

Université du Québec
Institut National de la Recherche Scientifique
Centre Eau Terre Environnement

SÉLECTION ET ÉVALUATION DE SOLUTIONS INTÉGRÉES EN RÉSEAU UNITAIRE –
CAS DU BASSIN D'ARGENSON À REPENTIGNY

Par
Emmanuel Demard

Mémoire présenté pour l'obtention du grade de
Maître ès sciences (M.Sc.) en sciences de l'eau

Jury d'évaluation

Président du jury
et examinateur interne

Alain Mailhot
INRS ETE

Examineur externe

Musandji Fuamba
Polytechnique Montréal

Directrice de recherche

Sophie Duchesne
INRS ETE

Codirectrice de recherche

Geneviève Pelletier
Université Laval

Remerciements

En premier lieu, j'aimerais remercier chaleureusement ma directrice de recherche Sophie Duchesne qui a toujours été très disponible et qui m'a soutenu, inspiré et donné de bons conseils tout au long de ce projet de recherche. Je veux également remercier ma codirectrice Geneviève Pelletier qui a été généreuse de ses commentaires et de ses nouvelles idées. Merci également aux professeurs Alain Mailhot et Musandji Fuamba d'avoir accepté de réviser ce mémoire.

Merci aux membres de l'équipe d'ingénierie de la Ville de Repentigny : Charles Renaud, Francis Michaud, Isabelle Gagnon et Maxime Roy. Nos échanges et discussions ont été appréciés. Au plaisir de collaborer à nouveau.

Merci aux étudiants de l'équipe de recherche en eaux pluviales de l'INRS et de l'Université Laval : Kelly Proteau, Marie-Ève Jean, Rose Senneville, Véronique Guay et Zakaria El Haji. J'ai beaucoup apprécié vos nouvelles idées, votre enthousiasme et le partage de vos découvertes dans vos projets respectifs. Je vais m'ennuyer de nos rencontres bimensuelles! Merci également à Camille Morin pour son aide précieuse dans la préparation du modèle PCSWMM.

Merci à mes collègues de chez Aquasphera et de chez Tetra Tech, grâce à qui j'ai pu acquérir de nouvelles connaissances en modélisation et en traitement de données. J'ai pu ainsi pousser la réflexion sur plusieurs aspects de ce projet et enrichir mon sens critique. Merci également à CHI pour l'accès à son logiciel PCSWMM.

Merci à mes parents et à tous les membres de ma famille pour m'avoir encouragé à poursuivre mes études universitaires aux cycles supérieurs. Mention spéciale à Hubert Demard pour m'avoir inspiré dans cette voie qu'est l'ingénierie, l'environnement et la gestion des eaux.

Enfin, merci à Mathieu Laneuville et aux stagiaires de l'équipe de la Stratégie d'économie d'eau potable pour avoir suscité en moi l'intérêt pour la gestion des ressources hydriques et l'application des concepts de l'hydraulique en ingénierie.

Résumé

L'objectif de ce projet était de proposer une méthodologie pour sélectionner et évaluer les solutions à mettre en place en vue d'atténuer les problèmes liés au drainage des eaux pluviales dans des secteurs desservis par un réseau unitaire.. Cette méthodologie a été appliquée au bassin de drainage d'Argenson à Repentigny, où l'objectif était de réduire l'ampleur et la récurrence des refoulements et des inondations de surface observés sur les rues locales, sans augmenter la récurrence des débordements du réseau unitaire.

La méthodologie de sélection des solutions a principalement été basée sur la compréhension des causes engendrant les problématiques sur le réseau. Deux types de solutions ont été retenues : i) les solutions de grande envergure (redirection des apports pluviaux provenant de bassins de drainage en amont et séparation du réseau unitaire) et ii) les solutions de contrôle à la source, qui incluent les infrastructures vertes (pratiques de gestion optimales) et les infrastructures grises. Ces solutions ont été évaluées par une analyse comparative de six scénarios à l'aide d'un modèle préparé dans le logiciel PCSWMM. Les résultats de l'analyse comparative ont montré que les solutions de contrôle à la source sont les interventions à privilégier sur le bassin d'Argenson, permettant ainsi d'éliminer ou de réduire significativement les refoulements et les inondations de surface sur les rues locales, tant en ampleur (durée et volume) qu'en récurrence. Par ailleurs, il a été observé que les solutions de grande envergure apportent surtout des bénéfices en matière de réduction de la récurrence des débordements.

