

## Table des matières

Résumé .....	iii
Table des matières .....	iv
Liste des figures.....	vi
Liste des tableaux.....	viii
Remerciements.....	x
1. Introduction.....	1
2. Revue de littérature .....	4
2.1. Impact des changements climatiques sur le drainage urbain .....	4
2.1.1. Impact des changements climatiques sur les précipitations .....	4
2.1.2. Impact des changements climatiques sur les réseaux de drainage urbain ....	6
2.2. Critères de contrôle des eaux pluviales .....	6
2.3. Pratiques de gestion optimales (PGO).....	7
2.3.1. Performances individuelles des pratiques de gestion optimales .....	7
2.3.2. Performances globales à l'échelle du bassin versant.....	15
2.3.3. Localisation et sélection des pratiques de gestion optimales .....	16
2.3.4. Coûts des pratiques de gestion optimales .....	21
2.4. Contrôle en temps réel .....	22
2.4.1. Contrôle statique des bassins d'orage .....	22
2.4.2. Contrôle dynamique en temps réel .....	24
3. Objectifs du projet.....	29
4. Méthodologie .....	30
4.1. Séries pluviométriques .....	30
4.1.1. Série pluviométrique – climat actuel .....	30
4.1.2. Série pluviométrique – climat futur.....	33
4.2. Présentation des cas d'étude et des niveaux de service de référence .....	35
4.2.1. Sherbrooke – Secteur Thibault .....	36
4.2.2. Victoriaville – Secteur Centre-Ville.....	40
4.2.3. Granby – Secteur Sud-Ouest.....	45
4.2.4. Comparaison des cas d'étude .....	48
4.3. Localisation, sélection et modélisation des pratiques de gestion optimales .....	49
4.3.1. Méthodologie de localisation et de sélection des pratiques de gestion optimales .....	49
4.3.2. Modélisation des pratiques de gestion optimales dans SWMM.....	50
4.4. Stratégies de contrôle en temps réel.....	53
4.4.1. Méthodologie de contrôle en temps réel – Sherbrooke .....	53
4.4.2. Méthodologie de contrôle en temps réel – Victoriaville .....	60

4.4.3.	Méthodologie de contrôle en temps réel – Granby.....	66
4.5.	Indices de performance .....	70
4.5.1.	Indices de performance du contrôle en temps réel comme mesure d'adaptation aux changements climatiques.....	71
4.5.2.	Indices de performance des pratiques de gestions optimales comme mesures d'adaptation aux changements climatiques.....	71
5.	Résultats.....	73
5.1.	Sherbrooke.....	73
5.1.1.	Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques.....	73
5.1.2.	Conclusion partielle : Contrôle en temps réel d'un bassin d'orage en fin de réseau	82
5.2.	Victoriaville .....	83
5.2.1.	Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques.....	83
5.2.2.	Conclusion partielle : Contrôle en temps réel de conduites surdimensionnées en fin de réseau.....	91
5.3.	Granby.....	92
5.3.1.	Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques.....	92
5.3.2.	Conclusion partielle : Contrôle en temps réel d'un bassin d'orage situé en amont du centre-ville .....	99
5.4.	Comparaison des méthodologies d'adaptation .....	100
6.	Conclusion.....	102
7.	Perspectives .....	104
8.	Bibliographie.....	106
Annexes.....		112
Annexe 1 –	Courbes IDF Sherbrooke.....	113
Annexe 2 –	Courbes IDF Victoriaville (Arthabaska).....	114
Annexe 3 –	Courbes IDF Granby .....	115
Annexe 4 –	Séries pluviométriques – 2013 (climat actuel et climat futur 15%) .....	116
Annexe 5 –	Statistiques de la série pluviométrique 2013 – climat futur 15% .....	117
Annexe 6 –	Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation .....	120
Sherbrooke	.....	120
Victoriaville	.....	121
Granby	.....	121

## Liste des figures

Figure 1: Les quatre régions de référence utilisées dans le document synthèse d'Ouranos (2015) .....	5
Figure 2: Impact des PGO sur le cycle de l'eau de ruissellement.....	8
Figure 3: Processus impliqués dans les performances des PGO (EPA, 2016).....	8
Figure 4: Schéma d'un bassin d'orage traditionnel.....	23
Figure 5: Schéma d'un bassin d'orage contrôlé en temps réel (CTR réactif) .....	24
Figure 6: Schéma d'un bassin d'orage contrôlé (CTR prédictif).....	27
Figure 7: Événements 2013 (intensité moyenne et durée totale) placés sur les courbes IDF de la station Arthabaska .....	33
Figure 8: Hauteurs de pluie totale (mm) pour la période du 1er mai au 30 septembre .....	34
Figure 9: Bassin versant de la St-François (COGESAF, 2017) .....	36
Figure 10: Localisation du secteur à l'étude - Bassin versant Thibault - Ville de Sherbrooke .....	37
Figure 11: Représentation hydraulique et hydrologique du secteur du bassin de rétention Thibault.....	38
Figure 12: Courbe de stockage du bassin de rétention Thibault.....	39
Figure 13: Relation hauteur-débit - bassin de rétention Thibault .....	39
Figure 14: Bassin versant de la Nicolet (Giroux et Simoneau, 2008).....	40
Figure 15: Localisation du secteur à l'étude de la ville de Victoriaville (Image tirée de Google Maps, 2017).....	41
Figure 16: Modèle hydrologique et hydraulique actuel - secteur à l'étude - Ville de Victoriaville .....	42
Figure 17: Scénario de référence – Victoriaville .....	43
Figure 18: Débits maximaux aux exutoires - Victoriaville - SEA5A1H .....	44
Figure 19: Localisation du secteur à l'étude - Ville de Granby .....	45
Figure 20: Bassin versant de la Rivière Yamaska (OBV Yamaska, 2013).....	45
Figure 21: Occupation du territoire – Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby.....	46
Figure 22: Modélisation hydraulique et hydrologique - Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby .....	47
Figure 23: Schéma du pavé perméable (tiré du projet de maîtrise de Vaillancourt (2018)) .....	52
Figure 24: Schématisation de la prise en compte des prévisions dans les règles de contrôle .....	57
Figure 25: Concept : Ajout d'un contrôle sur une conduite surdimensionnée en fin de réseau .....	61
Figure 26: Unité de décantation et de séparation des eaux pluviales de Soleno (2017)...	62
Figure 27: Séparateur hydrodynamique Aqua-Swirl de Soleno (2017).....	62
Figure 28: Débits aux exutoires - vidanges successives contrôlées - Pluie SEA 1 h 25 mm .....	64
Figure 29: Stratégie de contrôle - Granby .....	67
Figure 30: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - scénarios sans contrôle et avec CTR réactif.....	76
Figure 31: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - Événement du 21 au 26 mai 2013 (futur +15%).....	77

Figure 32: Débit à la sortie de l'ouvrage de rétention - Événement du 21 au 26 mai 2013 (futur +15%).....	78
Figure 33: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - Événement du 9 août 2013 .....	79
Figure 34: Débit à l'exutoire - Scénarios sans adaptation, avec PGO, avec CTR+PGO – SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure - Futur 15%.....	81
Figure 35: Hauteurs d'eau dans l'ouvrage de stockage Laflamme avec un CTR prédictif (22 au 26 mai 2013).....	88
Figure 36: Somme des débits totaux aux exutoires - Exemple de la performance pour deux événements .....	93
Figure 37: Somme des débits aux exutoires - Période de simulation 2013 (futur +15%) ..	94
Figure 38: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention amont - 2013 (+15%) .....	95
Figure 39: Décalage du débit de pointe - 9 août 2013 (+15%) .....	96
Figure 40: Somme des débits aux exutoires - SEA 2A1H (+15%).....	98

## Liste des tableaux

Tableau 1: Intervalles de changements relatifs projetés – région Sud du Québec (horizon 2050) .....	5
Tableau 2: La modélisation des PGO: zones et processus impliqués .....	10
Tableau 3: Liste de PGO selon la classe d'occupation du territoire et le type de superficies imperméables .....	18
Tableau 4: Critères à considérer pour la localisation des PGO .....	19
Tableau 5: Coûts des PGO .....	22
Tableau 6: Analyse des durées inter-événements (2013) .....	31
Tableau 7: Sommaire des pluies - Victoriaville .....	32
Tableau 8: Changements relatifs projetés des précipitations totales pour la région Sud du Québec (Horizon 2050).....	34
Tableau 9: Résumé des scénarios de climat futur.....	34
Tableau 10: Paramètres pour la biorétention .....	51
Tableau 11: Paramètres pour le pavé perméable .....	52
Tableau 12: Simulation des temps de vidange du bassin de rétention Thibault (hauteur d'eau initiale: 5,25 m) .....	54
Tableau 13: Résumé des règles de contrôle réactives locales – bassin de rétention Thibault .....	55
Tableau 14: Hauteurs de pluie maximale (mm) climat futur (majorées de 15%) et climat actuel, par période de retour .....	59
Tableau 15: Volumes de ruissellement pour des pluies typiques .....	59
Tableau 16: Diamètres des collecteurs - Secteur Centre-ville de Victoriaville .....	61
Tableau 17: Temps de vidange - Stockage plein - Ouverture à 100%.....	65
Tableau 18: Résumé des règles de contrôle en temps réel - Conduites surdimensionnées .....	66
Tableau 19: Quantité de pluie pour différentes durées - Courbes IDF de Granby .....	68
Tableau 20: Résumé des règles de contrôle - Granby .....	69
Tableau 21: Portrait de l'utilisation de l'ouvrage de rétention en climat futur - Scénarios sans contrôle et avec CTR .....	74
Tableau 22: Débit de conception et débits maximaux pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin d'orage (Série pluviométrique 2013 - climat futur 15%) .....	74
Tableau 23: Indice de ruissellement - Scénario sans adaptation et avec différentes mesures adaptatives .....	80
Tableau 24: Comparaison des mesures adaptatives –.....	81
Tableau 25: Débordement par le trop-plein - Victoriaville .....	84
Tableau 26: Débit maximal rejeté au cours d'eau récepteur - CTR des conduites surdimensionnées.....	85
Tableau 27: Nombre et type d'actions de contrôle .....	86
Tableau 28: Pourcentage du volume traité - CTR de conduites surdimensionnées.....	87
Tableau 29: Exemple de règles de contrôle - Ouvrage de régulation Laflamme.....	88
Tableau 30: Indice de ruissellement - 2013 futur 15%.....	89
Tableau 31: Comparaison des mesures adaptatives - Pluie SEA 2A1H majorée de 15% - Victoriaville .....	90
Tableau 32: Portrait de l'utilisation du bassin de rétention - Granby.....	92
Tableau 33: Débit de pointe maximal total - Granby .....	94

Tableau 34: Indice de ruissellement - 2013 (+15%) - Granby .....	97
Tableau 35: Résumé de la performance du réseau - Différentes mesures adaptatives - SEA 2A1H (+15%) .....	98
Tableau 36: Sommaire de la série pluviométrique 2013 - climat futur (15%) .....	117
Tableau 37: Sommaire des événements de la série pluviométrique 2013 - climat futur (15%) .....	117
Tableau 38: Niveau de service - scénario sans adaptation - climat actuel (2013) et futur (+15%) .....	120
Tableau 39: Résumé des résultats - scénario sans adaptation - climat actuel (2013) et futur (15%) .....	121
Tableau 40: Niveau de service - Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby .....	122

## Remerciements

Je veux profiter de cette tribune personnelle afin de remercier tous ceux qui ont rendu ce projet réel et concret. Tout d'abord, je veux remercier ma directrice de recherche, Geneviève Pelletier, pour tout le support qu'elle m'a procuré, pour nos discussions si enrichissantes, pour son enthousiasme et sa franchise, pour sa passion contagieuse qu'elle sait si bien transmettre. J'espère sincèrement que notre collaboration et notre relation n'en sont qu'à leurs débuts. Je veux également remercier ma co-directrice, Sophie Duchesne, pour sa contribution et son expertise. Ta supervision et tes conseils m'ont permis de toujours remettre en question mon travail et ce fût extrêmement positif.

Merci à tous mes collègues de l'Université Laval et de l'INRS: Flavie, Elise, Jean-Christophe, Béatrice, Myriam, John, Caroline, Catherine, Marie-Ève et Shadab. Vous êtes tous et toutes talentueux et si généreux. Bonne chance dans vos projets.

Je tiens également à remercier les municipalités à l'étude qui se sont prêtées à l'exercice. Merci à la Ville de Sherbrooke (Alexandre Heimrich), la Ville de Victoriaville (Joël Lambert), ainsi que la Ville de Granby (Julie-Michelle Fortin) d'avoir cru en ce projet et d'avoir accepté d'y participer.

Je remercie le fonds de recherche Marthe-et-Robert-Ménard pour la bourse qui m'a permis de poursuivre mes études au deuxième cycle, ainsi qu'au FRQNT pour le financement du projet de recherche.

Un merci tout spécial à Martin Pleau, à Véronique Fortier, ainsi qu'à tous mes collègues chez Tetra Tech pour leur expertise dans le domaine du contrôle en temps réel ainsi que le temps qu'ils m'ont accordé.

Enfin, je remercie mes amis et ma famille qui m'ont encouragée et supportée dans ce projet. Merci spécialement à ma mère, qui a toujours cru en moi et en mes ambitions. Claudy, tu as été tellement compréhensive, tellement incroyable. Je t'aime.

## 1. Introduction

L'urbanisation et le développement des villes mènent à l'imperméabilisation des surfaces, ce qui a des effets néfastes non seulement sur l'environnement, mais également sur la sécurité des personnes et des biens. L'augmentation des volumes et des vitesses de ruissellement ainsi que l'augmentation des débits de pointe ont une influence directe sur la dégradation des cours d'eau et sur la diminution des niveaux de service des réseaux d'égout sanitaire et pluvial. Par ailleurs, il est maintenant clair que les changements climatiques (CC) vont mener à une augmentation de la quantité annuelle des précipitations et ce, pour toutes les régions du Québec (Ouranos, 2015). Par ailleurs, le MDDELCC a adopté en 2014 une position concernant les débordements d'égout municipaux, qui force les municipalités qui veulent se développer à devoir prévoir des mesures compensatoires si elles désirent prendre de l'expansion (MDDELCC, 2014).

Pour prévenir les effets associés à l'urbanisation de même que les impacts appréhendés des CC sur le drainage urbain, des mesures adaptatives devront être intégrées dans un plan de gestion des eaux pluviales. Ces mesures devront répondre à différents critères, regroupant quatre aspects : le contrôle quantitatif, le potentiel d'érosion dans les cours d'eau, le contrôle qualitatif et la recharge de la nappe phréatique. Le contrôle quantitatif des eaux pluviales est un enjeu auquel s'est ajouté, suite aux travaux de l'EPA (EPA, 1983), la nécessité d'effectuer un contrôle qualitatif des eaux de ruissellement. Le ruissellement urbain est effectivement une source importante de sédiments, de métaux lourds, de pathogènes, d'hydrocarbures et de polluants d'origine organique. Dans certains cas, les charges polluantes générées par le ruissellement urbain dépassent même celles produites par les eaux usées après traitement (MDDEFP, 2011), signe de l'importance d'apporter des solutions à une problématique encourue par l'urbanisation et l'imperméabilisation des surfaces. Le contrôle quantitatif vise à minimiser les impacts des événements à faible récurrence, soit les fortes pluies entraînant des volumes de ruissellement importants, par le dimensionnement adéquat et sécuritaire des ouvrages. Le contrôle qualitatif doit être pris en compte pour les événements plus fréquents, au même titre que le contrôle de l'érosion en cours d'eau ainsi que la recharge de la nappe phréatique. Il est primordial d'avoir une vision globale de la gestion des eaux pluviales, en considérant tous les types de pluie, de façon à adapter nos réseaux existants le plus efficacement possible et ce, pour faire face aux impacts des développements urbains et des CC.

Différentes mesures adaptatives permettent de faire une gestion des eaux de ruissellement. Les pratiques de gestion optimales (PGO) tels les systèmes de biorétention, les tranchées



d'infiltration, les pavés perméables et les noues et fossés engazonnés sont des mesures de contrôle du ruissellement à la source. Ces mesures locales permettent de faire le traitement qualitatif des eaux de ruissellement, en plus de réduire et décaler les débits de pointe. Lorsque la capacité d'infiltration du sol souterrain est suffisamment élevée, une infiltration en profondeur permet de réduire les volumes de ruissellement et également de faire une recharge de la nappe phréatique. Les bassins de rétention, quant à eux, sont des mesures de fin de réseau qui permettent le traitement quantitatif du ruissellement, soit la réduction et le décalage des débits de pointe pour les gros événements pluvieux. Les bassins traditionnels sont dits « statiques », c'est-à-dire que la limitation des débits de pointe se fait par le dimensionnement adéquat de l'orifice de sortie de l'ouvrage. Les débits à la sortie sont donc fonction du niveau d'eau accumulé dans l'ouvrage de stockage. Afin d'offrir un traitement quantitatif du ruissellement pour les événements majeurs, les dimensions de l'ouvrage sont très grandes, ce qui fait que la capacité de stockage n'est pratiquement pas utilisée pour les petits événements. Les bassins de rétention offrent une performance qualitative limitée, puisque les petites particules qui sont transportées par le ruissellement des surfaces tributaires du bassin versant sont difficiles à traiter par sédimentation. L'ajout d'une vanne à la sortie d'un ouvrage de rétention permet de contrôler de façon dynamique le débit à la sortie, en fonction de différentes conditions préétablies. Ce contrôle en temps réel (CTR) permet d'utiliser de façon optimale tout l'espace de stockage disponible. Le CTR peut être réactif, c'est-à-dire que l'action de contrôle varie en fonction des précipitations en temps réel et de l'état du réseau. Lorsqu'il commence à pleuvoir, une fermeture de la vanne augmente le temps de rétention et améliore ainsi la sédimentation des particules, en plus de permettre de décaler complètement les volumes de ruissellement après l'événement pluvieux. Le pourcentage d'ouverture de la vanne après un temps de rétention prolongée est modulé, de façon à limiter les débits de pointe rejetés au cours d'eau récepteur. Le CTR peut également être prédictif, c'est-à-dire que les prévisions météorologiques sont prises en compte dans les actions de contrôle. Contrairement à un CTR réactif, le volume de ruissellement à venir selon les prévisions météorologiques est anticipé, de façon à évaluer la capacité résiduelle de stockage et la nécessité de vidanger l'ouvrage avant que le prochain événement ne se produise.

Le CTR est déjà largement utilisé pour optimiser les débordements d'égouts unitaires et s'avère une stratégie intéressante pour adapter les réseaux d'égouts pluviaux aux conditions changeantes de l'environnement. Toutefois, différents défis s'appliquent dans le cas de CTR sur un système d'eau pluviale. Contrairement aux réseaux unitaires, les réseaux pluviaux ont des temps de réaction variables, de rapide (pour le transport en conduites) à lent (lorsqu'il y a des bassins d'orage ou des PGO dans le système), ce qui soulève l'importance d'une réflexion

supplémentaire et propre à la gestion des eaux pluviales. Par ailleurs, la localisation des ouvrages contrôlés sur le bassin versant et l'adaptation des règles de contrôle sont propres à la configuration de chaque réseau. Ultiment, la combinaison de plusieurs mesures de contrôle à la source et du CTR d'ouvrages de stockage en réseau ou en fin de réseau va permettre d'adapter un réseau de façon à faire face à l'augmentation prévue des précipitations. Ces mesures adaptatives pourraient également être intégrées dans un plan de gestion des débordements comme mesures compensatoires, pour une municipalité qui souhaiterait prendre de l'expansion.

Le projet vise à évaluer la performance du CTR dans une stratégie globale d'adaptation aux changements climatiques. Le chapitre 2 présente d'abord une revue de la littérature, notamment de l'impact des CC sur les précipitations et sur les réseaux de drainage urbain, les critères de contrôle des eaux pluviales, les différentes stratégies de gestion des eaux pluviales et les problèmes associés à ces pratiques, de même que les stratégies de contrôle et leur performance. Le chapitre 3 présente les objectifs et hypothèses du projet de recherche. Le chapitre 4 présente la méthodologie, soit les trois cas d'étude, les séries pluviométriques utilisées, la méthodologie de sélection et de localisation des PGO, les stratégies de contrôle propres à chaque cas d'étude et les indices de performance évalués. Le chapitre 5 présente les résultats pour chaque cas d'étude ainsi qu'une discussion sur l'efficacité globale des différentes mesures d'adaptation à l'étude. Une conclusion du projet de recherche est finalement présentée au chapitre 6.

## 2. Revue de littérature

### 2.1. Impact des changements climatiques sur le drainage urbain

En 2014, le Groupe d'expert intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) a publié le cinquième rapport d'évaluation sur l'état des connaissances sur les CC. Les conclusions tirées de ce rapport sont claires : les CC ont un impact sur les systèmes naturels et humains de tous les continents et sur tous les océans (GIEC, 2014).

#### 2.1.1. Impact des changements climatiques sur les précipitations

Le consortium en climatologie régionale Ouranos a publié en 2015 une synthèse des connaissances sur les CC au Québec, dans laquelle il est mentionné que « toutes les régions du Québec peuvent s'attendre à des augmentations de la quantité maximale annuelle de précipitations, pour toutes les durées et pour toutes les périodes de retour » (Ouranos, 2015). Le groupe Ouranos présente un intervalle des changements relatifs projetés des précipitations totales pour différentes régions selon un ensemble de modèles climatiques globaux. L'intervalle présente les 10<sup>e</sup> et 90<sup>e</sup> percentiles des simulations climatiques CMIP5, pour deux scénarios d'émission de gaz à effet de serre, soit les RCP4.5 et RCP8.5. Le CMIP (« Coupled Model Intercomparison Project ») est un grand ensemble de simulations climatiques, permettant de réunir les résultats des différents centres de modélisation dans le monde. Les scénarios RCP (« Representative Concentration Pathways ») représentent des scénarios futurs plausibles en matière d'émissions de gaz à effet de serre, d'aérosols et d'autres gaz dans l'atmosphère. Le scénario RCP8.5 représente donc un forçage radiatif de 8,5 W/m<sup>2</sup>, soient des émissions fortes et continues, alors que le scénario RCP4.5 représente un forçage de 4,5 W/m<sup>2</sup>, soient une stabilisation sans dépassement des valeurs actuelles. Étant donné la grande incertitude sur l'évolution de l'émission des gaz à effet de serre, notamment due aux facteurs socio-économiques et aux décisions politiques, plusieurs scénarios d'émission sont généralement utilisés dans l'élaboration d'un ensemble de simulations climatiques (Ouranos, 2015). La Figure 1 présente une carte de la province ainsi que les 4 zones de référence utilisées dans le rapport d'Ouranos.

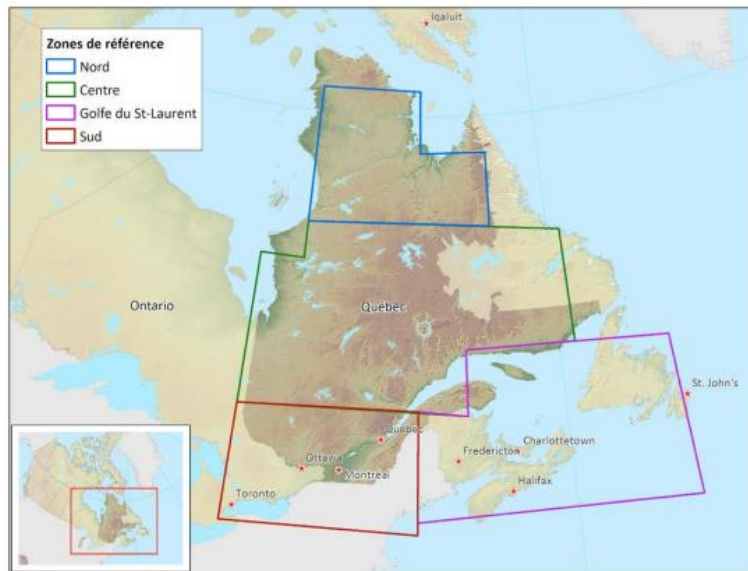


Figure 1: Les quatre régions de référence utilisées dans le document synthèse d'Ouranos (2015)

Le tableau 1 présente les intervalles de changements relatifs saisonniers projetés des précipitations selon les deux scénarios RCP pour la région Sud du Québec sur l'horizon 2050.

Tableau 1: Intervalles de changements relatifs projetés – région Sud du Québec (horizon 2050)

Saison	Observations moyennes 1971-2000 (mm)	Δ Précipitations totales (%)	
		RCP4.5	RCP8.5
<b>Mars-Avril-Mai</b>	246	+3 à +17	+7 à +18
<b>Juin-Juillet-Août</b>	296	-1 à +9	-5 à +10
<b>Sept-Oct-Nov</b>	284	-2 à +13	-2 à +14

L'impact des CC sur les précipitations comprend une large gamme de possibilités selon les scénarios étudiés, mais même dans une situation de statut quo en matière d'émissions de gaz à effet de serre (RCP4.5), les précipitations totales saisonnières tendent à augmenter, en moyenne. Les modèles régionaux permettent, quant à eux, de réaliser des projections climatiques à plus fine résolution que les modèles globaux. L'ensemble *North American Regional Climate Change Assessment Programme* (NARCCAP), par exemple, est constitué de 17 projections climatiques régionales. C'est cet ensemble qui a été utilisé par Mailhot et al. (2012) pour leur analyse des précipitations extrêmes pour diverses durées et diverses périodes de retour pour 432 stations à travers le Canada. Une comparaison des données simulées avec les observations historiques sur 15 ans a été effectuée. Il en ressort que, de façon générale, les régions dans le Sud du Québec

peuvent s'attendre à des augmentations de la quantité maximale annuelle de précipitations de 10 à 22%, qui varient en fonction des périodes de retour étudiées.

### 2.1.2. Impact des changements climatiques sur les réseaux de drainage urbain

L'augmentation de l'intensité et de la quantité des précipitations peut avoir des conséquences majeures sur le réseau de drainage urbain. Effectivement, des pluies fréquentes et plus intenses peuvent provoquer des inondations localisées et des épisodes de surverses plus fréquents (Ouranos, 2015). Les CC mèneront nécessairement au remplacement ou à la mise à niveau de plusieurs infrastructures dans un horizon futur (Félio, 2012). Les infrastructures seront grandement sollicitées et le niveau de service d'un réseau pluvial pourra s'en voir affecté puisque les réseaux sont actuellement conçus à partir des données historiques de pluie disponibles (Mailhot et al., 2007). Plusieurs études ont évalué l'impact des CC sur les réseaux de drainage urbain (Mailhot et al., 2008; Neumann et al., 2015; Rosenberg et al., 2010; Vidil, 2012). Annuellement, le volume total d'eau qui déborde des regards peut augmenter dramatiquement et de façon irrégulière, même avec un changement minime dans le régime des précipitations (Nie et al., 2009). Par ailleurs, des précipitations plus intenses peuvent mener à des débits de ruissellement plus grands, qui induisent un dépassement de la capacité hydraulique du réseau (Ayombo Ndombet, 2015). Ce ne sont que quelques exemples qui soulèvent l'importance pour une municipalité d'adapter son réseau de façon à ne pas réduire son niveau de service aux citoyens dans un contexte de CC.

## 2.2. Critères de contrôle des eaux pluviales

Plusieurs guides ont établi des critères en matière de gestion des eaux pluviales, notamment en ce qui concerne le contrôle qualitatif et le contrôle de l'érosion pour la protection des cours d'eau récepteur. Au Québec, le Guide de gestion des eaux pluviales (MDDEFP, 2011) stipule que le débit de pointe rejeté au cours d'eau récepteur ne doit pas excéder celui associé aux conditions qui prévalaient avant le développement urbain. De plus, il est recommandé que les matières en suspension (MES) soient enlevées à 80%, à long terme sur une base annuelle, alors que le phosphore doit l'être à 40%. Aucune recommandation n'est faite par rapport à l'enlèvement de l'azote, même s'il est reconnu que les eaux de ruissellement peuvent en contenir.

En Ontario (OMOE, 2003), le même 80% est requis en ce qui a trait à l'enlèvement des MES. Le contrôle de l'érosion se fait également par un débit maximal de rejet, mais celui-ci est variable, dépendamment du site, soit entre 28 et 40 L/s-ha pour une pluie de récurrence 2 ans. L'EPA (1983) exige aussi un pourcentage d'enlèvement des MES de l'ordre de 80%. Finalement, le guide

de gestion des eaux pluviales du New Jersey (State of New Jersey, 2004) indique également un pourcentage requis d'enlèvement des MES de 80%. Aucun pourcentage n'est mentionné pour les nutriments, le phosphore et l'azote, mais les pratiques de gestion doivent être conçues de façon à réduire au maximum leur présence dans les eaux rejetées.

Certaines municipalités au Québec ajoutent une réglementation permettant de suivre ces recommandations provinciales. La Ville de Québec (2017) impose un débit de rejet maximal de 50 L/s·ha dans le cours d'eau récepteur afin de prévenir l'érosion des berges. La Ville de Lévis (2011) exige un taux de rejet maximal variant entre 10 et 50 L/s·ha, en fonction du bassin de drainage concerné. Dans le bassin versant de la Yamaska, le critère maximal de rejet est fixé à 25 L/s·ha (MRC de la Haute-Yamaska, 2012).

### 2.3. Pratiques de gestion optimales (PGO)

Les pratiques de gestion optimales (PGO) sont des mesures de contrôle du ruissellement à la source, en réseau ou en fin de réseau. Par exemple, les systèmes de biorétention, les tranchées d'infiltration, les pavés perméables ainsi que les noues et fossés engazonnés sont des mesures de contrôle à la source alors que les bassins de rétention sont des ouvrages de fin de réseau. La performance des PGO à l'échelle individuelle varie en fonction de la configuration de l'infrastructure.

#### 2.3.1. Performances individuelles des pratiques de gestion optimales

À l'échelle locale, les PGO peuvent offrir des performances intéressantes en termes quantitatifs, soit par la réduction des débits de pointe ou des volumes de ruissellement, mais également au niveau qualitatif, tout dépendant de l'infrastructure utilisée. Elles offrent également un décalage des débits de pointe créé par l'infiltration de l'eau vers la zone de stockage jusqu'à la conduite de sortie, si un drain souterrain est inclus dans la configuration de la PGO. L'impact des différents processus se reflète sur l'efficacité des PGO à contrôler le ruissellement à la source, tel que schématisé à la Figure 2.

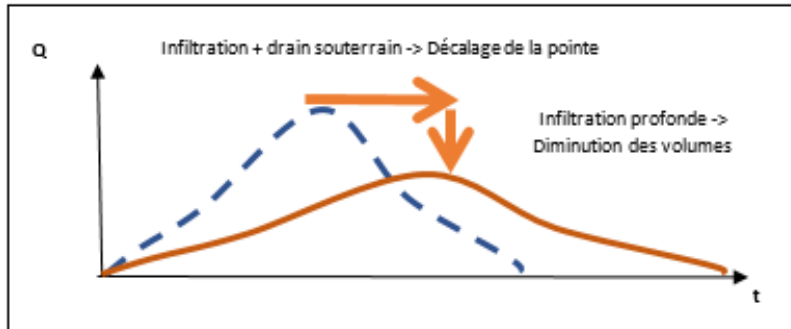


Figure 2: Impact des PGO sur le cycle de l'eau de ruissellement

La section qui suit résume les différents processus qui entrent en jeu dans l'évaluation de la performance des PGO ainsi que les calculs effectués par le logiciel SWMM, pour mieux choisir les mesures d'adaptation. Ces informations sont tirées du manuel de référence de SWMM (EPA, 2016).

Une proportion de l'eau qui ruisselle sur les surfaces imperméables va se drainer vers la surface perméable que constitue la PGO. Cette eau sera soit infiltrée dans la couche de surface, évaporée dans l'atmosphère ou bien elle va ruisseler sur les surfaces environnantes. L'eau qui s'infiltré dans la couche de surface va ensuite percoler dans le substrat et se retrouver dans la zone de stockage, d'où elle va être de nouveau infiltrée dans le sol souterrain ou bien être évacuée par un drain souterrain. La performance de ces différents processus varie en fonction de la configuration de l'infrastructure et des conditions de sol. La Figure 3 présente les processus impliqués dans un système de biorétention. C'est cette PGO qui est choisie pour l'exemple puisqu'elle implique tous les processus possibles du module « LID » de SWMM.

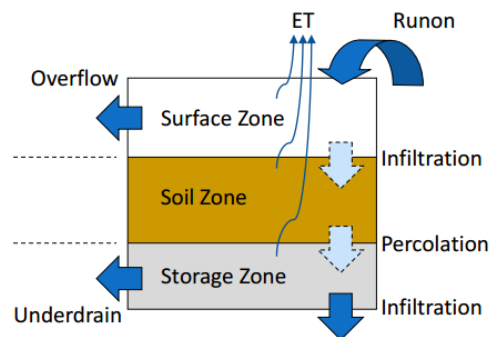


Figure 3: Processus impliqués dans les performances des PGO (EPA, 2016)

Le choix du substrat va influencer grandement la performance en matière de réduction du débit de pointe. Effectivement, l'eau s'infiltré dans le substrat et percole à une certaine vitesse, en fonction des caractéristiques du substrat choisi. La capacité d'infiltration du substrat est influencée

par la teneur initiale en eau et l'état de la surface. Si l'apport des précipitations surpasse la capacité d'infiltration, des surplus s'accumulent en surface et ruissellent. Dans SWMM, l'infiltration de la couche de surface vers le substrat est modélisée à l'aide de l'équation de Green-Ampt suivante (EPA, 2016) :

$$f_1 = K_{2S} * \left(1 + \frac{(\phi_2 - \theta_2)(d_1 + \phi_2)}{F}\right) \quad [\text{Équ. 1}]$$

Où

$f_1$  = taux d'infiltration;

$K_{2S}$  = conductivité hydraulique du sol saturé;

$\phi_2$  = porosité de la couche de substrat;

$\theta_2$  = contenu en humidité dans la partie supérieure dans le substrat;

$d_1$  = hauteur d'eau stockée en surface;

$\phi_2$  = tête de succion au front d'humidification formé dans le substrat; et

$F$  = volume d'infiltration cumulé par superficie pour un événement donné.

Cette équation s'applique seulement lorsque la couche supérieure du substrat est saturée, autrement toute l'eau s'infiltrerait.

Si le contenu en humidité du sol ( $\theta_2$ ) est inférieur à la capacité capillaire  $\theta_{FC}$ , le taux de percolation à travers la couche de substrat est alors égal à 0. Sinon, le taux de percolation à travers la couche de substrat jusqu'à la couche de stockage ( $f_2$ ) est modélisé à l'aide de la loi de Darcy (EPA, 2016) :

$$f_2 = K_{2S} * \exp(-HCO(\phi_2 - \theta_2)) \quad [\text{Équ. 2}]$$

Où

HCO = constante de décroissance .

L'eau ainsi acheminée jusqu'à la couche de stockage est ensuite évacuée par un drain souterrain et/ou infiltrée dans le sol souterrain, tout dépendant des conditions d'infiltration de ce dernier.

La configuration du drain souterrain dicte ensuite le débit de sortie. Le débit de sortie par le drain souterrain dépend de la hauteur d'eau qui exerce une charge hydraulique sur le drain. Dans SWMM, le débit de sortie est modélisé par la loi de puissance suivante (EPA, 2016) :

$$q_3 = C_{3D}(h_3^{n_{3D}}) \quad [\text{Équ. 3}]$$

Où



$q_3$  = débit de sortie du drain souterrain;

$C_{3D}$  = coefficient de décharge du drain;

$h_3$  = charge hydraulique; et

$n_{3D}$  = exposant de décharge du drain.

Lorsque l'exposant du drain,  $n_{3D}$ , est de 0,5, cette équation est équivalente à l'équation du débit passant dans un orifice; ceci permet de représenter la limitation du débit par la capacité de l'eau à entrer dans le drain.

Si la nappe phréatique est trop élevée ou si le sol souterrain est imperméable, l'infrastructure ne réduira pas le volume de ruissellement. Une infiltration partielle ou complète en profondeur est possible, selon la conductivité hydraulique du sol en place. Les contraintes de terrain peuvent donc grandement influencer la performance en matière de volume de ruissellement. Le taux d'infiltration en profondeur dans SWMM est simplifié comme étant simplement la conductivité hydraulique saturée du sol souterrain. Si celle-ci est programmée à 0, cela signifie que l'infiltration en profondeur n'est pas possible.

Le Tableau 2 indique les processus impliqués dans la modélisation des 4 PGO pouvant être intégrées dans le module « LID » du logiciel SWMM, ainsi que la représentation schématique de chacune d'elle.

Tableau 2: La modélisation des PGO: zones et processus impliqués

PGO	Zones	Processus	SWMM5.1 (2016)
<b>Biorétention</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Surface</li> <li>• Sol</li> <li>• Stockage</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Débordement de surface</li> <li>• Infiltration de surface</li> <li>• Percolation</li> <li>• Infiltration de stockage</li> <li>• Drain souterrain*</li> </ul>	
<b>Tranchées d'infiltration</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Surface</li> <li>• Stockage</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Débordement de surface</li> <li>• Infiltration de stockage</li> <li>• Drain souterrain*</li> </ul>	

PGO	Zones	Processus	SWMM5.1 (2016)
<b>Pavés perméables</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Surface</li> <li>• Sol*</li> <li>• Stockage</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ruissellement de surface</li> <li>• Percolation</li> <li>• Infiltration de stockage</li> <li>• Drain souterrain*</li> </ul>	
<b>Noues et fossés engazonnés</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Surface</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Débordement de surface</li> <li>• Infiltration de surface</li> </ul>	

\*Facultatif

À ces 4 PGO s'ajoutent la rétention sur stationnement ainsi que les conduites surdimensionnées, qui sont elles aussi des mesures de contrôle du ruissellement. Chacune des PGO offre une performance qui varie selon plusieurs facteurs et selon la configuration des infrastructures. Ces performances à l'échelle locale ont été étudiées à maintes reprises et sont présentées en détail dans les sections qui suivent.

### 2.3.1.1. *Biorétention*

Les systèmes de biorétention se montrent très performants au Québec pour la réduction du débit de pointe et pour la réduction du volume de ruissellement lorsque le sol souterrain possède une capacité d'infiltration suffisante (Lajeunesse et al., 2015; Davis, 2008; Dugué, 2010; Geheniau et al., 2015; Winston et al., 2016).

Geheniau (2014) a enregistré des diminutions de volume de l'ordre de plus de 80% durant la saison chaude (mai à octobre) et de près de 75% pour la saison froide (novembre à avril) pour une cellule de biorétention située dans le stationnement du *Mountain Equipment Co-op* à Longueuil. Les faibles événements, dans cette dernière étude, sont généralement tous captés par le système sans générer de débit, quoique le système de biorétention de ce projet est unique puisqu'il comprend une zone de stockage interne de près de 1 mètre avant que l'eau n'atteigne le drain de sortie vers le réseau municipal. La quantité d'eau initialement stockée a cependant un impact significatif sur la capacité de rétention de l'ouvrage. En effet, plus la durée de la période sèche avant l'événement de pluie est longue, plus la capacité de rétention est importante (Lajeunesse et al., 2015; Geheniau, 2014). En ce qui concerne le traitement qualitatif, le processus de percolation diminue significativement la concentration des MES (Lajeunesse et al., 2015; Geheniau, 2014). Dans le cadre de l'agrandissement du bâtiment de la MRC Brome-

Missisquoi, à Cowansville, un stationnement incluant trois cellules de biorétention sans conduite souterraine a été construit. Les chercheurs ont enregistré une diminution moyenne globale de 87% de la concentration de MES par rapport à la concentration dans le ruissellement de surface (Lajeunesse et al., 2015), alors que Geheniau (2014) a enregistré une diminution de la concentration de MES de 74,5% en climat hivernal pour son système de biorétention.

Selon Winston et al. (2016), la configuration du drain souterrain a un grand impact sur la réduction des volumes de ruissellement. Celui-ci peut être muni d'une valve ou d'un orifice de contrôle ou bien utiliser un stockage interne. La zone de stockage interne est créée avec un coude dans le drain souterrain, ce qui force la rétention. Dans un sol à faible perméabilité, l'eau va donc avoir le temps de s'infiltrer. Ce mécanisme de stockage additionnel permet donc une réduction des volumes de ruissellement par l'exfiltration inter-événement, qui est autrement limitée dans les cellules de biorétention (Winston et al., 2016). Ces auteurs démontrent que la conductivité hydraulique du sol ne devrait pas être un facteur restrictif pour l'installation des cellules de biorétention. Guo (2012) a étudié l'effet de l'installation d'un orifice à la sortie du drain souterrain, dans le but de réduire le débit de sortie. Cet orifice est dimensionné selon la diminution du taux d'infiltration dans le temps dû au colmatage, le temps de drainage requis pour éviter les inondations ainsi que le débit de sortie permis pour éviter l'érosion. Effectivement, le taux d'infiltration de la couche de sable diminue dans le temps à cause du phénomène de colmatage; l'orifice permet donc de réduire les débits de sortie et de maximiser le temps de rétention au début de la durée de vie du système, lorsqu'il fonctionne à plein régime, et s'ajuste ensuite à mesure que le colmatage se produit afin d'éviter les débordements. Ce type de contrôle permet un ajustement du système de biorétention dans le temps, mais est également une piste de solution au contrôle des débits de pointe ainsi qu'au contrôle de la qualité des eaux rejetées. Au même titre qu'un stockage interne, l'augmentation du temps de rétention permet également une plus grande infiltration de l'eau et donc, une réduction des volumes de ruissellement.

#### *2.3.1.2. Tranchée d'infiltration*

Dans une tranchée d'infiltration type, contrairement à un système de biorétention, le lit filtrant est absent, mais les processus demeurent toutefois sensiblement les mêmes. Plusieurs études ont démontré une réduction significative des volumes de ruissellement lorsque le sol souterrain est perméable et que la tranchée n'est pas influencée par la nappe phréatique (Chahar et al., 2012; Larson et Safferman, 2008; Locatelli et al., 2015). Les conditions d'ajout d'un drain souterrain sont les mêmes que pour les cellules de biorétention, c'est-à-dire qu'un drain est nécessaire si la conductivité hydraulique et l'imperméabilité du sol souterrain ne permettent pas l'infiltration

complète de l'eau stockée. Le colmatage est toutefois un paramètre important à considérer, puisqu'il peut réduire considérablement la capacité d'infiltration du sol sous la tranchée d'infiltration (Bergman et al., 2011). Un prétraitement, de type bande filtrante ou filtre à sable par exemple, est recommandé pour augmenter la durée de vie de l'ouvrage (MDDEFP, 2011).

