., Sullivan, D., & Tafuri, A. N. (2003). *Management of Combined Sewer Overflows*. Boca Ranton, Florida, USA: Lewis Publishers, CRC Press.
- Gasperi, J., Gromaire, M. C., Kafi, M., Moilleron, R., & Chebbo, G. (2010). Contributions of wastewater, runoff and sewer deposit erosion to wet weather pollutant loads in combined sewer systems. *Water Research*, 44(20), 5875-5886.
- Gromaire-Mertz, M. C., Garnaud, S., Gonzalez, A., & Chebbo, G. (1999). Characterisation of urban runoff pollution in Paris. *Water Science and Technology*, 39(2), 1-8.
- Herrick, E. E., & Jenkins, J. R. (1995). *Stormwater Runoff and Receiving Systems : Impact, Monitoring, and Assessment*. Boca Raton, Florida, USA: CRC Lewis Publishers.
- Huber, W. C. (2001). *New options for overland flow routing in SWMM*. Paper presented at the Urban Drainage Modeling, Orlando, FL, United states.
- Huber, W. C., & Cannon, L. (2002). *Modeling non-directly connected impervious areas in dense neighborhoods*. Paper presented at the Global Solutions for Urban Drainage, Portland, OR, United states.
- Huber, W. C., Cannon, L., & Stouder, M. (2006). *BMP modeling concepts and simulation*. Washington: United States Environmental Protection Agency.

- Hunt, W. F., Jarrett, A. R., Smith, J. T., & Sharkey, L. J. (2006). Evaluating bioretention hydrology and nutrient removal at three field sites in North Carolina. [Article]. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 132(6), 600-608.
- Hunt, W. F., Smith, J. T., Jadlocki, S. J., Hathaway, J. M., & Eubanks, P. R. (2008). Pollutant removal and peak flow mitigation by a bioretention cell in Urban Charlotte, N.C. *Journal of Environmental Engineering*, 134(5), 403-408.
- IPCC. (2007). *Climate Change 2007 : Synthesis Report*.
- James, M. B., & Dymond, R. L. (2012). Bioretention hydrologic performance in an urban stormwater network. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(3), 431-436.
- James, W. (1998). *Advances in Modeling the Management of Stormwater Impacts. Volume 6*. Guelph, Ont.: Computational Hydraulics International.
- James, W. (2012, 2002). 661 module 02. *Web site of University of Guelph*, Retrieved August, 2012, from <http://www.soe.uoguelph.ca/webfiles/wjames/homepage/Teaching/661/wj661M7W00.html>
- Kayhanian, M., Singh, A., Suverkropp, C., & Borroum, S. (2003). Impact of annual average daily traffic on highway runoff pollutant concentrations. [Article]. *Journal of Environmental Engineering*, 129(11), 975.
- Lexington-Fayette Urban County Government. (2005). *Stormwater Manual*. Lexington, Kentucky.
- Madoux-Humery, A.-S., Dorner, S., Sauvé, S., Aboufadel, K., Galarneau, M., Servais, P., & Prévost, M. (2011, Sept. 18-23, 2011). *Characterization of Combined Sewer Overflows (CSOs) and evaluation of their impacts on urban waters*. Paper presented at the 15th International Conference on Diffuse Pollution and Eutrophication, Rotura, New Zealand.
- Madoux-Humery, A.-S., Dorner, S., Sauvé, S., Aboufadel, K., Galarneau, M., Servais, P., & Prévost, M. (2012). Temporal variability of combined sewer overflows contaminants : Evaluation of wastewater micropollutants as tracers of fecal contamination. Unpublished Article. École Polytechnique de Montréal.
- Mailhot, A., Bolduc, S., Duchesne, S., & Villeneuve, J. (2008). *Adaptation aux changements climatiques (cc) en matière de drainage urbain au Québec : Revue de littérature et analyse critique des mesures de contrôle à la source*. Québec: La Ville de Montréal.
- Mailhot, A., Duchesne, S., Caya, D., & Talbot, G. (2007). Assessment of future change in intensity-duration-frequency (IDF) curves for Southern Quebec using the Canadian Regional Climate Model (CRCM). *Journal of Hydrology*, 347(1-2), 197-210.
- Manning, M. J., Sullivan, R. H., & Kipp, T. M. (1977). *Nationwide evaluation of combined sewer overflows and urban stormwater discharges. Volume III: Characterization of discharges* (No. 68-03-0283). Cincinnati, Ohio, USA: United States Environmental Protection Agency.
- Marsalek, J., & Chocat, B. (2002). *International report: Stormwater management*.
- Marsalek, J., & Schreier, H. (2009). Innovation in stormwater management in Canada: the way forward. *Water Quality Research Journal of Canada*, 44(1), v-x.