La méthodologie développée dans ce projet a principalement permis de diagnostiquer les problématiques observées sur le réseau et de faire un choix préliminaire quant aux types d'interventions à privilégier. Elle peut être appliquée à d'autres bassins de drainage urbains qui rencontrent des problèmes similaires à ceux observés sur le bassin d'Argenson.

Abstract

The objective of this project was to propose a methodology to select and evaluate solutions to mitigate stormwater drainage problems in combined sewer areas. This methodology was applied to the Argenson drainage basin in Repentigny, where the objective was to reduce the magnitude and recurrence of backups and surface flooding observed on local streets, without increasing the recurrence of combined sewer overflows.

The methodology for the selection of solutions was mainly based on the understanding of the causes of the problems in the network. Two types of solutions were selected: i) large-scale solutions (redirection of stormwater flows from upstream drainage basins and separation of the combined sewer system) and ii) source control solutions, which include green infrastructure (best management practices) and grey infrastructure. These solutions were evaluated through a comparative analysis of six scenarios using a model prepared in the PCSWMM software. Results of the comparative analysis showed that source control solutions are the preferred interventions in the Argenson basin, thereby eliminating or significantly reducing backups and surface flooding on local streets, both in magnitude (duration and volume) and in recurrence. On the other hand, it was observed that large-scale solutions provide benefits mainly in terms of reducing the recurrence of overflows.

The methodology developed in this project has mainly allowed to diagnose the dysfunctions observed on the network and to make a preliminary choice of the types of interventions to favor. It can be applied to other urban drainage basins that encounter problems similar to those observed in the Argenson basin.

Table des matières

1	Introduction.....	1
2	Revue de la littérature.....	3
2.1	Refolements et inondations de surface.....	3
2.1.1	Surcharges en réseau.....	3
2.1.2	Dommages aux propriétés.....	4
2.1.3	Facteurs socio-politiques, environnementaux et structuraux liés aux risques de refolements et d'inondations.....	6
2.1.4	Solutions pour les propriétaires et les municipalités.....	7
2.2	Méthodes de sélection des solutions en réseau unitaire.....	9
2.2.1	Méthodes par optimisation.....	9
2.2.2	Sélection initiale des solutions.....	9
2.2.3	Optimisation des solutions.....	10
2.2.4	Méthodes multicritères.....	11
3	Outils et méthodes.....	14
3.1	Description de la méthodologie développée.....	14
3.1.1	Description du site à l'étude.....	15
3.1.2	Identification des problématiques.....	15
3.1.3	Collecte des données disponibles.....	16
3.1.4	Création du modèle de référence.....	18
3.1.5	Formulation des objectifs de contrôle.....	18
3.1.6	Diagnostic de la problématique.....	19
3.1.7	Sélection des solutions potentielles.....	21
3.1.8	Évaluation des solutions potentielles.....	23
3.1.9	Choix final des solutions.....	23
3.2	Description du site à l'étude.....	26
3.2.1	Généralités.....	26
3.2.2	Réseau de drainage.....	27
3.2.3	Bassin d'Argenson.....	27
3.2.4	Bassin contributoire.....	27
3.2.5	Cheminement des eaux.....	28
3.3	Identification des problématiques.....	29
3.3.1	Débordements.....	29
3.3.2	Surcharges, refolements et inondations de surface.....	29
3.3.3	Événement du 11 août 2012.....	33
3.4	Collecte des données disponibles.....	34
3.4.1	Occupation du sol.....	38
3.4.2	Réseau de drainage.....	39
3.4.3	Milieu récepteur.....	42
3.4.4	Intrants au réseau de drainage.....	44
3.4.5	Données de calibration.....	49
3.5	Création du modèle de référence.....	49
3.5.1	Intégration des éléments.....	49
3.5.2	Calibration du modèle de référence.....	52
3.5.3	Perspectives d'amélioration du modèle de référence.....	54