#### *2.3.1.3. Pavés perméables*

Le pavé perméable permet à l'eau de s'infiltrer à travers des surfaces habituellement imperméables. Plusieurs études ont démontré la performance du pavé perméable pour la réduction du débit de pointe (Kim et al., 2015; Page et al., 2015; Vaillancourt et Duchesne, 2017; Zahmatkesh et al., 2015), celui-ci pouvant même être inférieur au débit de pointe en conditions pré-développement (Fassman et Blackbourn, 2010). Le débit de sortie du pavé perméable est relativement stable suite à l'atteinte de la pointe, contrairement à une surface asphaltée pour laquelle le ruissellement suit les mêmes pointes que les intensités de la pluie (Brattebo et Booth, 2003; Fassman et Blackbourn, 2010). Les conditions du sol souterrain ont un impact considérable sur la réduction du volume pouvant être obtenu par le pavé perméable (Page et al., 2015). Toutefois, même avec des sols argileux et une pente plutôt forte en surface, le pavé perméable a montré de bons résultats de réduction des volumes de ruissellement, grâce au stockage, à l'évaporation en surface ainsi qu'à l'infiltration en profondeur (Fassman et Blackbourn, 2010). La construction de PGO peut se faire sur le sol en place si celui-ci possède une capacité d'infiltration qui répond aux besoins du projet, autrement le sol est choisi en fonction des performances à atteindre en matière d'infiltration et de percolation de l'eau. Une corrélation positive entre le nombre de jours de temps sec avant l'événement de pluie et le temps avant que l'eau ne se rende à la sortie du drain souterrain est observée (Fassman et Blackbourn, 2010), soulevant l'importance de simuler sur des périodes continues pour mieux caractériser la performance de l'infrastructure pour des événements de pluie consécutifs et pour un sol avec certaines conditions d'humidité. Finalement, les paramètres du drain souterrain ont encore une fois un impact sur la réduction du volume et sur le décalage du débit de pointe. La création d'une zone de stockage interne, par l'élévation du drain de sortie par exemple, va permettre d'augmenter les performances hydrauliques de l'infrastructure (Collins et al., 2008).

#### *2.3.1.4. Débranchement de gouttières*

Le contrôle à la source des eaux de ruissellement passe par la réduction des surfaces imperméables raccordées au réseau; les toits sont donc une cible inévitable. Contrairement aux autres PGO, qui peuvent être construites sur des terrains publics, le débranchement des gouttières nécessite l'implication des citoyens, ce qui réduit les coûts mais peut mener à un débat

sur l'acceptabilité sociale de la technique. Au Québec, de nombreuses municipalités ont déployé un programme de débranchement des gouttières pour sensibiliser les citoyens à une bonne gestion des eaux pluviales. Plusieurs systèmes sont recommandés pour rediriger les eaux de pluie, soit vers une surface perméable ou vers un baril de récupération (MDDEFP, 2011), ce qui permet de réduire les volumes de ruissellement de façon très importante (Mailhot et al., 2014; Pitt et Voorhees, 2011; Vidil, 2012). Cette technique est la plus économique de toutes (Ayombo Ndombet, 2015; Simard et al., 2008).

#### *2.3.1.5. Noues et fossés engazonnés*

Les noues et les fossés engazonnés peuvent théoriquement offrir une réduction des volumes de ruissellement si le sol souterrain possède une conductivité hydraulique suffisante. Toutefois, cette PGO est davantage utilisée comme prétraitement à d'autres PGO, permettant l'enlèvement des MES dans les eaux ruisselées (Austin, 2012; Dagenais et al., 2014; Boucher, 2010), ou comme ouvrage de transport des eaux vers des PGO de fins de chaîne, tels les bassins ou marais filtrants (Dagenais et al., 2014; Boucher, 2010).

#### *2.3.1.6. Rétention sur stationnement*

La rétention sur les stationnements permet de réduire les débits de pointe et s'applique aux terrains commerciaux, industriels, institutionnels ou résidentiels (immeubles à logements multiples par exemple). En augmentant les aspérités des surfaces imperméables ou en ajoutant un ouvrage de contrôle des débits, la profondeur des accumulations avant que l'eau n'atteigne le réseau est augmentée et le stationnement agit ainsi comme un ouvrage de rétention. Toutefois, cette accumulation doit être limitée pour la sécurité des usagers. Lorsqu'utilisée seule, la rétention sur stationnement n'a pas d'effet très important sur la qualité des eaux et doit donc être combinée à des unités de prétraitement.

#### *2.3.1.7. Conduites surdimensionnées*

Cette technique est utilisée lorsque les surfaces disponibles pour le stockage sont limitées. En augmentant le diamètre de certaines conduites en aval du réseau, cela permet de stocker l'eau directement en réseau, sans avoir à construire des infrastructures supplémentaires. Parmi les avantages soulevés, notons i) l'implantation possible sous les rues, mais également sous les stationnements ou sous les espaces verts par exemple; ii) le fait que les techniques de conception et de réalisation soient connues par les municipalités; et iii) la très faible emprise foncière. Un entretien est requis, mais celui-ci peut se faire par des techniques classiques, déjà utilisées tel que le curage des conduites d'égout (Métropole de Lille, 2012). En revanche, les coûts des conduites et d'excavation sont très importants, comparativement à ceux d'un stockage en surface.

### 2.3.2. Performances globales à l'échelle du bassin versant

La performance locale des PGO a été démontrée dans les dernières sections. Toutefois, à l'échelle du bassin versant, les performances sont plus mitigées.

Mailhot et al. (2014) ont dégagé certains constats quant à la performance en climat futur pouvant être obtenue à la suite de l'ajout de PGO sur un bassin versant. La fraction de surfaces imperméables directement connectées (SIDC) est un bon indicateur du niveau général de vulnérabilité aux CC puisque, plus un secteur comporte une fraction de SIDC importante, moins il sera en mesure d'infiltrer les volumes supplémentaires de pluie. Dans cette étude, la réduction relative de 10% des SIDC a permis une récupération substantielle du niveau de service historique mais ne permettait pas à elle seule une récupération complète, même pour des périodes de retour 2 ans. Toutefois, l'effet global dépend des particularités du réseau et des conditions particulières d'implantation.

Liu et al. (2015) ont étudié la performance de plusieurs PGO à l'échelle du bassin versant. L'implantation à différents niveaux et avec plusieurs combinaisons de PGO a montré des résultats de réduction de volume de ruissellement variant entre 0 et 26,5% et d'enlèvement des MES se situant entre 0,3 et 53,6%. Les meilleures performances ont été atteintes pour des ajouts majeurs de plusieurs PGO. À titre comparatif, lorsque 25% des aires adaptables sont transformées en PGO, le volume de ruissellement a été réduit de près de 15% alors que pour une modification de 50% des aires adaptables en PGO, cette réduction de volume grimpe à 26,5%. En matière de réduction de volume de ruissellement, les PGO les plus performantes à l'échelle du bassin versant, selon cette étude, sont le pavé perméable, les barils de pluie et les toits verts.

Lorsque la performance des PGO est évaluée à l'échelle locale, l'accent est plutôt mis sur la diminution du débit de pointe et des volumes de ruissellement alors que le décalage de la pointe dans le temps est souvent négligé. Toutefois, dans la gestion globale des eaux pluviales, le temps de réponse du réseau est un paramètre crucial dans l'évaluation de la performance. À cause des processus d'infiltration en jeu, le débit de pointe d'une cellule de biorétention se produit en moyenne de 5 à 7 fois plus tard que la pointe de la pluie dans l'étude de Davis (2008). Pour les petits événements, la plus grande partie de l'eau est retenue par le média filtrant alors que pour une grosse pluie, le volume est évacué sur plusieurs heures à un faible débit; ainsi, le décalage entre le débit de pointe entrant et le débit de pointe sortant complique l'évaluation de la performance de l'ouvrage (Davis, 2008).



Dans le même ordre d'idée, Vittorio et Ahiablame (2015) ont étudié l'impact de l'implantation à différentes échelles de trois PGO, soit la biorétention, les barils de pluie et les pavés perméables. D'abord, pour ces trois mesures de contrôle à la source, la diminution des volumes de ruissellement de 3 à 31% résulte de l'augmentation du nombre d'ouvrages installés. Toutefois, l'effet des PGO combinées s'est avéré plus petit que la sommation des effets individuels des PGO. De plus, les performances atteintes uniquement par l'implantation de PGO sont généralement peu significatives à l'échelle du bassin versant. La localisation des PGO dans le bassin versant a aussi un impact sur leur performance; pour cette étude, les ouvrages près de l'exutoire performant mieux en matière de réduction de volumes que les ouvrages à l'amont, notamment à cause de la topographie et des types de sol, ce qui soulève l'importance d'une localisation réfléchie des PGO sur le territoire.

Emerson et al. (2005) ont étudié l'impact du contrôle à la source sur la réduction des débits de pointe avec trois différents scénarios : une capture des premiers 1,3 cm, 2,5 cm et 5,1 cm du ruissellement, qui se rendait auparavant à un bassin de rétention. Pour les 6 événements de pluie testés, des réductions moyennes du débit de pointe de 9,2, 12 et 13%, respectivement, ont été obtenues pour les 3 scénarios à l'étude. Les résultats obtenus pour ces trois scénarios soulèvent la pertinence d'une gestion basée sur la réduction des volumes pour obtenir une performance améliorée en ce qui concerne la réduction des débits de pointe.

### 2.3.3. Localisation et sélection des pratiques de gestion optimales

La mise en place de PGO nécessite une analyse et une évaluation du site ciblé puisque la performance de ces pratiques dépend des caractéristiques d'aménagement et du site d'implantation (capacité d'infiltration et utilisation du sol notamment). Une localisation préliminaire des PGO peut se faire sur la base de l'occupation du territoire à échelle fine et des surfaces imperméables directement connectées (SIDC) qui s'y trouvent, tel qu'effectué par Bolduc et al (2011).

#### 2.3.3.1. Résidentiel

Pour une occupation du territoire de type résidentiel, plusieurs municipalités au Québec ont déjà implanté un programme de débranchement des gouttières, ce qui permet de rediriger les eaux de ruissellement des toitures vers des surfaces perméables, afin de diminuer les volumes de ruissellement. Ces surfaces perméables peuvent être des jardins de pluie ou des tranchées d'infiltration par exemple. Si l'espace n'est pas disponible ou si la municipalité le désire, la distribution ou la vente des barils de pluie peut également être intéressante. Cette mesure est peu coûteuse et est facile à mettre en place; c'est pourquoi elle est souvent privilégiée par les

municipalités. Pour les maisons multifamiliales ou les copropriétés, l'eau qui ruisselle sur les stationnements asphaltés peut être redirigée vers des tranchées d'infiltration, dont les coûts sont peu élevés, ou vers des systèmes de biorétention, qui assurent un contrôle quantitatif et qualitatif des eaux de ruissellement. Les stationnements ou les entrées de voiture pourraient également être construites en pavage perméable.

#### 2.3.3.2. *Industriel*

Les secteurs industriels doivent être considérés avec prudence lors de l'implantation de PGO puisque généralement, leurs eaux de ruissellement sont davantage chargées en polluants, en métaux, en hydrocarbures, etc. Comme les PGO utilisant l'infiltration sont sensibles au colmatage, des systèmes de prétraitement sont primordiaux. Le débranchement des drains des toits plats est une option envisageable. Comme de plus grands volumes de ruissellement y sont générés dû à la superficie des toitures, il est important de voir à bien gérer ces quantités d'eau, par des systèmes de biorétention ou de tranchée d'infiltration pour les petits volumes, en ajoutant des bassins au besoin pour les plus grands volumes. Le ruissellement de surface provenant des stationnements et des cours d'entreposage asphaltés peut être redirigé vers des systèmes de biorétention ou être transporté par des noues ou fossés engazonnés avant d'atteindre les systèmes de biorétention, ce qui permet l'infiltration d'une partie des eaux ruisselées. Ces surfaces asphaltées pourraient également être construites en pavage perméable, ce qui permettrait de réduire la superficie des surfaces imperméables.

#### 2.3.3.3. *Commercial et institutionnel*

Le débranchement des drains de toit est une mesure pouvant s'appliquer aux toits plats des secteurs commerciaux et institutionnels. Des tranchées d'infiltration et des systèmes de biorétention peuvent aussi être combinés à des mesures de rétention pour capter les volumes de ruissellement importants provenant des stationnements ou des aires de jeu dans le cas des occupations de type institutionnel. L'espace disponible est un critère qui limiterait l'utilisation de la biorétention. La rétention sur stationnement ou le pavage perméable pourraient être des solutions de contrôle du ruissellement pour ces surfaces.

#### 2.3.3.4. *Voirie*

Une réduction de la largeur des rues permettrait d'ajouter des tranchées d'infiltration, des noues ou des fossés engazonnés pour réduire les volumes de ruissellement et d'effectuer un contrôle de la qualité des eaux. Les sentiers piétonniers et les pistes cyclables pourraient se voir ajouter des pavés perméables, pour remplacer les SIDC, et des systèmes de biorétention ou des tranchées d'infiltration, pour réduire les volumes de ruissellement, selon l'espace disponible. Les



terre-pleins et les culs-de-sac sont des endroits potentiels où ajouter des systèmes de biorétention. Certaines rues moins passantes, par exemple des rues touristiques en centre-ville, pourraient voir leur pavage remplacé par du pavé perméable.

### 2.3.3.5. *Espaces verts*

Les lieux publics, tels les parcs, ne comprennent généralement que très peu ou pas de SIDC au réseau de collecte, mais si tel était le cas, des PGO d'infiltration pourrait permettre d'y réduire le ruissellement. Des noues engazonnées pourraient être aménagées en bordure des sentiers piétonniers et des pistes cyclables pour permettre un contrôle qualitatif de ces surfaces.

Le Tableau 3 résume les différentes classes d'occupation du territoire, les types de SIDC qui y sont associés ainsi que les mesures de gestion possibles pour chaque type de SIDC.

*Tableau 3: Liste de PGO selon la classe d'occupation du territoire et le type de superficies imperméables*

<b>Classe d'occupation du territoire</b>	<b>Type de SIDC</b>	<b>Mesures de gestion</b>
<b>Habitation unifamiliale Duplex Maison en rangée et triplex</b>	Toiture résidentielle	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Débranchement de gouttières ou des drains de toits</li> <li>• Barils de pluie</li> <li>• Jardin de pluie</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> </ul>
	<b>Copropriétés/Blocs appartements Habitation multifamiliale</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Petit stationnement</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> <li>• Biorétention</li> </ul>
<b>Industriel</b>	Grande toiture	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> </ul>
	Stationnement et cours d'entreposage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prétraitement à considérer*</li> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> <li>• Dépressions végétalisées (noues ou fossés)</li> <li>• Pavage perméable</li> </ul>
<b>Commercial</b>	Grande toiture	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchées d'infiltration</li> </ul>
	Grand stationnement	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> <li>• Dépressions végétalisées (noues ou fossés)</li> <li>• Pavage perméable</li> </ul>
<b>Institutionnel</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grande toiture</li> <li>• Grand stationnement</li> <li>• Aires de jeu</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tranchées d'infiltration</li> <li>• Biorétention</li> <li>• Pavage perméable</li> </ul>
<b>Voirie</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rues larges</li> <li>• Culs-de-sac</li> <li>• Terre-pleins</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> <li>• Dépressions végétalisées (noues ou fossés)</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sentiers piétonniers</li> <li>• Pistes cyclables</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Biorétention</li> <li>• Tranchée d'infiltration</li> <li>• Dépressions végétalisées (noues ou fossés)</li> <li>• Pavage perméable</li> </ul>
<b>Espaces verts</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sentiers piétonniers</li> <li>• Pistes cyclables</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dépressions végétalisées (noues ou fossés)</li> </ul>

Selon Bolduc et al. (2011), pour chaque occupation du territoire, la clé de la performance des PGO est l'évaluation des SIDC en comparaison aux surfaces perméables disponibles sur le secteur à l'étude. Effectivement, la localisation plus fine des PGO est faite sur la base de la diminution des SIDC, ce qui permet de capter un volume de ruissellement additionnel pour des pluies plus fréquentes.

Une localisation préliminaire faite sur la base de l'occupation du territoire et des SIDC permet d'établir des emplacements potentiels sur un territoire pour l'implantation des PGO. Toutefois, ce territoire possède des caractéristiques propres qui dicteront ensuite le choix de la mesure la plus appropriée; ce choix pouvant être différent pour chaque municipalité et chaque bassin de drainage. Une étude détaillée des capacités d'infiltration et des types de sol, de la topographie et de l'espace disponibles, entre autres, est primordiale. Le Tableau 4 présente différentes caractéristiques à considérer pour la sélection des PGO.

Tableau 4: Critères à considérer pour la localisation des PGO

Critère	Biorétention	Pavés perméables	Tranchées d'infiltration	Noues et fossés engazonnés	Bassin de rétention	Conduites surdimensionnées
<b>Superficie requise pour l'implantation</b>	5-10% de la surface tribulaire	Aucune : remplace la surface imperméable	Faible	Faible	Élevée	Aucune
<b>Peut être utilisé dans les espaces restreints?</b>	Non	Oui	Oui	Oui	Non	Oui
<b>Superficie tribulaire</b>	< 1 ha		< 2 ha	< 2 ha	> 5 ha	
<b>Autres contraintes</b>	Sensible au colmatage	Sensible au colmatage	Sensible au colmatage	Sensible au colmatage		Entretien requis

Tout d'abord, pour préserver les capacités d'infiltration des PGO, il est nécessaire de limiter les apports sédimentaires vers celles-ci afin d'éviter les risques de colmatage (Bolduc et al., 2011). La surface tribulaire est généralement limitée à 2 hectares pour les tranchées d'infiltration, les dépressions végétalisées ainsi que les systèmes de biorétention alors qu'elle est limitée à 5 hectares pour les filtres à sable (Mailhot et al., 2008; MDDEFP, 2011).

En ce qui concerne le débranchement des gouttières en secteur résidentiel, une surface tributaire plus petite que 0,5 ha permet une accumulation en cour arrière, sinon une mesure de collecte doit être prévue (MDDEFP, 2011). Des mesures de prétraitement ou des combinaisons de PGO peuvent être planifiées si les surfaces tributaires sont trop grandes pour une seule mesure de gestion. La surface disponible pour l'implantation des PGO est un critère à prendre en compte dans certains cas. Effectivement, les systèmes de biorétention nécessitent un espace qui est généralement entre 5 et 10% de la surface imperméable à drainer (Mailhot et al., 2008; MDDEFP, 2011), alors que les tranchées d'infiltration peuvent quant à elles être utilisées dans des espaces restreints puisqu'elles ne requièrent que 2 à 3% de la surface tributaire imperméable. C'est d'ailleurs principalement ce critère qui guidera le choix entre l'utilisation d'une tranchée d'infiltration ou d'un système de biorétention. Les noues engazonnées utilisent 10 à 20% des surfaces tributaires imperméables et les bassins de rétention nécessitent généralement de 1 à 3% de la surface totale tributaire (MDDEFP, 2011). La topographie peut aussi dicter l'applicabilité de certaines PGO. Idéalement, une topographie qui nécessite le moins d'excavation possible réduirait les coûts d'implantation des PGO. Le type de sol est également très important pour les mesures utilisant l'infiltration comme technique de réduction des volumes de ruissellement. Le taux d'infiltration minimal est généralement imposé à 15 mm/h pour les tranchées d'infiltration. Pour les systèmes de biorétention, tous les types de sol sont possibles, mais l'ajout d'un drain souterrain peut s'avérer nécessaire si le sol en place n'est pas suffisamment perméable. La distance minimale entre le fond de l'aménagement et la surface de la nappe phréatique est importante pour limiter les risques de contamination. Elle varie selon différentes références mais doit être minimalement de 60 cm et peut aller jusqu'à 120 cm pour les tranchées d'infiltration (Bolduc et al., 2011). Une distance minimale doit également séparer le fond de l'aménagement et la roche mère, cette fois afin de s'assurer que les eaux de ruissellement puissent s'infiltrer efficacement (Bolduc et al., 2011). Cette distance est généralement de 1 mètre pour toutes les mesures qui permettent l'infiltration des eaux.

La localisation préliminaire selon la localisation des SIDC et l'occupation du territoire permet d'établir les options envisageables alors que l'évaluation du site d'implantation et des contraintes du terrain permet de connaître les mesures possibles pour le site à l'étude. La sélection finale des PGO se fait selon les performances attendues des PGO et selon certains critères spécifiques à la ville. Il importe également de se pencher sur les coûts d'application des différentes mesures et de se questionner sur la qualité du milieu récepteur vers lequel l'eau infiltrée sera dirigée. Si ce milieu est sensible ou dégradé, des mesures permettant d'enlever plus de polluants seront à privilégier. Les tâches d'entretien peuvent jouer un rôle dans la sélection finale des PGO selon le

personnel disponible et les budgets allouables par la municipalité pour effectuer ce genre de travail suite à l'implantation des PGO. Finalement, l'applicabilité en conditions hivernales peut être un critère de sélection également, ou du moins nécessiter d'apporter des mesures de précaution lors de la conception.

#### 2.3.4. Coûts des pratiques de gestion optimales

Les PGO ont des caractéristiques spécifiques au site et les coûts varient donc d'une localisation à l'autre. Une estimation préliminaire des coûts peut se faire sur la base de l'information disponible, mais celle-ci sera toujours à confirmer de façon plus précise en fonction des paramètres physiques du lieu. Tel que stipulé dans le Guide de gestion des eaux pluviales (MDDEFP, 2011), les coûts des PGO incluent les coûts de planification, de conception, d'acquisition de terrain, de préparation et de développement du site, mais également les coûts d'opération et de maintenance. Les coûts de construction doivent inclure les coûts d'excavation, de remblai et de déblai, de nivellement, le coût des matériaux et de l'aménagement paysager, le coût des structures ainsi que le coût de la mise en place d'un contrôle de l'érosion. Le coût d'opération et de suivi doit inclure l'aspect de longévité de l'infrastructure, qui est réduit lorsque les processus impliquant de l'infiltration sont utilisés. La firme BPR (maintenant Tetra Tech) a effectué en 2008 une étude des coûts unitaires de construction et d'entretien de certaines mesures de contrôle à la source, en fonction de coûts budgétaires connus, de méthodes couramment recommandées dans les guides de conception et de coûts provenant de statistiques ou d'expériences similaires (Simard et al., 2008). La firme Vinci Consultants a également fourni des coûts de construction pour divers projets de PGO (M. Dugué, communication personnelle, 5 juin 2017), notamment pour le projet des bureaux de la MRC de Brome-Missisquoi, pour le projet de stationnement du *Mountain Equipment Co-op* à Longueuil ainsi que pour le Marché Public de Longueuil. La firme Techo-Bloc a présenté, sur le site CERIU, un estimé des coûts de construction de son stationnement à l'Usine Stonedge (Techo-Bloc, 2012). Le Tableau 5 résume les coûts de conception et de construction de ces différentes mesures, sans inclure les coûts d'entretien.

Tableau 5: Coûts des PGO

Mesures d'adaptation	BPR (2008)	Vinci Consultants (2016-2017)	Techo-Bloc
<b>Biorétention</b>	415 \$/m <sup>2</sup> (33 m <sup>3</sup> ) 381 \$/m <sup>2</sup> (1,5 m <sup>3</sup> )	261 \$/m <sup>2</sup> (138 m <sup>3</sup> ) 360 \$/m <sup>2</sup> (90 m <sup>3</sup> ) 153 \$/m <sup>2</sup> (1180 m <sup>2</sup> )	
<b>Tranchée d'infiltration</b>	525 \$/m <sup>3</sup> (0,82 m <sup>3</sup> /m) 625 \$/m <sup>3</sup> (0,13 m <sup>3</sup> /m)		
<b>Pavés perméables</b>			62 \$/m <sup>2</sup>
<b>Noues et fossés engazonnés</b>	185 \$/m <sup>3</sup> (1 m <sup>3</sup> /m) 287 \$/m <sup>3</sup> (1,66 m <sup>3</sup> /m)	28 \$/m <sup>2</sup> (900 m <sup>2</sup> )	
<b>Bassin de rétention de surface</b>	63 \$/m <sup>2</sup> (2486 m <sup>3</sup> ) 102 \$/m <sup>2</sup> (125 m <sup>3</sup> )		
<b>Bassin de rétention souterrain</b>	260 \$/m <sup>3</sup> (5000 m <sup>3</sup> ) 280 \$/m <sup>3</sup> (3000 m <sup>3</sup> ) 375 \$/m <sup>3</sup> (1000 m <sup>3</sup> )		
<b>Remplacement des conduites existantes</b>	1500 \$ à 5250 \$/m (diamètre 300-1800 mm)		

Les coûts de construction des PGO sont très variables d'un projet à l'autre et les conditions du site jouent pour beaucoup dans cette variation. Les noues et fossés engazonnés sont généralement moins chers que les autres PGO, mais sont utilisés plus pour le transport des eaux que pour le traitement quantitatif et qualitatif. Les bassins de rétention souterrains sont beaucoup plus dispendieux que les bassins de surface, évidemment dû aux coûts d'excavation et de structures. Finalement, le remplacement des conduites existantes n'est assurément pas la mesure la plus économique. Afin de faire une sélection éclairée de la PGO à construire, une analyse de coûts plus détaillée doit être faite afin de ne négliger aucune facette de la construction, mais également afin d'inclure les coûts d'entretien et d'évaluer la durée de vie de ces ouvrages.

## 2.4. Contrôle en temps réel

### 2.4.1. Contrôle statique des bassins d'orage

Le bassin d'orage est une pratique de gestion optimale de fin de réseau qui permet de répondre à un objectif de diminution des débits de pointe, afin de contrôler l'érosion des berges par une relâche graduelle des eaux de ruissellement, tel que schématisé à la Figure 4.



Figure 4: Schéma d'un bassin d'orage traditionnel

Le bassin comprend un orifice de sortie par lequel passe un débit maximal, qui est fonction des exigences des municipalités. Ce type de contrôle est appelé « statique » puisque l'ouverture est fixe et donc, le débit de sortie est variable et non contrôlé. Les bassins de rétention secs offrent une performance maximale d'environ 60% d'enlèvement des MES en climat continental froid et humide (Carpenter, 2011; MDDELCC, 2017; Rivard, 2017). Afin de permettre de faire le contrôle quantitatif des gros événements, les dimensions de l'ouvrage sont très grandes, ce qui fait que la capacité de stockage n'est pratiquement pas utilisée pour les petits événements, qui sont pourtant les plus fréquents. Par ailleurs, la charge en polluants qui est générée par l'effet de lessivage des surfaces n'est pas traitée par la décantation dans un bassin de rétention sec étant donné que la durée de rétention est très courte (Gaborit, 2013). De plus, les dimensions des particules transportées par le ruissellement est variable et est fonction des caractéristiques de l'événement pluvieux, de l'occupation du territoire, des saisons, etc. (Berrouard, 2010). Les particules qui sont facilement transportées par le ruissellement sont les plus petites particules, ce qui explique la difficulté d'un bassin d'orage non contrôlé à bien traiter les eaux de ruissellement par sédimentation.

Le contrôle statique, quoiqu'efficace pour la gestion quantitative lorsqu'il est conçu site par site, peut offrir des performances mitigées à l'échelle du bassin versant. Effectivement, selon Emerson et al. (2005), l'effet combiné de plusieurs bassins de rétention et du temps de réponse variable du réseau selon la localisation de chaque ouvrage peut résulter en une très faible réduction du débit de pointe total en fin de réseau, soit une moyenne de 0,3% pour les 6 événements de pluie distincts de leur étude, et même potentiellement en une augmentation de ce débit de pointe pour certains événements comparativement à un scénario sans bassin de rétention. En modifiant la structure de l'orifice de sortie, de meilleurs résultats sont observés. Effectivement, en réduisant les dimensions des orifices de sortie, une réduction totale moyenne de 4% des débits de pointe a été observée pour les 82 bassins d'orage. Cette étude soulève l'importance d'une gestion globale des bassins versants.

### 2.4.2. Contrôle dynamique en temps réel

Le contrôle du débit à la sortie peut se faire de façon dynamique, en temps réel, par un mouvement de la vanne en fonction de différentes conditions préétablies. Tel que soulevé par Kerkez et al. (2016), l'adaptation des infrastructures existantes à travers l'ajout de senseurs transforme l'opération de statique à adaptative, permettant de « redimensionner » instantanément l'ouvrage pour répondre aux conditions changeantes de l'hydraulique du réseau. Globalement, l'ajout d'une vanne de contrôle à la sortie des ouvrages de rétention permet autant d'augmenter le temps de rétention et d'améliorer la sédimentation pour les petits événements, que de capter le ruissellement pour empêcher les inondations lors de gros événements. Dans le cas particulier des bassins d'orage, le contrôle en temps réel (CTR) permet une utilisation la plus performante possible de bassins ayant des volumes finis et souvent limités par l'espace disponible.

Le CTR peut être réactif, c'est-à-dire que le système réagit aux précipitations en temps réel selon l'état du réseau. Ce type de contrôle permet de considérer les précipitations tout en évaluant la capacité résiduelle de stockage dans la prise de décision. Dans le cas d'un bassin d'orage avec une vanne à son exutoire, par exemple, un événement pluvieux occasionne une fermeture de l'ouvrage de contrôle et donc, un stockage des eaux de ruissellement (Figure 5).

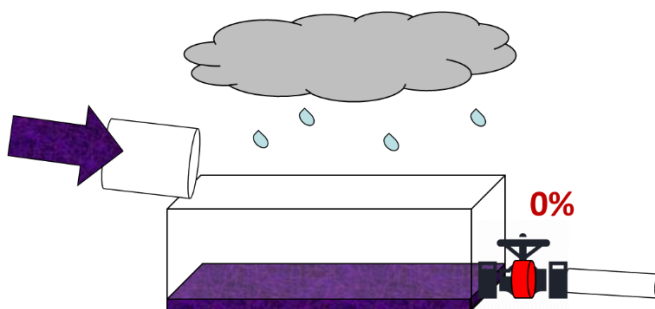


Figure 5: Schéma d'un bassin d'orage contrôlé en temps réel (CTR réactif)

Le CTR réactif permet d'obtenir de meilleurs résultats d'enlèvement des MES que le contrôle statique, puisque le temps de rétention, et donc la sédimentation des particules, est optimisé. Selon les travaux de Berrouard (2010), un simple passage des eaux dans un bassin de rétention a entraîné une diminution de 19% de la concentration en MES alors qu'une rétention de 32 h suivant le début du premier orage et de 17 h suite à un deuxième orage a permis une diminution de 83% de la concentration en MES. Paré-Bourque (2008) a démontré la performance du CTR d'un bassin d'orage pour la réduction de la charge en polluants dans l'effluent. Effectivement, la réduction des MES dans les eaux de ruissellement s'est avérée de 2 à 25 fois plus grande pour un bassin contrôlé en comparaison à un ouvrage non contrôlé. Le CTR permet également de faire

une meilleure gestion des débits maximaux à l'exutoire afin de réduire l'érosion du cours d'eau récepteur (Gaborit et al., 2013; Muschalla et al., 2014; Paré-Bourque, 2008; Vallet, 2011). Finalement, le CTR permet de décaler le débit de pointe et de faire la vidange à des périodes plus optimales vis-à-vis des capacités du milieu récepteur à recevoir les eaux de ruissellement (Vallet, 2011).

Mullapudi et al. (2017) ont évalué la performance du CTR réactif global de plusieurs ouvrages pour l'enlèvement des nitrates en utilisant plusieurs modèles différents afin de représenter adéquatement les processus hydrauliques et qualitatifs en jeu. Effectivement, ces auteurs ont soulevé la limitation de SWMM pour l'optimisation des règles de contrôle et ont donc utilisé un logiciel d'optimisation couplé à un modèle hydraulique afin de générer des actions de contrôle à l'aide de Matlab. Les simulations ont été effectuées à l'échelle locale et à l'échelle du bassin versant. À l'échelle locale, une première stratégie consistait à vider complètement le bassin avant la venue d'un événement de pluie. Une deuxième stratégie vidait partiellement le bassin en fonction de la quantité de pluie à recevoir, afin d'accélérer la dénitrification. Ces deux stratégies locales ont permis de décaler les volumes de ruissellement dans le temps et donc, de diminuer l'impact des précipitations sur le réseau à l'aval. À l'échelle du bassin versant, un système de 4 éléments est considéré par Mullapudi et al. (2017), soit 3 bassins en parallèle qui se drainent vers un marais. Deux de ces bassins sont contrôlés, alors que le dernier bassin et le marais ne sont pas contrôlés. En termes quantitatifs, le contrôle des deux bassins à l'amont a permis de réduire la charge hydraulique dans le marais alors que dans un scénario sans contrôle, les débits provenant des trois bassins s'additionnaient dans le marais, causant ainsi le débordement du marais. Effectivement, même si la vidange est progressive, l'impact cumulé à l'aval doit être considéré, d'où l'importance d'une gestion globale. Cette étude ne s'est toutefois limitée qu'à un seul événement de pluie et a soulevé le besoin d'évaluer un type de gestion globale en fonction des prévisions de pluie.

Le contrôle peut également se faire sur d'autres ouvrages que les bassins d'orage, soit, par exemple, par l'ajustement d'une vanne ou d'une pompe selon le volume accumulé dans une conduite de stockage en réseau. Comparativement à la construction de nouveaux bassins de rétention, cette régulation des débits par l'utilisation de la capacité de stockage résiduelle d'un réseau est financièrement avantageuse (Mrowiec et al., 2008). Dans l'étude de Mrowiec et al. (2008), la stratégie de contrôle était de minimiser les volumes d'inondation par l'utilisation de tout le stockage disponible en réseau, en optimisant les débits pour chaque régulateur selon la hauteur d'eau à un nœud. Les résultats ont démontré de meilleures performances pour le CTR que pour



le contrôle statique, surtout pour l'événement le plus long qui a été simulé, pour lequel le scénario avec le CTR permettait de réduire de 975 m<sup>3</sup> à 750 m<sup>3</sup> le volume inondé. Les auteurs ont soulevé le fait que les bénéfices du CTR peuvent être intéressants dans un réseau où il y a du stockage résiduel en certains endroits, mais que pour de gros événements de pluie, les bénéfices du CTR sont limités à la capacité de stockage du réseau.

Farrell et al. (2009) a étudié l'impact de l'utilisation des plaines inondables comme ouvrage de stockage à l'échelle d'un bassin versant. Dans ce cas, les ouvrages étaient simulés comme un seul système à l'exutoire avec des courbes de stockage permettant de représenter les temps de réponse. Un premier scénario consistait en un contrôle statique des débits à l'exutoire des sous-bassins de drainage et a démontré que le décalage du débit dans le temps et l'effet d'addition de ces débits au cours d'eau récepteur peut mener à une augmentation du débit de pointe en comparaison à un scénario sans bassin de rétention. Un deuxième scénario était un contrôle partiel pour des événements de faible récurrence (< 20 ans) et une relâche directe pour les événements plus gros, ce qui n'offrait pas de réelle performance en matière de réduction du débit de pointe total. Un autre scénario offrait un contrôle des débits de pointe à la rivière par un système centralisé d'unités de stockage directement dans la rivière. Le contrôle était simulé à chaque orifice de sortie avec une relation stockage/débit de sortie. Ce scénario est prometteur en matière de réduction du débit de pointe, quoique celui-ci se trouve toujours être supérieur au débit de pointe pré-développement. Toutefois, l'auteur a soulevé beaucoup de problèmes de logistique pour ce type de gestion, notamment l'impact sur la vie aquatique, l'impact sur le niveau d'eau de la rivière et le coût des infrastructures. L'ajout intensif de PGO, en complément aux ouvrages de rétention sans contrôle, démontrait une réduction significative du débit de pointe.

Le CTR peut également être prédictif, c'est-à-dire que l'état du système est évalué en temps réel et qu'un algorithme de contrôle recherche une solution optimale de débits selon les prédictions de pluie générées par un radar météorologique. Dans un contexte de CC, ce type de gestion permettra au réseau de s'adapter aux conditions changeantes du climat et de prendre en compte les incertitudes liées aux prévisions météorologiques. Pour un contrôle réactif, puisque les règles de contrôle ne prennent pas en compte les précipitations à venir, si la capacité résiduelle de stockage n'est pas suffisante pour recevoir l'événement de pluie suivant, le bassin risque de déborder puisqu'il peut ne pas avoir le temps de se vider complètement lorsque le ruissellement du prochain événement atteindra l'ouvrage. Pour un contrôle prédictif, il est possible d'anticiper le volume d'eau généré par le prochain événement de pluie et de vider le bassin au moment le plus

opportun, en considérant la qualité de l'eau dans le bassin et dans la rivière, le volume de stockage disponible dans le bassin et le temps nécessaire pour vider l'eau déjà stockée Figure 6.

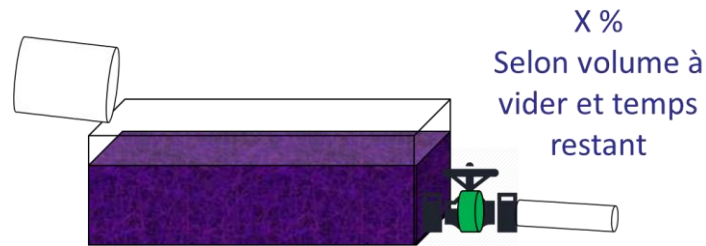


Figure 6: Schéma d'un bassin d'orage contrôlé (CTR prédictif)

Gaborit (2013) a étudié le CTR local prédictif d'un bassin de rétention en établissant des règles de contrôle dans SWMM. Ces règles considéraient l'état actuel du système ainsi que les prévisions de pluie pour établir une action sur la vanne de contrôle. Toutefois, dans cette étude, la capacité du bassin de rétention était tellement grande (niveau de service 100 ans), qu'il n'y avait pas de gain entre les règles de CTR réactif et les règles de CTR prédictif pour la période de simulation testée. Cette étude a démontré des résultats encourageants pour le CTR réactif en comparaison à un contrôle statique ou manuel de la vanne, notamment en matière d'efficacité d'enlèvement des MES, de réduction du stress hydraulique dans le cours d'eau récepteur, de limitation de l'érosion et de réduction des inondations.

Dans une étude subséquente, Gaborit et al. (2016) ont reproduit les règles de contrôle établies précédemment, mais cette fois en réduisant la capacité du bassin de rétention à des niveaux de service 2 ans et 5 ans (dimensionné à l'aide d'une pluie SEA 1 h), afin d'évaluer la performance du CTR prédictif. Le bénéfice d'ajouter les prévisions de pluie dans les règles de contrôle se retrouve plus spécifiquement dans la réduction des débordements du bassin, puisque le fait de considérer le prochain événement de pluie dans les actions de contrôle permet d'éviter que le bassin ne déborde. Une diminution de la capacité du bassin a évidemment mené à une réduction de l'efficacité d'enlèvement des MES puisque le temps de séjour est réduit afin d'éviter le débordement causé par le prochain événement de pluie. Le CTR a tout de même mené à des efficacités d'enlèvement de MES de 70 à 90% selon la capacité volumétrique du bassin, en comparaison à 46% pour un bassin avec contrôle statique. Lorsque la capacité du bassin est réduite, son potentiel à réduire le choc hydraulique sur le cours d'eau récepteur est également diminué puisque le bassin doit se vider plus souvent lorsqu'un événement de pluie est prévu.

Le CTR basé sur les prévisions de pluie n'est pas nécessairement la solution à adopter pour tous les bassins urbains, tel que soulevé par Gaborit (2013). Puisque les coûts associés à

l'implantation du CTR peuvent s'avérer importants, la performance obtenue par ce type de contrôle en conditions de climat futur doit être évaluée. Mrowiec et al. (2008) ont fait une liste des critères à considérer afin d'évaluer si le CTR est rentable pour un système de drainage donné : la taille du bassin de drainage, les futurs développements, les aires qui contribuent à la charge en polluants dans les eaux de ruissellement, le nombre et le volume total des ouvrages de rétention, le nombre de contrôles existants (pompes, seuils, barrages), la fréquence et l'échelle des inondations, la sensibilité du cours d'eau récepteur ainsi que les conditions d'opération de l'usine de traitement dans le cas d'un réseau unitaire.

Le CTR, déjà largement utilisé pour optimiser les débordements d'égouts unitaires et les systèmes intégrés d'eaux usées, est la stratégie de choix pour adapter l'opération des bassins d'orage aux conditions particulières de chaque événement pluvieux. Cependant, une différence significative existe entre les systèmes d'eaux unitaires et d'eaux pluviales : alors que les systèmes d'eaux unitaires réagissent rapidement aux événements pluvieux, les systèmes d'eaux pluviales peuvent avoir quatre vitesses de réaction: (1) les égouts pluviaux (conduites) réagissent rapidement, tout comme les égouts unitaires; (2) lorsqu'il y a des bassins d'orage dans le système, le débit est tempéré en fonction du volume disponible dans les bassins et le temps de réponse du système est alors plus long; (3) lorsque l'on tient compte du cours d'eau récepteur, le temps de réponse du système peut être très long en fonction des caractéristiques du bassin versant en amont; et (4) lorsqu'il y a des PGO dans le système, les processus d'infiltration ralentissent le temps de réponse du réseau. En raison de ces différents temps de réaction, il est difficile de prévoir la performance des systèmes d'eaux pluviales sans outil de modélisation et il est nécessaire de développer des stratégies de CTR propres aux systèmes d'eaux pluviales. De plus, les différents objectifs de gestion des eaux pluviales en milieu urbain peuvent souvent s'avérer contradictoires (p.ex. protection contre les inondations et rétention pour améliorer la qualité des eaux ruisselées). Des méthodes innovantes doivent donc être développées pour intégrer dans la décision ces différents objectifs parfois difficilement conciliables. La combinaison de plusieurs mesures de contrôle à la source et en fin de réseau peut s'avérer intéressante afin de gérer les événements de pluie en fonction de leur intensité et des volumes de ruissellement générés. De plus, la construction de nouveaux ouvrages peut s'avérer nécessaire, surtout dans la mesure où les précipitations pourraient s'intensifier en climat futur, dû aux CC. Le temps de réponse du réseau entre en jeu lorsque plusieurs ouvrages de contrôle sont utilisés à différentes localisations et donc, le décalage des débits nécessite une gestion globale pour maximiser la performance du réseau.

### 3. Objectifs du projet

La gestion globale dynamique et adaptative des ouvrages de gestion des eaux pluviales peut permettre d'améliorer la performance de ces ouvrages, en considérant les conditions actuelles et futures de l'ensemble du bassin versant. De plus, afin de faire face à la plus large gamme possible d'événements pluvieux, il convient de combiner adéquatement toutes sortes de mesures complémentaires en plus d'optimiser l'usage de chacune de ces mesures.

L'objectif général du projet est d'évaluer l'intégration du contrôle en temps réel des bassins d'orage dans une stratégie globale d'adaptation aux changements climatiques. Les objectifs spécifiques sont 1) d'évaluer la performance du CTR des bassins d'orage dans un contexte de climat changeant et 2) d'évaluer comment la performance des systèmes d'eaux pluviales en climat futur peut être améliorée en combinant le CTR des bassins d'orage à l'ajout de nouveaux bassins et à l'ajout de PGO favorisant l'infiltration.

Plus précisément, l'évaluation de la performance du CTR pour chacun des trois cas d'étude a pour objectif de déterminer différents cas d'application du CTR ainsi que la pertinence d'une localisation adéquate des ouvrages contrôlés en temps réel. Le CTR est donc évalué pour les bassins d'orage de même que pour les conduites surdimensionnées, en fin de réseau ou directement en réseau. Les résultats permettront de statuer sur la façon la plus efficace de choisir les mesures d'adaptation aux CC.