- Matel, L. J. (2010). An urban approach to LID. *Civil Engineering*, 80(9), 64-69.
- MDDEP. (2011). *Guide de gestion des eaux pluviales*: Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT).
- Metcalf and Eddy Inc. (2003). *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse (Fourth Edition)*. New York, USA: McGraw Hill, Inc.
- Montaldo, F., Behr, C., Alfredo, K., Wolf, M., Arye, M., & Walsh, M. (2007). Rapid assessment of the cost-effectiveness of low impact development for CSO control. *Landscape and Urban Planning*, 82(3), 117-131.
- Muthanna, T. M., Viklander, M., Gjesdahl, N., & Thorolfsson, S. T. (2007). Heavy metal removal in cold climate bioretention. *Water, Air, and Soil Pollution*, 183(1-4), 391-402.
- Muthanna, T. M., Viklander, M., & Thorolfsson, S. T. (2008). Seasonal climatic effects on the hydrology of a rain garden. *Hydrological Processes*, 22(11), 1640-1649.
- Nie, L., Lindholm, O., Lindholm, G., & Syversen, E. (2009). Impacts of climate change on urban drainage systems – a case study in Fredrikstad, Norway. *Urban Water Journal*, 6(4), 323-332.
- O'Connor, T., Field, D., Rovansek, R., Pitt, R., Clark, S., & Lama, M. (1999). Urban wet-weather flow. *Water Environment Research*, 71, 559-583.
- Passerat, J., Ouattara, N. K., Mouchel, J.-M., Rocher, V., & Servais, P. (2011). Impact of an intense combined sewer overflow event on the microbiological water quality of the Seine River. *Water Research*, 45(2), 893-903.
- Patwardhan, A. S., Hare, J. T., Jobes, T., & Medina, D. (2005). *Analyzing potential benefits of low impact development in reducing combined sewers overflows*. Paper presented at the Proceedings of World Water and Environmental Resources Congress 2005.
- Patz, J. A., Vavrus, S. J., Uejio, C. K., & McLellan, S. L. (2008). Climate change and waterborne disease risk in the great lakes region of the U.S. *American Journal of Preventive Medicine*, 35(5), 451-458.
- Pitt, R., & Bozeman, M. (1982). *Sources of urban runoff pollution and its effects on an urban creek*. Cincinnati, Ohio, USA: United States Environmental Protection Agency.
- Pitt, R., & Voorhees, J. (2010). *Integrated modeling of green infrastructure components in an area served by combined sewers*. Paper presented at the Proceedings of Watershed Management Conference 2010: Innovations in Watershed Management under Land Use and Climate Change, Madison, WI, United states.
- Qasim, S. R. (1999). *Wastewater treatment plants : planning, design and operation*: Lancaster, Penns. : Technomic Publishing, c1999.
- Roesner, L. A., Bledsoe, B. P., & Brashear, R. W. (2001). Are best-management-practice criteria really environmentally friendly ? . [Article; Proceedings Paper]. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, 127(3), 150-154.
- Rossman, L. A. (2009). *Storm water management model user's manual (Version 5.0)*. Cincinnati, Ohio, USA: United States Environmental Protection Agency (USEPA).

- Roy-Poirier, A., Champagne, P., & Filion, Y. (2010). Review of bioretention system research and design: Past, present, and future. *Journal of Environmental Engineering*, 136(9), 878-889.
- Schroeder, K., Riechel, M., Matzinger, A., Rouault, P., Sonnenberg, H., Pawlowsky-Reusing, E., & Gniress, R. (2011). Evaluation of effectiveness of combined sewer overflow control measures by operational data. [Article]. *Water Science and Technology*, 63(2), 325-330.
- Semadeni-Davies, A., Hernebring, C., Svensson, G., & Gustafsson, L.-G. (2008). The impacts of climate change and urbanisation on drainage in Helsingborg, Sweden: Combined sewer system. *Journal of Hydrology*, 350(1-2), 100-113.
- Siddique, M. R. (2008). *LID in regulatory water pollution control programs: the district of columbia experience* Paper presented at the Proceedings of the 2008 International Low Impact Development Conference
- Smith Jr, J. E., & Perdek, J. M. (2004). Assessment and management of watershed microbial contaminants. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 34(2), 109-139.
- Spatari, S., Yu, Z., & Montalto, F. A. (2011). Life cycle implications of urban green infrastructure. *Environmental Pollution*, 159(8-9), 2174-2179.
- Struck, S. D., Carter, S., Brescol, J., Christian, D., Hufnagel, C., & Sim, Y. (2011). *Applying low impact development practices to meet multiple objectives: case studies*. Paper presented at the Proceedings of the 2011 World Environmental and Water Resources Congress
- Sullivan, M., Busiek, B., Whitlow, H., Meredith, U., Molloy, J., & Deutsch, B. (2008). *Enhancement of the green build-out model to quantify stormwater reduction benefits in Washington, DC*. Paper presented at the Proceedings of the 2008 International Low Impact Development Conference.
- Tallon, P., Magajna, B., Lofranco, C., & Leung, K. T. (2005). Microbial indicators of faecal contamination in water : A current perspective. *Water Air and Soil Pollution*, 166(1-4), 139-166.
- The Prince George's County. (2007). *Bioretention Manual*. Maryland: Environmental Services Division Department of Environmental Resources.
- Trenberth, K. E. (2011). Changes in precipitation with climate change. [Article]. *Climate Research*, 47(1-2), 123-138.
- Trowsdale, S. A., & Simcock, R. (2011). Urban stormwater treatment using bioretention. *Journal of Hydrology*, 397(3-4), 167-174.
- USEPA. (1977). *Nationwide evaluation of combined sewer overflows and urban stormwater discharge - Volume II : Cost assessment and Impacts*. Cincinnati, Ohio, USA.
- USEPA. (1983). *Results of the nationwide urban runoff program : Volume I - Final report*. Washington, DC, USA.
- USEPA. (1997). *1996 Clean water needs survey report to congress*. Washington, DC, USA.

- USEPA. (1999). *Preliminary data summary of urban storm water Best Management Practices*. Washington, DC, USA.
- USEPA. (2002). *Report to Congress on implementation and enforcement of the CSO control policy*.
- USEPA. (2004). *Report to Congress on impacts and control of combined sewer overflows and sanitary sewer overflows*. Washington, DC, USA: Office of Water.
- USEPA. (2008). *A screening assesment of the Potential Impacts of Climate Change on Combined Sewer Overflow (CSO) Mitigation in the Great Lakes and New England Regions*. Washington, DC, USA.
- USEPA. (2009). *Stormwater Management Model-Application manual*. Cincinnati, Ohio, USA.
- Ville de Montréal. (2012). L'eau de Montréal - Type de réseaux de Montréal. Retrieved 13 octobre 2011, from http://ville.montreal.qc.ca/portal/page?_pageid=6497,54247570&_dad=portal&_schema=PORTAL
- Vincent, L. A., & Mekis, É. (2006). Changes in daily and extreme temperature and precipitation indices for Canada over the Twentieth Century. *Atmosphere-Ocean*, 44(2), 177-193.
- Walsh, C. J., Roy, A. H., Feminella, J. W., Cottingham, P. D., Groffman, P. M., & Morgan, R. P. (2005). The urban stream syndrome: Current knowledge and the search for a cure. [Article; Proceedings Paper]. *Journal of the North American Benthological Society*, 24(3), 706-723.
- Wanielista, M. P. (1978). *Stormwater Management : Quantity and Quality*. Ann Arbor, Mich.: Ann Arbor Science Publishers.
- Wastewater Planning Users Group. (2002). *Code of practice for the hydraulic modelling of sewer systems, version 3.0*. Wapug Comittee, Londres.
- Watt, W. E., Waters, D., & McLean, R. (2003). *Climate variability and urban stormwater infrastructure in Canada: Context and case studies*. (Toronto-Niagara Region Study Report and Working Paper Series No. Report 2003-1): Meteorological Service of Canada, Waterloo, Ontario.
- Wu, J. Y., Rees, P., Storrer, S., Alderisio, K., & Dorner, S. (2009). Fate and transport modeling of potential pathogens: The contribution from sediments. *Journal of the American Water Resources Association*, 45(1), 35-44.
- Zhen, J., Shoemaker, L., Riverson, J., Alvi, K., & Cheng, M.-S. (2006). BMP analysis system for watershed-based stormwater management. *Journal of Environmental Science and Health-Part A*, 41, 1391-1403.