3.6	Formulation des objectifs de contrôle.....	54
3.7	Diagnostic de la problématique.....	55
3.7.1	Identification des causes potentielles.....	55
3.7.2	Analyse comparative.....	56
3.7.3	Méthodologie de simulation.....	57
3.8	Sélection des solutions potentielles.....	59
3.8.1	Solutions énoncées par la Ville.....	59
3.8.2	Solutions prises en compte dans l'analyse.....	62
3.8.3	Solutions de contrôle à la source prises en compte dans l'analyse.....	63
3.9	Évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse.....	67
3.9.1	Solutions de grande envergure.....	67
3.9.2	Solutions de contrôle à la source.....	68
3.9.3	Analyse comparative.....	73
3.10	Choix final des solutions.....	76
4	Résultats et discussion.....	77
4.1	Calibration du modèle.....	77
4.2	Diagnostic de la problématique.....	80
4.2.1	Hydraulique du réseau.....	80
4.2.2	Causes des refoulements et inondations de surface.....	89
4.3	Évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse.....	92
4.4	Choix final des solutions.....	96
5	Conclusion.....	98
5.1	Généralités.....	98
5.2	Perspectives.....	99
5.2.1	Limites au modèle de drainage.....	99
5.2.2	Changements climatiques.....	100
5.2.3	Considérations pour les solutions de contrôle à la source.....	100
5.2.4	Optimisation des solutions de contrôle à la source.....	101
6	Bibliographie.....	102
7	Annexes.....	108
	Annexe A : Rues et cadastres des bassins d'Argenson et contributoire.....	108
	Annexe B : Paramètres détaillés des tronçons de conduite pour chaque rue du secteur à l'étude.....	109
	Annexe C : Campagne de mesure en continu (calcul de la capacité maximale du régulateur et du débit de temps sec).....	115
	Annexe D : Plans de l'ouvrage de surverse D-7.....	117
	Annexe E : Données du pluviomètre Notre-Dame entre mai et août 2020.....	118
	Annexe F : Station météorologique de l'Assomption (7014160).....	119
	Annexe G : Paramètres connus et paramètres estimés du réseau.....	120
	Annexe H : Paramètres de l'ensemble des sous-bassins du modèle.....	121
	Annexe I : Redirection des apports pluviaux provenant du bassin contributoire.....	122
	Annexe J : Paramètres détaillés des solutions de contrôle à la source incluses dans l'analyse pour chaque sous-bassin du secteur.....	123
	Annexe K : Plan des chambres HydroStor (modèle HS180) de Soleno.....	127
	Annexe L : Problématiques simulées à la surverse Parc St-Laurent, au collecteur d'Argenson et sur la rue Marin pour certains scénarios.....	128