Tel que démontré par la revue de la littérature, le contrôle dynamique local d'un réseau pluvial a déjà été étudié au Québec sur l'aspect qualitatif (Paré-Bourque, 2008; Berrouard, 2010; Vallet, 2011; Muschalla et al., 2014; Gaborit et al., 2013). Seules quelques études ont évalué l'aspect quantitatif du CTR prédictif local d'un bassin d'orage (Gaborit, 2013; Gaborit et al., 2016). Plusieurs auteurs ont par ailleurs soulevé la pertinence d'une gestion dynamique globale (Kerkez et al, 2016; Emerson et al., 2005; Mullapudi et al., 2017; Mrowiec et al., 2008; Farrell et al., 2009). Toutefois, selon les connaissances de l'auteure au moment de la rédaction de ce mémoire, aucune étude n'a déjà permis d'évaluer l'impact quantitatif et qualitatif du CTR prédictif global sur un réseau pluvial. L'évaluation de la performance de différentes mesures adaptatives combinées au CTR est innovante, de même que l'intégration de différents types ouvrages contrôlés en temps réel et ce, à des endroits stratégiques du bassin versant selon les besoins du cas à l'étude. Aucun des projets nommés ci-haut n'a évalué la performance du CTR comme mesure d'adaptation dans un contexte de changements climatiques.

## 4. Méthodologie

La section qui suit présente la méthodologie utilisée afin d'évaluer la performance du CTR comme mesure d'adaptation aux CC. En premier lieu, cette section présente le choix de la série pluviométrique ainsi que l'ajustement de cette dernière pour représenter adéquatement la modification prévue du régime de précipitations en climat futur. Par la suite, les cas d'étude sont présentés et les particularités de chacun d'eux sont comparées. Les cas à l'étude dans le présent projet sont des secteurs dans les villes de Sherbrooke, Victoriaville et Granby. La méthodologie de localisation et de sélection des PGO est présentée, suivie des stratégies de CTR appliquées pour chacun des cas d'étude. Finalement, les indices de performance utilisés pour l'évaluation de la performance des différentes mesures adaptatives sont présentés.

### 4.1. Séries pluviométriques

#### 4.1.1. Série pluviométrique – climat actuel

Afin de bien simuler les processus liés à la succession des événements de pluie, les simulations en continu sont nécessaires. Effectivement, ce type de simulation permet de prendre en compte le remplissage et la vidange des ouvrages de rétention ainsi que la saturation ou l'assèchement des sols pour représenter adéquatement les processus d'infiltration.

Les trois municipalités à l'étude ont des pluviomètres sur leur territoire, dont certains appartiennent à Environnement Canada, d'autres au MDDELCC. Cependant, seule la ville de Victoriaville possède des données de pluie à un pas de temps suffisamment précis pour pouvoir simuler en continu. Puisque les trois cas à l'étude présentent un climat et une localisation géographique semblables, les séries pluviométriques utilisées dans la présente étude proviennent des données enregistrées à la station Arthabaska, sur le territoire de la ville de Victoriaville. Ces données ont été rendues disponibles pour les années 2002 et 2005 à 2013, enregistrées au pas de temps de 10 minutes. L'objectif de l'étude des séries pluviométriques était de conserver une année de pluie critique, soit une année très pluvieuse, afin d'évaluer la performance des mesures d'adaptation dans la pire des situations. Afin d'évaluer différents scénarios et de faire le choix des données à conserver, les périodes entre le 1<sup>er</sup> mai et le 1<sup>er</sup> octobre pour les 10 années de pluie disponibles ont été étudiées et une analyse par événement a été effectuée.

La séparation par événement, permettant de choisir la série pluviométrique qui sera utilisée pour les simulations, s'est faite sur la base de deux critères : la durée inter-événement et la quantité de pluie minimale pour considérer l'évènement. Les données de pluie de Victoriaville sont enregistrées aux 10 minutes et la quantité minimale de pluie enregistrée sur cet intervalle est 0,2

mm, ce qui représente une intensité minimale de 1,2 mm/h. En choisissant une cible de 1,2 mm/h, aucun évènement n'est négligé et la pluie de faible intensité est incluse lors des plus gros évènements. Le choix de la durée inter-évènement (DIE) est inspiré de l'analyse de Powell et al. (2007). Le Tableau 6 présente quelques caractéristiques de pluie pour différentes durées inter-évènement, pour la série pluviométrique de 2013.

Tableau 6: Analyse des durées inter-évènements (2013)

<b>Durée inter-évènement (h)</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>4</b>
<b>Nombre d'évènements</b>	74	96	108
<b>Hauteur d'eau moyenne/évènement (mm)</b>	10,94	8,43	7,50
<b>Intensité moyenne/évènement (mm/h)</b>	1,40	1,74	2,00
<b>Durée moyenne (h)</b>	10,36	6,12	4,88

Une durée inter-évènement très longue (12 h) va permettre d'inclure les petits évènements de pluie dans les longs évènements, à l'inverse d'une durée inter-évènement de 4 h par exemple, pour laquelle les petits évènements sont considérés indépendants. Une durée moyenne de 6 h est choisie, pour inclure les petits évènements de pluie dans les gros, mais de façon à ne pas se retrouver avec de longues périodes sans pluie à l'intérieur d'un même évènement.

Le sommaire des données de pluie pour les 10 ans de données disponibles à la station Arthabaska est présenté dans le Tableau 7. Il est à noter qu'afin de faire une vérification des données manquantes, une inspection visuelle des données brutes a été effectuée. Toutefois, les données manquantes avaient été remplacées par des 0 dans les données brutes, ce qui compliquait la tâche d'identifier leur nombre. Le calcul du rapport entre la hauteur d'eau journalière totale mesurée et la hauteur d'eau totale enregistrée par Environnement Canada (EC) a ensuite été effectué. Une année pour laquelle ce rapport se rapproche de 1 est considérée comme une année pour laquelle peu de données sont manquantes.

Le choix de l'année à conserver pour les simulations s'est d'abord fait en considérant le rapport entre la pluviométrie totale des données aux 10 minutes et celle fournie par EC. Les années 2002, 2008, 2010, 2011 et 2012 ont ainsi été rejetées puisque le rapport pour ces années était trop petit, ce qui laissait présager un nombre important de données manquantes. Les années restantes ont été évaluées sur la base de leur hauteur d'eau totale ainsi que sur la représentativité de leurs évènements par rapport aux courbes IDF.

Tableau 7: Sommaire des pluies - Victoriaville

Année	Hauteur d'eau totale (mm)	Nombre d'événements	Hauteur moyenne par événement (mm)	Quantité totale mesurée/quantité EC
<b>2002</b>	417,4	57	7,32	0,868
<b>2005</b>	499,6	77	6,49	0,939
<b>2006</b>	568,0	79	7,19	0,952
<b>2007</b>	526,8	64	8,23	0,972
<b>2008</b>	626,4	84	7,45	0,895
<b>2009</b>	631,6	81	7,80	0,980
<b>2010</b>	508,0	86	5,91	0,854
<b>2011</b>	526,8	73	7,22	0,815
<b>2012</b>	346,8	40	8,67	0,600
<b>2013</b>	661,6	74	8,94	0,922

La quantité moyenne de pluie enregistrée par Environnement Canada pour la station Arthabaska entre 1981 et 2010, entre le 1<sup>er</sup> mai et le 1<sup>er</sup> octobre, est de 550,1 mm (Environnement Canada, 2017). Les hauteurs d'eau totales pour 2005 et 2007 sont semblables et légèrement sous cette normale alors que la quantité totale pour 2013 démontre que cette année était très pluvieuse. Par ailleurs, la moyenne de pluie par événement est très petite en 2005. L'année 2005 permettrait de représenter un scénario peu pluvieux avec des événements de faible intensité; 2007 est une année typiquement moyenne; 2013 est une année typiquement pluvieuse. Le choix final s'est donc arrêté sur la série pluviométrique de 2013 pour les simulations. Une analyse de différentes années de pluie permettrait de soulever l'importance de la variabilité annuelle des précipitations et d'évaluer différents scénarios, mais ceci est hors du champ de la présente étude.

Les événements les plus intenses ont été placés sur les courbes IDF (Figure 7) de la station Arthabaska (7020305, 1963-1998, Environnement Canada) selon l'intensité moyenne et la durée de l'événement. Ceci permet de visualiser le type et la sévérité des événements de pluie de l'année choisie, et également de vérifier la représentativité des événements à l'étude par rapport aux événements extrêmes.

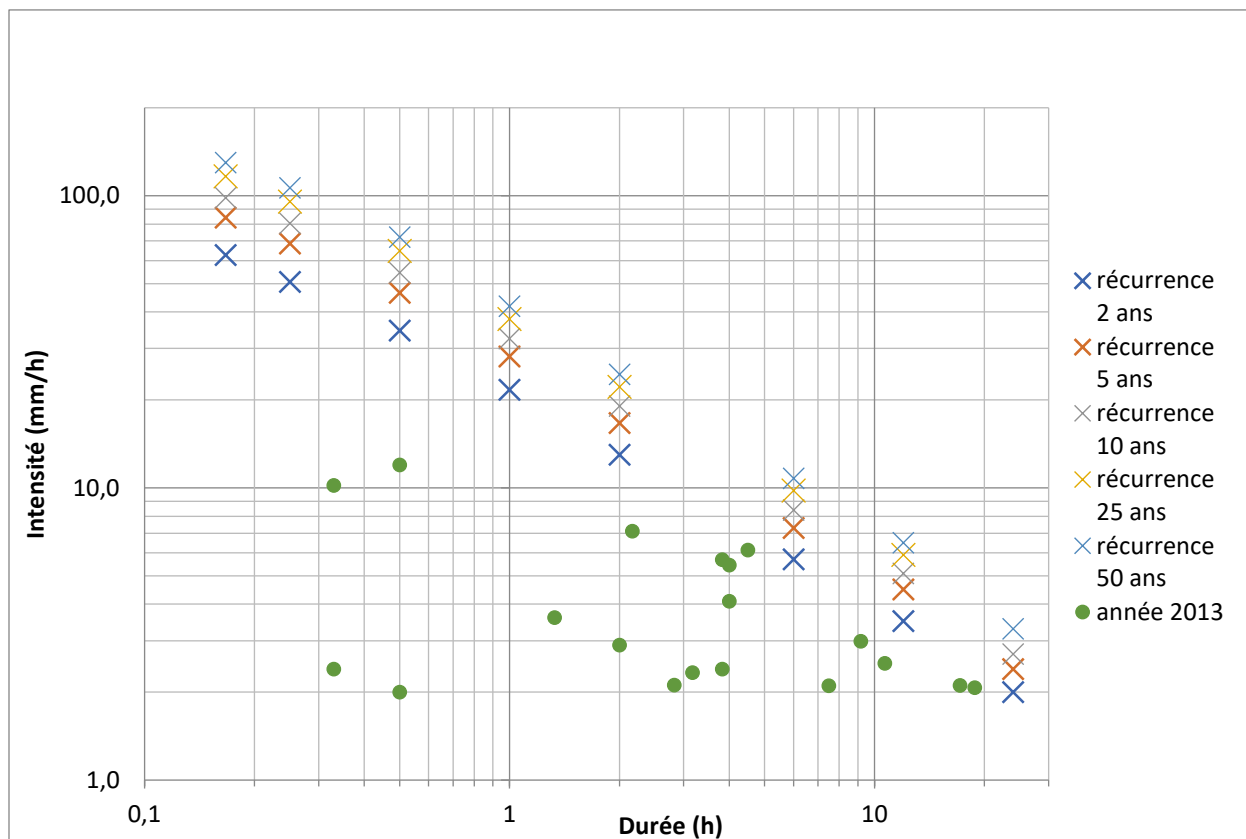


Figure 7: Événements 2013 (intensité moyenne et durée totale) placés sur les courbes IDF de la station Arthabaska

L'année 2013 est ainsi une année très pluvieuse et on y retrouve beaucoup d'événements de longue durée mais de faible intensité.

Pour résumer : l'année 2013 comprend un total de 74 événements de pluie, selon un critère inter-événement de 6 h et une cible minimale de 1,2 mm/h. Onze de ces événements dépassent une hauteur de pluie de 25 mm, sur différentes durées.

#### 4.1.2. Série pluviométrique – climat futur

L'impact des CC sur les précipitations a été décrit plus tôt, dans la section 2.1.1. Afin de simuler en conditions futures, les séries pluviométriques ont été adaptées pour représenter l'impact des CC sur les précipitations. Deux scénarios considérés de majoration des précipitations utilisent les résultats du groupe d'experts Ouranos. L'ajustement des précipitations en climat futur consiste à augmenter les quantités de précipitation par un changement relatif saisonnier, selon les valeurs fournies dans le rapport synthèse pour la région Sud du Québec, à l'horizon 2050. Les valeurs médianes et maximales de ces changements relatifs projetés sont présentées dans le Tableau 8.



Tableau 8: Changements relatifs projetés des précipitations totales pour la région Sud du Québec (Horizon 2050)

Saison	RCP4.5		RCP8.5	
	Médiane	Maximum	Médiane	Maximum
<b>Mars-Avril-Mai</b>	+10	+17	+12,5	+18
<b>Juin-Juillet-Août</b>	+5	+9	+2,5	+10
<b>Sept-Oct-Nov</b>	+7,5	+13	+6	+14

Un dernier scénario d'ajustement a été considéré et utilise une majoration des événements selon des valeurs fixes recommandées par une étude de Mailhot et al. (2012). Une majoration fixe de 15% a été appliquée sur toutes les précipitations entre le 1<sup>er</sup> mai et le 30 septembre. Le Tableau 9 résume les différents scénarios considérés pour la majoration des séries pluviométriques en climat futur.

Tableau 9: Résumé des scénarios de climat futur

Scénario	Période	Pourcentage de majoration (%)
<b>Valeurs médianes – RCP8.5 (Ouranos 2015)</b>	Mars-Avril-Mai	12,5
	Juin-Juillet-Août	2,5
	Sept-Oct-Nov	6
<b>Valeurs maximales – RCP8.5 (Ouranos 2015)</b>	Mars-Avril-Mai	18
	Juin-Juillet-Août	10
	Sept-Oct-Nov	14
<b>Valeur moyenne (Mailhot et al. 2012)</b>	Fixe	15

La Figure 8 présente les quantités de pluie totales pour ces différents scénarios de majoration, pour la période du 1<sup>er</sup> mai au 30 septembre, en comparaison aux quantités de pluie en climat actuel, pour l'année 2013.

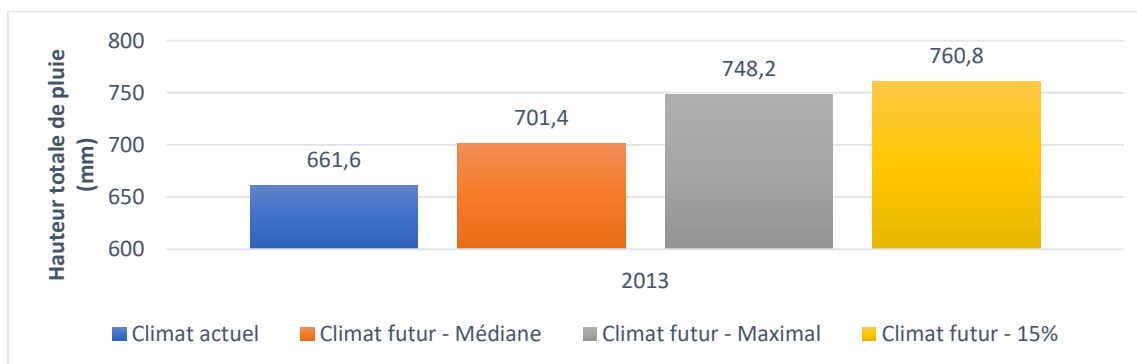


Figure 8: Hauteurs de pluie totale (mm) pour la période du 1er mai au 30 septembre

Afin d'étudier le pire scénario possible en climat futur, la série pluviométrique majorée d'un coefficient fixe de 15% est utilisée pour les simulations. Les séries pluviométriques en climat actuel et en climat futur utilisées pour les simulations, ainsi que la liste des événements pour chacune de ces séries, sont présentées à l'annexe 4.

Cependant, le niveau de confiance quant à l'augmentation de l'intensité et de la fréquence des orages dans le futur est plutôt faible, puisque la résolution des modèles climatiques n'est pas encore assez fine par rapport à la taille typique des orages (Ouranos, 2015). Puisque les incertitudes sont nombreuses, il pourrait être pertinent de faire les simulations avec différents scénarios de climat futur afin de représenter la plus large gamme possible de résultats. Par ailleurs, un coefficient a été appliqué sur les séries pluviométriques à l'étude, mais il serait intéressant d'étudier l'impact de la modification dans les régimes pluviométriques, soit par une variation dans la quantité d'événements durant l'année. Très peu d'informations permettent de faire ce type d'hypothèse à ce jour.

#### 4.2. Présentation des cas d'étude et des niveaux de service de référence

Le choix de trois cas d'étude permet de cerner différentes problématiques typiques afin de mieux établir une méthodologie qui sera facilement répétable dans d'autres municipalités, en fonction des configurations de chacune. Trois municipalités ont accepté de collaborer à ce projet de recherche : Sherbrooke, Victoriaville et Granby. Dans les trois cas, l'étude se concentre uniquement sur le réseau de conduites pluviales. La configuration recherchée comprend un ou plusieurs points de rejet sur un même tronçon de rivière. Les secteurs à l'étude sont présentés en décrivant leur localisation ainsi qu'un portait du bassin versant dans lequel chacun se situe. L'occupation du territoire du secteur à l'étude est détaillée et le scénario de référence est établi, en incluant la réglementation sur le débranchement des gouttières et les infrastructures existantes. Les modèles hydrologique et hydraulique sont finalement présentés. Le modèle hydrologique délimite les différents sous-bassins et permet de représenter les débits produits par les séries de précipitations sur le territoire. Le modèle hydraulique représente le transport de ces eaux de ruissellement vers les différents ouvrages et exutoires. Le logiciel PCSWMM a été utilisé pour fins de modélisation puisqu'il comprend un module permettant d'intégrer les PGO ainsi qu'un module de contrôle facile d'utilisation, qui permet d'ajouter des règles de contrôle pendant les simulations. L'interface-utilisateur est conviviale et intuitive.

#### 4.2.1. Sherbrooke – Secteur Thibault

Le premier secteur à l'étude se situe dans la ville de Sherbrooke avec son exutoire dans la rivière St-François. La Figure 9 présente le bassin versant de la rivière St-François, de même que la localisation de la ville de Sherbrooke.

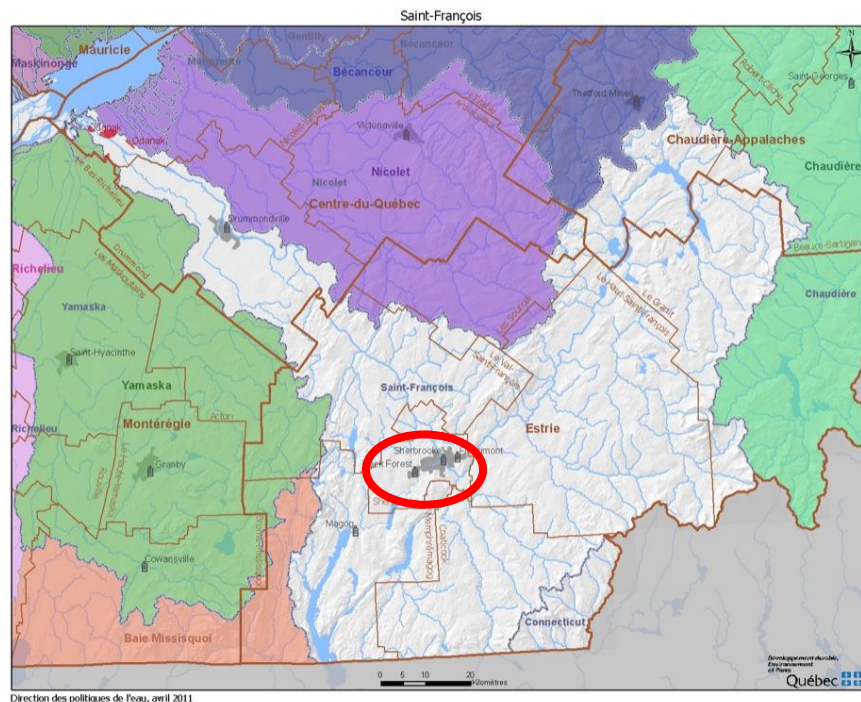


Figure 9: Bassin versant de la St-François (COGESAF, 2017)

Le bassin versant de la rivière St-François s'étend sur plus de 10 200 km<sup>2</sup> et regroupe 95 municipalités, dont 3 villes principales, soit Sherbrooke, Drummondville et Magog. De nombreux ouvrages de surverse se situent sur le bassin versant et plusieurs débordements sont observés, notamment dans la région de Sherbrooke. Entre 1964 et 1999, plus de 160 inondations ont été enregistrées sur le territoire et Sherbrooke fait partie des municipalités qui sont le plus susceptibles d'être inondées. Par ailleurs, une étude de l'artificialisation des berges de 46 lacs a été effectuée et il en ressort que 59% des rives des lacs étudiés sont considérablement dégradées, notamment touchées par l'érosion et la forte concentration en phosphore dans les sédiments. Globalement, la qualité de l'eau de la rivière St-François varie de « bonne » à « mauvaise », bonne avant d'atteindre la ville de Sherbrooke et se dégradant par son passage dans la ville. Toutes ces informations sont tirées d'un rapport sur le bassin versant de la rivière St-François (Painchaud, 2007).

Le secteur du bassin versant Thibault est situé au sud de la ville de Sherbrooke, en périphérie du centre-ville, tel que représenté à la Figure 10. Il est bordé au nord par le lac des Nations et le centre-ville, à l'ouest par la rivière Magog, à l'est par la rivière St-François et le secteur Lennoxville et au sud par les limites de la ville de Sherbrooke. L'exutoire est dans la rivière St-François, à l'est.

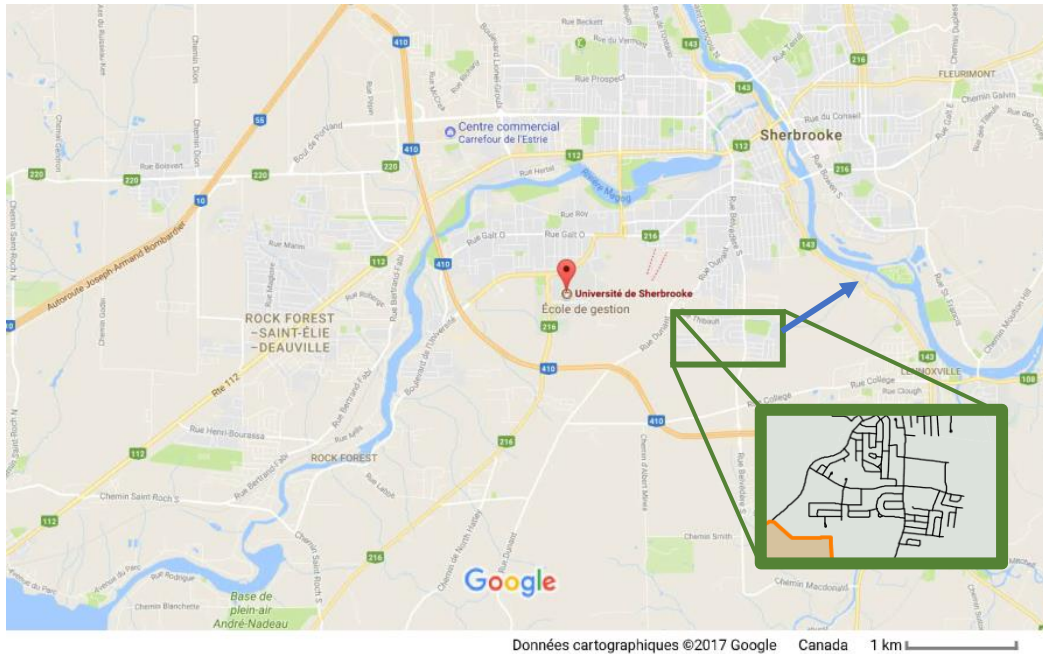


Figure 10: Localisation du secteur à l'étude - Bassin versant Thibault - Ville de Sherbrooke

Situé en zone urbaine, le secteur est majoritairement résidentiel de moyenne densité et comprend quelques lots commerciaux et institutionnels. La Figure 11 représente le modèle hydrologique et hydraulique du secteur. Le réseau est séparatif et les eaux pluviales se drainent par un collecteur principal de 1800 mm en tôle ondulée, représenté en orange sur la figure suivante, vers le bassin de rétention en fin de réseau. Le découpage des sous-bassins comprend 3 futurs développements, actuellement considérés comme étant des zones forestières. La zone au nord du collecteur est drainée par un fossé naturel.

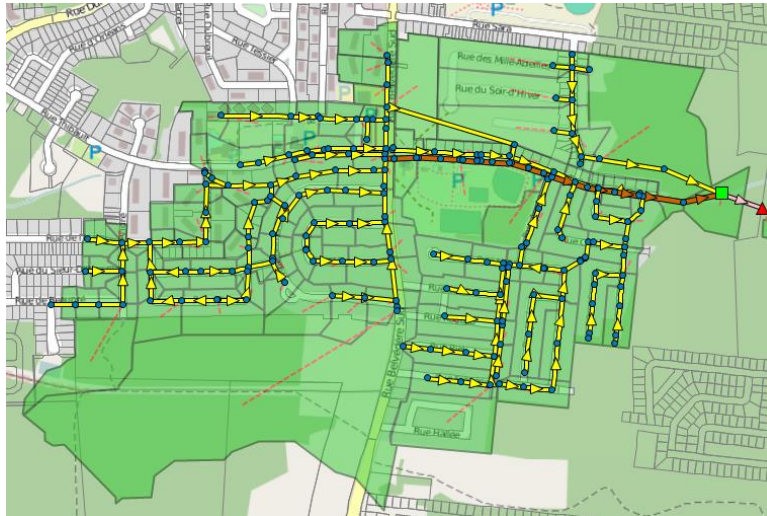


Figure 11: Représentation hydraulique et hydrologique du secteur du bassin de rétention Thibault

Le modèle hydraulique a été fourni par la Ville de Sherbrooke. Le modèle hydrologique a été finalisé à partir du découpage des sous-bassins déjà entamé par la ville et des photos aériennes ont été utilisées pour déterminer les pourcentages d'imperméabilité de chaque sous-bassin. Une pente fixe de 1% des lots vers la rue a été supposée sur tout le bassin de drainage. Le type de sol de ce secteur est un limon sableux fin et les paramètres typiques d'infiltration utilisés sont tirés du guide de modélisation du logiciel SWMM, selon ce type de sol, pour la méthode d'infiltration utilisée, soit la méthode de Horton. Le bassin de drainage est composé de 104 sous-bassins pour une superficie totale de 162 hectares et 204 tronçons de conduites totalisant une longueur de plus de 13 km, avec des diamètres qui varient entre 300 et 1800 mm. Le pourcentage d'imperméabilité global est de 37%.

La réglementation de la Ville de Sherbrooke stipule que l'eau pluviale provenant des toits et évacuée au moyen de gouttières doit obligatoirement être déversée à la surface du terrain ou dans un puits percolant (Ville de Sherbrooke, 2011). Il est estimé que le taux de conformité de débranchement des gouttières à ce règlement est d'environ 70%. Ce débranchement de gouttières est donc modélisé dans le scénario de référence au moyen du paramètre de pourcentage de la surface imperméable redirigé vers une surface perméable (« percent routed »).

Avant la fusion avec la ville de Sherbrooke, l'ancienne ville d'Ascot avait prévu un bassin de rétention en aval pour gérer l'ensemble des eaux pluviales et le développement urbain de l'ensemble du bassin versant. Le bassin de rétention permet de recueillir le ruissellement d'une pluie de récurrence 100 ans (Figure 12).



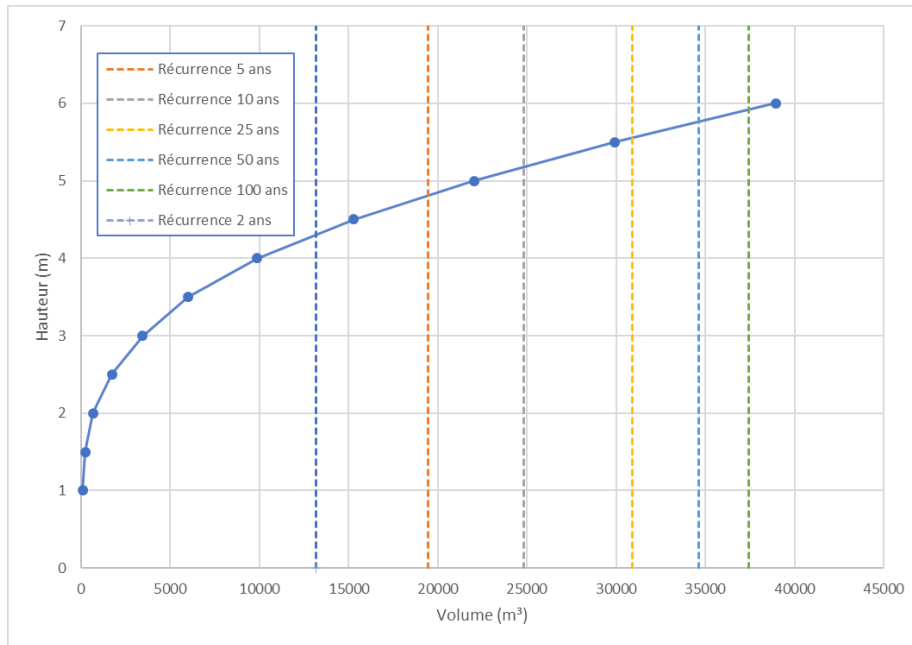


Figure 12: Courbe de stockage du bassin de rétention Thibault

Il y a 3 types d'ouvrage à la sortie du bassin de rétention, soit une vanne permettant un débit maximal de 15 L/s-ha, un déversoir secondaire et un déversoir d'urgence. Une courbe des débits en fonction de la hauteur d'eau dans l'ouvrage de stockage permet de modéliser le débit à la sortie, tel que présenté à la Figure 13.

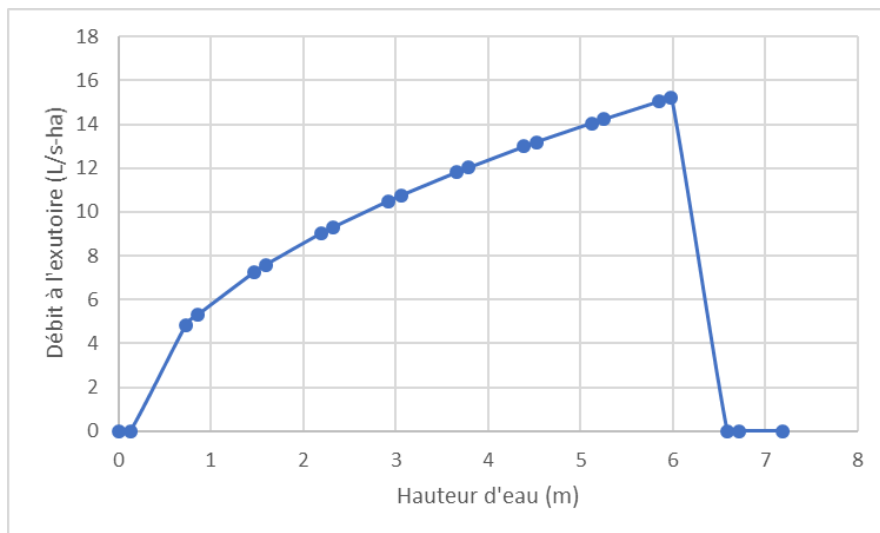


Figure 13: Relation hauteur-débit - bassin de rétention Thibault

Dû à la forte pente et la grande distance qui sépare la sortie du bassin de rétention et le cours d'eau récepteur, les niveaux d'eau de la rivière n'ont pas d'impact sur la capacité de sortie de l'exutoire.

Le réseau présente déjà des problématiques connues par la Ville de Sherbrooke, notamment une surcharge du collecteur principal vers le bassin de rétention et certaines sections de conduite avec des pentes très faibles, voire même nulles, qui occasionnent des surcharges locales. Le réseau, autrefois conçu pour un niveau de service de 10 ans, ne répond plus à ce niveau de service suite au développement urbain (voir évaluation du niveau de service à l'Annexe 6 – Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation). Par ailleurs, le bassin de rétention en fin de réseau agit de façon traditionnelle en se remplissant et en se vidant au fur et à mesure qu'il pleut.

#### 4.2.2. Victoriaville – Secteur Centre-Ville

Le deuxième cas d'étude se situe dans la ville de Victoriaville et possède ses exutoires dans la rivière Nicolet. Le bassin versant de la rivière Nicolet s'étend sur un territoire de près de 3400 km<sup>2</sup>, compte 2 lacs importants, le Lac Nicolet et les Trois-Lacs, ainsi que 4 lacs de plus faible envergure, dont le réservoir Beaudet, principale source d'eau potable de la Ville. Deux rivières principales traversent le bassin versant, soit la rivière Nicolet et la rivière Nicolet Sud-Ouest. La Figure 14 présente ce bassin versant ainsi que la localisation de la ville de Victoriaville.

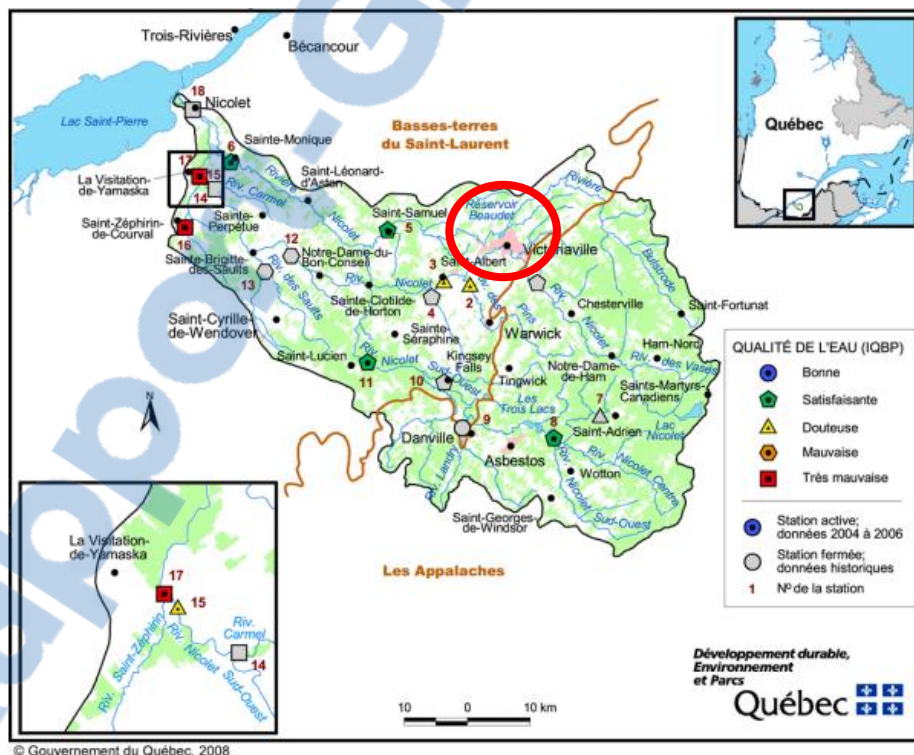


Figure 14: Bassin versant de la Nicolet (Giroux et Simoneau, 2008)

Les activités industrielles sont très présentes dans le bassin versant, avec plus d'une soixantaine d'industries des domaines de l'agro-alimentaire et des pâtes et papiers notamment, dont plusieurs rejettent des eaux de procédés vers les cours d'eau récepteur. Par ailleurs, le bassin versant de la Nicolet est l'un des bassins avec le plus grand surplus en fumier agricole, ce qui occasionne des concentrations élevées de phosphore, d'azote et de nitrites-nitrates dans les cours d'eau. Le bassin versant compte 65 ouvrages de surverse, avec des débordements fréquents dans la ville de Victoriaville. De graves problèmes d'érosion augmentent la sédimentation et les inondations. Finalement, les embâcles de glace occasionnent également régulièrement des inondations. Toute l'information citée précédemment provient d'un état des faits du bassin versant Nicolet publié par le MDDELCC (Giroux et Simoneau, 2008).

Le secteur à l'étude à Victoriaville se situe en plein centre-ville, aux abords de la rivière Nicolet, et est d'une superficie de 312 hectares. Le secteur est bordé au nord par le Boulevard Labbé, à l'ouest par le réservoir d'eau potable Beaudet et le Boulevard Pierre-Roux, à l'est par la rue Notre-Dame Est et au sud par la rivière Nicolet et le Boulevard Jutras. La Figure 15 montre la localisation ainsi que les limites approximatives de ce secteur.

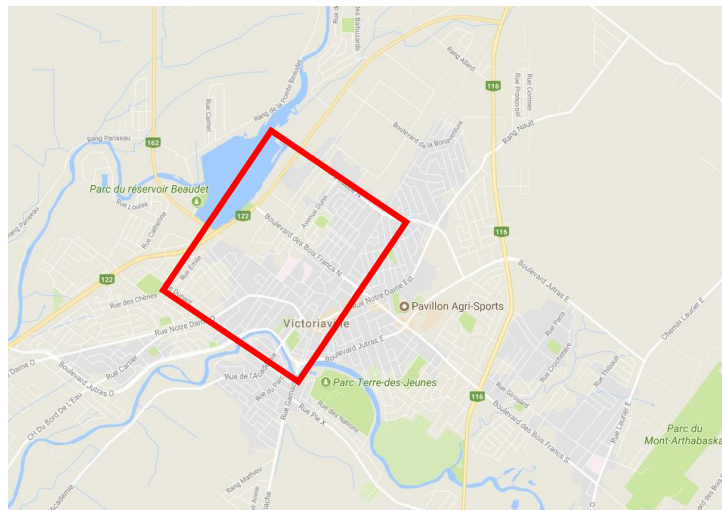


Figure 15: Localisation du secteur à l'étude de la ville de Victoriaville (Image tirée de Google Maps, 2017)

Le secteur à l'étude comprend une occupation du territoire majoritairement résidentielle, avec commerces légers et quelques terrains industriels, commerciaux et institutionnels. Les lots sont presque entièrement occupés, l'occupation est dense et il y a très peu de possibilités de développement. Comme c'est un secteur qui a fait l'objet de plusieurs études hydrologiques et hydrauliques au cours des dernières années, plusieurs des informations disponibles dans ces



rapports ont été utilisées pour l'élaboration du scénario de référence. Il est à noter que toutes les eaux de ruissellement qui se trouvent au nord du Boulevard Labbé se drainent plutôt vers le réservoir Beaudet et ne font donc pas partie de la présente étude. Les sous-bassins à l'est de la rue Bigarré (voir Figure 17) n'avaient pas été modélisés lors des études antérieures et leurs apports avaient plutôt été calculés à l'aide de la méthode rationnelle. Comme ces sous-bassins sont pertinents dans l'étude de l'adaptation du réseau aux CC, puisque leurs eaux de ruissellement se dirigent vers les exutoires à l'étude pour ensuite se jeter dans la rivière Nicolet, ils ont été modélisés selon l'occupation du territoire connue et selon le réseau de conduites fourni; le modèle hydrologique a ensuite été intégré au modèle actuel.

Le réseau actuel, montré à la Figure 16, comprend un seul collecteur pluvial et un seul exutoire pluvial à la rivière. Le collecteur Laflamme (orange) achemine les eaux pluviales de certains sous-bassins, mais le réseau est actuellement majoritairement unitaire et les eaux sont acheminées soit vers la station d'épuration, soit par les trop-pleins vers la rivière lors des plus gros événements de pluie.

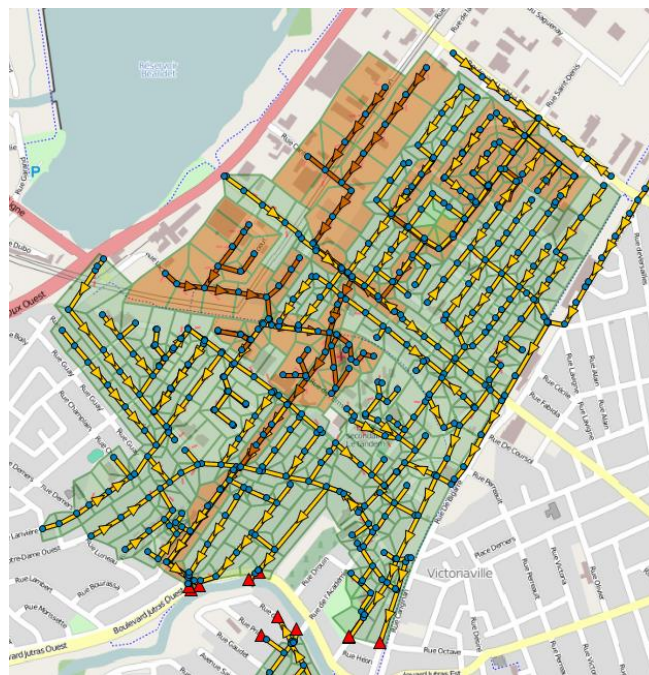


Figure 16: Modèle hydrologique et hydraulique actuel - secteur à l'étude - Ville de Victoriaville

Selon les communications avec la Ville, la capacité de la station d'épuration n'est pas problématique actuellement mais pourrait le devenir en climat futur, d'où l'importance d'une séparation du réseau dans un horizon à moyen terme. Comme il est probable que le réseau soit modifié dans les prochaines années et puisque la présente étude se concentre uniquement sur

l'adaptation des réseaux de conduites pluviales, une séparation de réseau est considérée comme scénario de référence pour la suite de l'étude. Ce scénario de référence inclut donc 4 collecteurs pluviaux et 4 exutoires à la rivière. Ce scénario s'inspire d'une étude de séparation de réseaux commandée par la municipalité en 2015. Le collecteur pluvial Laflamme est conservé, et les collecteurs unitaires Poitras, St-Philippe et St-Paul sont transformés en collecteurs pluviaux (Figure 17).



Figure 17: Scénario de référence – Victoriaville

Ce scénario va permettre d'évaluer la performance de la séparation de réseau et des futures mesures d'adaptation dans ce secteur de la ville, en conditions de CC. Le modèle hydraulique en scénario de référence est composé de 570 conduites, totalisant une longueur de près de 42 km, avec des diamètres de 300 à 2100 mm. Le secteur est divisé en 470 sous-bassins à pente constante de 2% des lots vers la rue. L'infiltration est modélisée avec la méthode de Horton selon les paramètres établis par une étude antécédente. Le pourcentage d'imperméabilité du secteur s'élève à 56%.

Le Service de l'environnement de la Ville de Victoriaville a mené, de 2012 à 2015, une campagne de sensibilisation pour le débranchement des gouttières vers des surfaces perméables. Une inspection a permis de révéler différents taux de conformité des gouttières, variables selon les secteurs de la ville. Dans le secteur à l'étude, il a été évalué que 58% des gouttières étaient débranchées du réseau municipal. Ce secteur de Victoriaville, situé au centre-ville, a des taux de débranchement plus faibles que les autres secteurs, pour lesquels les pourcentages de gouttières

conformes atteignent plutôt 75%. Les secteurs plus densément peuplés, et donc plus imperméables, ont tendance à être moins conformes, possiblement dû au fait que les surfaces perméables sont plus petites et parfois même inexistantes et donc, qu'il est plus difficile de diriger les gouttières vers une surface perméable. Le modèle de référence utilisé pour la présente étude représente ce débranchement des gouttières. Le paramètre « percent routed » est utilisé et un taux de débranchement des gouttières de 60% est modélisé dans ce cas.