ANNEXE 1 – Pluies de conception SEA et triangulaires

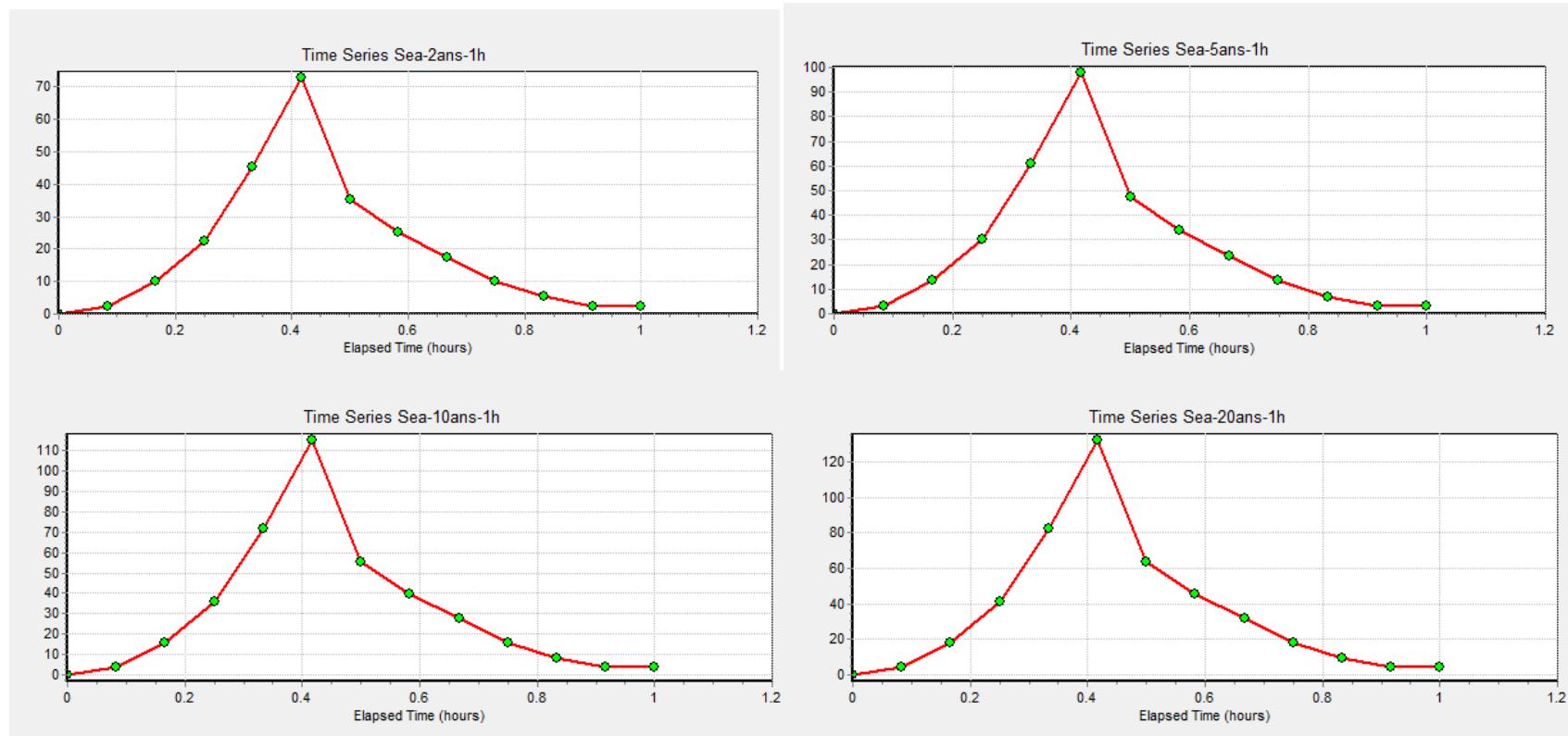


Figure 7-1: Pluies de conception SEA

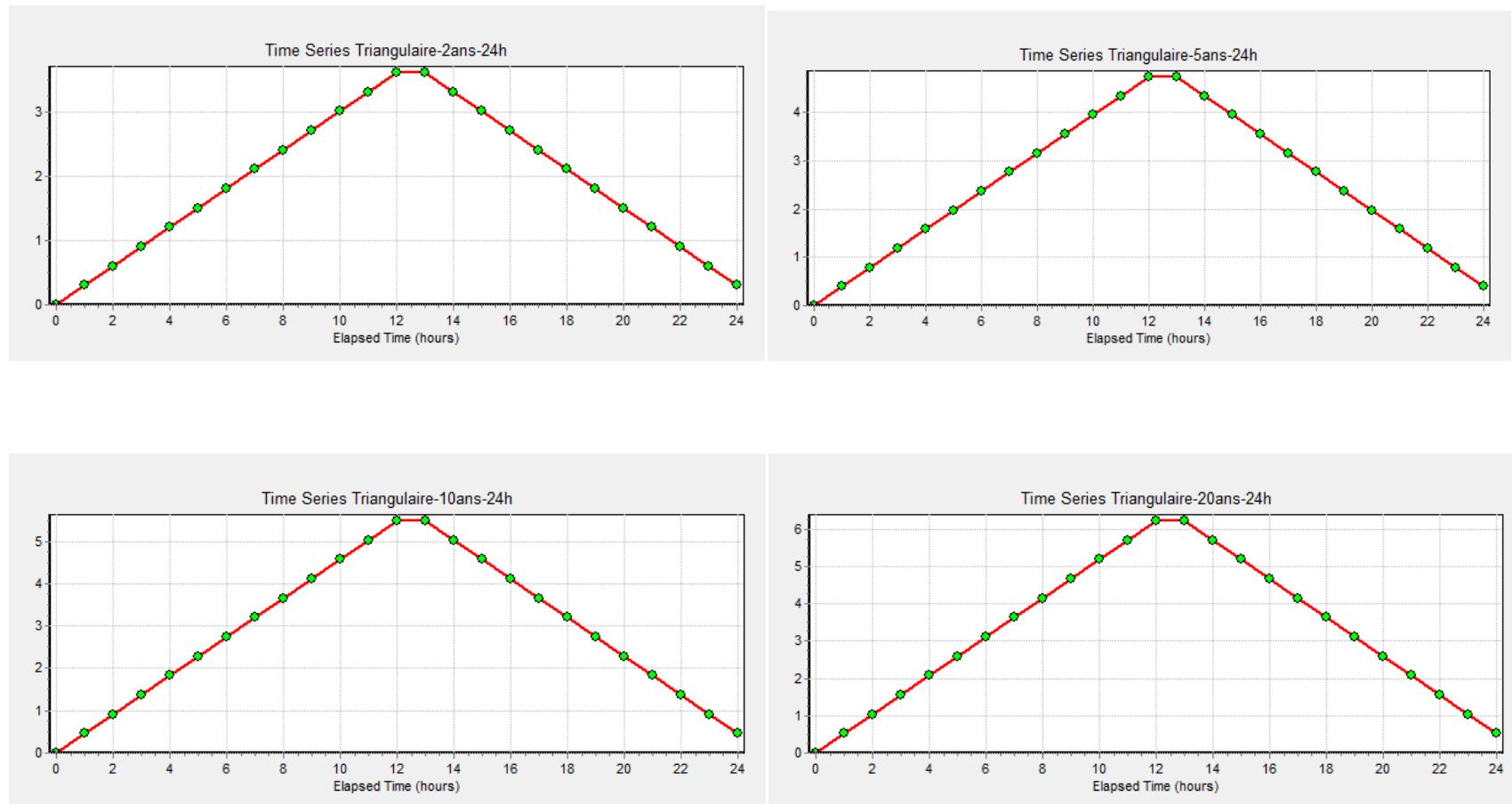


Figure 7-2: Pluies de conception triangulaires

ANNEXE 2 – Détermination du débit maximal avant surverse

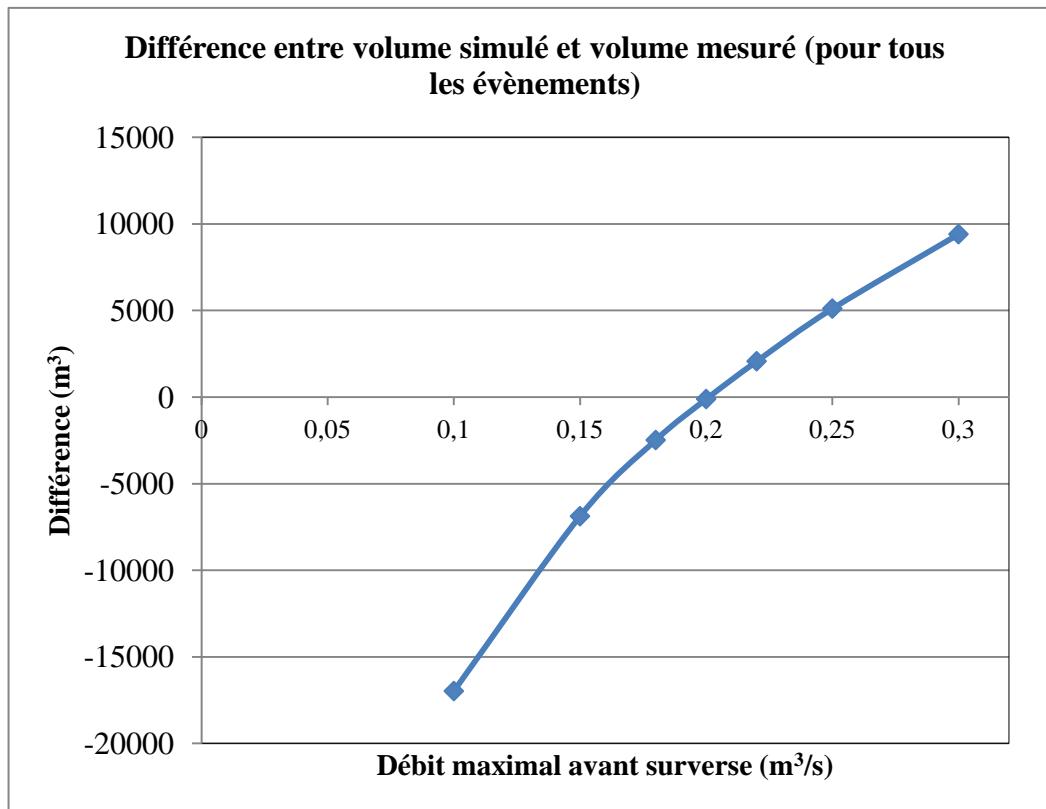


Figure 7-3: Détermination du débit maximal avant surverse

ANNEXE 3 – Boîtes à moustache obtenus pour le calage du débit

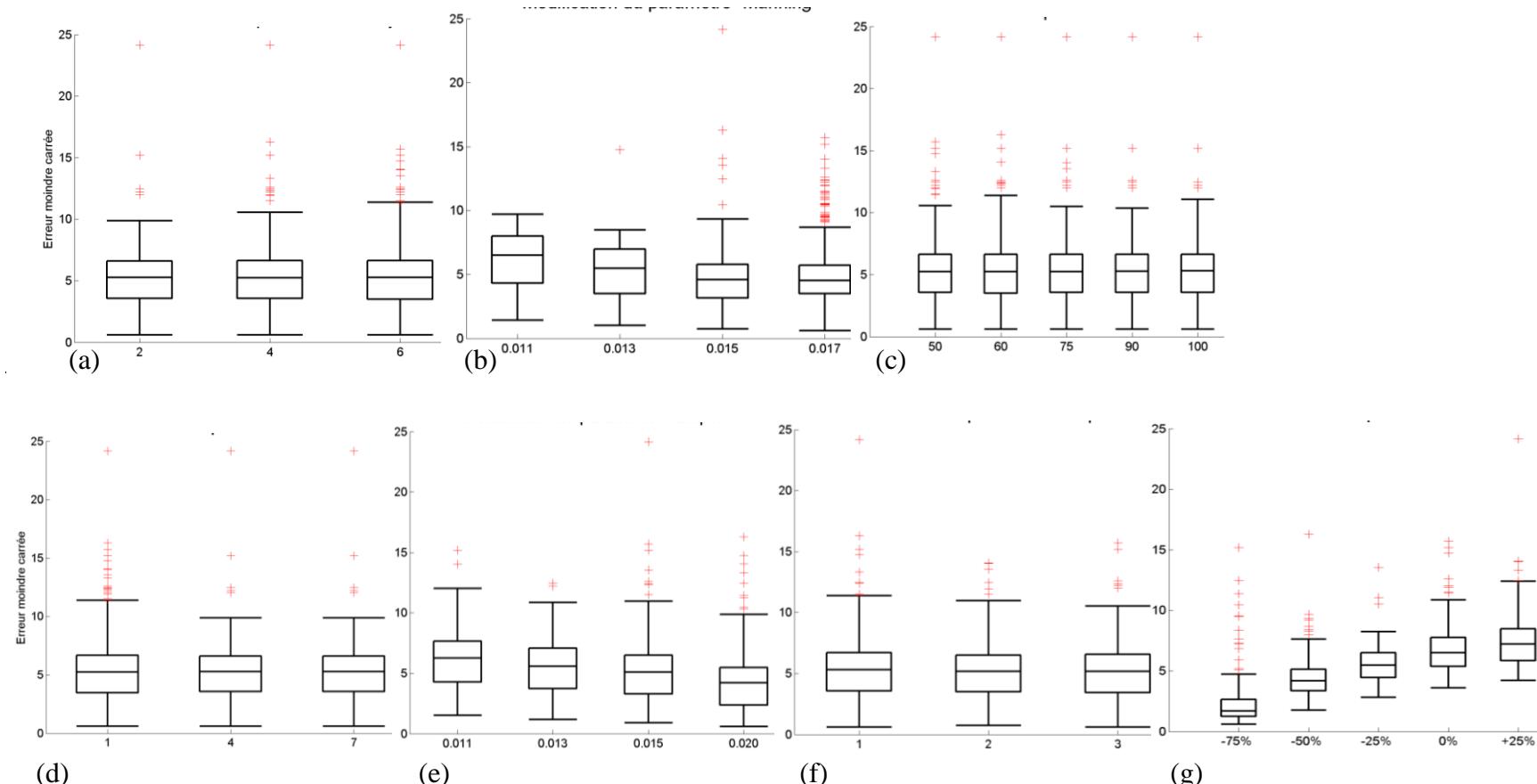


Figure 7-4: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A1 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le *width*