Le réseau actuel répond à un niveau de service 2 ans (voir évaluation du niveau de service à l'Annexe 6 – Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation).

La Figure 18 présente, pour le secteur à l'étude à Victoriaville, les débits maximaux aux exutoires, obtenus pour une pluie SEA de récurrence 5 ans et de durée 1h. La récurrence de 5 ans est choisie à titre d'exemple alors que la durée de 1h est choisie puisqu'elle représente le temps de concentration du bassin versant.



Figure 18: Débits maximaux aux exutoires - Victoriaville - SEA5A1H

Dans tous les cas, le débit maximal dépasse le critère de rejet de 50 L/s.ha. Effectivement, aucun contrôle n'est prévu aux exutoires, ce qui mène à des débits de pointe très élevés pouvant occasionner des problèmes importants d'érosion dans la rivière Nicolet, cours d'eau déjà très sensible en matière d'érosion et de qualité de l'eau. Par ailleurs, en 2005, une firme externe a remis à la Ville une étude des débits de crue et des élévations de la rivière Nicolet pour des récurrences de 2 à 100 ans. Ces niveaux de rivière peuvent s'avérer problématiques pour le niveau de service du réseau puisqu'ils diminueraient la capacité de rejet des eaux pluviales vers la rivière, ce qui pourrait occasionner des refoulements pour des événements de récurrences de 5 ans et plus.



#### 4.2.3. Granby – Secteur Sud-Ouest

Le cas d'étude de la ville de Granby se situe au sud-ouest de la ville et possède ses exutoires dans la rivière Yamaska, tel que montré sur la Figure 19. Le secteur à l'étude est visible en bleu sur la carte.

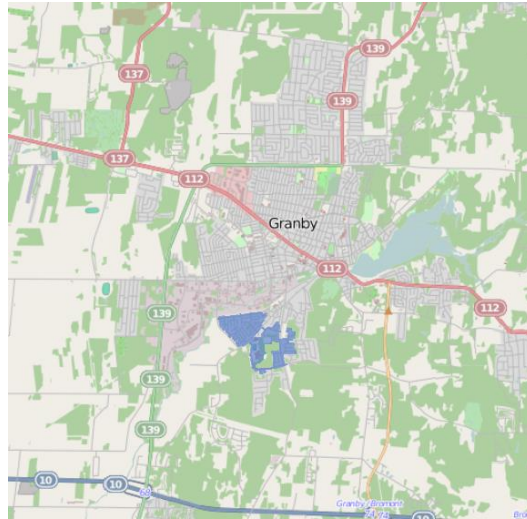


Figure 19: Localisation du secteur à l'étude - Ville de Granby

Le bassin versant de la Yamaska (Figure 20) est d'une superficie de 4784 km<sup>2</sup> et compte trois principales rivières, soit la Noire, la Yamaska Nord et la Yamaska Sud-Est, en plus de compter quelques principaux plans d'eau, soit les lacs Roxton, Shefford et Yamaska ainsi que les réservoirs Choinière et Boivin.

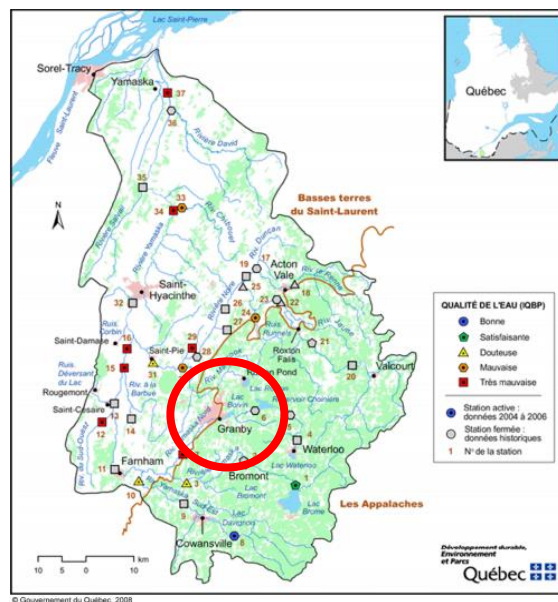


Figure 20: Bassin versant de la Rivière Yamaska (OBV Yamaska, 2013)

Sur la presque totalité du bassin versant à l'étude, la qualité de l'eau va de « douteuse » à « très mauvaise », avec des présences de plusieurs polluants, produits chimiques, pesticides, phosphore et coliformes fécaux. Les sources de polluants sont notamment l'agriculture, qui couvre plus de 60% du bassin versant et les 110 industries qui rejettent leurs eaux de procédés majoritairement au réseau d'égout municipal. Les résidences avec des installations sanitaires privées ont également leur part dans la charge en polluants puisqu'il est évalué que 40% des installations n'étaient pas conformes et déversaient directement leurs eaux usées dans le cours d'eau ou étaient déficientes (OBV Yamaska, 2013).

L'occupation du territoire du secteur à l'étude est variée, mais majoritairement résidentielle unifamiliale et multifamiliale. D'une superficie de 142 hectares, la superficie imperméable s'étend sur 42% du territoire. La Figure 21 présente l'occupation du territoire du secteur à l'étude.

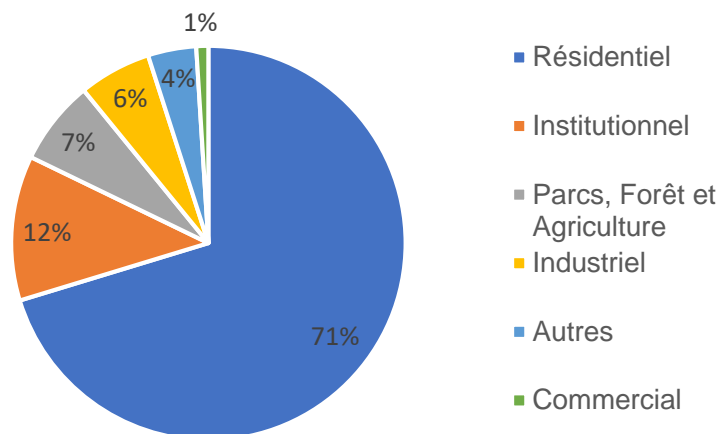


Figure 21: Occupation du territoire – Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby

Les modèles hydrologique et hydraulique proviennent des informations et modèles fournis par la Ville de Granby. Plusieurs secteurs de la ville sont desservis par un réseau unitaire, mais le choix du secteur s'est arrêté sur des réseaux pluviaux seulement, avec les exutoires directement au cours d'eau récepteur, sans contrôle ni ouvrage de rétention. La Figure 22 présente le secteur à l'étude et la représentation de son modèle hydraulique et hydrologique, pour les deux exutoires majeurs et un exutoire supplémentaire à l'ouest.

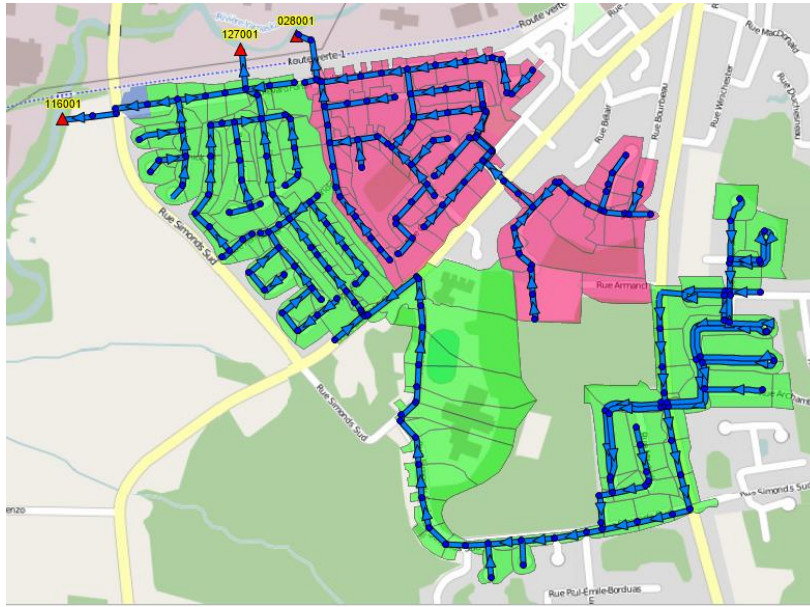


Figure 22: Modélisation hydraulique et hydrologique - Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby

Le modèle hydraulique de référence est composé de plus de 26 km de conduites pluviales, avec des diamètres variant entre 300 et 2100 mm. Les secteurs sont divisés en 212 sous-bassins et l'infiltration y est calculée selon la méthode du « Curve Number » avec des paramètres typiques selon le type de sol en place.

Depuis 2012, la Ville de Granby tient un programme d'inspection de la conformité des gouttières. Un taux de conformité moyen de 70% est donc modélisé puisque l'occupation du territoire est semblable au secteur de la ville de Sherbrooke, c'est-à-dire majoritairement résidentiel à faible densité. Le scénario de référence inclut une modification du pourcentage imperméable se dirigeant vers une surface perméable, le « percent routed ».

Le réseau pluvial actuel de ce secteur est en-deçà d'un niveau de service 2 ans (voir évaluation du niveau de service à l'Annexe 6 – Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation).

Finalement, les niveaux d'eau de la rivière Yamaska et du Lac Boivin pourraient s'avérer critiques en conditions de CC et limiter le débit de sortie des exutoires vers les cours d'eau. Toutefois, cette considération dépasse le champ de la présente étude; il est donc supposé que les exutoires se jettent librement dans le cours d'eau.

À cause des développements en amont, le réseau hydraulique en aval est déjà fortement sollicité en temps de pluie et les CC vont générer un volume de ruissellement encore plus important, qui ne pourra pas être acheminé adéquatement au cours d'eau récepteur. Par ailleurs, les eaux

pluviales sont actuellement rejetées au cours d'eau récepteur sans contrôle des débits de pointe et sans aucun traitement qualitatif.

#### 4.2.4. Comparaison des cas d'étude

Les cas d'étude sont présentés et étudiés en ordre de complexité et une brève comparaison permet d'évaluer le niveau d'adaptation requis ainsi que les solutions proposées.

Le secteur dans la ville de Sherbrooke est un petit secteur résidentiel en périphérie de la ville avec commerces légers, peu dense. Le réseau est séparatif et comprend un bassin d'orage à son exutoire. Le réseau est desservi par un collecteur de 1800 mm en tôle ondulée présentant certains problèmes locaux et en charge à plusieurs endroits. Ce cas d'étude est représentatif des municipalités qui veulent développer un secteur sans augmenter leur rejet au cours d'eau récepteur. Les solutions potentielles sont la construction de bassins d'orage contrôlés en temps réel pour desservir les futurs développements, le CTR de l'ouvrage en fin de réseau (qui ne présente actuellement aucune problématique puisque sa capacité est très grosse), et l'implantation de PGO pour réduire les volumes de ruissellement et régler les problématiques locales. Pour le présent projet de recherche, le cas d'étude de la ville de Sherbrooke va permettre d'évaluer pour un seul bassin et un seul exutoire pluvial, la performance et la pertinence du CTR pour un petit secteur.

Le secteur dans la ville de Victoriaville est un secteur au cœur du centre-ville, d'occupation majoritairement résidentielle à relativement forte densité. Ce cas d'étude est représentatif des municipalités qui possèdent des secteurs déjà fortement développés en bordure de cours d'eau, pour lesquels la construction de bassins de rétention en surface est impossible. Effectivement, il n'y a actuellement aucun ouvrage de rétention en fin de réseau et la construction de bassins d'orage n'est pas possible puisque l'espace est restreint. Des solutions de rétention alternatives aux bassins d'orage vont permettre le contrôle des débits de sortie pour les 4 exutoires. Les solutions potentielles sont la construction de conduites surdimensionnées ou de bassins de stockage souterrains, contrôlés en temps réel pour réduire les rejets au cours d'eau récepteur. Puisque quatre exutoires pluviaux doivent être contrôlés, le contrôle doit se faire de façon plus globale, afin d'éviter l'addition des débits rejetés au cours d'eau récepteur, ce qui représente un défi supplémentaire comparativement au cas de la ville de Sherbrooke. L'ajout de PGO au réseau va également permettre de réduire les volumes de ruissellement et les problématiques d'inondation locales.

Finalement, le secteur à l'étude de la Ville de Granby est un secteur desservi par un réseau pluvial, à occupation majoritairement résidentielle. Ce cas d'étude est typique d'un centre-ville dense et urbanisé, en bordure de cours d'eau, qui se développe peu à peu en amont. Aucun ouvrage de rétention ne permet de faire la gestion qualitative et quantitative des eaux de ruissellement, et l'espace en fin de réseau en surface est restreint. La localisation adéquate d'ouvrages de rétention en amont du centre-ville et en aval des nouveaux développements pourrait permettre de récolter le ruissellement des nouveaux développements et donc, de limiter l'impact au cours d'eau récepteur tout en déchargeant le collecteur aval de la forte sollicitation en temps de pluie. L'ajout de PGO va permettre de faire une gestion quantitative et qualitative pour les secteurs en aval, au centre-ville, pour lesquels il est plus difficile, voire plus coûteux, de construire des ouvrages de rétention dû à l'espace limité.

### 4.3. Localisation, sélection et modélisation des pratiques de gestion optimales

#### 4.3.1. Méthodologie de localisation et de sélection des pratiques de gestion optimales

Tout d'abord, les trois municipalités à l'étude ont déjà implanté un programme de débranchement de gouttières et les pourcentages de conformité sont décrits dans la présentation de chacun des cas d'étude. Le débranchement de gouttières vers une surface perméable est la seule pratique de gestion optimale qui est modélisée pour les terrains privés résidentiels dans les secteurs à l'étude, puisque c'est une mesure participative facile à implanter et peu coûteuse, qui ne nécessite pas de nouveaux aménagements complexes.

Pour les terrains publics, les industries, les commerces et les institutions (ICI), la localisation et la sélection des PGO ont été réalisées selon les étapes qui suivent. Tout d'abord, les zones propices à l'implantation de PGO ont été évaluées. La liste des stationnements a été dressée en notant la superficie de chacun ainsi que les caractéristiques du sous-bassin dans lequel le stationnement se situe. Les routes très larges, les terre-pleins et les ronds-points ont également été identifiés. Finalement, une vérification des sous-bassins à forte imperméabilité (>60%) a été effectuée. Dans la majorité des cas, ces sous-bassins fortement imperméables comprenaient un stationnement qui était déjà ciblé pour l'implantation de PGO.

Deux scénarios d'implantation de PGO ont été évalués, soit un scénario optimiste et un scénario pessimiste. Le scénario pessimiste consiste en l'implantation de PGO sur les terrains publics uniquement, soit sur les stationnements publics et les larges routes. Le scénario optimiste consiste en l'ajout, en plus des terrains publics, de tous les stationnements privés (industries, commerces, immeubles d'appartements) comme surfaces disponibles à la construction de PGO.



Ce scénario optimiste serait possible uniquement dans le cas où la municipalité déciderait d'apporter une modification à sa réglementation pour sensibiliser les compagnies privées à gérer leurs eaux pluviales. Actuellement, l'article 32 de la Loi sur la qualité de l'environnement prévoit que seuls les projets de superficie supérieure à deux hectares sont soumis à des exigences spécifiques en matière de gestion des eaux pluviales (MDDELCC, 2016). Pour les plus petits projets, des exigences sont appliquées si une problématique particulière requiert un contrôle supplémentaire. Par la suite, le choix des PGO pour chaque zone identifiée s'est basé sur une liste de critères, tel que décrit dans le chapitre de revue de littérature à la section 2.3.3. Dans la présente étude, le choix des PGO s'est arrêté sur la biorétention et le pavé perméable. La construction d'ouvrages de rétention de plus grandes dimensions, tels les bassins d'orage ou les bassins souterrains et conduites surdimensionnées, est également évaluée.

De nombreuses études ont évalué la performance du pavé perméable, même en climat hivernal, et leurs résultats permettent de croire en l'implantation à plus grande échelle de cette technique. C'est pourquoi, pour ce projet, le pavé perméable a été sélectionné pour tous les stationnements. Pour les espaces publics comme les routes très larges, les terre-pleins ainsi que les ronds-points, la biorétention a été retenue. Le choix de construire un nouveau bassin de rétention dépend de la superficie tributaire et s'est fait dans les cas où un fort volume de rétention était requis, alors que les conduites surdimensionnées ont été choisies dans les cas où un volume de rétention était requis mais où l'espace requis pour la construction d'infrastructures de surface n'était pas disponible.

#### 4.3.2. Modélisation des pratiques de gestion optimales dans SWMM

La modélisation des PGO dans PCSWMM peut se faire par le module de simulation des PGO. Celui-ci permet de créer les PGO selon leurs caractéristiques respectives et d'ensuite assigner chaque infrastructure à une proportion de la surface imperméable des sous-bassins. Dans le cadre du projet à l'étude, le choix des paramètres de modélisation s'est basé sur des valeurs choisies pour des projets québécois et calées dans le cadre de projets d'étude en cours. Les paramètres pour les systèmes de biorétention (voir Tableau 10) sont tirés du projet du Marché de Longueuil, de la firme Vinci Consultants (Communication personnelle avec Caroline Brodeur-Doucet, 2018). Les paramètres pour le pavé perméable (voir Tableau 11) proviennent du projet de maîtrise de Vaillancourt (Communication personnelle, 2018), de l'INRS, réalisé en partenariat avec la firme Techo-Bloc. Le choix des paramètres a été complété par les valeurs typiques recommandées dans le manuel du logiciel SWMM (EPA, 2016).

Tableau 10: Paramètres pour la biorétention

Couche	Paramètre	Valeur
<b>Surface</b>	Hauteur rétention	300 mm
	Fraction de végétation	0,1
	Rugosité de surface	0,3
	Pente de surface	0,5%
<b>Média filtrant</b>	Profondeur	450 mm
	Porosité (fraction du volume)	0,437
	Capacité capillaire (fraction du volume)	0,105
	Point de flétrissement (fraction du volume)	0,047
	Conductivité hydraulique	200 mm/h
	Pente de conductivité	5,7 m/m
	Tension capillaire	110 mm
<b>Stockage</b>	Profondeur	500 mm
	Ratio des vides (vides/solides)	0.5
	Taux de fuites (percolation)	0,5 mm/h*
	Facteur de colmatage	0
<b>Drain</b>	Coefficient du drain	1 mm/h
	Exposant	0,5
	Hauteur du drain par rapport au fond	150 mm

Le taux de fuite par le sol souterrain, *seepage rate*, varie selon la municipalité à l'étude et le type de sol qui s'y trouve. Selon les observations préliminaires, les systèmes de biorétention pourraient retenir environ les 10 premiers millimètres de pluie. Un décalage de 2 à 3 heures a été observé dans une étude précédente, à partir du début de la pluie, avant qu'un débit n'atteigne la conduite de sortie (Brodeur-Doucet, communication personnelle, 2017). Ce décalage varie évidemment selon les conditions antécédentes d'humidité dans le sol.

La Figure 23 présente le pavé perméable pour le projet de Catherine Vaillancourt (2018). Le pavé perméable dans ce cas est constitué de blocs imperméables intercalés et c'est l'espace entre les blocs qui permet l'infiltration de l'eau de ruissellement en profondeur.

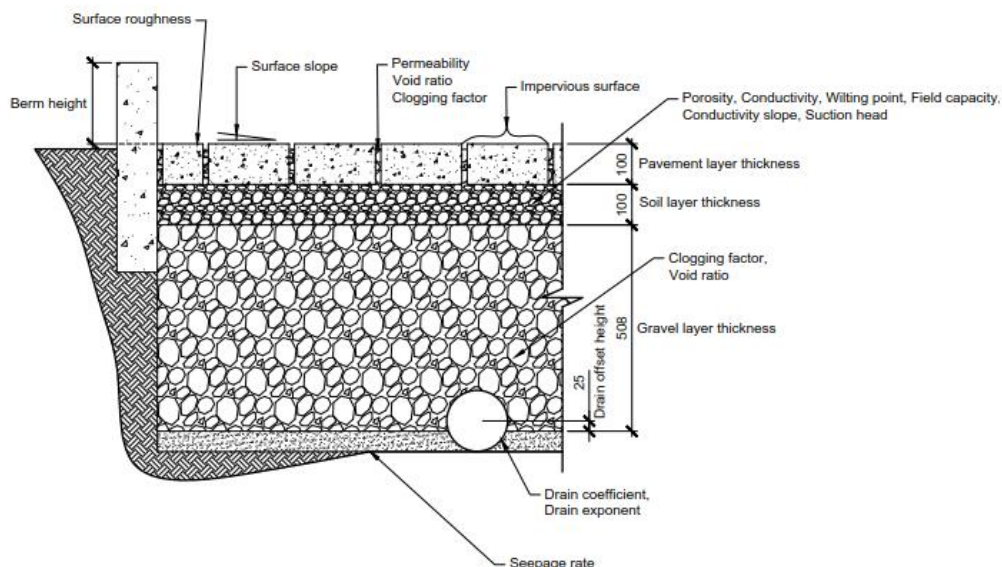


Figure 23: Schéma du pavé perméable (tiré du projet de maîtrise de Vaillancourt (2018))

Dans SWMM, la fraction de surface imperméable permet de représenter la proportion de la surface qui est recouverte par les blocs. Dans la couche du pavé, les paramètres de perméabilité et de ratio des vides sont les paramètres du granulat interstitiel.

Tableau 11: Paramètres pour le pavé perméable

Couche	Paramètre	Valeur
Surface	Hauteur rétention	150 mm
	Fraction de végétation	0
	Rugosité de surface	0,013
	Pente de surface	1%
Pavé	Épaisseur	100 mm
	Radio des vides	0,4
	Fraction de surface imperméable	0,9
	Perméabilité	150 mm/h
Média filtrant	Facteur de colmatage	0
	Profondeur	100 mm
	Porosité (fraction du volume)	0,3
	Capacité capillaire (fraction du volume)	0,149
	Point de flétrissement (fraction du volume)	0,1
	Conductivité hydraulique	700 mm/h
	Pente de conductivité	60 m/m
Stockage	Tension capillaire	76,2 mm
	Profondeur	500 mm
	Ratio des vides (vides/solides)	0,4
	Taux de fuites (percolation)	25 mm/h*
Drain	Facteur de colmatage	0
	Coefficient du drain	1 mm/h
	Exposant	0,5
	Hauteur du drain par rapport au fond	0 mm

Dans le cas du pavé perméable, le décalage du débit était très variable dans l'étude de Vaillancourt (2018), selon les premières observations, pouvant être aussi court que 5 minutes mais aussi long que 3h30, selon les événements. Il est cependant à noter que le pavé perméable de ce site est sur-drainé, c'est-à-dire qu'il a été conçu de façon à drainer très rapidement les eaux de ruissellement, avec de nombreux drains souterrains et une capacité d'infiltration en profondeur pratiquement nulle. Il a également été observé que ce type de pavage perméable pouvait retenir environ les 7 premiers millimètres de pluie sans occasionner de ruissellement (Catherine Vaillancourt, communication personnelle, 2017).

#### 4.4. Stratégies de contrôle en temps réel

La stratégie de CTR a été établie pour chaque cas d'étude selon l'ouvrage à contrôler et selon la configuration du secteur. Dans le cas de Sherbrooke, le bassin de rétention existant en fin de réseau est modifié pour inclure des règles de contrôle. À Victoriaville, la rétention se fait dans de nouvelles conduites surdimensionnées contrôlées à leur sortie. À Granby, un contrôle global est fait en fonction de la localisation des ouvrages de rétention selon différents scénarios étudiés. Dans tous les cas, l'objectif du contrôle est d'abord de réduire l'impact quantitatif et qualitatif des rejets d'eaux pluviales au cours d'eau récepteur. Selon la stratégie de contrôle adoptée, le CTR a également comme objectif de limiter l'impact des CC sur le niveau de service du réseau. La section qui suit décrit la stratégie de contrôle pour chaque cas d'étude ainsi que la méthodologie pour établir les règles de contrôle, en fonction de l'ouvrage à contrôler et de la configuration et des contraintes du réseau.

##### 4.4.1. Méthodologie de contrôle en temps réel – Sherbrooke

Les objectifs principaux du CTR sont de (1) **maximiser le temps de rétention** tout en (2) **évitant les débordements** du bassin, de (3) **retenir le ruissellement** provenant du début de l'évènement de pluie, le « first-flush », puisqu'il est souvent très chargé en polluants, et de (4) **limiter le débit maximal** à l'exutoire pour prévenir l'érosion. Dans l'éventualité où le contrôle de l'érosion aurait été nécessaire, un fossé à l'exutoire du bassin aurait pu permettre de ralentir les vitesses d'écoulement. Finalement, (5) **le nombre de mouvements de la vanne doit être limité** afin de prévenir son usure, ce qui est réalisé par le choix d'une bande tampon entre les différentes règles établies. La méthodologie pour la création des règles de contrôle local d'un bassin d'orage est inspirée des travaux de Gaborit (2013).

Les pourcentages d'ouverture de la vanne sont choisis pour permettre une large gamme de débits de sortie, qui sont basés sur une analyse des temps de vidange du bassin, en fonction de différents pourcentages d'ouverture. Le temps de vidange et le débit maximal de sortie sont

déterminés et le taux de vidange moyen est calculé en divisant le volume d'eau en début de simulation par le temps de vidange. Afin de permettre une plus grande flexibilité dans l'ouverture de la vanne, celle-ci est dimensionnée pour pouvoir permettre un débit maximal de 50 L/s-ha.

Puisque l'objectif premier dans la conception d'un bassin de rétention est de permettre la rétention de gros événements, la cible d'urgence est choisie à 5,25 m, choisie en fonction du temps de concentration du bassin versant, qui est de 1 h. En 1 h, si le niveau d'eau dans le bassin est de 5,25 m et qu'il se vide avec un orifice complètement ouvert, le bassin aura retrouvé une capacité suffisante pour accueillir un événement de récurrence 50 ans et ainsi éviter le débordement (objectif 2) et ce, avec un débit maximal à la sortie de 46 L/s-ha. Le Tableau 12 présente les débits maximaux à l'exutoire pour différents pourcentages d'ouverture de la vanne de sortie, lorsque le bassin de rétention Thibault est rempli à 5,25 m.

Tableau 12: Simulation des temps de vidange du bassin de rétention Thibault (hauteur d'eau initiale: 5,25 m)

<b>% Ouverture de la vanne</b>	<b>Temps vidange</b>	<b>Taux moyen de vidange (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Débit maximal sortie (L/s-ha)</b>
<b>5%</b>	23h07	1124	2,3
<b>10%</b>	11h30	2260	4,6
<b>20%</b>	5h52	4438	9,2
<b>25%</b>	4h34	5685	11,5
<b>40%</b>	2h52	9100	18,4
<b>50%</b>	2h17	11339	23,0
<b>75%</b>	1h32	16976	34,5
<b>100%</b>	1h11	21767	46,0

À cette règle d'ouverture d'urgence s'ajoutent des conditions prenant en considération la pluie. Le contrôle est réactif lorsqu'une décision est prise selon s'il pleut ou pas, en fonction de la hauteur d'eau stockée dans l'ouvrage de rétention, sans toutefois connaître la quantité de pluie à recevoir. S'il commence à pleuvoir, la vanne se ferme automatiquement, ce qui permet de retenir la charge en polluants qui provient du lessivage des surfaces du bassin versant tributaire (objectif 3), puisque la quantité de MES peut être très élevée en début d'événement, le premier lessivage « first-flush ». Puisqu'un des objectifs du CTR est de limiter le débit maximal de sortie pour contrôler l'érosion au point de rejet au cours d'eau récepteur (objectif 4), différentes cibles de hauteur intermédiaires sont choisies afin de relâcher les débits de façon progressive. Lors d'un événement de pluie, la vanne se ferme et demeure fermée jusqu'à ce que le niveau d'eau dans le bassin dépasse une première cible intermédiaire de 4,5 m; elle s'ouvre alors de 20%. Ce choix de premier seuil est basé sur la capacité résiduelle de l'ouvrage pour un tel niveau d'eau. Cette

hauteur d'eau signifie que le bassin de rétention a une capacité résiduelle équivalente au volume de ruissellement généré par un événement de récurrence de près de 10 ans, ce qui permet d'offrir une certaine sécurité en regard d'un événement de pluie qui se produirait lorsque le bassin est rempli à 4,5 m. Pour cette ouverture de 20% de la vanne et ce niveau d'eau, le bassin se videra complètement en 3h50 à un débit de sortie maximal équivalent à moins de 10 L/s-ha.

Le temps de rétention minimal souhaité est établi à 20 h puisque selon Vallet (2011), il s'agit du temps requis pour que la concentration en MES dans l'eau ait diminué significativement. Ce temps de rétention est basé sur des essais de vitesse de chute déterminées en laboratoire (Berrouard, 2010). Le temps de rétention maximal choisi est également proposé par Vallet (2011) comme étant de 4 jours, puisqu'après ce temps, il n'y a pratiquement plus de sédimentation, donc plus d'amélioration de la qualité de l'eau. Par ailleurs, l'imposition d'un temps de rétention maximal permet d'éviter la prolifération de moustiques. Le temps de rétention commence à être calculé 30 minutes après la fin de l'événement de pluie, pour permettre à la dernière goutte de pluie qui tombe à l'endroit le plus loin sur le territoire de se rendre à l'ouvrage de fin de réseau.

Le Tableau 13 résume les règles réactives locales appliquées sur la vanne de contrôle du bassin de rétention Thibault.

*Tableau 13: Résumé des règles de contrôle réactives locales – bassin de rétention Thibault*

<b>Condition(s)</b>	<b>Ouverture de la vanne (%)</b>	<b>Objectif</b>
<b>Si <math>H_{\text{bassin}} &gt; 5,25</math> m</b>	100%	Vidange urgence pour éviter le débordement
<b>S'il pleut et <math>4,5 \text{ m} &lt; H_{\text{bassin}} &lt; 5</math> m</b>	20%	Vidange préventive pour limiter le débit de pointe
<b>S'il pleut et <math>H_{\text{bassin}} &lt; 4,45</math> m</b>	0%	Fermeture pour retenir le « first-flush »
<b>Si le temps de rétention &lt; 20h</b>	0%	Fermeture pour permettre la sédimentation des particules
<b>Si le temps de rétention &gt; 20h</b>	20%	Vidange graduelle pour limiter les débits de pointe
<b>Si le temps de rétention &gt; 96h</b>	75%	Vidange rapide afin d'éviter la prolifération des moustiques

Pour éviter qu'un événement de pluie très faible n'occasionne des actions de contrôle, la pluie est considérée uniquement lorsque la hauteur d'eau cumulée atteint 1,25 mm, ce qui représente environ la valeur des dépressions des surfaces imperméables. Ceci permet tout de même de fermer la vanne pour capter le ruissellement provenant du premier lessivage, mais d'éviter un

nombre excessif d'opérations de la vanne pour des événements très faibles (objectif 5). Les bandes mortes entre les transitions permettent d'éviter des changements brusques et trop nombreux dans le nombre d'opérations de la vanne. Par exemple, lors d'une pluie, une règle s'applique si le niveau d'eau dans le bassin se situe entre 4,5 et 5 m, alors qu'une autre règle s'applique si le niveau d'eau du bassin descend plutôt sous 4,45 m. Si le niveau d'eau tombe directement entre les deux règles, aucune action de contrôle n'est effectuée et la vanne demeure au même pourcentage d'ouverture qu'au pas de temps précédent.

Le contrôle réactif permet de répondre à plusieurs objectifs de contrôle qualitatif et quantitatif. En effet, les actions de contrôle sur la vanne permettent de maximiser le temps de rétention, de retenir le « first-flush », de limiter le débit de sortie ainsi que le temps de rétention. Il permet également d'éviter les débordements du bassin en ouvrant complètement la vanne lorsque la capacité résiduelle du bassin ne devient pas suffisante pour accueillir une pluie de récurrence 50 ans en climat actuel. Toutefois, à la suite de l'ajout d'un ouvrage de contrôle à l'exutoire qui crée une utilisation plus fréquente de la capacité de stockage de l'ouvrage de rétention, il faut s'assurer que l'accumulation des eaux de ruissellement n'occasionne pas de problématique de débordement supplémentaire dans le bassin de rétention. Une règle réactive, qui occasionne une ouverture lors de l'atteinte d'un niveau d'eau « d'urgence », se base sur un niveau jugé critique en fonction de la capacité résiduelle de l'ouvrage, malgré l'absence de données sur la quantité de précipitations à venir, ce qui est risqué. Le CTR prédictif, quant à lui, permet de limiter les risques de débordement de l'ouvrage de rétention en utilisant les prévisions météorologiques pour prévoir la quantité d'eau à venir et l'action de contrôle à effectuer en fonction de la capacité résiduelle du bassin de rétention.

Les règles prédictives incluent des prévisions météorologiques dans des horizons de 3 h et 6 h. Le choix des horizons de contrôle se base sur le temps de parcours des eaux dans le réseau. Contrairement à un réseau sanitaire, le temps de parcours d'un réseau pluvial, qui comprend le temps de rétention dans un ou des bassins ainsi que le temps d'infiltration dans des PGO, notamment, est très variable et peut s'étirer sur plusieurs heures. L'horizon minimal pour les règles prédictives est de 3 h, ce qui équivaut à l'horizon minimal de prévisions des données radar, qui pourrait être le type de prévisions utilisées dans un tel système de CTR. Le radar peut également fournir des prévisions sur un horizon de 6 h. Dans ce cas-ci, puisque le bassin peut se vider complètement en moins de 6 h même dans les pires situations, l'horizon maximal de 6 h est suffisant. Si le module d'acquisition de données radar du logiciel PCSWMM avait été utilisé, il aurait été possible d'y intégrer des prévisions radar obtenues directement d'Environnement



Canada. Toutefois, puisque les simulations se basent sur des données observées dans le passé, les prévisions parfaites sont utilisées pour le présent projet. Les prévisions sont dites « parfaites » puisque les données observées dans 3 h et 6 h sont intégrées au modèle comme prévisions. Le module de contrôle de base du logiciel PCSWMM ne permet pas d'inclure des prévisions météorologiques dans les règles. Il a donc été choisi de travailler avec des hauteurs d'eau cumulées à venir sur une durée équivalente à 1 h (pour l'horizon 3 h) et 3 h (pour l'horizon 6 h). Ces hauteurs d'eau ont été générées a priori. Ces durées sont typiques des événements de pluie au Québec, en saison estivale.

Afin de mieux comprendre l'horizon de prévision et la durée associée à cet horizon, la Figure 24 présente un exemple de la prise en compte des prévisions à Sherbrooke.

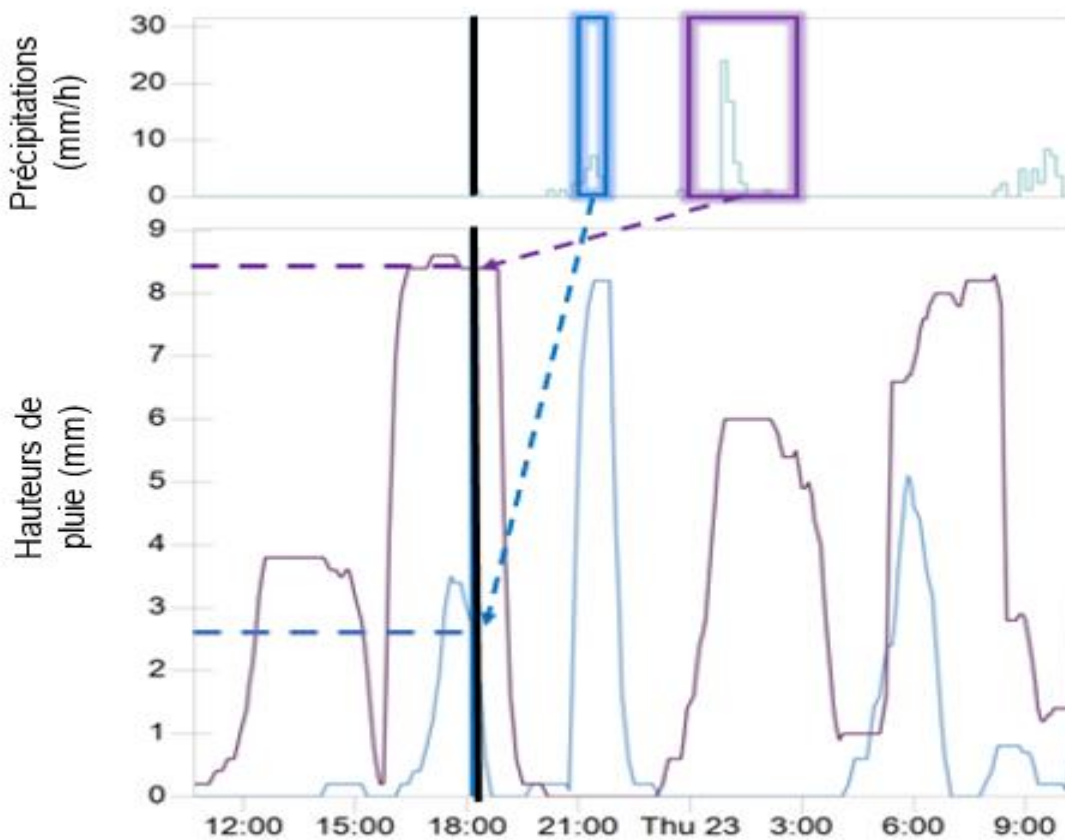


Figure 24: Schématisation de la prise en compte des prévisions dans les règles de contrôle

Sur le graphique du haut, les précipitations (mm/h) sont présentées telles qu'entrées dans le logiciel PCSWMM. Sur la figure du bas, les hauteurs de pluie (mm) prévues dans 3 h sont **en bleu** et celles prévues dans 6 h sont **en mauve**. À 18h10, en se projetant dans 3 h sur la courbe des précipitations, une certaine quantité de pluie va tomber entre 21h10 et 22h10. En suivant le



pointillé bleu jusqu'à la courbe des hauteurs d'eau prévues à 18h10, il est prévu que 2,6 mm de pluie tomberont dans 3 h. De la même façon, à 18h10, en se projetant dans 6 h sur la courbe des précipitations, il est prévu qu'il tombera 8,4 mm entre 00h10 et 3h10, hauteur d'eau retrouvée sur la courbe mauve à 18h10.

C'est donc sur cette base qu'ont été écrites les règles de contrôle prédictives. Le volume de ruissellement prévu, qui est fonction de la quantité de pluie prévue, dicte si une action de contrôle doit être effectuée, selon la capacité résiduelle de l'ouvrage de stockage. Pour ce faire, le logiciel de contrôle doit permettre de calculer, pour chaque pas de temps, le volume de ruissellement qui sera généré par la prévision météorologique, ce qui nécessite un outil puissant en matière de temps de calcul, incluant un modèle en parallèle qui utilise la prévision comme intrant pour fournir le volume de ruissellement prévu. Pour le présent projet, puisque des prévisions parfaites sont utilisées, des simulations au préalable permettent de calculer les volumes de ruissellement générés par des quantités cibles de pluie.

Le choix de la cible minimale a été basé sur le volume de ruissellement généré selon des simulations tests. Pour une simulation avec une pluie SEA de durée 1 h avec une hauteur d'eau totale de 25 mm, par exemple, le volume de ruissellement total à l'ouvrage de rétention est de 14 600 m<sup>3</sup>. Pour que le bassin ait une capacité résiduelle suffisante pour accueillir cette pluie sans déborder, le niveau d'eau doit être inférieur à 5 m. Toutefois, selon les règles de contrôle réactives déjà établies, une vidange d'urgence s'effectue déjà lorsque la hauteur d'eau atteint 5,25 m. Les prévisions météorologiques de 25 mm ou moins pourront donc être toujours accueillies par l'ouvrage de rétention, peu importe le niveau d'eau s'y trouvant. C'est pourquoi la cible minimale pour les règles de contrôle prédictives est de 30 mm de hauteur de pluie prévue. La cible maximale est quant à elle établie à 50 mm puisqu'au-delà de cette valeur, le bassin de rétention n'a pas la capacité suffisante pour accueillir le volume de ruissellement généré, même s'il est vide au départ.

Ces cibles sont comparées aux hauteurs d'eau maximales provenant des courbes IDF de Sherbrooke en climat actuel (voir courbes IDF à l'Annexe 1 – Courbes IDF Sherbrooke). Le Tableau 14 présente les valeurs des quantités maximales de pluie provenant des courbes IDF, majorées de 15% en climat futur, en comparaison aux valeurs du climat actuel. Les courbes IDF de 1960 à 1995 de la station Sherbrooke sont utilisées pour cette comparaison.

Tableau 14: Hauteurs de pluie maximale (mm) climat futur (majorées de 15%) et climat actuel, par période de retour

Récurrence	2 ans		5 ans		10 ans		25 ans		50 ans		100 ans	
	Futur	Présent	Futur	Présent	Futur	Présent	Futur	Présent	Futur	Présent	Futur	Présent
5 min	8	7	11	10	13	11	15	13	17	15	19	17
10 min	13	11	16	14	19	16	22	19	24	21	26	23
15 min	16	14	20	18	24	21	27	24	30	26	33	29
30 min	21	18	27	23	31	27	36	32	40	35	44	38
1 h	26	22	33	29	38	33	45	39	49	43	54	47
2 h	33	29	43	38	50	44	59	51	65	57	72	63
<b>3 h*</b>	35	30	46	40	54	47	63	55	70	61	77	67
6 h	42	36	55	48	64	55	75	65	83	72	91	79
12 h	48	41	61	53	70	61	81	71	90	78	98	85
24 h	54	47	67	58	76	66	86	75	95	82	103	89

\*Les hauteurs pour la durée 3 h sont obtenues par interpolation linéaire

La cible maximale de 50 mm est supérieure à la hauteur d'eau maximale pour une pluie de récurrence 100 ans 1 h, en climat actuel, et légèrement sous la hauteur maximale pour une pluie de récurrence 100 ans 1 h, en climat futur. En d'autres mots, même en ajoutant un orifice de contrôle qui utilise de façon optimale l'espace de stockage dans l'ouvrage de rétention, le niveau de service du bassin de rétention n'est pas affecté, ayant été initialement conçu pour recueillir un événement de récurrence 100 ans et de durée 1 h.

Les volumes de ruissellement, présentés au Tableau 15, ont donc été estimés pour des pluies de durée 1 h (pluie SEA) et 3 h (pluie Chicago), pour des hauteurs de précipitations de 30 à 50 mm, par incréments de 5 mm. Ces patrons temporels ont été choisis puisqu'ils représentent des patrons typiquement utilisés pour des pluies de ces durées au Québec.