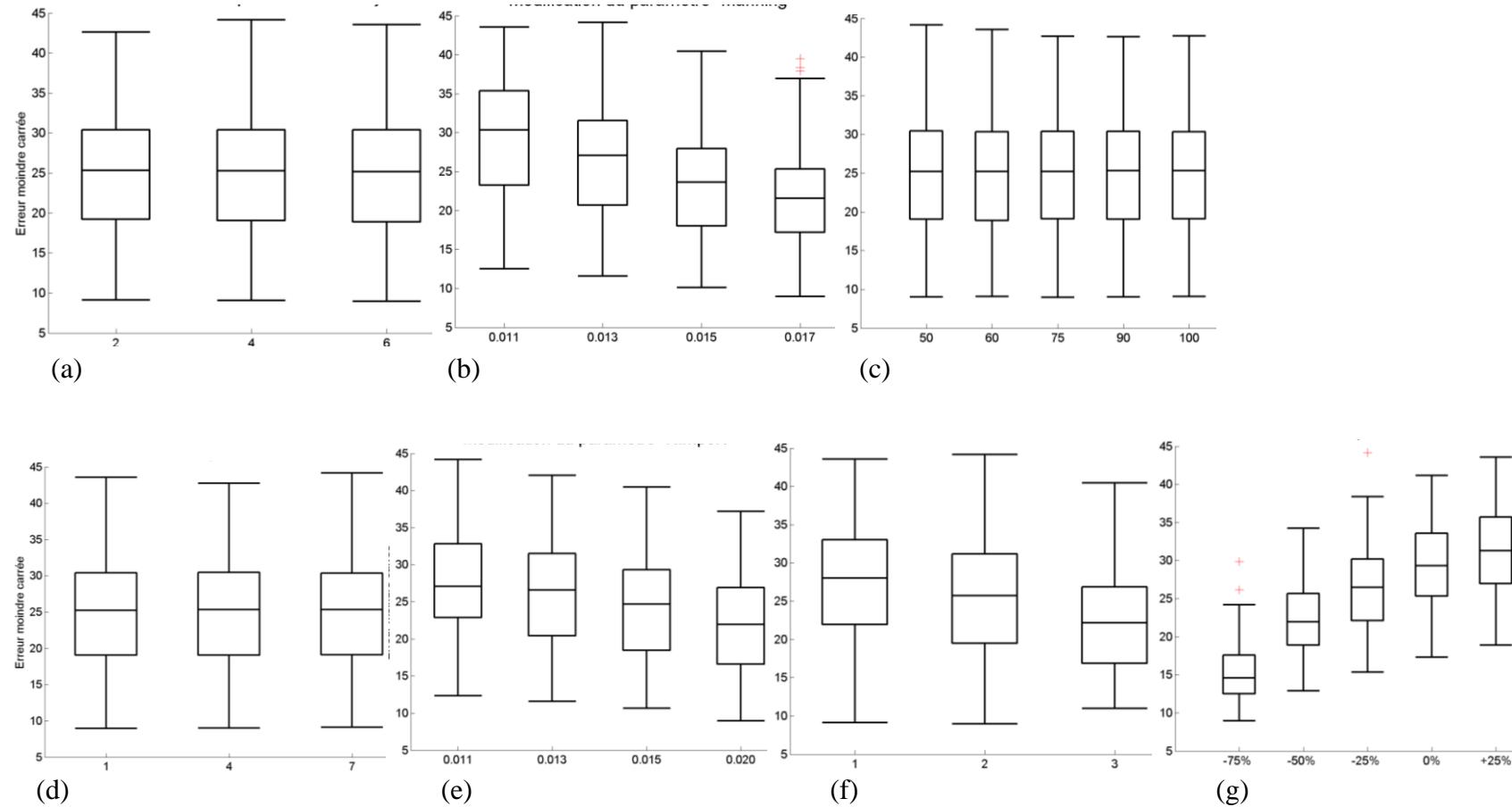


Figure 7-5: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A2 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le *width*

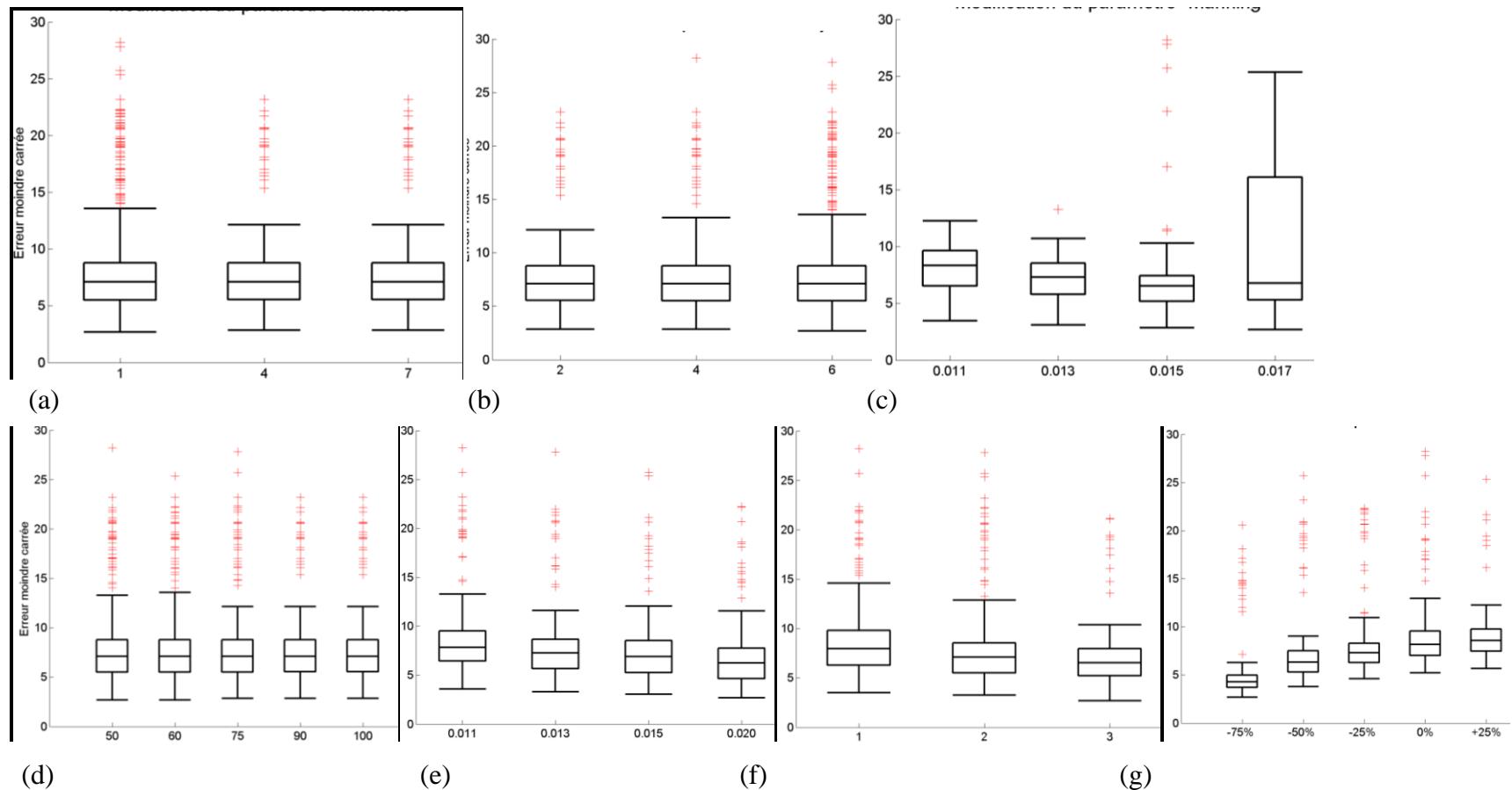


Figure 7-6: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement A3 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le *width*

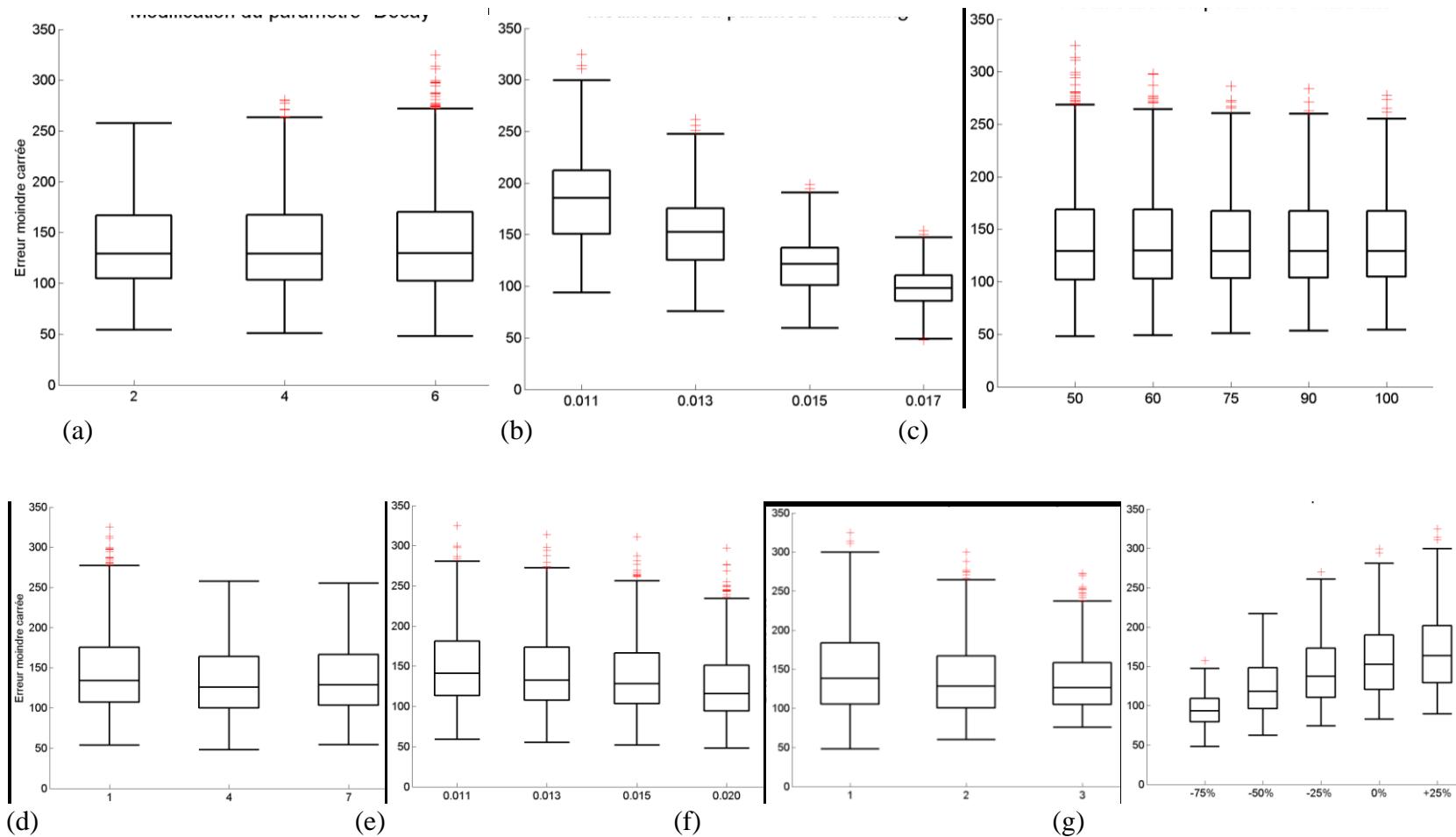


Figure 7-7: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'événement E1 pour les paramètres suivants : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le *width*