Tableau 15: Volumes de ruissellement pour des pluies typiques

Cible de prévision (mm)	Volume de ruissellement (m <sup>3</sup> )	
	SEA 1h	Chicago 3h
<b>30</b>	19340	17400
<b>35</b>	24990	21040
<b>40</b>	31120	25550
<b>45</b>	37620	30760
<b>50</b>	-	36440

Si un évènement de pluie est prévu dans un horizon de prévision de 3 h ou 6 h, le volume de stockage nécessaire dans 3 h/6 h est la différence entre le volume de ruissellement prévu et la

capacité actuelle du bassin, qui est fonction du niveau d'eau dans l'ouvrage. L'action de contrôle est déterminée en fonction du temps restant avant la pluie (3 h ou 6 h) et du volume à vidanger.

Voici un exemple des règles de contrôle pour une pluie SEA 1 h de 40 mm, qui serait prévue dans 3 h ( $P_{3h} = 40$  mm). Cette pluie générerait 31 120 m<sup>3</sup> de ruissellement à l'ouvrage de rétention. Si la hauteur d'eau dans le bassin est entre 4,5 et 5 m, la capacité résiduelle est de 16 893 m<sup>3</sup>. Puisque le volume d'eau à venir est de 31 120 m<sup>3</sup>, il manque 14 227 m<sup>3</sup> de capacité dans l'ouvrage pour pouvoir accueillir cet événement futur dans 3 h. À 25% d'ouverture de la vanne, on arrive à retrouver une capacité résiduelle suffisante en 3 h. Pour permettre une vidange graduelle, cet exercice est effectué pour des hauteurs d'eau variant par incréments de 0,5 m et différentes ouvertures de la vanne sont choisies en fonction du niveau d'eau dans l'ouvrage, pour une même quantité de précipitations. Ces règles de contrôle sont intégrées au logiciel de modélisation, en plus des règles de contrôle réactives. À titre comparatif, le CTR réactif totalise 6 règles alors que le CTR réactif et prédictif comprend un total de 31 règles.

#### 4.4.2. Méthodologie de contrôle en temps réel – Victoriaville

Pour le cas d'étude de Victoriaville, l'ajout de rétention en fin de réseau va permettre de limiter les débits rejetés au cours d'eau récepteur. Afin de permettre une rétention en fin de réseau malgré l'espace restreint, une gamme de possibilités de stockage souterrain est disponible sur le marché. Par ailleurs, selon la topographie du terrain et la distance entre les différents exutoires, il y aurait également la possibilité que tout le ruissellement soit redirigé vers un seul ouvrage de stockage à l'aval, ce qui nécessiterait un réaménagement, mais un seul ouvrage contrôlé. La construction de PGO contrôlées à la source est également une solution alternative, voire complémentaire au CTR. Au lieu d'ajouter un ouvrage de fin de réseau, où l'espace est limité, l'ajout de PGO à la source permettrait de réduire les volumes de ruissellement, de contrôler les débits de pointe et la qualité des eaux qui sont rejetés au cours d'eau récepteur.

Le stockage souterrain se fait, pour ce cas d'étude, par un surdimensionnement des conduites à l'aval. Celles-ci vont pouvoir retenir complètement une pluie de 25 mm sans déborder. Ce choix dans le dimensionnement des ouvrages se fait sur la base des recommandations du MDDELCC, qui mentionne qu'un contrôle qualitatif doit permettre de capter les 25 premiers mm d'une pluie (MDDEFP, 2011). L'ouvrage de stockage est conçu de façon que l'excédent d'une pluie supérieure à 25 mm soit évacué par une conduite de trop-plein, sans contrôle. La municipalité pourrait opter pour un stockage souterrain de plus grande ou de plus faible dimension, selon le niveau de service qu'elle désire offrir et le risque qu'elle est prête à tolérer.

Le Tableau 16 présente les diamètres initiaux des collecteurs en fin de réseau, de même que leur nouveau diamètre et la longueur sur laquelle le surdimensionnement serait effectué.

Tableau 16: Diamètres des collecteurs - Secteur Centre-ville de Victoriaville

Collecteur	Diamètre initial (mm)	Diamètre surdimensionné (mm)	Longueur du stockage (m)	Capacité supplémentaire de stockage (m <sup>3</sup> )
Laflamme	2100	4000	972	8850
Postras	1950	5000	575	9575
St-Paul	1950	5100	509	8880
St-Philippe	1800	4250	467	5450

Le radier de la conduite surdimensionnée est positionné à la même élévation que la couronne de l'exutoire, de façon à ce que l'eau de la rivière ne remplisse par la conduite surdimensionnée lorsque le niveau dans le cours d'eau augmente, tel que représenté sur la Figure 25.

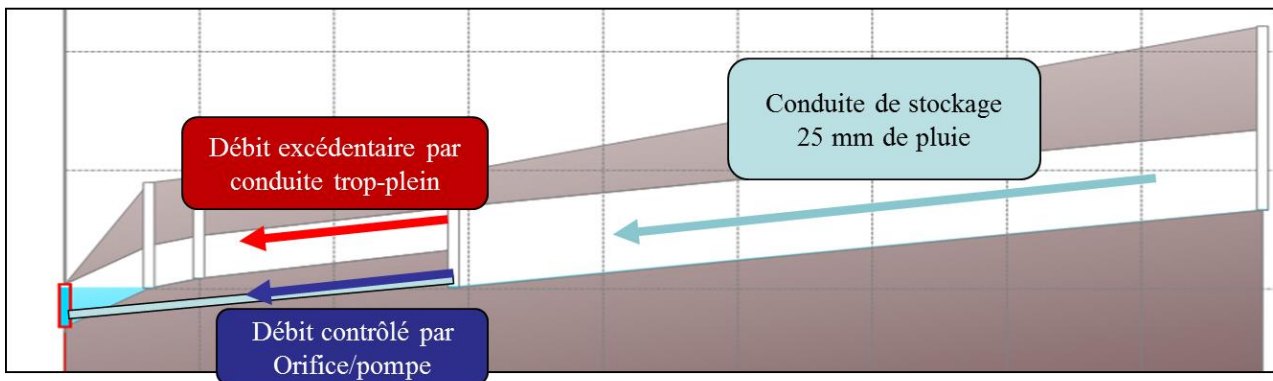


Figure 25: Concept : Ajout d'un contrôle sur une conduite surdimensionnée en fin de réseau

L'ajout d'un ouvrage de stockage contrôlé en fin de réseau permet de **1) décaler et de diminuer les débits de pointe**, afin de limiter l'impact au cours d'eau récepteur, qui est déjà fortement sollicité en temps de pluie. Étant donné la faible élévation des exutoires par rapport aux niveaux d'eau de la rivière, le CTR pourrait permettre de décaler les débits de pointe en fonction de la capacité du réseau à évacuer ses eaux, selon le niveau d'eau mesuré en temps réel dans le cours d'eau récepteur. Ce volet n'est toutefois pas étudié dans le cadre du présent projet. En matière de **contrôle quantitatif (2)**, ce stockage demeure sécuritaire lors des gros événements puisque la conduite de trop-plein permet de rejeter l'excédent tout en conservant stockés les 25 premiers millimètres de pluie. Le **contrôle qualitatif (3)** peut se faire de différentes façons. Une rétention prolongée dans l'ouvrage de stockage pourrait permettre la sédimentation des particules présentes des eaux de ruissellement. Ce type de contrôle qualitatif requiert toutefois une vidange

régulière des boues et donc, un système spécialisé conçu pour le traitement serait mieux adapté pour un ouvrage de la sorte, qui n'est pas nécessairement accessible de la surface. Par exemple, le ruissellement pourrait être dévié vers une unité de décantation et de séparation des eaux pluviales, tel que présenté à la Figure 26.

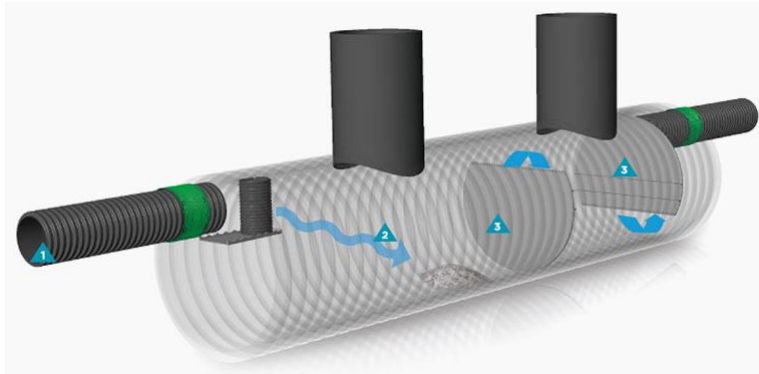


Figure 26: Unité de décantation et de séparation des eaux pluviales de Soleno (2017)

Un séparateur hydrodynamique (voir Figure 27) pourrait également être installé à l'aval de l'orifice de contrôle. Ce type d'ouvrage de traitement qualitatif est conçu pour des débits limités, mais puisqu'un contrôle des débits est déjà effectué à la sortie de l'ouvrage de stockage, l'installation pourrait être adéquate moyennant un ajustement des règles de contrôle en fonction du débit nominal de l'équipement.

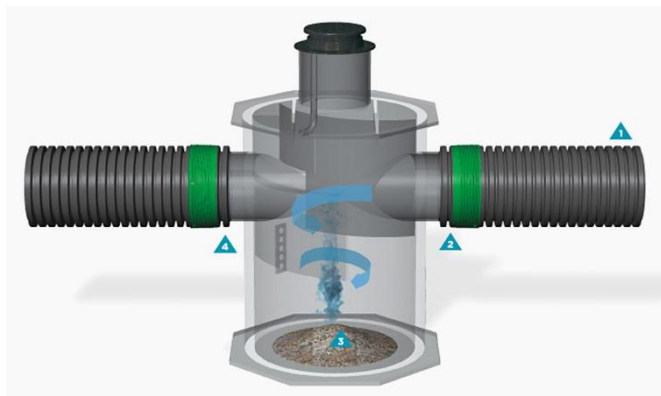


Figure 27: Séparateur hydrodynamique Aqua-Swirl de Soleno (2017)

La méthodologie pour l'écriture des règles de contrôle pour le cas de Victoriaville diffère quelque peu de celle utilisée pour un bassin de rétention de surface. Les quatre conduites surdimensionnées sont conçues de la même façon, soit selon la méthodologie décrite dans les prochains paragraphes. Tout d'abord, l'orifice de sortie de chacun des ouvrages de stockage est conçu pour permettre un débit maximal de 35 L/s-ha lorsque le niveau d'eau dans l'ouvrage est à son maximum. Cet orifice se ferme complètement lorsqu'il commence à pleuvoir, ce qui permet

de décaler les débits de pointe lorsque le cours d'eau récepteur peut être déjà fortement sollicité en d'autres endroits. L'eau s'accumule donc entièrement dans l'ouvrage de stockage, à l'exception des événements de plus de 25 mm, pour lesquels l'excédent s'évacue par la conduite de trop-plein.

Lorsque la pluie est terminée, 2 heures sont chronométrées avant de commencer à vidanger les ouvrages. Cette durée est estimée comme étant le temps de concentration du bassin versant de Victoriaville et permet de prendre en considération des niveaux d'eau de la rivière qui seraient plus élevés en temps de pluie. En réalité, un senseur de niveau dans la rivière pourrait être installé et lorsque le niveau d'eau dans la rivière serait inférieur à un certain seuil, soit le niveau du radier de l'exutoire par exemple (ou tout autre niveau jugé critique pour les secteurs à l'aval du cours d'eau), alors la vidange serait permise. À la suite des 2 heures de rétention, une vidange graduelle se ferait en respectant un critère de rejet de 15 L/s·ha. Ce choix du débit maximal se base sur la sensibilité du cours d'eau récepteur (voir section 2.2).

La vidange des ouvrages se fait successivement, par ordre de priorité, selon le risque associé à chaque ouvrage présenté ci-après. L'ouvrage St-Paul est vidé en premier puisque les élévations des conduites du réseau en amont sont plus basses, ce qui fait que le risque de refoulement est plus grand s'il pleut de nouveau et que l'ouvrage de stockage est plein. Par ailleurs, pour cet ouvrage, le radier de la conduite surdimensionnée est très bas par rapport au radier de l'exutoire; puisque le niveau du sol est très bas à cet endroit et que la conduite surdimensionnée est très grosse, le radier a dû être abaissé au maximum. À pleine capacité, pour une ouverture de 45% de l'orifice, le temps de vidange de la conduite surdimensionnée du collecteur St-Paul est d'environ 7h à un débit maximal de 1,18 m<sup>3</sup>/s sur 87 ha (14 L/s·ha). Le senseur de niveau d'eau est utilisé afin de déterminer la fin de la vidange de l'ouvrage St-Paul. À ce moment, le deuxième ouvrage de stockage, dans l'ordre des priorités, soit l'ouvrage Laflamme, commence à se vider à son tour. Lorsque la conduite surdimensionnée Laflamme est pleine, il y a davantage de risques d'inondation en surface puisque les niveaux de sol sont très bas par rapport à la couronne de la conduite. C'est pourquoi cet ouvrage est le deuxième à se vidanger. Fait à noter, il faudrait possiblement isoler ces deux conduites puisque la couronne est à moins de 2 mètres de la surface du sol. Cela dit, à 40% d'ouverture, pour une conduite surdimensionnée à pleine capacité de stockage, le temps de vidange de l'ouvrage Laflamme est de 8h12, à un débit maximal de 1,02 m<sup>3</sup>/s sur 81 ha (13 L/s·ha). À la suite de la vidange des ouvrages Laflamme et St-Paul, l'ouvrage Poitras se vide à son tour à 40% d'ouverture en 4h30 à un débit maximal de 1,50 m<sup>3</sup>/s sur 116 ha (13 L/s·ha). L'ouvrage St-Philippe se vide le dernier, puisque c'est celui qui stocke le plus petit

volume, en plus du faible risque de refoulement à l'amont étant donné la différence d'élévation entre l'exutoire et les conduites en amont. La vidange du dernier ouvrage, ouvert à 40% pour un débit maximal de 1,48 m<sup>3</sup>/s (13 L/s·ha) sur 116 ha se fait en 4h12. La Figure 28 présente la vidange graduelle et successive des 4 ouvrages de rétention, qui débute 2 h suite à un événement de 25 mm de durée 1 h, ainsi que la pluie en axe secondaire inversé.

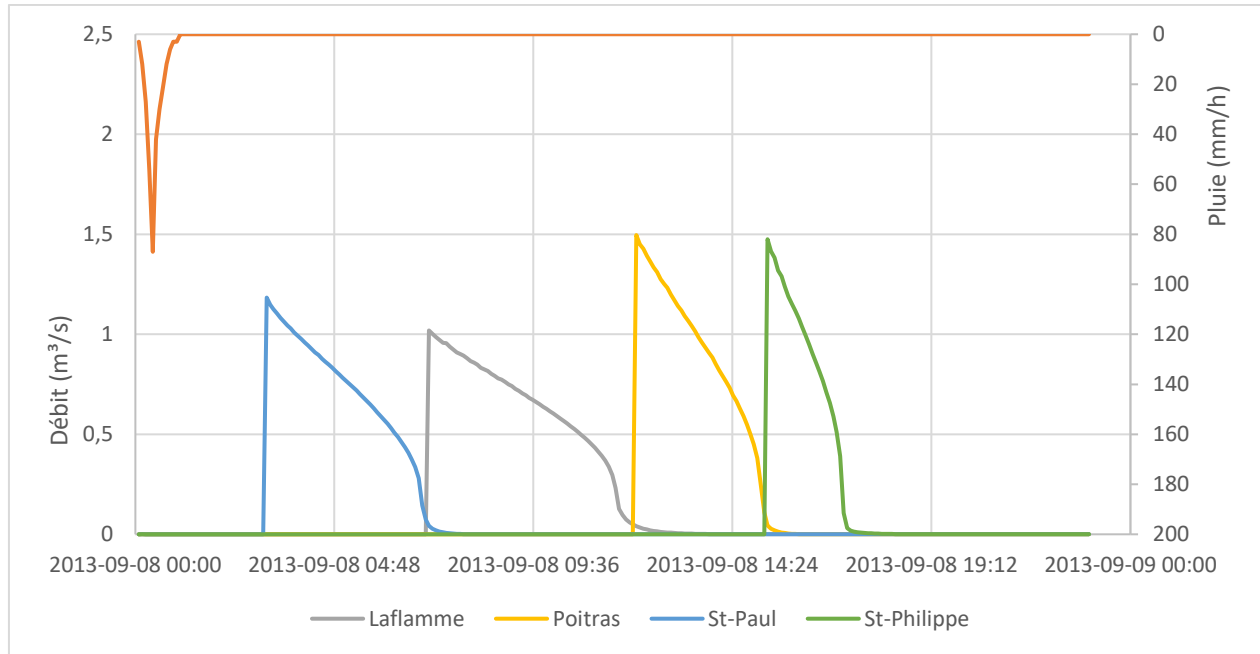


Figure 28: Débits aux exutoires - vidanges successives contrôlées - Pluie SEA 1 h 25 mm

Pour résumer : si aucun événement de pluie ne succède un événement de 25 mm de pluie, toute l'eau est stockée dans les conduites surdimensionnées et rejetée 2 h après que la pluie ait cessé, de façon graduelle et successive. La vidange de tous les ouvrages se complète en 15 h, soit 17 h après la fin de l'événement de pluie. L'ordre de priorité a été établi selon les informations connues par rapport aux élévations, mais cet ordre pourrait aussi se faire selon d'autres critères tels la sensibilité à l'exutoire, les secteurs les plus pollués, les plus critiques à l'inondation (sécurité publique), etc. Ceci reste au choix de la municipalité.

Tel que spécifié, la vidange complète est finalisée au maximum 17 h après un événement de pluie, ce qui permet de limiter l'impact hydraulique à la rivière et également de rejeter l'eau pluviale sans restriction hydraulique à l'aval. En effet, advenant le cas où un événement de pluie se produirait alors que les conduites surdimensionnées ne sont pas complètement vides, c'est-à-dire dans le cas de plusieurs événements successifs, alors toute l'eau sortirait par la conduite de trop-plein sans contrôle du débit de sortie et sans traitement qualitatif, ce qui n'est pas souhaité. Le contrôle prédictif permet de calculer la capacité résiduelle et de vidanger les conduites



surdimensionnées plus rapidement, advenant le cas où la capacité ne serait pas suffisante pour stocker complètement le prochain événement de pluie. Puisque les conduites surdimensionnées sont capables de stocker une pluie de 25 mm, si la prévision à venir est plus grande que 25 mm, alors il faut vider l'ouvrage avant que la pluie ne se produise. Une analyse des temps de vidange a été effectuée, pour différentes ouvertures et différents niveaux d'eau dans l'ouvrage. Le Tableau 17 présente les temps de vidange de chacun des ouvrages, lorsque les conduites surdimensionnées sont remplies à pleine capacité, à une ouverture de 100% de l'orifice (35 L/s·ha).

*Tableau 17: Temps de vidange - Stockage plein - Ouverture à 100%*

<b>Ouvrage de stockage</b>	<b>Temps de vidange</b>
<b>Laflamme</b>	9h54
<b>Poïtras</b>	3h24
<b>St-Paul</b>	7h06
<b>St-Philippe</b>	3h24

En conservant des horizons de prévision de 3 h et de 6 h, à la vue de ces temps de vidange, si un événement de pluie de plus de 25 mm est prévu dans les 3 prochaines heures, il faut ouvrir complètement toutes les vannes pour permettre le plus de stockage possible lorsque l'événement va se produire, même s'il sera impossible de stocker entièrement deux événements majeurs (> 25 mm) consécutifs. Toutefois, si un événement de plus de 25 mm est prévu dans les 6 prochaines heures, il est possible de vidanger les ouvrages Poïtras et St-Philippe à de plus faibles ouvertures (40%), alors que l'ouverture complète est requise pour les ouvrages Laflamme et St-Paul.

Par la suite, la méthodologie pour l'écriture des règles de contrôle prédictif est semblable à celle décrite à la section 4.4.1 (Méthodologie de contrôle en temps réel – Sherbrooke) du CTR prédictif du bassin de rétention pour le premier cas d'étude. Les prévisions parfaites sont intégrées au modèle sous forme de hauteurs d'eau cumulées. Des pluies SEA de durée 1 h et de hauteur de 5 à 20 mm sont simulées afin de connaître approximativement le volume de ruissellement généré par chaque pluie, pour permettre de calculer la capacité résiduelle requise. Par ailleurs, selon le temps restant avant que l'événement ne se produise ainsi que le temps de vidange simulé pour différentes ouvertures, l'action de contrôle est sélectionnée pour permettre de vidanger suffisamment les conduites surdimensionnées pour accueillir le prochain événement.



Le CTR réactif inclut 8 règles de contrôle, alors que le CTR prédictif en ajoute 39. Le Tableau 18 résume les grandes lignes du CTR réactif et prédictif pour ces conduites surdimensionnées de fin de réseau.

Tableau 18: Résumé des règles de contrôle en temps réel - Conduites surdimensionnées

Condition(s)	Ouverture de la vanne (%)	Objectif
<b>S'il commence à pleuvoir</b>	0%	Retenir le ruissellement
<b>XXhXX après la pluie</b>	X%	Vidange graduelle successive des ouvrages (gestion du risque) Décalage des rejets vers le cours d'eau récepteur après la pluie Diminution des débits
<b>Si un événement de pluie est prévu ET Si capacité résiduelle &lt; Volume de ruissellement prévu</b>	X%	Pouvoir accueillir le prochain événement sans causer de débordement par le trop-plein

Ces règles sont intégrées au module de contrôle du modèle dans PCSWMM.

#### 4.4.3. Méthodologie de contrôle en temps réel – Granby

L'objectif pour ce cas d'étude est de poursuivre l'évaluation de la performance du CTR comme mesure d'adaptation aux CC. Il sera démontré, avec les deux premiers cas, que d'ajouter un ouvrage de rétention contrôlé en fin de réseau permet de faire le traitement qualitatif et également de décaler et de réduire les débits de pointe au cours d'eau récepteur.

Si l'espace en surface en fin de réseau est disponible, le contrôle à l'aval est intéressant pour la protection du cours d'eau récepteur. Si l'espace en fin de réseau n'est pas disponible, la construction de conduites surdimensionnées contrôlées peut s'avérer une solution intéressante, comme il a été démontré avec le deuxième cas d'étude, mais il s'agit d'une solution qui peut être coûteuse (voir section sur les coûts des PGO). Par ailleurs, d'ajouter un contrôle en fin de réseau permet de limiter l'impact au cours d'eau récepteur, sans toutefois améliorer le niveau de service du réseau dans une optique d'adaptation aux CC. Effectivement, les CC vont mener à de plus fortes quantités de précipitation et donc, à de plus grands volumes de ruissellement (se référer à l'Annexe 6 – Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation pour le niveau de service du réseau), ce qui va nécessiter des mesures d'adaptation qui permettront à la fois de réduire les impacts au cours d'eau récepteur et de limiter les impacts en réseau. Si le

réseau a la capacité suffisante pour accueillir ces plus forts volumes, le contrôle de fin de réseau pourrait être suffisant pour limiter l'impact des CC. Si le réseau n'a plus une capacité suffisante, des mesures en réseau seront nécessaires pour combiner les bénéfices en réseau aux bénéfices cours d'eau récepteur.

Si l'espace en fin de réseau est limité pour construire des bassins de rétention de surface, comme c'est le cas pour ce troisième cas d'étude et dans bien des municipalités au Québec s'étant développées en bordure de cours d'eau, l'ajout de stockage en amont peut être une solution intéressante. Généralement, les secteurs à l'aval, près du cours d'eau récepteur, sont très urbanisés et denses, ce qui les rend vulnérables à l'augmentation des précipitations à cause de leur fort pourcentage d'imperméabilité. De plus, les développements en périphérie des centres-villes, quoique généralement moins imperméables sur de plus grandes superficies, ajoutent au volume de ruissellement qui se dirige vers les exutoires. Le CTR d'ouvrages de stockage en amont du centre-ville permettrait non seulement de limiter l'impact au cours d'eau récepteur, mais également de conserver un niveau de service du réseau adéquat à l'aval du stockage, dans un contexte de CC, et de limiter les dimensions des ouvrages de rétention. Puisque l'espace en surface en fin de réseau est restreint, il importe également de se pencher sur la meilleure façon de gérer les eaux de ruissellement de ces secteurs.

La stratégie de contrôle étudiée pour le cas d'étude de Granby est de construire un seul ouvrage de rétention, qui réunit et contrôle le ruissellement de 3 secteurs amont, tel que schématisé à la Figure 29, et de faire une localisation et une sélection adéquate de différentes mesures de contrôle à la source pour les secteurs à l'aval qui ne sont pas contrôlés. Les différentes couleurs des sous-bassins sont fonction de leur point de rejet initial (avant l'application de la nouvelle méthodologie de CTR, qui dévie le secteur amont en rose vers le bassin de rétention) vers le cours d'eau récepteur.



Figure 29: Stratégie de contrôle - Granby

Les mesures de contrôle à la source sont moins coûteuses que la construction de nouveaux ouvrages de rétention, sans compter que l'espace pour la construction d'ouvrages de rétention en surface est restreint. Les PGO pourraient permettre de réduire de façon satisfaisante les volumes et les débits, en plus d'offrir un traitement qualitatif. En matière de coûts-bénéfices, le stockage à l'aval est efficace, certes, mais coûteux; les PGO sont quant à elles efficaces localement, donc elles sont intéressantes à adopter pour les secteurs plus difficiles à contrôler par un stockage de grande dimension.

Le dimensionnement de l'ouvrage de stockage a été fait à l'aide du volume de ruissellement généré par une pluie synthétique choisie. Le patron utilisé pour cette pluie est un patron de type triangulaire, puisque celui-ci permet une distribution temporelle à faible intensité et donc, le volume de ruissellement est réparti dans le temps. Puisqu'un des objectifs des bassins d'orage est de gérer quantitativement le ruissellement pour les événements moins fréquents, la récurrence choisie est de 1/100 ans. Le Tableau 19 présente les quantités maximales de pluie selon les courbes IDF de Granby, pour des durées qui varient entre 1 h et 24 h, pour une période de retour de 100 ans.

Tableau 19: Quantité de pluie pour différentes durées - Courbes IDF de Granby

Durée (h)	Hauteur de pluie (mm)
1	55
2	64
6	74
12	105
24	117

Le manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales recommande d'utiliser une durée de précipitation égale au temps de concentration du territoire à l'étude (MDDELCC, 2017). La durée de la pluie de conception devrait être entre 3 et 6 heures. Le choix de la pluie synthétique utilisée pour la conception préliminaire de l'ouvrage de rétention s'arrête donc sur une pluie triangulaire 100 ans de 3 heures. Par interpolation linéaire entre les durées de 2 et 6 h, la quantité totale de pluie pour l'événement est 66,45 mm. L'orifice de sortie permettra un débit maximal de 50 L/s·ha, basé uniquement sur la superficie des secteurs contrôlés (soit les secteurs à l'amont du stockage). Le dimensionnement du bassin de rétention s'est basé sur les recommandations du Guide de gestion des eaux pluviales (MDDEFP, 2011) notamment pour le ratio longueur : largeur, les pentes et la profondeur maximale permise.

Les règles de contrôle permettent de vidanger l'ouvrage en fonction des niveaux d'eau stockés, lorsque ceux-ci deviennent critiques pour le débordement du bassin de rétention en temps de pluie. Autrement, la vanne se ferme lorsqu'il commence à pleuvoir et s'ouvre lorsqu'un temps de rétention prolongé de 36 h est complété, à une ouverture de 50%, ce qui limite les débits de pointe à un maximum de 25 L/s·ha, tel que recommandé dans le bassin versant de la Yamaska. En cas d'un futur événement qui pourrait occasionner un débordement de l'ouvrage de stockage, celui-ci se vidangera selon le temps qu'il reste avant l'événement de pluie et du volume de ruissellement estimé selon les prévisions météorologiques. Une simulation des temps de vidange en fonction de plusieurs ouvertures de la vanne et de différentes hauteurs d'eau stockées a permis d'écrire les règles de contrôle prédictif.

Les règles de contrôle, résumées au Tableau 20, sont écrites selon la même méthodologie que pour le premier cas d'étude.

Tableau 20: Résumé des règles de contrôle - Granby

Condition(s)	Action sur vanne (%)	Objectif(s)
<b>S'il commence à pleuvoir</b>	0%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Traitement qualitatif</li> <li>• Décalage de la pointe</li> <li>• Libérer le collecteur aval</li> </ul>
<b>Si niveau d'eau &gt; 2,95 m</b>	50%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limiter le débordement de l'ouvrage de rétention</li> </ul>
<b>36h après la pluie</b>	40%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limiter les débits de pointe (25 L/s·ha)</li> </ul>

<p><b>Si la capacité résiduelle</b>  <math>&lt;</math>  <b>Volume de ruissellement</b>  <b>du prochain événement</b></p>	<p>X %</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Retenir le prochain événement et empêcher une vidange pendant la pluie</li> <li>• Limiter le débordement de l'ouvrage de rétention</li> </ul>
--	------------	--

Cette stratégie de contrôle est intéressante puisqu'elle permet à une municipalité de continuer à se développer en périphérie du centre-ville, sans jamais avoir à augmenter la capacité du réseau en aval (ce qui serait très coûteux), puisque le ruissellement en temps de pluie est décalé dans le temps et est envoyé vers l'exutoire plus tard après chaque événement. Pour ce secteur à l'étude, un seul ouvrage de rétention est contrôlé à l'amont, ce qui simplifie l'exécution des règles de contrôle; si plusieurs ouvrages de stockage étaient contrôlés à l'amont, un ordre de priorité serait à établir dans la gestion de la vidange de chacun des ouvrages. Une gestion globale des vidanges permettrait dans ce cas de considérer l'addition des débits ainsi que la capacité du collecteur à l'aval pour déterminer les ouvertures adéquates des ouvrages contrôlés. Par ailleurs, puisque l'ouvrage n'est pas situé en fin de réseau, il est important de considérer le temps de réponse du réseau dans la prise en compte des prévisions météorologiques. Pour ce cas d'étude, le temps d'écoulement entre le bassin de rétention et le cours d'eau récepteur est très court; les eaux de ruissellement qui se vidangent du bassin de rétention atteignent l'exutoire en un maximum de 5 minutes. Une marge de sécurité est considérée pour le temps qui est calculé dans les règles de contrôle prédictif avant que l'événement de pluie ne se produise, soit 3 h ou 6 h selon l'horizon considéré, ainsi que pour l'ouverture de la vanne selon la quantité à vidanger. Autrement dit, le pourcentage d'ouverture de la vanne qui est requis pour vidanger à temps selon la quantité d'eau stockée est légèrement augmenté dans toutes les règles prédictives, ce qui permet de vidanger un peu plus rapidement que ce qui est requis et d'éviter que le réseau à l'aval soit encore sollicité lorsque l'événement se produit. Dans le cas où le bassin de rétention serait situé beaucoup plus loin de l'exutoire, ce qui augmenterait fortement le temps d'écoulement du ruissellement à la sortie de l'ouvrage de rétention jusqu'au cours d'eau récepteur, il serait primordial d'ajouter le temps d'écoulement en réseau au temps de vidange, dans l'écriture des règles de contrôle prédictif, afin d'éviter que l'événement de pluie ne se produise alors que le collecteur est encore plein.

Par ailleurs, lors de l'ajout de PGO dans le système, pour les secteurs à l'aval du stockage, il sera important de vérifier que le temps d'infiltration dans les PGO et le décalage des volumes de ruissellement n'entreront pas en conflit avec la vidange prédictive du bassin de rétention, afin d'éviter l'addition des débits rejetés au cours d'eau récepteur et/ou le manque de capacité du

collecteur à l'aval. Toutefois, pour ce cas d'étude le réseau à l'aval du bassin de rétention réagit très rapidement, soit en environ 15 minutes (temps de concentration du secteur à l'aval du bassin de rétention), ce qui permet de négliger cet aspect dans les règles de contrôle.

#### 4.5. Indices de performance

La performance de différentes mesures d'adaptation des réseaux a été évaluée, en comparant les résultats obtenus en climat futur avec les mesures d'adaptation à ceux obtenus selon un scénario de référence sans adaptation. L'évaluation de la performance de ces mesures d'adaptation a été effectuée en deux parties. Tout d'abord, les performances du CTR en climat futur ont été évaluées. Par la suite, la performance des systèmes d'eaux pluviales en climat futur a été évaluée de façon plus globale, sur le bassin versant, suite à l'ajout de PGO.

##### 4.5.1. Indices de performance du contrôle en temps réel comme mesure d'adaptation aux changements climatiques

Afin d'évaluer le potentiel du CTR comme mesure d'adaptation des systèmes d'eaux pluviales aux CC, il importe de déterminer si le CTR permet d'atteindre les différents objectifs préconisés par le Guide de gestion des eaux pluviales (MDDEFP, 2011), soit de combiner les contrôles (1) quantitatif, (2) qualitatif et (3) de l'érosion des cours d'eau.

L'objectif de contrôle (1) quantitatif est d'abord évalué selon l'indice **débordement** du bassin de rétention. Puisque le CTR permet l'utilisation du stockage de l'ouvrage de rétention, il faut d'abord vérifier que l'ajout d'un contrôle à la sortie de l'ouvrage n'occasionnera pas de débordement. Un portrait de l'utilisation du bassin d'orage est donc présenté, soit la hauteur maximale atteinte ainsi que la hauteur moyenne, qui permet de discuter de l'utilisation optimale du stockage.

L'objectif de contrôle (2) qualitatif est évalué en fonction du temps de rétention dans l'ouvrage, qui a un impact direct sur la performance d'enlèvement des MES dans les eaux de ruissellement. L'indice **qualité** est donc le temps de rétention moyen dans l'ouvrage de stockage.

L'objectif de contrôle (3) de l'érosion est évalué selon deux indices. Tout d'abord, l'indice **débit à l'exutoire** présente les débits maximaux atteints lors de la simulation, ainsi que le nombre d'heures durant lesquelles le cours d'eau récepteur reçoit le ruissellement. L'indice **décalage** du débit de pointe permet également d'évaluer l'impact au cours d'eau récepteur en temps de pluie. Effectivement, la synchronisation des débits au cours d'eau récepteur est un effet néfaste de l'ajout de rétention en fin de réseau; toutefois, le CTR permet d'éviter cette synchronisation en décalant les débits.

#### 4.5.2. Indices de performance des pratiques de gestions optimales comme mesures d'adaptation aux changements climatiques

L'ajout d'un contrôle sur l'ouvrage de rétention en fin de réseau permet de limiter et de décaler les débits de pointe au cours d'eau récepteur, en plus de prolonger le temps de rétention, ce qui améliore la qualité des eaux de ruissellement par la sédimentation des particules. L'ajout de pratiques de gestion optimale en réseau pourrait, quant à lui, permettre de retrouver un niveau de service adéquat en climat futur. Il importe donc de se pencher sur l'évaluation de la performance des réseaux suite à l'ajout de PGO, en plus du CTR, comme mesures adaptatives.

L'indice **ruissellement** décrit le pourcentage de variation du volume de ruissellement en comparaison au volume de ruissellement du scénario actuel, sans adaptation. Le **niveau de service** est ensuite comparé pour les scénarios i) sans adaptation, ii) avec le CTR uniquement, iii) avec le CTR combiné aux PGO sur les terrains publics, iv) avec le CTR combiné aux PGO sur les terrains publics et privés, et v) avec des PGO sur les terrains publics et privés mais sans CTR. Ceci va permettre de statuer sur la façon la plus efficace de choisir les mesures d'adaptation aux CC.



## 5. Résultats

Les résultats des simulations pour l'année 2013, adaptée en climat futur, sont présentés pour les trois cas d'étude afin d'évaluer la performance du CTR ainsi que l'ajout de PGO comme mesure d'adaptation aux CC, selon différentes configurations de réseau.

### 5.1. Sherbrooke

#### 5.1.1. Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques

##### 5.1.1.1. *Performance du contrôle en temps réel comme mesure d'adaptation aux changements climatiques*

Les résultats des simulations 2013, en climat futur (+15%), sont présentés pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin d'orage.

#### Contrôle en temps réel **réactif** ou **prédictif**

Tout d'abord, il est important de se pencher sur le type de contrôle requis pour ce secteur de Sherbrooke. L'ajout d'un contrôle à l'orifice de sortie, afin de faire la rétention prolongée des eaux de ruissellement, pourrait occasionner des débordements de l'ouvrage de stockage, ce qui n'est évidemment pas souhaité. Étant donné que la capacité du bassin de rétention est très grande, l'écriture des règles de contrôle s'est faite de façon à ouvrir la vanne de façon préventive si le niveau d'eau stocké est supérieur à une valeur seuil. Même si le bassin de rétention est rempli jusqu'à la valeur seuil choisie, le stockage résiduel est suffisant en cas d'un événement futur majeur (> 30 mm). Pour de plus gros événements, la vidange par le déversoir d'urgence est tolérée. Pour la période de simulation 2013 en climat futur, aucun événement de plus de 30 mm ne se produit et donc, les règles de contrôle prédictives ne sont jamais considérées. Par ailleurs, tel que discuté à la section 2.4.2, pour des ouvrages de grande capacité, le contrôle prédictif n'apporte pas de bénéfices supplémentaires puisque le choix des valeurs seuils peut permettre un contrôle réactif efficace, ce qui réduit les coûts et la complexité de l'instrumentation requise. Pour la suite de la présentation des résultats pour le cas d'étude de Sherbrooke, le CTR se référera donc toujours à un contrôle réactif.

#### Indice **débordement** de l'ouvrage de rétention

Puisque le CTR se limite à un contrôle réactif, il faut d'abord vérifier que l'ajout d'un contrôle à la sortie de l'ouvrage de rétention n'occasionnera pas de débordement de l'ouvrage de rétention. Le Tableau 21 présente un portrait de l'utilisation de l'ouvrage de rétention pour les scénarios sans contrôle et avec le CTR de l'orifice, pour la période de simulation du 1<sup>er</sup> mai au 30 septembre 2013, en climat futur (+15%).

Tableau 21: Portrait de l'utilisation de l'ouvrage de rétention en climat futur - Scénarios sans contrôle et avec CTR

	Sans adaptation	Avec CTR
<b>H<sub>bassin</sub> (m)</b>	6	
<b>H<sub>max</sub> (m)</b>	2,0	4,5
<b>H<sub>moy</sub> (m)</b>	0,01	1,13

À la lumière de ces résultats, le CTR réactif n'occasionne pas de débordement de l'ouvrage de rétention, pour la série pluviométrique de 2013 majorée de 15%, malgré la rétention prolongée des eaux de ruissellement. Par ailleurs, le CTR permet d'utiliser l'espace de stockage disponible, non seulement pour les événements très intenses comme c'est le cas pour un bassin de rétention traditionnel, mais également pour une gestion quantitative et qualitative des petits événements.

#### Indice débit à l'exutoire

Le Tableau 22 présente les débits maximaux à l'exutoire du bassin de rétention, ainsi que le nombre d'heures pour lesquelles un débit est rejeté au cours d'eau récepteur, pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin de rétention en fin de réseau.

Tableau 22: Débit de conception et débits maximaux pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin d'orage (Série pluviométrique 2013 - climat futur 15%)

	Sans adaptation	Avec CTR
<b>Q<sub>permis</sub> (L/s·ha)</b>	50	
<b>Q<sub>max</sub> (L/s·ha)</b>	30	16
<b>Nombre d'heures Q &gt; 0 L/s·ha</b>	426	121

L'avantage du CTR est d'abord démontré par le nombre d'heures pour lesquelles un débit est rejeté au cours d'eau récepteur. Durant la période de simulation (1<sup>er</sup> mai au 30 septembre : total 3648 heures), il y a 212 heures durant lesquelles des précipitations sont reçues sur le territoire à l'étude. Pour un scénario sans adaptation, le bassin de rétention agit de façon traditionnelle, soit en se remplissant et en se vidant au fur et à mesure que le ruissellement s'y accumule; un débit est rejeté au cours d'eau récepteur pendant plus de 426 heures. Pour un scénario avec le CTR de l'ouvrage de sortie du bassin d'orage, le cours d'eau récepteur reçoit le ruissellement sur une période réduite à 121 heures. Ce contrôle permet donc de limiter l'érosion au cours d'eau récepteur en limitant le nombre d'heures pendant lesquelles ce dernier est sollicité. Malgré le fait que le nombre d'heures pendant lesquelles le ruissellement est rejeté diminue, le débit n'en est

pas augmenté. Cela s'explique par le fait que puisque la vanne se ferme lors d'un événement de pluie, la vidange qui s'en suit se fait de façon plus constante, sur une durée qui est fonction de l'ouverture de la vanne et du niveau d'eau dans l'ouvrage de stockage, alors que pour un scénario sans contrôle, la moindre goutte de pluie occasionne un rejet vers le cours d'eau récepteur.

Dans un scénario sans contrôle de l'orifice, le débit de sortie maximal est uniquement limité par les dimensions de l'orifice. Pour le cas d'étude du bassin de rétention Thibault, l'orifice est dimensionné pour un débit maximal de 50 L/s·ha, débit qui se produirait si le bassin de rétention se remplissait complètement, soit pour un événement de récurrence 100 ans. Pour la période de simulation, le scénario sans adaptation présente un débit maximal de 30 L/s·ha. Pour un scénario avec le CTR du bassin de rétention en fin de réseau, le débit maximal est limité par l'ouverture de la vanne, qui est dictée par des règles de contrôle réactives en fonction du niveau d'eau dans l'ouvrage ou du temps de rétention. Puisque la capacité du bassin de rétention est très grande, les niveaux d'eau seuils préventifs établis dans les règles de contrôle sont rarement atteints lors des simulations. Dans les rares cas où cela se produit durant la période de simulation, l'ouverture de la vanne est limitée à 20%.

Puisque la capacité de l'ouvrage de stockage est très grande, la vidange de l'ouvrage de stockage est pratiquement toujours effectuée uniquement lorsque le temps de rétention optimal à la sédimentation des particules en suspension est atteint, c'est-à-dire 20 h après la fin de l'événement pluvieux. Lorsque cette règle du 20 h prévaut, l'ouverture de la vanne est de 40%, ce qui limite le débit à la sortie et réduit l'érosion au cours d'eau récepteur. Pour la période de simulation 2013 en climat futur (+15%), ce débit maximal équivaut à 16 L/s·ha, ce qui correspond à un critère de rejet satisfaisant, même pour un cours d'eau qui serait très sensible (voir Critères de contrôle des eaux de ruissellement).

### Indice qualité

La Figure 30 présente les niveaux d'eau dans le bassin de rétention durant la simulation, pour les scénarios sans contrôle et avec le CTR réactif.

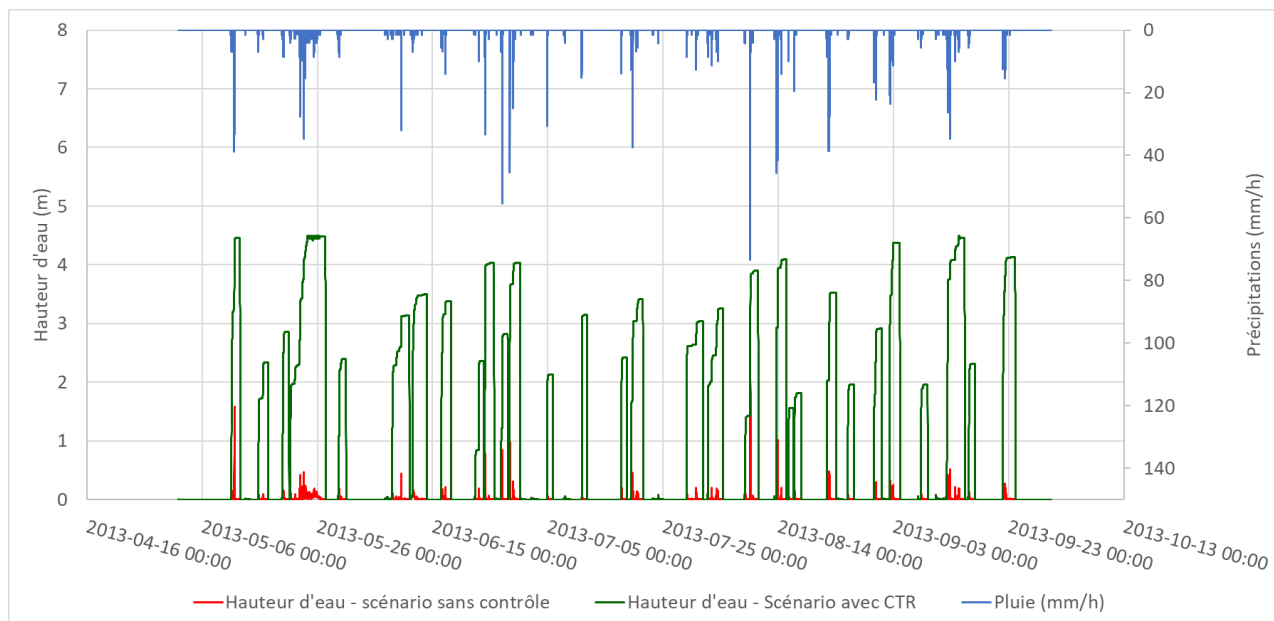


Figure 30: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - scénarios sans contrôle et avec CTR réactif

Pour le scénario sans contrôle, le bassin de rétention agit de façon traditionnelle, c'est-à-dire que le bassin se remplit et se vide à mesure qu'il pleut. Dans un scénario contrôlé, la vanne se ferme lorsqu'il se met à pleuvoir et s'ouvre uniquement lorsque le niveau d'eau atteint un seuil prédéterminé, ou lorsque le temps de rétention minimal pour l'atteinte d'une sédimentation satisfaisante est atteint. Pour toute la durée de la période de simulation, le temps de rétention maximal de 20 h a été atteint lors de chaque événement pluvieux, sauf à deux reprises; ainsi, pour tous les événements de pluie sauf deux, le volume de ruissellement a pu être entièrement accumulé dans l'ouvrage. Les conditions quiescentes, c'est-à-dire lorsqu'il n'y a aucun écoulement, résultant de la rétention prolongée devraient permettre d'atteindre un plus haut taux d'enlèvement des MES en comparaison à un scénario sans contrôle.

#### Indice **décalage** du débit de pointe

Pour un scénario sans contrôle, le décalage du débit de pointe est d'environ 15 minutes, ce qui correspond au temps de concentration du bassin versant. Lors de l'ajout des règles de contrôle, le décalage est pratiquement toujours supérieur au temps de rétention minimal de 20 h. Afin de conserver une marge de sécurité, le temps de rétention (en conditions quiescentes) de 20 h est calculé 30 minutes après la fin de la pluie, pour permettre à la dernière goutte de pluie de se rendre à l'ouvrage de rétention avant de commencer à calculer son temps de rétention. Pour calculer le décalage de la pointe, il suffit donc d'additionner le temps de rétention ainsi que le temps entre la pointe de la pluie et la fin de l'événement. Ce décalage du débit de pointe permet

de réduire le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Effectivement, lorsque plusieurs exutoires pluviaux se jettent dans le cours d'eau récepteur, la rivière est grandement sollicitée en temps de pluie; le décalage de la pointe créé par le CTR permet de limiter l'impact des débits de pointe globalement.

#### Performance du contrôle en temps réel – Étude de deux événements majeurs

##### Événement du 21 au 26 mai 2013 (Climat futur +15%)

Afin de démontrer la performance du CTR pour limiter l'impact au cours d'eau récepteur, l'événement du 21 au 26 mai est étudié. Ce long événement a généré un total de 126 mm de pluie avec une intensité maximale de 34,5 mm/h (sur 10 minutes) et une intensité moyenne de 1,4 mm/h. La Figure 31 présente les niveaux d'eau dans le bassin de rétention en plus des précipitations sur l'axe secondaire pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin d'orage.

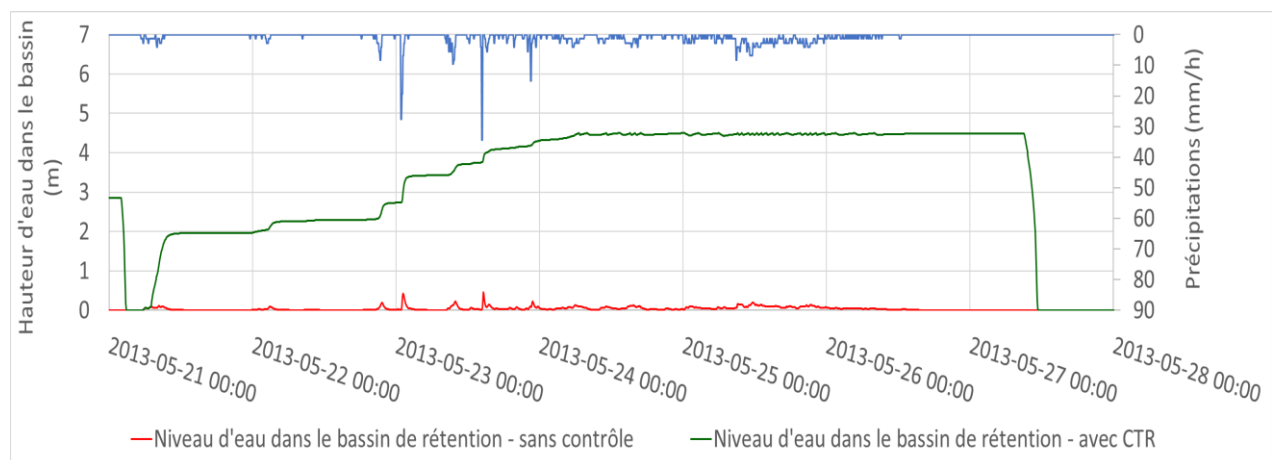


Figure 31: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - Événement du 21 au 26 mai 2013 (futur +15%)

Selon le scénario avec CTR, le bassin de rétention est complètement vide au début de cette séquence d'événements. Lorsqu'il commence à pleuvoir le 21 mai vers 01 :00, l'ouvrage se remplit peu à peu sans jamais se vider malgré les quelques temps morts sans pluie, puisque le temps de rétention de 20 h n'a pas été atteint entre les séquences de pluie. Lorsque le niveau préventif de 4,5 m est atteint, la vanne de contrôle s'ouvre de façon à limiter le niveau d'eau dans l'ouvrage. Puisque les précipitations étaient faibles à ce moment, le niveau d'eau dans le bassin de rétention s'est maintenu à environ 4,5 m en oscillant légèrement à cause des ouvertures et fermetures de la vanne de contrôle, qui maintiennent le niveau d'eau sous un niveau préventif prédéterminé. Malgré l'utilisation de bandes mortes dans les règles de contrôle, cette oscillation est inévitable dans ce cas puisque les précipitations sont très faibles mais s'étirent sur une longue

durée; les faibles précipitations empêchent le niveau d'eau de descendre suffisamment pour empêcher une ouverture, alors que les règles de contrôle permettent d'éviter d'atteindre le niveau d'urgence. L'ouvrage de rétention s'est finalement vidé progressivement suite aux 20 h de rétention qui ont suivi la fin de l'événement de pluie.

La Figure 32 présente les débits à la sortie de l'ouvrage de rétention pour les scénarios sans contrôle et avec le CTR, pour cet événement du 21 au 26 mai 2013 (climat futur +15%).

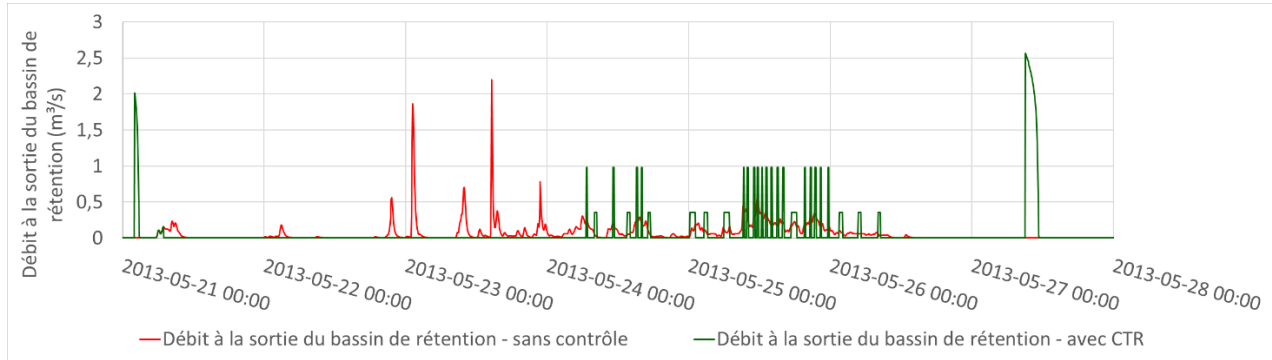


Figure 32: Débit à la sortie de l'ouvrage de rétention - Événement du 21 au 26 mai 2013 (futur +15%)

Un scénario sans contrôle ne permet pas de réduire les débits rejetés au cours d'eau récepteur. Ces derniers sont relativement faibles durant cet événement puisque l'intensité des précipitations est plutôt faible et donc, les niveaux d'eau dans le bassin de rétention sont faibles. Toutefois, le choc hydraulique au cours d'eau récepteur se fait ressentir durant toute la durée de l'événement, alors que le scénario contrôlé limite la durée durant laquelle des eaux de ruissellement sont rejetées. Par ailleurs, puisque l'ouvrage de contrôle permet de maintenir un niveau d'eau seuil qui n'est pas critique au débordement du bassin de rétention, la vanne s'est ouverte et fermée à quelques reprises durant la séquence d'événements, à une ouverture déterminée pour réduire l'impact au cours d'eau récepteur, soit à 20% de son ouverture lorsqu'il pleut ou à 10% de son ouverture lorsqu'il ne pleut pas, ce qui limite le débit rejeté à 1 m<sup>3</sup>/s durant ces vidanges préventives (6,2 L/s·ha). La vidange après une rétention prolongée permet le décalage de la pointe et donc, la réduction du choc hydraulique au cours d'eau récepteur. À la fin de la période de rétention prolongée, la vanne de contrôle s'est ouverte à 40%, pour limiter le débit rejeté à un peu plus de 2,5 m<sup>3</sup>/s (15 L/s·ha).

#### Événement du 9 août 2013 (futur +15%)

L'événement le plus intense de la série étudiée, celui du 9 août, n'a duré que 2 h pour générer un total de 25 mm de pluie, mais a présenté une intensité maximale de 73,1 mm/h sur 5 minutes

(intensité moyenne de 9,9 mm/h). La Figure 33 présente les précipitations et les niveaux d'eau dans l'ouvrage de rétention durant l'événement.

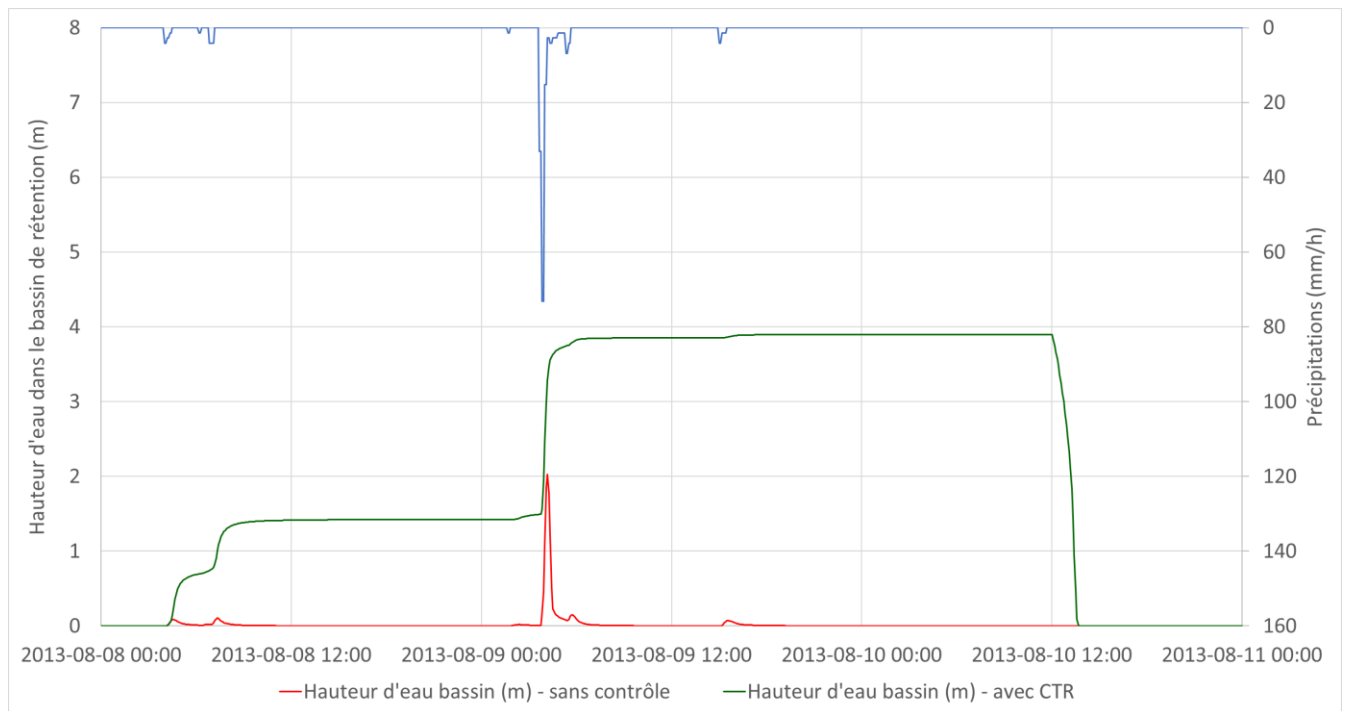


Figure 33: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention - Événement du 9 août 2013

Pour un scénario sans contrôle, le bassin de rétention a agi encore une fois de façon traditionnelle. Pour un scénario contrôlé, le volume de ruissellement s'est accumulé dans l'ouvrage de stockage. Le 8 août, un faible événement de pluie a fait grimper le niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention à 1,5 m approximativement. L'événement du 9 août a généré un volume de ruissellement qui a fait augmenter le niveau d'eau dans l'ouvrage à près de 4 m. Le niveau seuil n'a pas été atteint et le temps de rétention de 20 h a pu être atteint sans qu'aucune vidange préventive ne se produise. Le CTR permet de réduire grandement l'impact au cours d'eau récepteur en limitant la durée durant laquelle la rivière reçoit des eaux de ruissellement, en décalant la pointe après l'événement de pluie, et également en limitant le débit à la sortie de l'ouvrage de rétention par une ouverture graduelle de 40% de la vanne de contrôle.

#### 5.1.1.2. *Adaptation du réseau - Ajout de pratiques de gestion optimales*

L'ajout de PGO en réseau pourrait s'avérer complémentaire au CTR en permettant de diminuer les volumes de ruissellement et de régler des problématiques d'inondations locales. La section qui suit vise à évaluer la performance du CTR suite à l'ajout de PGO ainsi que la performance du réseau suite à l'ajout de ces différentes mesures adaptatives. Les résultats des simulations de



2013, en climat futur (+15%), sont présentés pour les scénarios sans adaptation, avec le CTR du bassin d'orage et avec le CTR et l'ajout de PGO.

### Indice ruissellement

Le Tableau 23 présente les indices de ruissellement pour la période de simulation du 1<sup>er</sup> mai au 30 septembre, pour les différents scénarios. Pour référence, le pourcentage de ruissellement en climat actuel pour un scénario sans PGO est de 20,4%.

Tableau 23: Indice de ruissellement - Scénario sans adaptation et avec différentes mesures adaptatives

	Climat futur (Majoration 15%)		
	Sans PGO	PGO public	PGO public-privé
<b>Superficie PGO (ha)</b>	-	1,03	3,92
<b>Superficie PGO/Superficie totale</b>	-	0,7%	2,5%
<b>Ruissellement</b>	20,9%	20,7%	19,3%

L'ajout de PGO permet de réduire les superficies imperméables et donc, de réduire le volume de ruissellement. La superficie d'implantation de PGO sur les terrains publics est minime par rapport à la superficie totale du bassin versant, ce qui permet de réduire le volume de ruissellement uniquement de 0,2% par rapport à un scénario sans PGO. La combinaison des PGO sur les terrains publics et privés permet de diminuer de façon un peu plus intéressante le volume de ruissellement total par rapport à un scénario sans PGO. Toutefois, puisque le pourcentage d'imperméabilité est assez petit et que l'occupation est majoritairement résidentielle, la possibilité d'implantation de PGO est limitée.

### Indice niveau de service

Le niveau de service actuel du réseau permet de gérer une pluie de type SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure (voir évaluation du niveau de service à l'Annexe 6), mais l'augmentation des précipitations due aux CC mène à une diminution de ce niveau de service. Le Tableau 24 présente, pour une pluie SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure majorée en climat futur (+15%), la comparaison du niveau de service du scénario sans adaptation avec les résultats des différents scénarios : 1) avec CTR sans PGO; 2) avec CTR et PGO public; 3) avec CTR et PGO public-privé; et 4) sans CTR et PGO public-privé.

Tableau 24: Comparaison des mesures adaptatives –

Pluie SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure majorée de 15%

	Sans adaptation	CTR Sans PGO	CTR PGO Public	CTR PGO Public-Privé	Sans CTR PGO Public-Privé
<b>Ruissellement/Pluie</b>	24,4%	24,4%	24,2%	22,6%	22,6%
<b>Nœuds qui débordent (Volume inondé &gt; 0)</b>	2%	2%	2%	1%	1%
<b>Conduites en charge</b>	17%	17%	14%	11%	11%
<b>Débit de pointe à l'exutoire (L/s·ha)</b>	30	15	15	15	29
<b>Décalage de la pointe</b>	20 min	21 h 15	21 h 15	21 h 15	20 min

Le CTR permet de réduire et de décaler les débits de pointe au cours d'eau récepteur par la rétention prolongée des eaux de ruissellement. Toutefois, le CTR est une mesure de fin de réseau, qui ne règle pas les problématiques d'inondation locale. L'ajout de PGO mène à une amélioration de la performance du réseau par la diminution du nombre de nœuds qui débordent en surface ainsi que du nombre de conduites en charge. Malgré les bonnes performances du réseau face à l'ajout de PGO, ces mesures d'adaptation locales ajoutées seules ne permettent pas de faire une gestion adéquate du ruissellement acheminé au cours d'eau récepteur. La Figure 34 présente les débits à l'exutoire pour les scénarios sans adaptation en comparaison au scénario avec l'ajout de PGO sur les terrains publics et privés ainsi qu'au scénario avec le CTR et les PGO sur les terrains publics et privés.

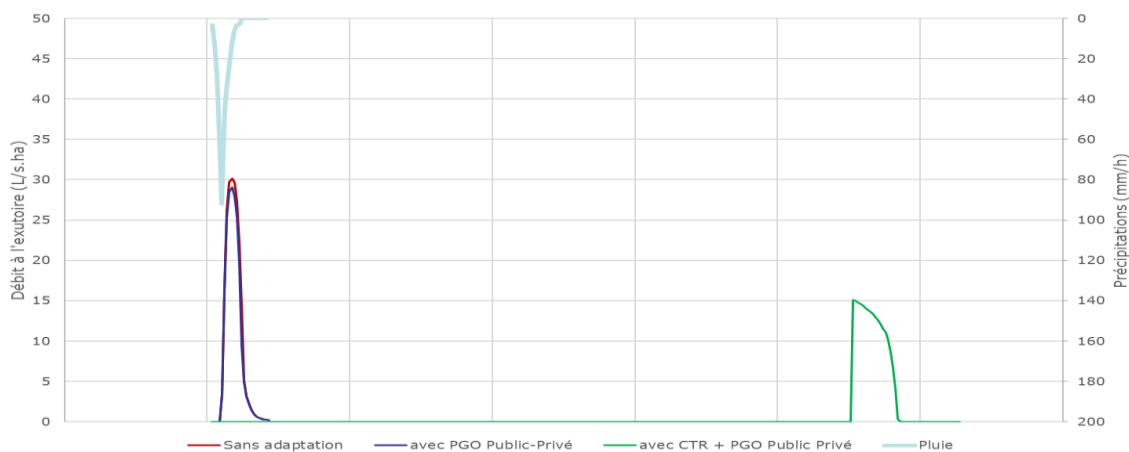


Figure 34: Débit à l'exutoire - Scénarios sans adaptation, avec PGO, avec CTR+PGO – SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure - Futur 15%

La performance individuelle des PGO est intéressante, mais à l'échelle du bassin versant, l'ajout de PGO sur les terrains publics et privés ne permet de diminuer que légèrement le débit de pointe à l'exutoire (de 30 à 29 L/s-ha) et ne décale pas ce débit de pointe de façon significative. En ajoutant un contrôle de l'ouvrage de rétention en fin de réseau, le débit de pointe est décalé dans le temps et limité à une valeur maximale de 15 L/s-ha, ce qui correspond à une ouverture de 40% dictée à la vanne de contrôle suite à un temps de rétention prolongée de 20 h.

Pour une adaptation satisfaisante face aux CC par rapport à toutes les facettes du réseau, en passant par la gestion des problématiques locales jusqu'à la limitation des impacts sur le cours d'eau récepteur, l'ajout de PGO s'avère complémentaire au CTR. Toutefois, pour ce secteur à l'étude, puisque la superficie d'implantation de PGO est limitée à cause de l'occupation majoritairement résidentielle, l'amélioration de la performance du réseau par l'ajout de PGO n'est pas particulièrement intéressante.

#### Performance du contrôle en temps réel suite à l'ajout des pratiques de gestion optimales

Le choix de la configuration des PGO a un impact sur la diminution et le décalage du débit de pointe. Le temps de réaction des PGO est très variable puisque celui-ci dépend des conditions d'humidité dans le substrat au moment de la pluie. Lors d'un événement de pluie, lorsque l'eau de pluie peut être complètement stockée dans la PGO, aucun ruissellement ne se produit. Dans le cas contraire, quand l'eau ruisselle et se retrouve à l'ouvrage de rétention, celle-ci est nécessairement stockée dans le bassin puisque la vanne de contrôle est fermée; qu'il pleuve ou pas, la vanne s'est fermée au début de l'événement de pluie et est demeurée fermée pour que les MES sédimentent. Cela dit, même si l'eau provenant de la PGO arrivait au bassin un peu plus tard que le ruissellement du reste du bassin versant, cette eau ne ferait que s'ajouter au volume déjà retenu dans le bassin de rétention. Les règles de contrôle considèrent déjà un temps de 30 minutes après la fin de la pluie avant de commencer à calculer le temps de rétention dans l'ouvrage et ce, pour prendre en compte le temps de concentration du bassin versant. Ces règles de contrôle sur la vanne n'ont donc pas à être ajustées lors de l'ajout de PGO dans le réseau.

#### 5.1.2. Conclusion partielle : Contrôle en temps réel d'un bassin d'orage en fin de réseau

L'adaptation d'un bassin de rétention de fin de réseau, dans la ville de Sherbrooke, par l'ajout du CTR réactif sur l'orifice de sortie, permet d'augmenter le temps de rétention et donc fort possiblement d'améliorer la qualité des eaux ruisselées, tel que démontré par certaines études (Berrouard, 2010; Paré-Bourque, 2008; Vallet, 2011). Effectivement, pour toute la durée de simulation 2013 (+15%), le temps de rétention maximal de 20 h a été atteint suite à tous les événements pluvieux, à l'exception de deux pour lesquels une vidange préventive a dû être

effectuée. De plus, l'ouvrage de régulation réduit et décale les débits de pointe au cours d'eau récepteur et limite donc les effets néfastes de l'augmentation des précipitations à l'aval du réseau. Le nombre d'heures durant lesquelles un débit est rejeté au cours d'eau récepteur est réduit de 426 h pour un scénario sans adaptation à 121 h pour un scénario avec CTR. Le débit de pointe maximal est également réduit de 30 L/s·ha à 16 L/s·ha. Les règles de contrôle réagissent de façon instantanée aux précipitations, en considérant l'état du bassin de rétention dans la prise de décision. Pour ce cas d'étude, le CTR réactif était suffisamment performant et donc, la prise en compte des prévisions météorologiques dans les règles de contrôle ne s'est pas avérée nécessaire puisque la capacité du bassin de rétention est très grande. Toutefois, pour un nouvel ouvrage de rétention à construire, le CTR prédictif et l'ajout de mesures de contrôle à la source pourrait permettre de réduire la dimension du bassin pour une performance équivalente, tel qu'il l'a été démontré par Gaborit et al. (2016). Cette mesure de fin de réseau ne permet toutefois pas de régler les problématiques locales liées à l'augmentation des précipitations causée par les CC. C'est pourquoi l'ajout de mesures de contrôle à la source est complémentaire pour l'adaptation adéquate du réseau. L'ajout de PGO sur les lots publics et privés ne permet de réduire le pourcentage de ruissellement que de 20,9% (sans PGO) à 19,3%. Le pourcentage d'imperméabilité global est relativement faible et l'occupation du territoire est majoritairement résidentielle, ce qui limite la possibilité d'implantation de PGO.

## 5.2. Victoriaville

### 5.2.1. Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques

Afin d'établir la façon la plus adéquate d'adapter un réseau existant face aux CC, différents scénarios d'adaptation ont été étudiés. Tout d'abord, la performance du CTR prédictif des conduites surdimensionnées est évaluée. Ensuite, la performance de la combinaison du CTR et de mesures de contrôle à la source comme mesure d'adaptation aux CC est évaluée.

#### 5.2.1.1. *Indices de performance du contrôle en temps réel comme mesure d'adaptation aux changements climatiques*

Pour évaluer la performance du CTR comme mesure d'adaptation aux CC, les résultats des simulations de l'année 2013, en climat futur (+15%), sont présentés pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR prédictif des conduites surdimensionnées. Rappelons que les différents objectifs pour ce type de contrôle de fin de réseau sont de réduire l'impact au cours d'eau récepteur en diminuant et en décalant les débits pointe ainsi que de stocker l'eau pluviale pour traiter qualitativement les eaux de ruissellement et ce, tout en évitant que les ouvrages ne débordent.

### Indice **débordement** des ouvrages de stockage

La rétention prolongée des eaux de ruissellement ne doit pas compromettre le niveau de service du réseau. C'est pourquoi la conduite de trop-plein prévoit le débordement sans contrôle vers le cours d'eau récepteur, afin d'empêcher le refoulement dans le réseau lorsque les conduites surdimensionnées sont remplies à pleine capacité. Par ailleurs, ce trop-plein permet également d'empêcher que les conduites surdimensionnées se retrouvent en charge lorsqu'elles se remplissent au-delà de leur capacité.

Le Tableau 25 présente un résumé des différents événements qui ont occasionné un débordement par le trop-plein pour les différents ouvrages contrôlés.

Tableau 25: *Débordement par le trop-plein - Victoriaville*

Date	Hauteur de précipitation (mm)	Occurrence d'un débordement			
		Postras	Laflamme	St-Paul	St-Philippe
11/05	45	X	X	X	X
11-12/06	31	X	X	X	X
24/06	32	X	X	X	X
28/06	25		X	X	X
09/08	26	X	X	X	X
02/09	27		X	X	X
12/09	31		X		X
14/09	16				X

Tout d'abord, ce tableau permet de constater que l'ordre des priorités dans la vidange successive des ouvrages mène à des débordements plus fréquents pour l'ouvrage St-Philippe, qui est le dernier sur la liste de priorité pour la vidange. Pour l'événement du 14 septembre, l'ouvrage St-Philippe était le seul qui n'avait pas eu le temps de se vider suite à l'événement du 12 septembre avant que l'événement de pluie du 14 septembre se produise. Par ailleurs, le dimensionnement des conduites surdimensionnées prévoit le stockage des 25 premiers mm de pluie pour un événement de type SEA1h. Pour certains événements de 25 mm (28/06 et 09/08 par exemple), un débordement par le trop-plein se produit puisque ces événements génèrent 25 mm selon une distribution temporelle qui diffère quelque peu du patron temporel SEA. Par exemple, l'événement

du 9 août est un événement à très forte intensité sur une courte durée et donc, l'eau ruisselle de façon plus importante que pour un événement de type SEA. Pour tous les autres événements de débordement par le trop-plein, les précipitations totalisaient plus de 25 mm de pluie.

### Indice débit à l'exutoire

Pour toute la durée de la simulation, tout le ruissellement des événements inférieurs à 25 mm passe par l'orifice de contrôle des débits, ce qui permet de réduire les débits de pointe rejetés au cours d'eau récepteur. Le Tableau 26 présente les débits maximaux rejetés au cours d'eau récepteur, pour les scénarios sans contrôle et avec le CTR des conduites surdimensionnées.

Tableau 26: Débit maximal rejeté au cours d'eau récepteur - CTR des conduites surdimensionnées

Scénario	Performance	Poitras	Laflamme	St-Paul	St-Philippe
Sans CTR	Débit maximal (L/s-ha)	61	88	88	38
Avec CTR	Débit maximal contrôlé (L/s-ha)	34	34	31	35
	Débit maximal non contrôlé (L/s-ha)	12	17	28	11

L'ajout d'un contrôle en fin de réseau permet de réduire les débits de pointe au cours d'eau récepteur de façon à ce que celui-ci ne dépasse jamais 35 L/s-ha pour la période de simulation. Ce débit maximal de 35 L/s-ha est permis lors de la vidange successive des ouvrages de stockage, ce qui signifie qu'ils ne se produisent pas de façon simultanée dans le cours d'eau récepteur. La conduite de trop-plein n'est, quant à elle, pas contrôlée puisqu'elle permet une vidange d'urgence pour les plus gros événements. Cette vidange d'urgence se produit pendant l'événement de pluie et donc, n'est jamais combinée à une vidange contrôlée par l'orifice.

### Indice décalage du débit de pointe

Contrairement à un scénario sans contrôle, durant lequel tous les collecteurs se déchargent en même temps, pendant l'événement de pluie, la vidange progressive et successive des ouvrages qui se produit pour le scénario avec CTR permet de réduire fortement le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Par ailleurs, cette vidange progressive et successive débute 2 heures après la fin de l'événement pluvieux. Pour démontrer la performance en matière de décalage du débit de pointe, le Tableau 27 présente le nombre d'actions de contrôle qui ont fermé la vanne, en comparaison au nombre d'actions de contrôle qui ont ouvert la vanne à la suite d'un décalage minimal de 2 h (soit une durée de rétention de 2 h). Les ouvrages contrôlés sont présentés en ordre de priorité de vidange.

Tableau 27: Nombre et type d'actions de contrôle

	<b>St-Paul</b>	<b>Laflamme</b>	<b>Postras</b>	<b>St-Philippe</b>
<b>Nombre de fermeture de la vanne</b>	107	98	90	91
<b>Nombre d'ouverture de la vanne après 2h de rétention</b>	102	95	87	86

Sur les 209 actions de contrôle sur l'ouvrage St-Paul, qui est le premier à se vider par ordre de priorité, 102 actions d'ouverture sont causées suite à un décalage des rejets de 2 h sur un total de 107 actions de fermeture pour un début de pluie. Une très grande majorité des événements de pluie sont assez petits pour être stockés complètement et relâchés lorsque l'impact au cours d'eau récepteur est réduit, c'est-à-dire dans ce cas 2 heures après l'événement pluvieux, ce qui était attendu puisque l'année de pluie utilisée pour les simulations présente un grand nombre d'événements de faible récurrence. Le CTR permet donc de réduire le choc hydraulique à la rivière en temps de pluie en décalant les rejets après l'événement de pluie, en plus de vider successivement les ouvrages. Le nombre de fermetures de la vanne est plus élevé pour les ouvrages se vidant en premier. Dans le cas d'événements successifs, par exemple, les premiers ouvrages sont déjà vides et donc, leur vanne se ferme à nouveau alors que la vanne des derniers est déjà fermée puisqu'elle n'avait pas encore eu le temps de s'ouvrir.

Pour l'événement intense du 9 août, par exemple, le scénario sans contrôle aurait rejeté librement le volume de ruissellement au cours d'eau récepteur avec un décalage de la pointe équivalent au temps de concentration du bassin versant, soit d'environ 20 minutes, alors que le ruissellement est décalé de 3h55 pour l'ouvrage St-Paul, qui est le premier à se vider. Pour cet événement pluvieux, le décalage de la pointe est de 5h50 pour l'ouvrage Laflamme, de 8h10 pour l'ouvrage Postras et de 9h40 pour l'ouvrage St-Philippe.

### Indice qualité

Pour toute la durée de la simulation, tout le ruissellement des événements plus petits que 25 mm passe par l'orifice de contrôle des débits, qui permet non seulement de réduire les débits de pointe rejetés au cours d'eau récepteur, mais également de faire le traitement qualitatif des eaux de ruissellement; ceci pourrait être réalisé, par exemple, par l'ajout d'un séparateur hydrodynamique à l'aval du stockage, avant le rejet vers la rivière. Pour les événements de plus de 25 mm de précipitation, les 25 premiers mm de pluie sont stockés alors que l'excédent est dirigé directement



au cours d'eau récepteur par la conduite de trop-plein. La partie du ruissellement qui subit un traitement qualitatif pour les événements plus rares est le ruissellement provenant du début de l'événement, qui est généralement le plus pollué puisqu'il lessive les surfaces. Le Tableau 28 présente le pourcentage du volume de ruissellement qui passe par l'orifice de contrôle (soit celui qui est traité), pour les scénarios sans contrôle et avec le CTR prédictif, pour les 4 collecteurs du secteur à l'étude de Victoriaville.

Tableau 28: Pourcentage du volume traité - CTR de conduites surdimensionnées

<b>Scénario</b>	<b>St-Paul</b>	<b>Laflamme</b>	<b>Postras</b>	<b>St-Philippe</b>
Sans CTR	0%	0%	0%	0%
Avec CTR	89%	97%	97%	93%

Évidemment, pour le scénario sans adaptation, le ruissellement n'est pas du tout traité de façon qualitative puisqu'aucun ouvrage ne le permet. En ajoutant un stockage en fin de réseau, cela permet de réduire le débit de pointe et d'ainsi ajouter un ouvrage de traitement à l'aval. Pour le scénario avec le CTR, la majeure portion du ruissellement (de 89% à 97%) transite par l'ouvrage de contrôle des débits et donc, par l'ouvrage de traitement qualitatif. Un plus important volume de ruissellement passe par la conduite de trop-plein pour l'ouvrage St-Paul. Par la configuration initiale du réseau, la conduite surdimensionnée St-Paul est plus grosse, plus courte et également plus basse par rapport au reste du réseau, ce qui fait que cet ouvrage de stockage est plus sensible aux fluctuations des niveaux d'eau. L'ouvrage St-Philippe est quant à lui le dernier à se vider dans la liste des priorités, ce qui en fait un ouvrage un peu plus sensible au débordement par le trop-plein lors d'événements successifs.

#### Performance du contrôle en temps réel – Événement du 22 au 26 mai 2013 (+15%) – bénéfiques du contrôle en temps réel prédictif

Puisque la capacité des conduites surdimensionnées est limitée, la prise en compte des prévisions météorologiques permet de limiter les vidanges par le trop-plein. Pour la séquence d'événements du 22 au 26 mai, par exemple, une hauteur d'eau totale de 110 mm s'accumule sur une durée de près de 75 h. Malgré cette forte quantité de précipitations, aucune vidange par la conduite de trop-plein ne s'est produite puisque les règles de contrôle prédictives permettaient de vidanger les conduites surdimensionnées à un débit contrôlé, sans compromettre la performance du réseau et en limitant le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. La vidange préventive ne permet toutefois pas de décaler les débits de pointe après l'événement, contrairement à ce qui

était possible pour les événements plus faibles. La Figure 35 présente un exemple des hauteurs d'eau dans la conduite surdimensionnée Laflamme ainsi que les règles prédictives associées à la variation du niveau d'eau (numérotées dans la figure) et le Tableau 29 résume ces règles de contrôle utilisées. Le niveau d'eau maximal permis dans la conduite surdimensionnée Laflamme avant débordement par le trop-plein est de 4 m.

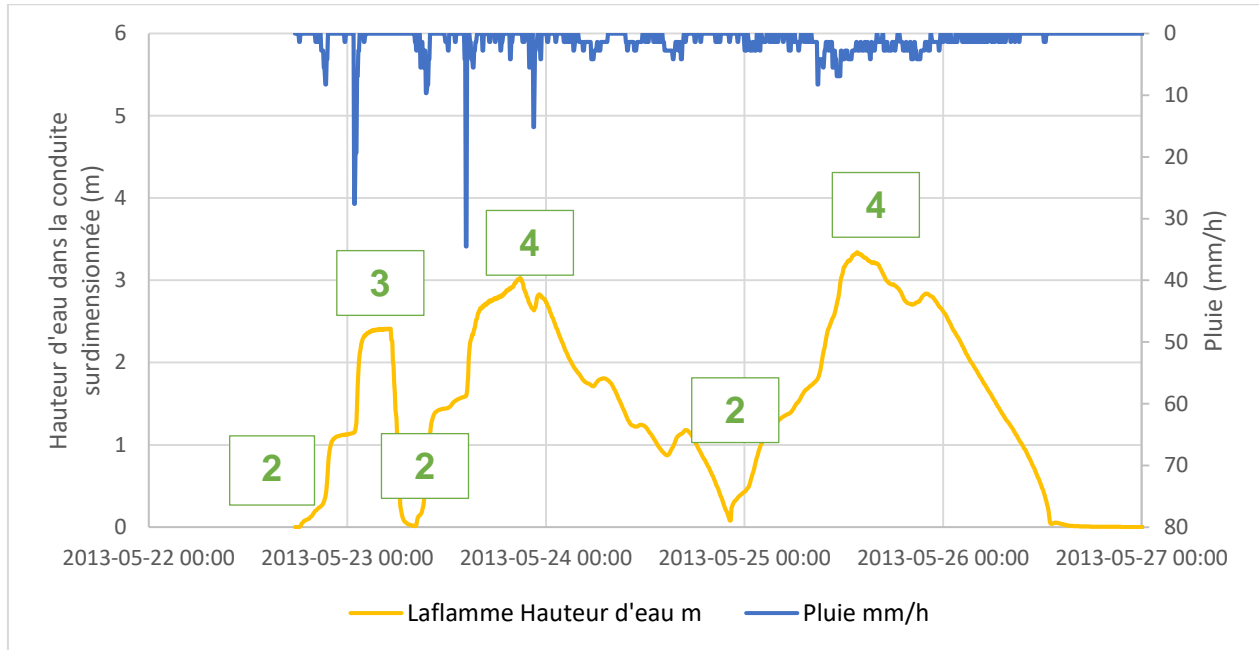


Figure 35: Hauteurs d'eau dans l'ouvrage de stockage Laflamme avec un CTR prédictif (22 au 26 mai 2013)

Tableau 29: Exemple de règles de contrôle - Ouvrage de régulation Laflamme

# Règle	Condition	Action de la vanne
2	Début pluie et ouvrage vide	0%
3	Décalage des rejets 2 h après l'événement pluvieux	100%
4	Prévisions 6 h > 5 mm Capacité résiduelle trop petite	20%

Le CTR ferme la vanne lorsqu'il commence à pleuvoir et permet la vidange lorsque le décalage de la pointe est complété, c'est-à-dire lorsqu'on considère que le cours d'eau récepteur est prêt à accueillir le ruissellement puisque 2 heures se sont écoulées suite à l'événement de pluie (règle 3). La vanne se referme ensuite lorsque l'ouvrage est vide, et ce dernier se remplit jusqu'à ce qu'une précipitation prévue dans 6 h soit trop importante pour être complètement captée par l'ouvrage de stockage (règle 4). C'est de cette façon que le niveau d'eau dans l'ouvrage n'atteint

jamais la valeur maximale de 4 m et que tout le ruissellement arrive à transiter par l’orifice de contrôle. Dans le cas de cette séquence d’événements, un scénario sans contrôle n’aurait pas permis le traitement qualitatif du ruissellement puisque le volume de ruissellement aurait été rejeté librement au cours d’eau récepteur, alors que le scénario avec contrôle permet de traiter tout le ruissellement, sans compromettre le niveau de service du réseau et en limitant les débits de pointe à l’exutoire.

#### 5.2.1.2. *Indices de performance des pratiques de gestion optimales comme mesure d’adaptation*

La section qui suit vise à évaluer la performance du CTR combiné à l’ajout de PGO comme mesures d’adaptation aux CC.

#### **Indice ruissellement**

Le Tableau 30 présente le pourcentage de ruissellement pour la période de simulation du 1<sup>er</sup> mai au 30 septembre 2013, en climat futur. Il est à noter que le pourcentage de ruissellement en climat actuel pour un scénario sans adaptation est de 52,8%.

*Tableau 30: Indice de ruissellement - 2013 futur 15%*

	<b>Climat futur (Majoration 15%)</b>		
	Sans PGO	PGO public	PGO public-privé
<b>Superficie PGO</b>	-	6,65 ha	17,94 ha
<b>Superficie PGO/Superficie totale</b>	-	2,1%	5,8%
<b>Indice ruissellement</b>	53,4%	51,3%	47,7%

L’ajout de PGO sur le territoire permet de réduire le volume de ruissellement et donc, de limiter l’impact des CC sur le réseau. Puisque le secteur à l’étude est très dense et donc, très imperméable, le potentiel d’implantation de PGO est plus intéressant qu’à Sherbrooke. En augmentant la superficie de PGO à près de 6% de la superficie drainée, on arrive à obtenir une réduction de près de 6% du volume de ruissellement en comparaison au scénario sans PGO. Il n’en demeure pas moins qu’une portion importante du ruissellement est générée par des superficies imperméables privées résidentielles. Celles-ci sont déjà réduites dans le scénario de référence par le débranchement des gouttières pour 60% des lots résidentiels, mais ne peuvent l’être davantage à moins d’une réglementation supplémentaire visant les stationnements, par exemple.

### Indice niveau de service

Le niveau de service actuel du réseau permet de gérer une pluie SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure majorée de 15% sans inondation de surface. Les résultats (Tableau 31) présentent l'impact de l'ajout de PGO sur les terrains publics et privés en matière de niveau de service, pour une pluie SEA de récurrence 2 ans et de durée 1 heure en climat futur, soit une pluie totalisant 25,5 mm d'eau.