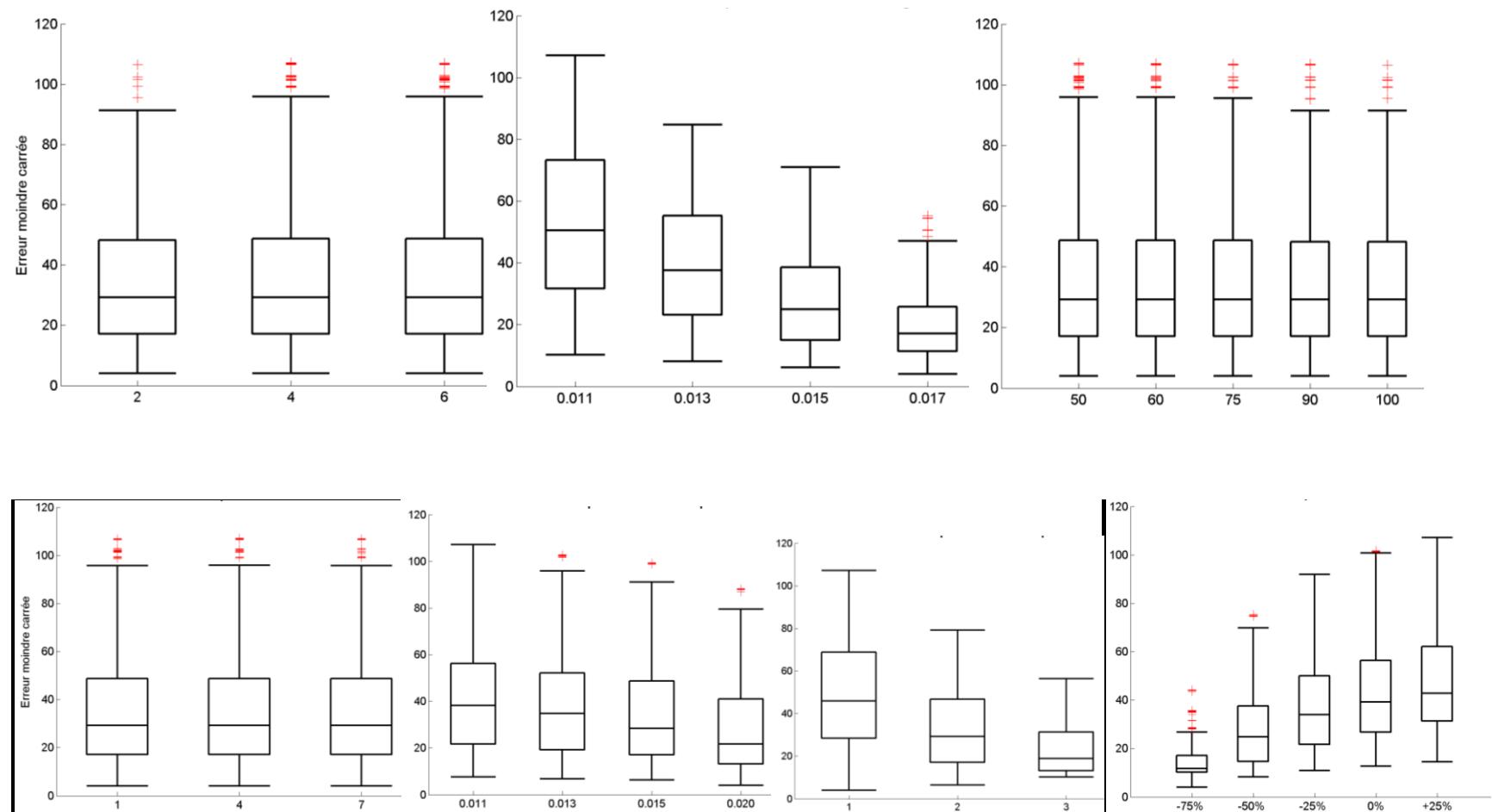


Figure 7-8: Boîte à moustache pour le calage du débit pour l'évènement E3 : (a) la constante de décroissance pour l'infiltration; (b) le coefficient de Manning pour les conduites; (c) le taux d'infiltration maximale; (d) le taux d'infiltration minimale; (e) le coefficient de rugosité de Manning pour les surfaces imperméables; (f) la rétention en surface pour les surfaces imperméables et (g) le *width*

ANNEXE 4 – Résultats du calage du débit

Tableau 7-1: Résultats du calage du débit

Évène- ment	Volume total simulé (m ³)	Volume total mesuré (m ³)	Différence volume (m ³)	Différence de volume	Débit de pointe simulé (m ³ /s)	Débit de pointe mesuré (m ³ /s)	Différence débit de pointe (m ³ /s)	Différence débit de pointe
A1	4351	3843	508	13%	0,6	0,65	-0,05	-8%
A2	8870	10723	-1853	-17%	1,28	1,55	-0,27	-17%
A3	4205	2900	1305	45%	0,57	0,64	-0,07	-11%
A4	1375	989	386	39%	0,38	0,22	0,16	71%
E1	17993	19530	-1537	-8%	3,33	3,49	-0,16	-4%
E2	253	92	161	175%	0,09	0,05	0,04	79%
E3	5135	5813	-678	-12%	2,21	2,04	0,17	8%

Tableau 7-1: Résultats du calage du débit (suite)

	Heure débit de pointe simulé	Heure débit de pointe mesuré	Différence heure débit de pointe	Durée simulée (min)	Durée mesurée (min)	Erreur de continuité (%)
A 1	13h49-13h53	13h54	5 à 1 min	281	312	-0,00;0,09
A 2	1h05-1h08	1h12	7 à 4 min	859	958	-0,00;-0,05
A 3	16h12-16h18	16h11	1 à 7 min	292	346	-0,00;-0,05
A 4	2h50-2h54	2h10	40 à 44 min	123	383	-0,00;-4,21
E 1	13h09 et 13h11	13h07	2 à 4 min	679	694	-0,01; 0,04
E 2	18h56 à 19h12	18h53	3 à 21 min	72	89	-0,01;-0,15
E 3	23h23-23h24	23h28	5 à 4 min	107	146	-0,02;0,11

ANNEXE 5 – Ratios horaires utilisés pour les MES et *E. coli*

Pour les MES : tiré de (Metcalf and Eddy Inc., 2003)

Pour les *E. coli* : tiré des données d'échantillonnage d'Anne-Sophie Madoux-Humery

Tableau 7-2: Ratios horaires utilisés pour les MES et *E. coli*

Heure (am)	MES	<i>E. coli</i>		Heure (pm)	MES	<i>E. coli</i>	
		Ratio 1	Ratio 2			Ratio 1	Ratio 2
00h	1,44	0,42	0,22	12h	2,48	0,80	0,42
01h	1,28	0,29	0,15	01h	2,29	1,35	0,70
02h	1,12	0,27	0,14	02h	2,18	1,35	0,70
03h	1,03	0,41	0,21	03h	2,07	1,29	0,67
04h	0,94	0,82	0,42	04h	1,95	1,09	0,57
05h	0,85	1,01	0,52	05h	1,86	0,61	0,32
06h	0,94	1,77	0,92	06h	1,83	0,90	0,47
07h	1,28	2,23	1,16	07h	1,92	0,75	0,35
08h	1,79	1,48	0,77	08h	2,00	0,66	0,34
09h	2,24	1,58	0,82	09h	1,89	0,52	0,27
10h	2,47	2,23	1,16	10h	1,77	0,43	0,22
11h	2,56	1,11	0,58	11h	1,60	0,55	0,29

ANNEXE 6 – Résultats du calage des *E. coli* (variations évènementielles et horaires)

Tableau 7-3: Calage des *E. coli* pour les variations évènementielles

Évènement	Coefficient évènementiel	Somme des écarts au carré entre les concentrations simulées et mesurée ($\times 10^{15}$)
A3	1	7,70
	0,5	1,78
	1,5	17,8
A4	1	1,23
	9,5	1,04
	10	1,03
	10,5	1,03
	11	1,03
E1	1	9,51
	3	2,34
	3,5	1,83
	4	1,84
E2	1	3,51
	1,5	1,39
	2	1,23
	2,5	3,02
E3	1	1,16
	8	0,10
	8,5	0,01
	9	0,11

Tableau 7-4: Calage des *E. coli* pour les variations horaires

Évènement	Ratio	Somme des écarts au carré entre les concentrations simulées et mesurée (x10¹⁵)
A1	Ratio 1	2,80
	Ratio 2	0,29
A3	Ratio 1	7,10
	Ratio 2	1,80
A4	Ratio 1	1,10
	Ratio 2	1,00
E1	Ratio 1	11,00
	Ratio 2	1,80
E2	Ratio 1	18,00
	Ratio 2	1,20
E3	Ratio 1	1,30
	Ratio 2	0,10