Tableau 31: Comparaison des mesures adaptatives - Pluie SEA 2A1H majorée de 15% - Victoriaville

	Sans adaptation	CTR Sans PGO	CTR PGO Public	CTR PGO Public-Privé
<b>Ruissellement/Pluie</b>	52,8%	52,8%	50,7%	47,4%
<b>Conduites en charge</b>	27%	27%	22%	18%
<b>Débordement par le trop-plein</b>	-	OUI	OUI	NON
<b>Débit de pointe à l'exutoire (L/s-ha)</b>	83	13	12	12
<b>Décalage de la pointe</b>	20 min	7h00	7h05	7h05

Pour le scénario avec CTR sans PGO, le débit maximal à l'exutoire pour une pluie SEA 2A1H majorée de 15% se produit après l'événement puisque la majeure partie du ruissellement commence à être rejetée au cours d'eau 2 h après l'événement de pluie. Puisque les ouvrages sont vidés l'un après l'autre, les débits des différents exutoires ne s'additionnent pas. Le débit maximal par une vidange progressive se produit à l'ouvrage Poitras 7 h après la pluie (3<sup>e</sup> ouvrage à se vider), où le débit de pointe est de 13 L/s-ha.

En ajoutant des PGO sur le territoire, une pluie SEA 2A1H génère moins de ruissellement puisque les superficies imperméables diminuent. Pour le scénario des PGO sur les terrains publics, pour une pluie SEA 2A1H en climat futur, l'ajout de PGO a permis d'éliminer complètement le débordement par le trop-plein pour les ouvrages Poitras, St-Philippe et Laflamme et a également diminué de près de 40% le volume de ruissellement qui transite par le trop-plein St-Paul. Le débit maximal se produit encore une fois à l'ouvrage Poitras, où le débit de pointe est réduit de quelque peu à 12,4 L/s-ha. Pour le scénario des PGO sur les terrains publics et privés, aucun débordement par le trop-plein ne se produit; tout le ruissellement est contrôlé par le stockage en conduites et rejeté après l'événement de pluie, selon l'ordre de priorité. La réduction du débit de pointe par

l'ajout des PGO sur les terrains publics et privés est négligeable par rapport à une implantation sur les terrains publics seulement.

#### 5.2.2. Conclusion partielle : Contrôle en temps réel de conduites surdimensionnées en fin de réseau

L'ajout de stockage en fin de réseau permet de réduire les débits de pointe au cours d'eau récepteur, de 88 L/s-ha sans adaptation à 35 L/s-ha avec le CTR des conduites surdimensionnées. Le contrôle prédictif de ces ouvrages de stockage permet de décaler les débits de pointe aux exutoires et de vidanger les ouvrages après l'événement de pluie de façon à limiter le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Pour ce secteur, selon la stratégie de contrôle adoptée, les volumes de ruissellement sont stockés complètement pendant l'événement pluvieux et rejetés après une rétention de 2 h, ce qui permet de limiter l'impact au cours d'eau récepteur, qui est déjà fortement sollicité en temps de pluie. Par ailleurs, ce type de contrôle pourrait permettre de vidanger le stockage lorsque le niveau d'eau de la rivière est suffisamment bas, ce qui n'a toutefois pas été étudié dans le présent projet. La prise en compte des prévisions météorologiques permet d'optimiser le volume de ruissellement stocké et d'ainsi vidanger les ouvrages de stockage avant un événement pluvieux, pour encore une fois limiter les vidanges pendant la pluie.

Cette mesure de fin de réseau agit uniquement sur le cours d'eau récepteur. L'ajout de PGO permet de réduire les volumes de ruissellement en fonction de la superficie d'implantation de PGO. L'ajout de PGO sur le territoire permet également de limiter, voire même d'éliminer complètement les débordements par la conduite de trop-plein pour tous les exutoires. Par ailleurs, puisque le stockage était conçu pour accueillir une pluie de 25 mm dans les conditions actuelles du territoire, l'ajout de PGO va permettre au réseau d'accueillir une pluie de plus grande quantité, sans augmenter la capacité de stockage des ouvrages. Pour un même niveau de service, les mesures de contrôle à la source pourraient donc permettre de limiter la dimension des ouvrages de stockage de fin de réseau.

## 5.3. Granby

### 5.3.1. Évaluation des mesures d'adaptation aux changements climatiques

#### 5.3.1.1. Performance du contrôle en temps réel comme mesure d'adaptation aux changements climatiques

Pour évaluer la performance du CTR comme mesure d'adaptation aux CC, il importe d'abord de se pencher sur les résultats des simulations de l'année 2013, en climat futur (+15%) pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR prédictif du bassin de rétention en amont.

#### Indice **débordement** de l'ouvrage de stockage

L'augmentation du temps de rétention dans l'ouvrage de stockage ne doit pas compromettre la sécurité de cet ouvrage. Les règles de contrôle réactif permettent de vidanger le bassin de rétention lorsque le niveau d'eau atteint une hauteur critique, afin d'empêcher le débordement. Le Tableau 32 présente un portrait de l'utilisation du bassin de rétention pour les scénarios avec le CTR réactif et prédictif.

Tableau 32: Portrait de l'utilisation du bassin de rétention - Granby

	CTR réactif	CTR prédictif
<b>H<sub>bassin</sub> (m)</b>	3	
<b>H<sub>max</sub> (m)</b>	2,949	2,502
<b>H<sub>moy</sub> (m)</b>	0,401	0,497

Le CTR n'entraîne pas de débordement du bassin de rétention pour la série pluviométrique de 2013 en climat futur (+15%), malgré l'utilisation optimale du stockage. Le CTR réactif actionne l'ouverture de la vanne à 50% lorsque le niveau d'eau atteint 2,95 m, ce qui est considéré comme le niveau d'urgence avant le débordement de l'ouvrage. Pour cette période de simulation, cette règle réactive est suffisante pour éviter le débordement de l'ouvrage, mais la marge de sécurité est petite. Des règles préventives ont été testées, pour occasionner une ouverture graduelle selon des niveaux d'eau intermédiaires. Cet ajout a permis de réduire le nombre de débordements d'urgence, mais a fait augmenter le nombre de vidanges en temps de pluie, ce qui n'est pas souhaité. Le CTR prédictif permet de vidanger l'ouvrage avant que le prochain événement ne le fasse déborder, ce qui empêche toute vidange en temps de pluie pour la période simulée, ce qui est donc le scénario de contrôle optimal.

## Indice débit à l'exutoire

L'ajout d'un ouvrage qui stocke tout le ruissellement des secteurs en amont du centre-ville permet de réduire le débit de pointe à l'exutoire en temps de pluie. La Figure 36 présente un exemple de la performance du CTR pour la réduction des débits aux exutoires. La somme des débits pour les deux exutoires est présentée pour le scénario sans adaptation, en comparaison au scénario avec le CTR prédictif du bassin de rétention.

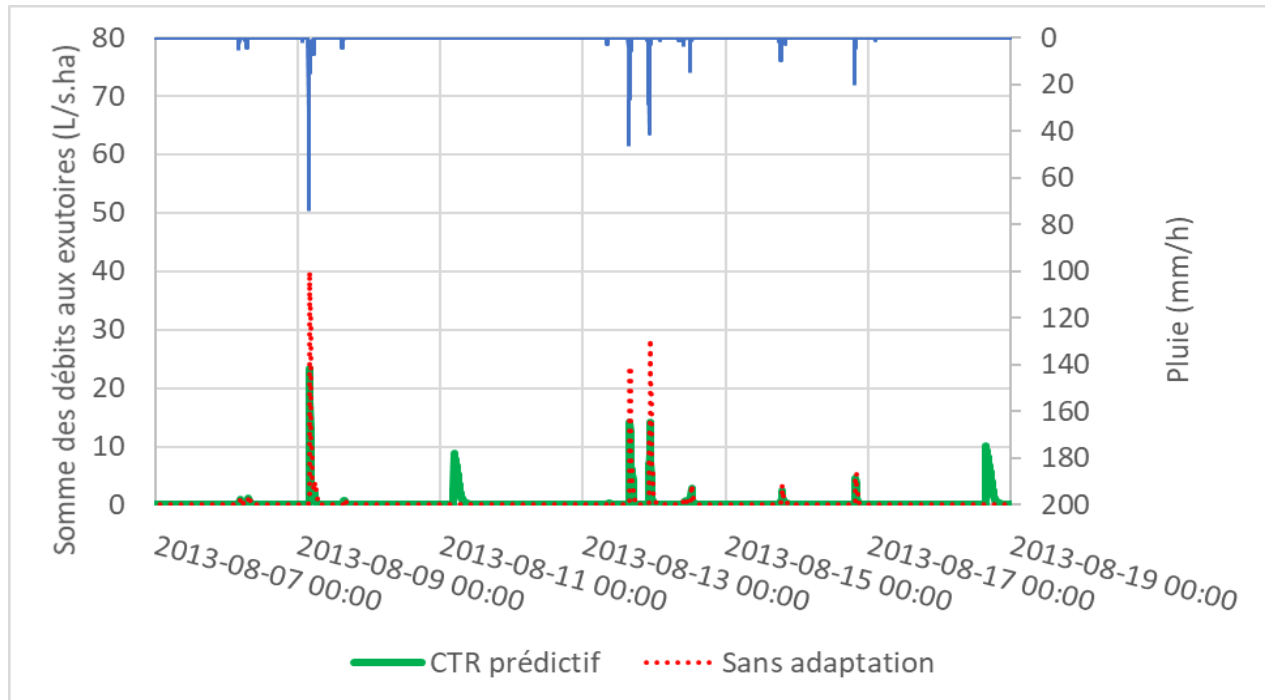


Figure 36: Somme des débits totaux aux exutoires - Exemple de la performance pour deux événements

Pour le scénario sans adaptation, aucun contrôle des débits n'est effectué aux exutoires et le ruissellement est rejeté librement, ce qui occasionne des vidanges à des débits variables et parfois élevés, dépassant la barre des 25 L/s·ha pour certains événements. Pour le scénario avec le CTR prédictif du bassin de rétention à l'amont, le ruissellement des secteurs à l'aval se rejette librement au cours d'eau durant l'événement, mais le ruissellement des secteurs à l'amont est stocké dans l'ouvrage et rejeté après l'événement. Le Tableau 33 présente, pour les deux exutoires, le débit de pointe maximal total rejeté au cours d'eau récepteur durant la période de simulation.



Tableau 33: Débit de pointe maximal total - Granby

Scénario	Débit de pointe maximal total (L/s-ha)
Sans adaptation	40
CTR Prédicatif	23

Le débit de pointe maximal est plus élevé que le critère de rejet de 25 L/s-ha pour le scénario sans adaptation. Pour la période simulée, ce critère de rejet est dépassé à 5 reprises, comme il est possible de le voir à la Figure 37.

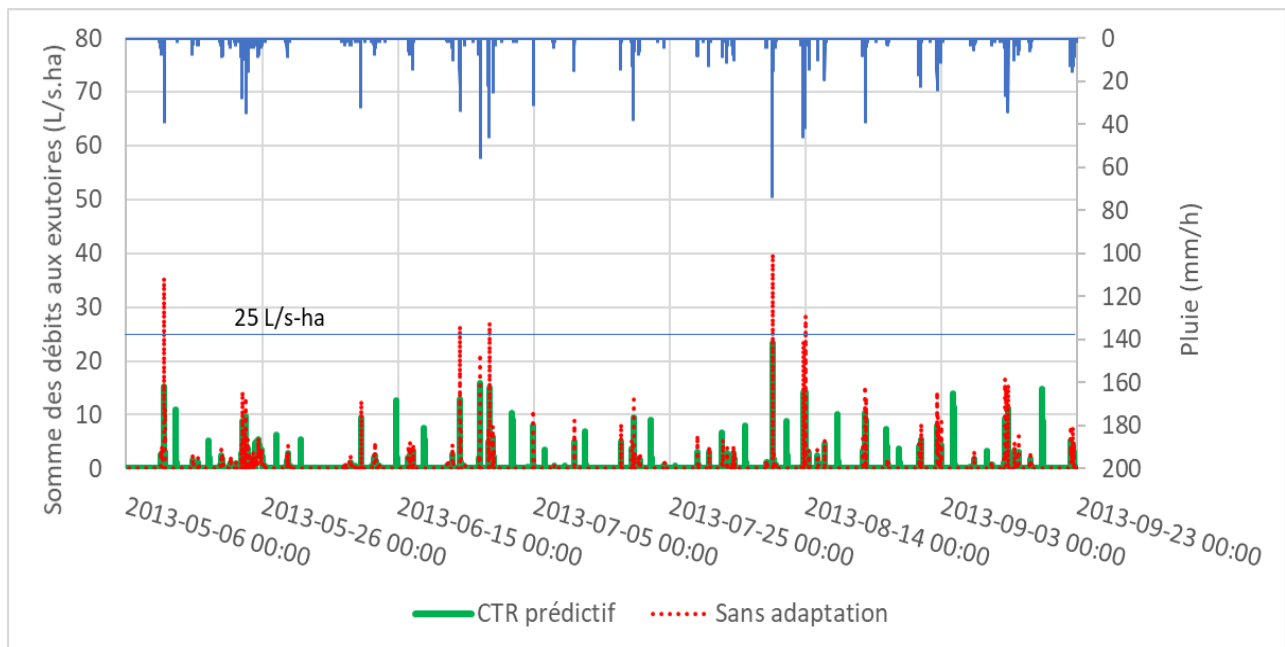


Figure 37: Somme des débits aux exutoires - Période de simulation 2013 (futur +15%)

Cependant, puisque le volume de ruissellement des secteurs en aval n'est pas contrôlé, la durée des rejets au cours d'eau augmente légèrement avec un scénario de contrôle en amont, passant de 464 h pour un scénario sans adaptation à 481 h pour un scénario avec CTR en amont, sur toute la période simulée (durée totale de la simulation : 3648 h; durée totale des précipitations : 212 h).

### Indice qualité

La Figure 38 présente les niveaux d'eau dans l'ouvrage de rétention en amont pour le scénario avec le CTR, pour la période de simulation 2013 (+15%).

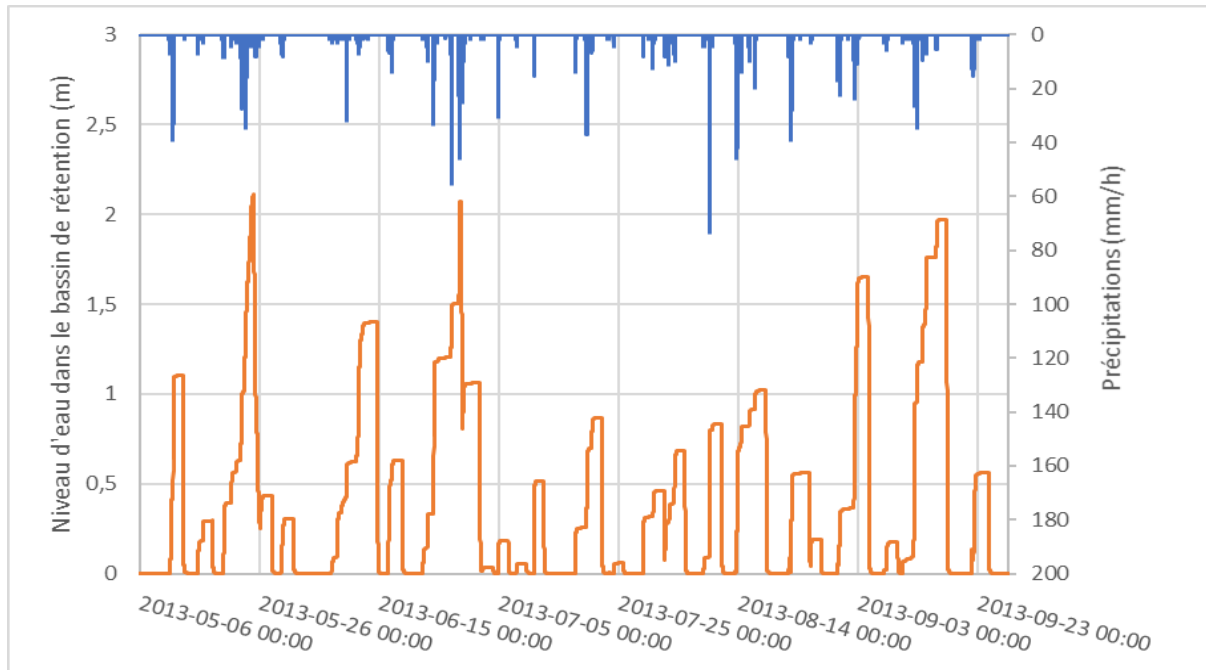


Figure 38: Niveau d'eau dans l'ouvrage de rétention amont - 2013 (+15%)

L'ajout d'un bassin d'orage contrôlé en amont permet d'accumuler le volume de ruissellement des secteurs développés en amont du centre-ville et donc, d'augmenter le temps de rétention des eaux et d'ainsi en améliorer la qualité. Pour toute la période de simulation, le temps de rétention maximal de 36 h a été atteint pour tous les événements pluvieux, à l'exception de deux événements pour lesquels une action de contrôle prédictive a été déclenchée afin d'éviter le débordement de l'ouvrage de rétention. Les conditions quiescentes résultant de la fermeture de la vanne lors d'une pluie devraient permettre d'atteindre un plus haut taux d'enlèvement des MES, en comparaison à un scénario sans aucun contrôle. Toutefois, la localisation de l'ouvrage de rétention en amont du centre-ville signifie qu'aucun traitement n'est effectué pour le ruissellement des secteurs en aval du bassin d'orage.

#### Indice **décalage** du débit de pointe

La Figure 39 présente un exemple, représentatif de tous les événements, du décalage de la pointe pour les scénarios sans adaptation et avec le CTR du bassin d'orage en amont.

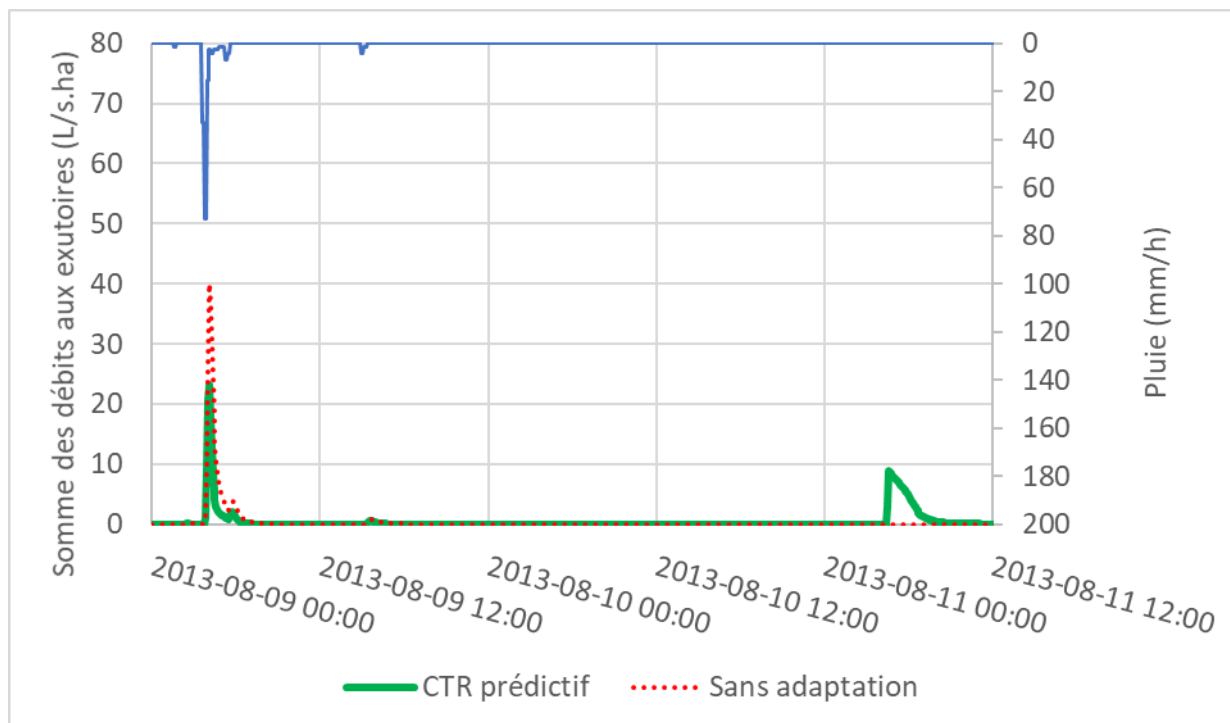


Figure 39: Décalage du débit de pointe - 9 août 2013 (+15%)

Pour un scénario sans contrôle et sans stockage, le décalage du débit de pointe est d'environ 15 minutes. Pour le scénario avec le CTR du bassin d'orage en amont, le débit de pointe provenant du ruissellement des secteurs non contrôlés est également décalé d'environ 15 minutes, alors que la pointe du ruissellement provenant des secteurs contrôlés est réduite et décalée 36 h après l'événement pluvieux. L'impact au cours d'eau récepteur est donc limité pendant l'événement, par la réduction du débit de pointe occasionnée par une rétention en amont.

#### 5.3.1.2. Adaptation du réseau – Ajout de pratiques de gestion optimales

Pour ce cas d'étude, l'ajout de PGO comprend deux volets. D'abord, comme pour Victoriaville et Sherbrooke, une diminution du volume de ruissellement et une réduction des problématiques d'inondations locales sont des bénéfices intéressants de l'ajout de PGO sur tout le territoire. Par ailleurs, à Granby, puisque le CTR se fait sur un ouvrage situé en réseau, et non pas en fin de réseau, l'ajout de PGO sur les secteurs non contrôlés en aval va permettre d'améliorer la performance de ces secteurs en ce qui concerne la protection du cours d'eau récepteur, soit par la diminution et le décalage des débits de pointe ainsi que par le traitement qualitatif des eaux de ruissellement. C'est donc l'ajout de PGO sur les secteurs aval qui pourrait permettre de compenser pour l'impossibilité d'implanter un CTR sur des bassins d'orage en aval, dû à l'espace restreint en fin de réseau. Des PGO ont donc été implantées sur tout le territoire, à raison de deux scénarios d'implantation, soit un scénario sur les terrains publics seulement et un scénario sur les

terrains publics et privés, tel qu'il a été présenté pour les deux précédents cas d'étude. Les résultats des simulations de 2013, en climat futur (+15%), sont présentés pour les scénarios sans adaptation, avec le CTR du bassin d'orage et avec le CTR et l'ajout de PGO.

### Indice ruissellement

Le Tableau 34 présente les indices de ruissellement pour la saison estivale 2013 (+15%) pour les différents scénarios d'ajout de PGO sur le territoire.

Tableau 34: Indice de ruissellement - 2013 (+15%) - Granby

	Sans PGO	PGO public	PGO public-privé
<b>Superficie PGO (ha)</b>	-	3,4	5,4
<b>Superficie PGO/Superficie totale</b>	-	2%	4%
<b>Ruissellement</b>	36%	30%	28%

En incluant les terre-pleins des boulevards principaux ainsi que les ronds-points des rues résidentielles dans le scénario des PGO publics, le potentiel d'implantation de PGO sur les terrains publics uniquement est plutôt intéressant, permettant de réduire de 36% à 30% le pourcentage de ruissellement sur le territoire. La combinaison des terrains publics et privés pour l'implantation des PGO permet de diminuer le pourcentage de ruissellement à 28%. L'ajout de PGO peut donc permettre de limiter les volumes de ruissellement sur tout le territoire.

### Indice Niveau de service

Le Tableau 35 présente un résumé des différents résultats de la performance du réseau pour une pluie SEA de durée 1h et de récurrence 2 ans, majorée de 15% en climat futur. Pour ce secteur à l'étude à Granby, les puisards sont modélisés et restreignent l'accès à l'eau dans le réseau de conduites par une capacité maximale imposée selon le type et le nombre de puisards par sous-bassin. C'est pourquoi le nombre de nœuds qui débordent se décompose en deux nombres, soit le nombre de regards qui débordent et, entre parenthèses, le nombre de puisards qui débordent. Dans le tableau, ceux-ci sont exprimés en pourcentage du nombre de nœuds, soit 239 regards et 212 puisards respectivement.

Tableau 35: Résumé de la performance du réseau - Différentes mesures adaptatives - SEA 2A1H (+15%)

	CTR Sans PGO	CTR PGO Public	CTR PGO Public-Privé
<b>Ruissellement/Pluie</b>	35%	29%	27%
<b>Nœuds qui débordent (Volume inondé &gt; 0)</b>	2% (14%)	1% (10%)	1% (9%)
<b>Conduites en charge</b>	24%	22%	20%
<b>Débit de pointe à l'exutoire (L/s-ha)</b>	26	24	23

Suite à l'ajout de PGO sur le territoire, une réduction du pourcentage de ruissellement est observée, de même qu'une réduction du nombre de nœuds qui débordent et du nombre de conduites en charge. Par ailleurs, ces mesures d'adaptation limitent le débit de pointe rejeté au cours d'eau récepteur pour les secteurs non contrôlés en aval, ce qui est un des objectifs de l'ajout de PGO sur le territoire. La Figure 40 présente les débits à l'exutoire pendant l'événement pluvieux pour le scénario avec le CTR sans PGO et pour les deux scénarios d'implantation de PGO, soit pour les PGO sur les terrains publics avec CTR et les PGO sur les terrains publics et privés avec CTR.

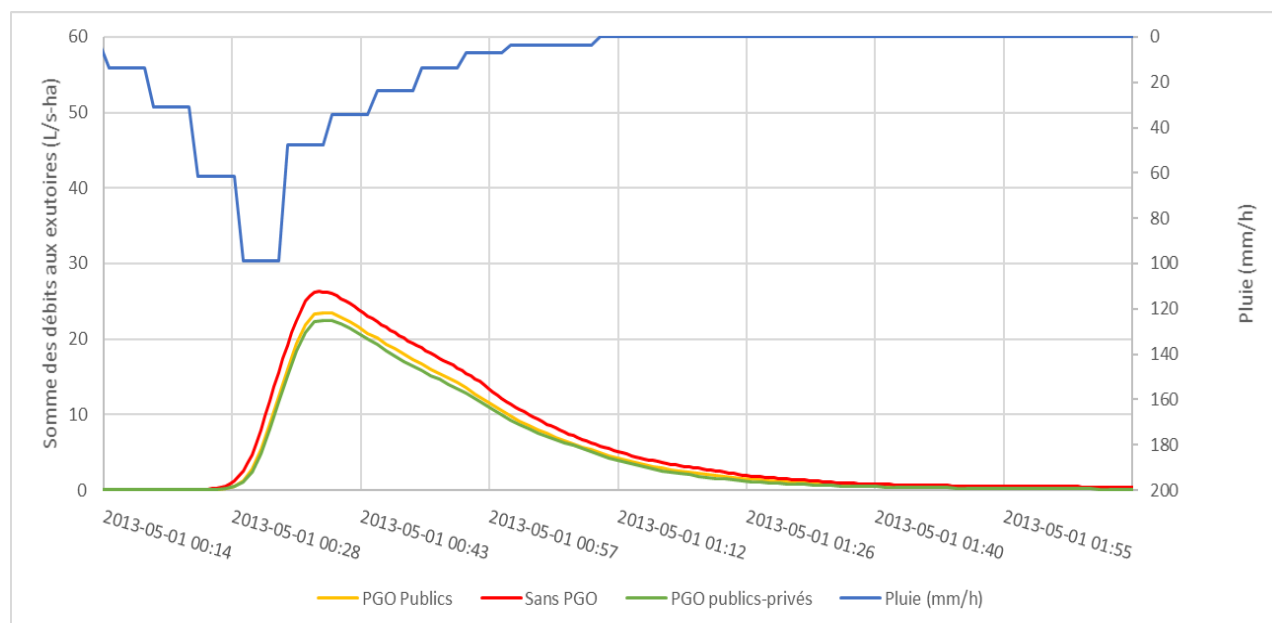


Figure 40: Somme des débits aux exutoires - SEA 2A1H (+15%)

L'ajout de PGO sur le territoire permet non seulement de réduire le volume de ruissellement, mais également de réduire le débit de pointe à l'exutoire, notamment pour les secteurs qui ne sont pas

contrôlés, qui rejettent leurs eaux de ruissellement pendant l'événement de pluie. L'ajout de PGO sur les secteurs en aval peut également permettre de faire le traitement qualitatif du ruissellement pour ces secteurs non contrôlés mais tributaires d'une PGO, dépendamment de la performance de la PGO à ce niveau.

### 5.3.2. Conclusion partielle : Contrôle en temps réel d'un bassin d'orage situé en amont du centre-ville

La localisation des ouvrages contrôlés en amont ouvre la porte à tout un monde de possibilités de développement en périphérie d'un centre-ville sans surcharger le collecteur principal, en plus de réduire l'impact au cours d'eau récepteur. Le dimensionnement des ouvrages de stockage avec une pluie de récurrence 100 ans permet de contrôler les débits de pointe pour les gros événements, tel que recommandé par le MDDELCC. En ajoutant un contrôle à la sortie du bassin de rétention, la capacité de stockage de l'ouvrage est utilisée de façon optimale, sans toutefois compromettre la sécurité de cet ouvrage. Effectivement, les règles de contrôle prédictif limitent le niveau d'eau maximal dans le bassin de rétention à 2,5 m pour la période de simulation 2013 (+15%), niveau qui se situe sous le niveau maximal permis qui est de 3 m. Le CTR prédictif vidange l'ouvrage avant que le prochain événement ne se produise, ce qui limite les vidanges en temps de pluie et empêche le débordement du bassin de rétention, tel qu'il avait été démontré par Gaborit (2013). L'ajout d'un ouvrage contrôlé en amont du centre-ville, qui recueille le ruissellement provenant des développements en amont, permet de limiter les débits de pointe à l'exutoire en temps de pluie de 40 L/s·ha pour un scénario sans adaptation à 23 L/s·ha pour un scénario avec le CTR prédictif, pour la période de simulation 2013 (+15%). Ce débit de pointe représente le débit maximal généré par les secteurs non contrôlés. Les secteurs en amont du bassin de rétention rejettent un débit maximal de 25 L/s·ha après une rétention prolongée de 36 h suite à l'événement de pluie, débit qui est contrôlé par une ouverture maximale de la vanne à la sortie de l'ouvrage. Puisque les secteurs en aval ne sont pas contrôlés, l'ajout de PGO sur le territoire permet de réduire davantage le débit de pointe total à l'exutoire pendant l'événement. Effectivement, pour une pluie SEA 2A1H (+15%), la somme des débits à l'exutoire atteint 26 L/s·ha pour un scénario avec CTR sans PGO, alors qu'elle diminue à 23 L/s·ha lorsque des PGO sont ajoutés sur les lots publics et privés. L'amélioration de la performance du réseau est cependant limitée à la capacité d'implantation de PGO sur le territoire, ce qui avait été soulevé notamment par Mailhot et al. (2014) et Liu et al. (2015).

#### 5.4. Comparaison des méthodologies d'adaptation

Les deux premiers cas d'étude démontrent les bénéfices de contrôler un ouvrage de stockage en fin de réseau afin de réduire l'impact de l'augmentation des précipitations en CC sur le cours d'eau récepteur. Pour un secteur qui se draine déjà vers un bassin de rétention ou pour lequel l'espace en fin de réseau permet la construction d'un nouvel ouvrage de rétention en surface, l'ajout d'un orifice contrôlé permet d'adapter l'ouvrage de façon à limiter l'impact des rejets non contrôlés d'eaux pluviales non traitées au cours d'eau récepteur. Pour un secteur dense, en bordure de cours d'eau, pour lequel l'espace en surface en fin de réseau est très restreint, le CTR peut s'appliquer sur des conduites surdimensionnées, de façon à réduire le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Effectivement, l'ajout d'une vanne contrôlée à la sortie d'un bassin d'orage ou d'un stockage souterrain permet non seulement de réduire les débits rejetés au cours d'eau récepteur, mais également de faire le traitement qualitatif des eaux de ruissellement et de décaler leur rejet vers la rivière. Dans le cas du contrôle de la sortie d'un bassin d'orage, la rétention prolongée permet la sédimentation des MES alors que pour les conduites surdimensionnées, le contrôle du ruissellement pourrait permettre d'ajouter un ouvrage de traitement qualitatif, un séparateur hydrodynamique ou une unité de décantation, par exemple, puisque les débits sont contrôlés. Une solution alternative au stockage de fin de réseau consiste en l'ajout d'ouvrages de stockage contrôlés en amont des secteurs en centre-ville de façon à gérer le ruissellement généré par les développements en périphérie, qui surchargent les collecteurs principaux et les surchargeront davantage en situation de CC. Les bénéfices du CTR en amont combinent la performance vis-à-vis du cours d'eau récepteur, en plus de permettre d'améliorer, ou du moins de conserver, le niveau de service d'un réseau par le décalage des volumes de ruissellement.

L'ajout de PGO améliore la performance du réseau en réduisant les volumes de ruissellement et est donc complémentaire au CTR des ouvrages de stockage. Dans le cas d'un CTR en fin de réseau, des mesures de contrôle à la source sont nécessaires pour limiter les problématiques d'inondations locales. Dans le cas d'un CTR plus en amont, les PGO permettent de faire une gestion quantitative et qualitative pour les secteurs en aval, au centre-ville, pour lesquels il est plus difficile, voire plus coûteux, de construire des ouvrages de rétention dû à l'espace limité. La réduction des volumes de ruissellement peut, par le fait même, réduire les dimensions nécessaires des ouvrages de stockage contrôlés ou offrir une capacité de stockage supplémentaire en réseau.

Selon la configuration du réseau et les ouvrages déjà construits, la localisation optimale des ouvrages contrôlés en temps réel ainsi que la sélection adéquate des PGO permettent d'adapter



un réseau face aux CC. De plus, les municipalités sont souvent confrontées à des projets de développement en amont qui les forcent à revoir la capacité de leur collecteur en aval des réseaux, en bordure des cours d'eau récepteurs. Le stockage et le décalage des volumes de ruissellement des secteurs en amont permettent de limiter la construction de nouvelles conduites de plus grandes capacités à l'aval. Cette méthodologie d'adaptation pourrait également être intégrée dans un plan de gestion des débordements.

## 6. Conclusion

Ce projet de maîtrise a permis de proposer différents concepts de CTR pour la gestion des eaux pluviales dans les municipalités. De façon locale, le CTR des bassins de rétention augmente le temps de rétention et procure donc un potentiel d'amélioration de la qualité de l'eau avant son rejet vers le cours d'eau récepteur. Il permet également de décaler et de contrôler les débits de pointe rejetés, de façon à limiter le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Pour le premier cas d'étude, soit le secteur en périphérie du centre-ville de Sherbrooke, la capacité de stockage du bassin de rétention est très grande et donc, aucune vidange d'urgence ne n'est produite durant la période de simulation. En fait, le CTR réactif permet dans ce cas de faire la gestion quantitative et qualitative de tous les événements fréquents. Le temps de rétention prolongée de 20 heures a été atteint pour la majorité des événements de pluie. Pour ce secteur à occupation majoritairement résidentielle, les superficies propices à l'implantation de mesures de contrôle à la source sont peu nombreuses, ce qui ne permet pas d'obtenir une amélioration importante de la performance du réseau par l'ajout de PGO.

Le CTR de quatre conduites surdimensionnées en fin de réseau pour un secteur au centre-ville de Victoriaville est une alternative pour les secteurs où l'espace en surface est limité. Puisque le contrôle se fait sur un ouvrage de rétention souterrain, la capacité de stockage est limitée. Le CTR permet de décaler et de limiter les débits de pointe pour tous les événements de moins de 25 mm de précipitation. Pour les événements de plus de 25 mm, le ruissellement du début de l'événement est stocké alors que l'excédent est évacué par un trop-plein. La prise en compte des prévisions météorologiques est nécessaire dans ce cas puisqu'elle limite les vidanges d'urgence par le trop-plein en évacuant le ruissellement par l'orifice de contrôle selon la capacité résiduelle dans l'ouvrage de rétention. La gestion intégrée des quatre ouvrages de rétention se fait selon le niveau de risque relié à chacun des secteurs et une vidange successive limite le choc hydraulique au cours d'eau récepteur. Puisque le secteur est très imperméabilisé et comprend plusieurs stationnements publics et privés, l'ajout de PGO s'avère une solution complémentaire au CTR et intéressante pour réduire les volumes de ruissellement et décharger le réseau.

Le CTR de bassins d'orage en fin de réseau démontre une bonne performance de façon générale, qui varie toutefois selon la capacité de stockage de l'ouvrage. Pour les secteurs où l'espace en surface en fin de réseau est limité, comme c'est le cas du troisième cas d'étude, qui est un secteur de Granby, la localisation des ouvrages contrôlés en amont du centre-ville s'avère une solution intéressante. Comme c'est le cas de plusieurs municipalités au Québec, les secteurs au centre-ville sont souvent denses et des développements résidentiels en amont sollicitent encore plus les

collecteurs principaux, qui sont déjà utilisés à leur pleine capacité. La construction de bassins d'orage en aval des développements mais en amont du centre-ville est plus facile, de par la disponibilité de l'espace, et le CTR de ces bassins permet non seulement de limiter l'impact au cours d'eau récepteur, mais également de décharger les conduites à l'aval en décalant les volumes de ruissellement après l'événement de pluie. Cette stratégie est intéressante pour adapter le réseau aux conditions de CC puisqu'elle empêche la reconstruction d'une partie du réseau, qui serait autrement nécessaire afin de faire face à une plus grande quantité de précipitations. Le CTR s'avère par le fait même être une situation intéressante pour une municipalité qui souhaite se développer en périphérie du centre-ville sans affecter le niveau de service du réseau dans les secteurs à l'aval. Pour les secteurs en développement, l'ajout de PGO peut réduire les volumes de ruissellement, mais l'implantation de mesures de contrôle à la source est surtout intéressante dans les secteurs à forte imperméabilité, comme c'était le cas pour le deuxième cas d'étude, d'autant plus que ces secteurs sont plus difficiles à gérer par des ouvrages de stockage contrôlés en temps réel, dû à l'espace restreint pour la construction de tels ouvrages. Il pourrait être intéressant, dans ce cas, d'évaluer la possibilité de faire un CTR directement en réseau pour les secteurs en aval, par l'utilisation de vannes et de régulateurs de débits dans les conduites, aux endroits où la capacité de stockage résiduelle le permettrait.

Ces différents résultats démontrent un fort potentiel pour l'implantation de stratégies de CTR pour les municipalités québécoises qui veulent adapter leur réseau de façon à faire face aux impacts prévus des CC.

Les trois cas à l'étude présentent un réseau pluvial actuel ayant un niveau de service en deçà de 10 ans, malgré les exigences requises par le MDDELCC. L'ajout d'ouvrages de stockage contrôlés en temps réel combinés à des pratiques de gestion optimales permet d'améliorer le niveau de service offert, même dans un contexte de climat actuel, pour les municipalités n'offrant pas un niveau de service adéquat à leurs citoyens.

## 7. Perspectives

Ce projet ouvre la porte à plusieurs perspectives pour de futurs travaux de recherche. Tout d'abord, puisque le CTR est une stratégie qui adapte les actions de contrôle en fonction de l'état du réseau et des prévisions météorologiques, il serait intéressant de démontrer sa performance face aux incertitudes sur les conditions changeantes de l'environnement, notamment l'incertitude liée aux prévisions météorologiques à court et à long terme. Par ailleurs, le présent projet a testé la performance du CTR pour une seule série pluviométrique majorée d'un coefficient fixe, sans événements majeurs, mais l'incertitude des CC est telle qu'il est difficile de prévoir si les régimes de précipitations seront modifiés de façon plus importante dans le futur, soit par davantage d'événements pluvieux ou par des événements moins fréquents mais beaucoup plus intenses, ce qui pourrait avoir un impact sur le dimensionnement des ouvrages à contrôler.

Étant donné la similarité du climat et la distance entre chaque cas d'étude, les données pluviométriques de la station Arthabaska ont été utilisées pour tous les cas d'étude du projet. Dans un projet futur, il pourrait être intéressant de considérer d'autres secteurs plus éloignés, avec des pluviométries différentes, pour lesquels les règles de contrôle pourraient devoir être adaptées différemment.

Les niveaux d'eau dans les cours d'eau récepteurs ont été négligés dans cette étude, mais un capteur de niveau d'eau ou des données limnimétriques permettraient d'optimiser la méthodologie de contrôle. Effectivement, le stockage des eaux de ruissellement permet de limiter l'impact au cours d'eau en temps de pluie, lorsque la rivière est déjà fortement sollicitée, tout dépendant du temps de réponse hydrologique des bassins versants en amont. Les règles de contrôle pourraient prendre en considération des niveaux d'eau dans la rivière, notamment, et baser les ouvertures de la vanne sur des niveaux d'eau à respecter. Une étude détaillée de l'état du bassin versant, de la localisation de l'ouvrage contrôlé dans son bassin versant ainsi que de l'impact d'un décalage des débits sur le cours d'eau récepteur est requise afin d'optimiser le contrôle de l'ouvrage dans son environnement.

D'un point de vue qualitatif, la charge en polluants dans les eaux de ruissellement est fonction des propriétés du bassin versant et varie selon l'intensité des événements de pluie, mais également selon le temps entre les événements. Le traitement qualitatif pourrait être optimisé par un contrôle qui serait fonction des vitesses de chute des particules dans l'eau, par exemple, de façon à augmenter les temps de rétention pour des eaux plus chargées en polluants, mais également de façon à vidanger plus rapidement les eaux moins chargées, pour limiter les risques

de débordement. Par ailleurs, un temps de rétention a été choisi pour la présente étude, mais ce dernier peut varier selon les projets. Effectivement, bien que les particules soient toujours des mêmes ordres de grandeur, elles peuvent être de proportion différente. La hauteur de la colonne d'eau et le temps de rétention peuvent avoir un impact sur la vitesse de chute des particules. La géométrie des bassins peut également créer des chemins préférentiels qui limitent les conditions quiescentes.

En ajoutant des variables dans l'équation de contrôle, une optimisation mathématique des règles pourrait s'avérer nécessaire, ce qui n'est pas possible avec le logiciel PCSWMM. Un logiciel d'optimisation couplé à un modèle hydraulique et hydrologique permettrait la prise en compte de plusieurs variables de façon à maximiser le potentiel du CTR et à évaluer l'impact des actions de contrôle sur le réseau de façon à ajuster le modèle en temps réel.

Finalement, malgré une évaluation théorique de la performance du CTR ainsi que la création de règles de contrôle basées sur certains critères de gestion optimale des eaux pluviales, l'évaluation de la réelle performance du CTR n'est ultimement concluante qu'en opération seulement et plusieurs ajustements sont à prévoir, selon chaque situation. Effectivement, l'implantation d'un tel système requiert une instrumentation à la fine pointe de la technologie ainsi qu'une réflexion adéquate sur la prise en compte de toutes les incertitudes. Plusieurs choix s'imposent, tant au niveau du logiciel de modélisation, de l'optimisateur mathématique, des objectifs de contrôle à prioriser, des horizons de contrôle à considérer, etc. Le CTR est cependant un concept bien connu et opérationnel en réseaux unitaires. Suite aux résultats prometteurs de ce projet de recherche, le CTR serait donc facilement transposables aux réseaux d'égouts pluviaux.

## 8. Bibliographie

Austin, G. (2012). *Design and performance of bioretention beds for removal of stormwater contaminants*. Journal of Green Building, 7(1), 17-27.

Ayombo Ndombet, J. (2015). *Gestion des eaux pluviales en zones côtières dans un contexte de changements climatiques*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de <https://publications.polymtl.ca/2025/>.

Bergman, M., Hedegaard, M. R., Petersen, M. F., Binning, P., Mark, O., et Mikkelsen, P. S. (2011). *Evaluation of two stormwater infiltration trenches in central Copenhagen after 15 years of operation*. Water Science and Technology, 63(10), 2279-2286

Berrouard, E. (2010). *Caractérisation de la décantabilité des eaux pluviales*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Tiré de [https://modeleau.fsg.ulaval.ca/no\\_cache/publications/](https://modeleau.fsg.ulaval.ca/no_cache/publications/)

Bolduc, S., Larrivée, C., Logé, H., Mailhot, A. (2011). *Adaptation aux changements climatiques en matière de drainage urbain au Québec: analyse économique et synthèse de l'étude*. Tiré de <http://collections.banq.qc.ca/ark:/52327/bs2221035>

Boucher, I. (2010). *La gestion durable des eaux de pluie, Guide de bonnes pratiques sur la planification territoriale et le développement durable, ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire*, coll. « Planification territoriale et développement durable », 118 p. Tiré de [www.mamrot.gouv.qc.ca](http://www.mamrot.gouv.qc.ca)

Brattebo, B. O., et Booth, D. B. (2003). *Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems*. Water Research, 37(18), 4369-4376.

Carpenter, J. (2011). *Caractérisation du ruissellement urbain et évaluation de l'efficacité épuratoire d'un bassin de rétention*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Tiré de [https://modeleau.fsg.ulaval.ca/no\\_cache/publications/](https://modeleau.fsg.ulaval.ca/no_cache/publications/)

Chahar, B. R., Graillot, D., et Gaur, S. (2012). *Storm-Water Management through Infiltration Trenches*. Journal of Irrigation and Drainage Engineering-ASCE, 138(3), 274-281.

COGESAF (2017). *Carte de la zone – Saint-François*. Tiré de <https://robvq.qc.ca/obv/22> le 3 novembre 2017.

Collins, K. A., Hunt, W. F., et Hathaway, J. M. (2008). *Hydrologic Comparison of Four Types of Permeable Pavement and Standard Asphalt in Eastern North Carolina*. Journal of Hydrologic Engineering, 13(12), 1146-1157.

Dagenais, D., Sylvain, P., Thomas, I., Fuamba, M. (2014). *Implantation en milieu urbain de systèmes végétalisés de contrôle à la source des eaux pluviales dans un contexte d'adaptation aux changements climatiques: balisage des pratiques québécoises, canadiennes et internationales et développement d'un cadre d'implantation pour les municipalités du Sud du Québec*. Rapport final projet #551004-XXI. Tiré de <http://www.imaginonsnotredelson.ca>

Davis, A. P. (2008). *Field performance of bioretention: Hydrology impacts*. Journal of Hydrologic Engineering, 13(2), 90-95.

Dugué, M. (2010). *Conception d'un jardin de pluie: théorie et étude de cas*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal). Tiré de <http://publications.polymtl.ca/427/>

- Emerson, C. H., Welty, C., et Traver, R. G. (2005). *Watershed-scale evaluation of a system of storm water detention basins*. *Journal of Hydrologic Engineering*, 10(3), 237-242.
- Environnement Canada (2017). *Données des stations pour le calcul des normales climatiques au Canada de 1981 à 2010*. Tiré de <http://climat.meteo.gc.ca/>
- EPA (1983). *Results of the Nationwide Urban Runoff Program, Vol. 1, Final Report*. Water Planning Division, U.S. Environmental Protection Agency, Washington D.C.
- EPA (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual*. 3(Water Quality).
- Farrell, A., Perdikaris, J., Scheckenberger, R.B. (2009) *An Evaluation of Stormwater Management Practices to Provide Flood Protection for Watershed-Based Targets*. *Journal of Water Management Modeling*, R235-06.
- Fassman, E. A., et Blackburn, S. (2010). *Urban Runoff Mitigation by a Permeable Pavement System over Impermeable Soils*. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 475-485.
- Félio, G. (2012). *Bulletin de rendement des infrastructures canadiennes. Volume 1: 2012*. Routes et systèmes d'eau potable, d'eaux usées et d'eaux pluviales municipaux.: Infrastructures Canada.
- Gaborit, E., Muschalla, D., Vallet, B., Vanrolleghem, P.A., Anctil, F. (2013) *Improving the performance of stormwater detention basins by real-time control using rainfall forecasts*. *Urban Water Journal*, 10(4), 230-246.
- Gaborit, E. (2013). *Disaggregation of global ensemble rainfall forecasts for improved stormwater management*. (Thèse de doctorat, Université Laval, Québec).
- Gaborit, E., Anctil, F., Pelletier, G., et Vanrolleghem, P. A. (2016). *Exploring forecast-based management strategies for stormwater detention ponds*. *Urban Water Journal*, 13(8), 841-851.
- Geheniau, N. (2014). *Évaluation expérimentale de la performance d'un jardin de pluie et d'un toit vert en climat froid*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal). Tiré de <https://publications.polymtl.ca/1382/>
- Geheniau, N., Fuamba, M., Mahaut, V., Gendron, M. R., et Dugue, M. (2015). *Monitoring of a Rain Garden in Cold Climate: Case Study of a Parking Lot near Montreal*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 141(6).
- GIEC. (2014). *Changements climatiques 2014: Incidences, adaptation et vulnérabilité*. Organisation météorologique mondiale, Genève (Suisse), 34 p.
- Giroux, I. et Simoneau, M. (2008). *État de l'écosystème aquatique du bassin versant de la Nicolet : faits saillants 2004-2006*. Québec, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement. ISBN 978-2-550-53174-6, 21 p.
- Guo, J. (2012). *Cap-Orifice as a Flow Regulator for Rain Garden Design*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(2), 198-202.
- Kerkez, B., Gruden, C., Lewis, M., Montestruque, L., Quigley, M., Wong, B., Bedig, A., Kertesz, R., Braun, T., Cadwalader, O., Poresky, A., Pak, C. (2016). *Smarter Stormwater Systems*. *Journal of Environmental Science et Technology*, 50, 7267-7273.



- Kim, H., Jung, M., Mallari, K. J. B., Pak, G., Kim, S., Kim, S., Kim, S., Yoon, J. (2015). *Assessment of porous pavement effectiveness on runoff reduction under climate change scenarios*. *Desalination and Water Treatment*, 53(11), 3142-3147.
- Lajeunesse, S., Michaud, A., Jelloul, A. L., Dugué, M., Dubuc, M., Desjardins, J. (2015). *Rapport final. Essai sur le terrain du comportement des cellules de biorétention*. Projet Stationnement écologique de la MRC Brome-Missisquoi. Cowansville, 105 p.
- Larson, R. A., et Safferman, S. I. (2008). *Storm water best management practices that maximize aquifer recharge*. *Journal of Green Building*, 3(1), 126-138.
- Liu, Y. Z., Bralts, V. F., et Engel, B. A. (2015). *Evaluating the effectiveness of management practices on hydrology and water quality at watershed scale with a rainfall-runoff model*. *Science of the Total Environment*, 511, 298-308.
- Locatelli, L., Mark, O., Mikkelsen, P. S., Arnbjerg-Nielsen, K., Wong, T., et Binning, P. J. (2015). *Determining the extent of groundwater interference on the performance of infiltration trenches*. *Journal of Hydrology*, 529, 1360-1372.
- Mailhot, A., Beaugard, I., Talbot, G., Caya, D., et Biner, S. (2012). *Future changes in intense precipitation over Canada assessed from multi-model NARCCAP ensemble simulations*. *International Journal of Climatology*, 32(8), 1151-1163.
- Mailhot, A., Rivard, G., Duchesne, S., et Villeneuve, J.-P. (2007). *Impacts et adaptations liés aux changements climatiques (CC) en matière de drainage urbain au Québec*. Rapport de recherche (R874). INRS-ETE, Québec, 144 p.
- Mailhot, A., Bolduc, S., Talbot, G., et Khedhaouiria, D. (2014). *Gestion des eaux pluviales et changements climatiques : Version finale*. Rapport de recherche (R1418). INRS-ETE, Québec, 412 p.
- Mailhot, A., Bolduc, S., Duchesne, S., Villeneuve, J.-P. (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*. INRS-ETE, Québec, 137 p.
- MDDEFP (2011). *Guide de gestion des eaux pluviales*. Pour le ministère du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs (MDDEFP) et le ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT), Gouvernement du Québec: Gilles Rivard.
- MDDELCC (2014). *Position sur l'application des normes pancanadiennes de débordement des réseaux d'égout municipaux*. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. Tiré de <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/eaux-usees/ouvrages-municipaux/>
- MDDELCC (2016). *Guide d'interprétation du Règlement sur l'application de l'article 32 de la Loi sur la qualité de l'environnement*. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. Québec, Direction générale des politiques de l'eau, 51 p. ISBN 978-2-550-68332-2.

MDDELCC (2017). *Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales*. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques, 102 p. et annexes. Tiré de <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/>

Métropole de Lille (2012). *Les conduites stockantes*. Services urbains de la Métropole Européenne de Lille. Tiré de <http://services-urbains.lillemetropole.fr/>

MRC de la Haute-Yamaska (2012). *Plan directeur de l'eau*. Tiré de <http://www.haute-yamaska.ca/>

Mrowiec, M., Kisiel, A., et Malmur, R. (2008). *Channel storage as the effective component of the real time control management of the drainage systems*. 7<sup>th</sup> International Conference Environmental Engineering, Vols 1-3. 656-661.

Mullapudi, A., Wong, B. P., et Kerkez, B. (2017). *Emerging investigators series: building a theory for smart stormwater systems*. Environmental Science-Water Research et Technology, 3(1), 66-77.

Muschalla, D., Vallet, B., Ancil, F., Lessard, P., Pelletier, G., et Vanrolleghem, P. A. (2014). *Ecohydraulic-driven real-time control of stormwater basins*. Journal of Hydrology, 511, 82-91.

Neumann, J. E., Price, J., Chinowsky, P., Wright, L., Ludwig, L., Streeter, R., Jones, R., Smith, J. B., Perkins, W., Jantarasami, L., Martinich, J. (2015). *Climate change risks to US infrastructure: impacts on roads, bridges, coastal development, and urban drainage*. Climatic Change, 131(1), 97-109.

Nie, L., Lindholm, O., Lindholm, G., et Syversen, E. (2009). *Impacts of climate change on urban drainage systems - a case study in Fredrikstad, Norway*. Urban Water Journal, 6(4), 323-332.

OBV Yamaska (2013). *États généraux de l'eau du bassin versant de la Yamaska : Document de consultation, version 2*. Organisme du bassin versant de la Yamaska, 29 p.

OMOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ontario Ministry of Environment, Toronto.

Ouranos. (2015). *Vers l'adaptation. Synthèse des connaissances sur les changements climatiques au Québec*. Édition 2015, 415 p.

Page, J. L., Winston, R. J., Mayes, D. B., Perrin, C., et Hunt, W. F. (2015). *Retrofitting with innovative stormwater control measures: Hydrologic mitigation of impervious cover in the municipal right-of-way*. Journal of Hydrology, 527, 923-932.

Painchaud, J. (2007). *État de l'écosystème aquatique du bassin versant de la rivière Saint-François : faits saillants 2001-2003*. Québec, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement. ISBN 978-2-550-49727-1 (PDF), 19 p.

Paré-Bourque, M. (2008). *Gestion des eaux pluviales - Qualité des eaux et contrôle en temps réel*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Tiré de <http://modeleau.fsg.ulaval.ca/>

Pitt, R., Voorhees, J. (2011). *Modeling Green Infrastructure Components in a Combined Sewer Area*. Journal of Water Management Modeling., R241-08, 139-156.

Powell, D. N., Khan, A. A., Aziz, N. M., Raiford, J. P. (2007). *Dimensionless rainfall patterns for South Carolina*. Journal of Hydrologic Engineering, 12(1), 130-133

Rivard, G. (2017). *Suivi de la performance d'un bassin de rétention sec pour l'enlèvement de polluants des eaux pluviales*. Présenté dans le cadre du Symposium sur la gestion de l'eau, 11-12 octobre 2017, Lévis.

Rosenberg, E. A., Keys, P. W., Booth, D. B., Hartley, D., Burkey, J., Steinemann, A. C., et Lettenmaier, D. P. (2010). *Precipitation extremes and the impacts of climate change on stormwater infrastructure in Washington State*. Climatic Change, 102(1), 319-349.

Simard, M., Dion, Y., Charron, A. (2008). *Évaluation des coûts unitaires des mesures d'adaptation aux changements climatiques en drainage urbain*. Rapport final, BPR. Ville de Montréal, 68 p.

Soleno (2017). *Solutions de traitement efficaces et faciles d'entretien*. 12 p.

State of New Jersey (2004). *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual*. Tiré de [http://www.nj.gov/dep/stormwater/bmp\\_manual2.htm](http://www.nj.gov/dep/stormwater/bmp_manual2.htm).

Techo-Bloc (2012). *Le pavage perméable au Québec*. Présenté dans le cadre du Congrès Infra 2012, Montréal. Tiré de [https://ceriu.qc.ca/system/files/Etude\\_de\\_cas\\_pavage\\_permeeable\\_partie1.pdf](https://ceriu.qc.ca/system/files/Etude_de_cas_pavage_permeeable_partie1.pdf)

Vaillancourt, C. et Duchesne, S. (2017). *Évaluation de la contribution du pavage perméable à la gestion des eaux pluviales en milieu urbain*. Présenté dans le cadre du Symposium sur la gestion de l'eau, 11-12 octobre 2017, Lévis.

Vallet, B. (2011). *Modélisation d'un bassin d'orage en vue de l'amélioration de la qualité des rivières par la gestion en temps réel*. (Thèse de doctorat, Université Laval, Québec). Tiré de <http://modeleau.fsg.ulaval.ca/>

Vidil, C. (2012). *Gestion des eaux pluviales et changements climatiques: étude de deux secteurs urbains*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec).

Ville de Lévis (2011). *Règlement RV-2011-10-56 sur les branchements aux réseaux d'eau potable et d'égouts et sur les rejets au réseau d'égouts*. Tiré de <https://www.ville.levis.qc.ca/taxes-permis-reglements/reglements-municipaux/article/rv-2011-10-56-1/>

Ville de Québec (2017). *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain. Vérification des calculs*. Tiré de <https://www.ville.quebec.qc.ca/>

Ville de Sherbrooke (2011). *La réglementation sur les gouttières à Sherbrooke*. Tiré de <https://www.ville.sherbrooke.qc.ca/sous-site/environnement/gestion-des-eaux/gouttieres/>

Vittorio, D. D., Ahiablame, L. (2015). *Spatial Translation and Scaling Up of Low Impact Development Designs in an Urban Watershed*. Journal of Water Management Modeling. 10.14796/JWMM.C388

Winston, R. J., Dorsey, J. D., et Hunt, W. F. (2016). *Quantifying volume reduction and peak flow mitigation for three bioretention cells in clay soils in northeast Ohio*. Science of the Total Environment, 553, 83-95.

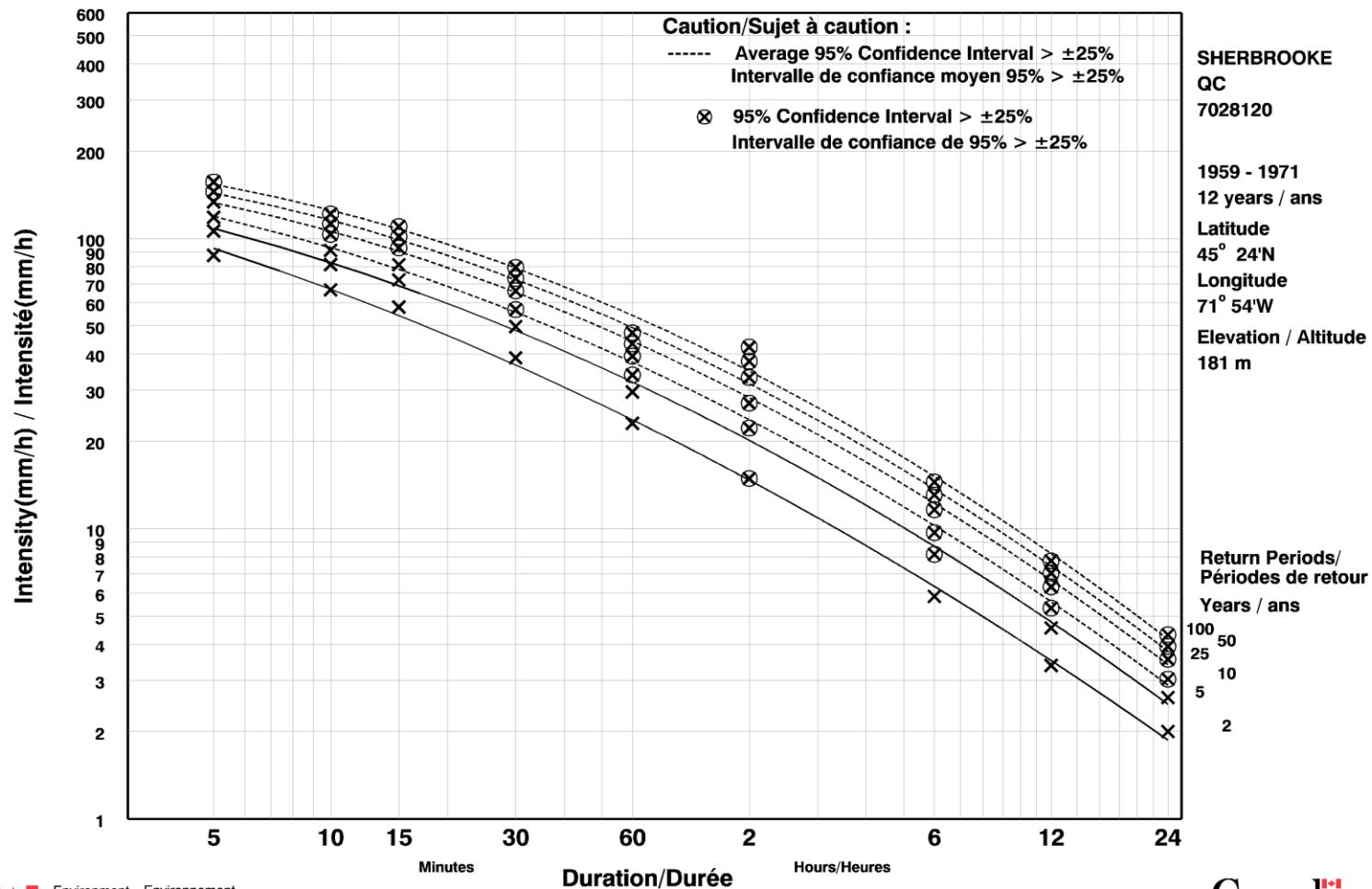
Zahmatkesh, Z., Burian, S. J., Karamouz, M., Tavakol-Davani, H., et Goharian, E. (2015). *Low-Impact Development Practices to Mitigate Climate Change Effects on Urban Stormwater Runoff: Case Study of New York City*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 141(1).

## Annexes

### Short Duration Rainfall Intensity-Duration-Frequency Data

2014/12/21

### Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée

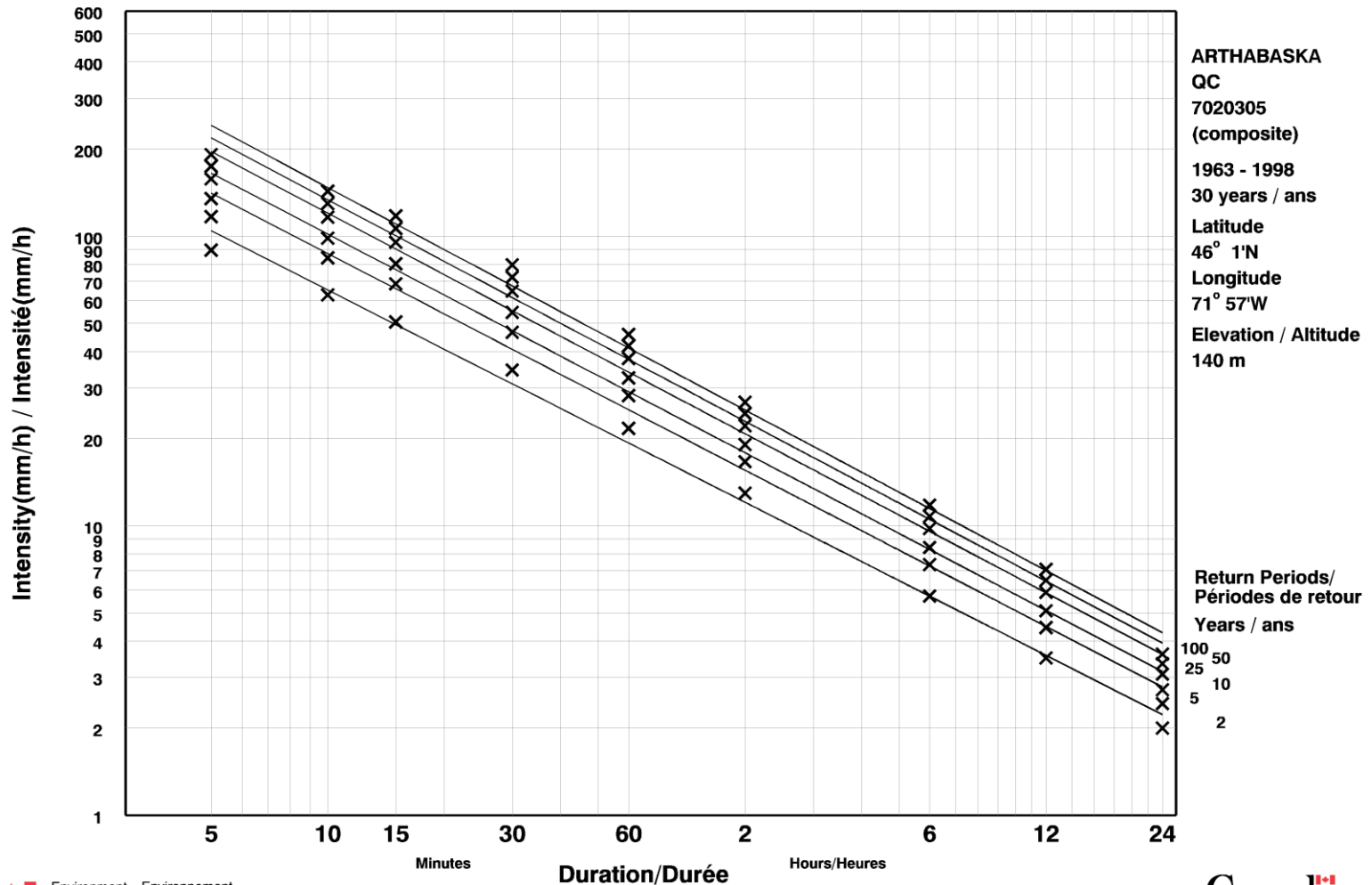


Annexe 2 – Courbes IDF Victoriaville (Arthabaska)

Short Duration Rainfall Intensity-Duration-Frequency Data

2014/12/21

Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée



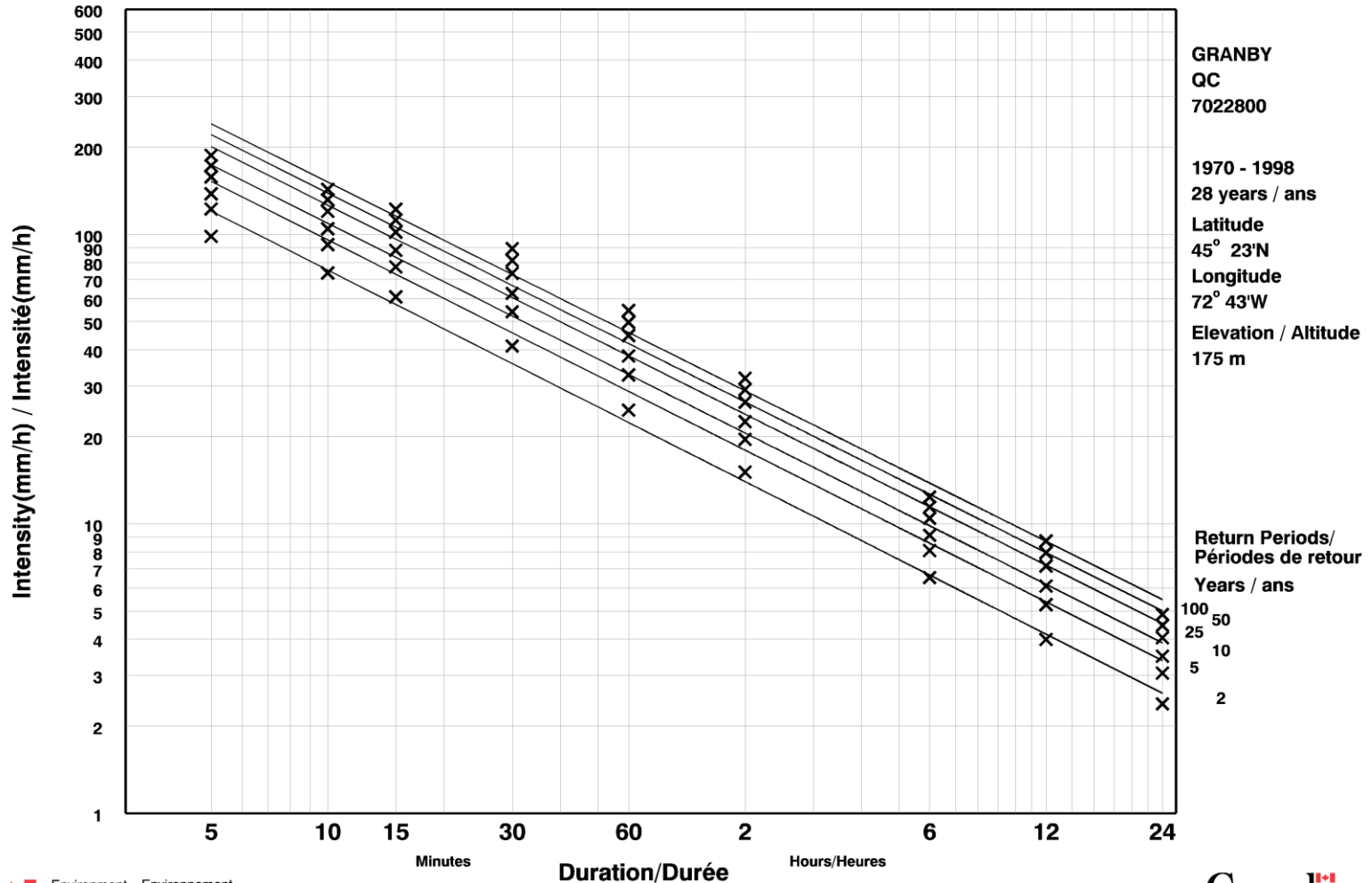


Annexe 3 – Courbes IDF Granby

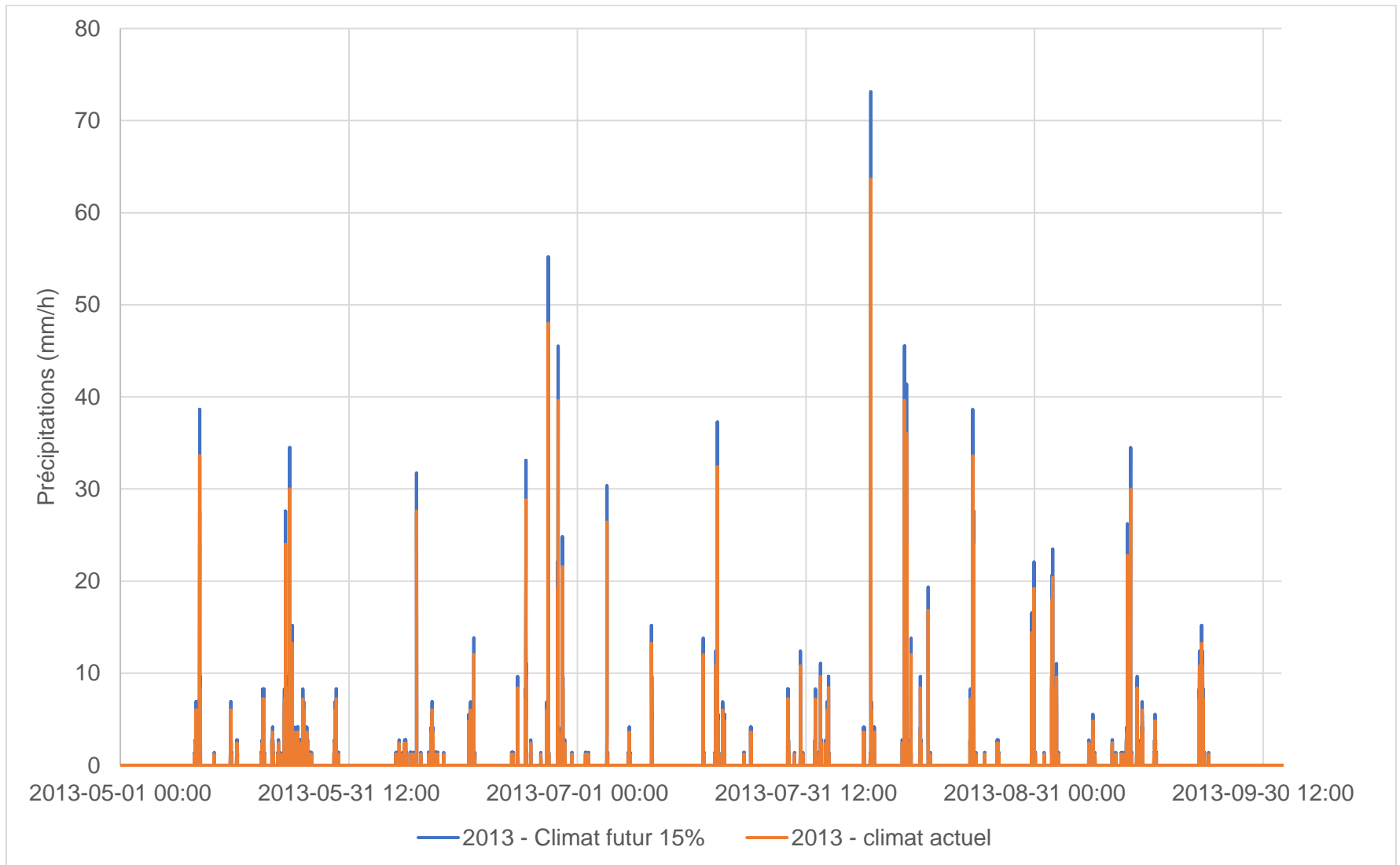
Short Duration Rainfall Intensity-Duration-Frequency Data

2014/12/21

Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée



#### Annexe 4 – Séries pluviométriques – 2013 (climat actuel et climat futur 15%)



## Annexe 5 – Statistiques de la série pluviométrique 2013 – climat futur 15%

Tableau 36: Sommaire de la série pluviométrique 2013 - climat futur (15%)

	<b>Nombre d'évènements</b>	<b>Moyenne / événement (mm)</b>	<b>Total (mm)</b>
<b>Mai</b>	10	20,60	206,10
<b>Juin</b>	19	8,72	165,60
<b>Juillet</b>	13	5,80	75,44
<b>Août</b>	19	7,28	138,20
<b>Septembre</b>	13	13,50	175,50
<b>Total</b>	74	10,28	760,84

Tableau 37: Sommaire des événements de la série pluviométrique 2013 - climat futur (15%)

<b>Date et heure du début</b>	<b>Durée (h)</b>	<b>Intensité maximale (mm/h)</b>	<b>Intensité moyenne (mm/h)</b>	<b>Hauteur totale (mm)</b>
5/10/2013 9:30:00 PM	18,83	38,64	2,381	44,85
5/13/2013 12:30:00 PM	0,17	1,38	1,38	0,23
5/15/2013 4:10:00 PM	4,33	6,9	1,38	5,98
5/16/2013 12:10:00 PM	2,67	2,76	1,466	3,91
5/19/2013 6:50:00 PM	10,67	8,28	1,358	14,49
5/21/2013 11:30:00 PM	9	2,76	0,2811	2,53
5/21/2013 5:20:00 AM	4	4,14	1,553	6,21
5/22/2013 6:10:00 PM	8	27,6	1,811	14,49
5/23/2013 8:10:00 AM	76,33	34,5	1,35	103
5/29/2013 12:10:00 PM	14,83	8,28	0,6978	10,35
6/10/2013 2:30:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
6/11/2013 3:20:00 AM	29,5	6,9	1,029	30,36
6/13/2013 3:20:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
6/16/2013 11:40:00 AM	7,5	6,9	2,423	18,17
6/17/2013 4:00:00 AM	3,33	13,8	1,173	3,91
6/22/2013 11:50:00 PM	2	9,66	3,335	6,67
6/22/2013 5:20:00 AM	5,33	1,38	0,8625	4,6

Date et heure du début	Durée (h)	Intensité maximale (mm/h)	Intensité moyenne (mm/h)	Hauteur totale (mm)
6/24/2013 12:50:00 AM	4,5	33,12	7,053	31,74
6/24/2013 6:30:00 PM	0,33	2,76	2,76	0,92
6/26/2013 3:00:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
6/26/2013 9:30:00 PM	7	55,2	1,709	11,96
6/28/2013 11:40:00 PM	7,5	24,84	1,288	9,66
6/28/2013 7:50:00 AM	3,83	45,54	6,54	25,07
6/30/2013 6:30:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
6/6/2013 6:30:00 PM	11	2,76	0,2718	2,99
6/7/2013 4:20:00 PM	12	2,76	0,7283	8,74
6/8/2013 4:20:00 PM	3,83	1,38	0,54	2,07
6/9/2013 12:50:00 PM	0,5	31,74	13,8	6,9
6/9/2013 3:50:00 AM	2	1,38	0,46	0,92
7/10/2013 9:20:00 PM	2,17	15,18	8,174	17,71
7/17/2013 6:30:00 PM	3,17	13,8	2,687	8,51
7/19/2013 8:20:00 AM	12,17	37,26	1,304	15,87
7/2/2013 1:40:00 AM	2	1,38	0,345	0,69
7/2/2013 11:30:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
7/20/2013 9:30:00 AM	6,17	6,9	1,044	6,44
7/23/2013 4:40:00 AM	1,83	1,38	0,2509	0,46
7/24/2013 2:50:00 AM	2,5	4,14	0,736	1,84
7/29/2013 1:30:00 AM	3,83	8,28	2,76	10,58
7/29/2013 11:10:00 PM	0,17	1,38	1,38	0,23
7/30/2013 5:50:00 PM	8,17	12,42	0,6196	5,06
7/4/2013 10:10:00 PM	2,67	30,36	2,243	5,98
7/7/2013 6:30:00 PM	6,17	4,14	0,2984	1,84
8/1/2013 4:30:00 PM	2,83	8,28	2,435	6,9
8/13/2013 3:20:00 PM	10,67	45,54	2,889	30,82
8/13/2013 8:10:00 AM	0,33	2,76	2,07	0,69
8/14/2013 8:20:00 AM	4,5	13,8	0,9711	4,37

Date et heure du début	Durée (h)	Intensité maximale (mm/h)	Intensité moyenne (mm/h)	Hauteur totale (mm)
8/15/2013 6:00:00 PM	2,17	9,66	1,592	3,45
8/16/2013 7:30:00 PM	0,33	19,32	11,73	3,91
8/17/2013 2:20:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
8/2/2013 10:00:00 AM	4	11,04	0,92	3,68
8/2/2013 2:30:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
8/22/2013 6:20:00 PM	4	38,64	4,715	18,86
8/22/2013 9:30:00 AM	1,33	8,28	4,14	5,52
8/23/2013 4:50:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
8/24/2013 8:30:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
8/26/2013 12:20:00 AM	5,5	2,76	0,92	5,06
8/3/2013 3:40:00 AM	9,33	9,66	1,158	10,81
8/30/2013 2:50:00 PM	11,83	22,08	1,186	14,03
8/8/2013 4:00:00 AM	3,17	4,14	0,9442	2,99
8/9/2013 1:40:00 AM	4	73,14	6,268	25,07
8/9/2013 3:00:00 PM	0,5	4,14	2,3	1,15
9/1/2013 7:10:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
9/10/2013 8:40:00 AM	2,67	2,76	0,8625	2,3
9/10/2013 8:40:00 PM	0,17	1,38	1,38	0,23
9/11/2013 2:10:00 PM	3,33	1,38	0,138	0,46
9/12/2013 2:20:00 AM	9,17	26,22	3,437	31,51
9/12/2013 7:30:00 PM	4	34,5	2,185	8,74
9/13/2013 3:00:00 PM	20	9,66	1,231	24,61
9/15/2013 10:30:00 PM	7,83	5,52	1,174	9,2
9/2/2013 6:50:00 AM	22,17	23,46	2,283	50,6
9/21/2013 11:00:00 PM	17,17	15,18	2,425	41,63
9/23/2013 6:00:00 AM	0,17	1,38	1,38	0,23
9/7/2013 5:50:00 AM	0,33	2,76	2,07	0,69
9/7/2013 5:50:00 PM	8,17	5,52	0,6196	5,06

## Annexe 6 – Évaluation du niveau de service – Climat actuel et futur – Sans adaptation

Le niveau de service du réseau en climat actuel est établi en simulant des pluies de type SEA de durée 1 h et de récurrences variées, à partir du modèle de référence de chacun des secteurs à l'étude. Pour permettre de comparer le niveau de service du réseau en climat actuel et en climat futur, la pluie SEA 1 h en climat actuel a été majorée de 15% pour représenter le climat futur, tel que recommandé par Mailhot et al. (2014).

### Sherbrooke

La pluie 1 h en climat actuel est créée à partir des courbes IDF de la station de Lennoxville (7024280) (Annexe 1 – Courbes IDF Sherbrooke). Le Tableau 38 répertorie la quantité de pluie qui a ruisselé, le nombre de nœuds qui débordent durant la simulation, ainsi que le débit de pointe à l'exutoire pour les scénarios sans adaptation, en climat actuel et en climat futur, pour des pluies SEA d'une durée de 1 h et de récurrence 2 ans (SEA2A1H) et 5 ans (SEA5A1H).

Tableau 38: Niveau de service - scénario sans adaptation - climat actuel (2013) et futur (+15%)

	<b>SEA 2 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 2 ans 1 h Climat futur (15%)</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat futur (15%)</b>
<b>Quantité de pluie (mm)</b>	23	26	31	36
<b>Ruissellement/Pluie (%)</b>	21	24	29	34
<b>Nœuds qui débordent (%) (Volume inondé &gt; 0)</b>	0	2	5	7
<b>Conduites en charge (%)</b>	11	17	26	44
<b>Débit de pointe à l'exutoire (L/s·ha)</b>	26	30	34	38

À la lumière de ces simulations, le niveau de service du scénario de référence, sans adaptation, est de 2 ans, ce qui est inférieur au niveau de service généralement choisi pour un réseau pluvial, soit un niveau de service de 10 ans. En climat futur, le niveau de service diminue sous la barre des 2 ans puisque le réseau déborde en certains endroits pour une pluie SEA de durée 1 h et de récurrence 2 ans majorée de 15%. Par ailleurs, une augmentation de la quantité de précipitation mène à un choc hydraulique plus important au cours d'eau récepteur. Effectivement, pour un scénario sans adaptation, plus la quantité de précipitation augmente, plus le débit de pointe à l'exutoire augmente puisqu'aucun contrôle ne limite le rejet au cours d'eau récepteur. Ces

résultats démontrent le besoin pour une municipalité d'adapter son réseau de façon à réduire l'impact des CC sur le niveau de service offert aux citoyens.

### Victoriaville

La pluie 1 h en climat actuel est créée à partir des courbes IDF de la station Arthabaska (7020305) (Annexe 2 – Courbes IDF Victoriaville (Arthabaska)). Le Tableau 39 répertorie la quantité de pluie qui a ruisselé, le nombre de nœuds qui débordent durant la simulation, ainsi que le débit de pointe total à l'exutoire pour les scénarios sans adaptation, en climat actuel et en climat futur, pour des pluies d'une durée de 1 h et de récurrences 2 ans et 5 ans.

Tableau 39: Résumé des résultats - scénario sans adaptation - climat actuel (2013) et futur (15%)

	<b>SEA 2 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 2 ans 1 h Climat futur (15%)</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat futur (15%)</b>
<b>Quantité de pluie (mm)</b>	22,5	25,875	28,5	32,775
<b>Ruissellement/Pluie (%)</b>	51	53	55	60
<b>Nœuds qui débordent (%) (Volume inondé &gt; 0)</b>	0	0	3	56
<b>Conduites en charge (%)</b>	13	27	45	73
<b>Débit de pointe total à l'exutoire (L/s·ha)</b>	71	83	93	113

Le niveau de service du scénario de référence, sans adaptation, est entre 2 et 5 ans. En climat futur, le nombre de nœuds qui débordent augmente fortement pour une pluie SEA de durée 1 h et de récurrence 5 ans majorée de 15%. Au même titre que pour le secteur à l'étude de la ville de Sherbrooke, l'augmentation des précipitations prévue dans un contexte de CC va mener à une diminution du niveau de service, ce qui va forcer la municipalité à devoir adapter son réseau.

### Granby

Le Tableau 40 présente différents résultats de simulation pour des pluies SEA de récurrences 2 et 5 ans de durée 1 h, en climat actuel et en climat futur, par une majoration de 15% des intensités de précipitation (Annexe 3 – Courbes IDF Granby).



Tableau 40: Niveau de service - Secteur Sud-Ouest - Ville de Granby

	<b>SEA 2 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 2 ans 1 h Climat futur (15%)</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat actuel</b>	<b>SEA 5 ans 1 h Climat futur (15%)</b>
<b>Quantité de pluie (mm)</b>	24,7	28,405	32,8	37,72
<b>Ruissellement/Pluie (%)</b>	33,6	38,7	38,4	42,3
<b>Nœuds qui débordent (%) (Volume inondé &gt; 0)</b>	1 (10)	2 (14)	3 (19)	5 (27)
<b>Conduites en charge (%)</b>	14	26	29	37
<b>Débit de pointe total à l'exutoire (L/s·ha)</b>	42	48	56	64

Pour ce secteur à l'étude à Granby, les puisards sont modélisés et restreignent l'accès à l'eau dans le réseau de conduites par une capacité maximale imposée selon le type et le nombre de puisards par sous-bassin. C'est pourquoi le nombre de nœuds qui débordent se décompose en deux nombres, soit le nombre de regards qui débordent et, entre parenthèses, le nombre de puisards qui débordent. Dans le tableau, ceux-ci sont exprimés en pourcentage du nombre de nœuds, soit 239 regards et 212 puisards respectivement.

Ces résultats démontrent que le niveau de service du réseau pluvial pour le secteur à l'étude est en-deçà d'un niveau de service de 2 ans. Par ailleurs, l'impact au cours d'eau récepteur n'est pas négligeable puisqu'aucun traitement qualitatif n'est effectué et que les eaux de ruissellement, possiblement polluées, sont rejetées librement vers la rivière.