Liste des figures

Figure 2.1 Captage des eaux de ruissellement en rue dans des conditions d'écoulement à surface libre (tiré de Mark et al., 2004).....	3
Figure 2.2 Surcharges, refoulements et inondations de surface en rues lorsque la capacité maximale à surface libre est dépassée (tiré de Mark et al., 2004).....	4
Figure 2.3 Installation de clapets antiretours sur le raccordement de service d'une propriété (tiré de Ville de Montréal, 2010).....	5
Figure 2.4 Outil d'aide à la décision pour la sélection de solutions de drainage durables (tiré de Chow et al., 2014).....	12
Figure 2.5 Étape de la méthodologie proposée pour la sélection de solutions afin de pallier les problèmes d'inondations de surface actuels et futurs en milieu urbain (tiré de Kapetas et Fenner, 2020).....	13
Figure 3.1 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 1 à 9.....	14
Figure 3.2 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 1 et 2.....	16
Figure 3.3 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 3.....	17
Figure 3.4 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étapes 4 et 5 (le cadre en bleu réfère à l'organigramme de la Figure 3.8).....	19
Figure 3.5 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 6 (le cadre en bleu réfère à l'organigramme de la Figure 3.9).....	20
Figure 3.6 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 7.....	22
Figure 3.7 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 8 et 9 (le cadre en bleu réfère à l'organigramme de la Figure 3.9).....	23
Figure 3.8 Méthodologie pour la calibration du modèle.....	24
Figure 3.9 Méthodologie pour la simulation.....	25
Figure 3.10 Localisation et superficie du secteur à l'étude - Bassins d'Argenson et contributoire.....	26
Figure 3.11 Points d'entrée pluviaux du bassin contributoire : #1 – rue Leber (bleu), #2 – Boul. Iberville (vert) et #3 – Boul. Iberville (orange).....	28
Figure 3.12 Cheminement des eaux sur le secteur à l'étude.....	29
Figure 3.13 Emplacement des résidences touchées par les surcharges lors de quatre événements pluvieux récents (le chiffre entre parenthèses à côté de la date indique le nombre de résidences touchées lors de cet événement).....	30
Figure 3.14 Nombre de fois où chaque résidence a été touchée lors des quatre événements pluvieux récents (nombre de résidences affectées 1, 2 ou 3 fois entre parenthèses).....	32
Figure 3.15 Hauteur et cumul de la pluie reçue sur le secteur lors des événements des 10 et 11 août 2012 (pluviomètre OBXL 1131, situé à 7,8 km du site à l'étude).....	33
Figure 3.16 Courbes IDF de la station de l'Assomption (7014160), intensités maximales sur 10, 15, 30, 60, 120 et 360 minutes et intensité moyenne du deuxième événement du 11 août 2012.....	34
Figure 3.17 Occupation de sol sur le secteur à l'étude.....	38
Figure 3.18 Schéma des réseaux unitaire et pluvial des bassins d'Argenson et contributoire.....	40
Figure 3.19 Emplacement des stations de Repentigny et de Lanoraie par rapport au site à l'étude.....	42
Figure 3.20 Niveau estimé du fleuve St-Laurent à la surverse Parc St-Laurent pour la période de 2004 à 2020.....	43
Figure 3.21 Localisation des pluviomètres OBXL 1131, Notre-Dame, Latraverse (SPE) et Place des Roseaux (STÉA) par rapport au site à l'étude.....	44
Figure 3.22 Cumul quotidien de la pluviométrie enregistrée par les pluviomètres OBXL 1131 et Notre-Dame entre mai et novembre de 2004 à 2019.....	45

Figure 3.23 Comparaison du cumul enregistré par les pluviomètres OBXL 1131 et Latraverse (SPE) de mai à novembre de 2004 à 2013	46
Figure 3.24 Comparaison du cumul enregistré par les pluviomètres OBXL 1131 et Place des Roseaux (STÉA) de mai à novembre de 2014 à 2016 et de mai à août 2017	46
Figure 3.25 Comparaison de la moyenne mensuelle des précipitations enregistrées par les pluviomètres OBXL 1131 et Latraverse (SPE) de 2004 à 2013	47
Figure 3.26 Comparaison de la moyenne mensuelle des précipitations enregistrées par les pluviomètres OBXL 1131 et Place des Roseaux (STÉA), de 2014 à 2017 pour mai à août et de 2014 à 2016 pour septembre à novembre	47
Figure 3.27 Débit mesuré aux 5 minutes et débits horaires moyens acheminés à l’intercepteur Notre-Dame par le collecteur d’Argenson pour la journée du 11 août 2018	48
Figure 3.28 Causes potentielles des problématiques de surcharges, de refoulements et d’inondations de surface sur le secteur.....	56
Figure 3.29 Points d’observation retenus pour la compilation des résultats : surverse Parc St-Laurent et sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay.	59
Figure 3.30 Réseaux pseudo-séparatifs et émissaires pluviaux de bassins voisins au bassin d’Argenson (émissaires Bonaventure, Bord de l’Eau, Lévesque et Yvon en orange; émissaire de la surverse Parc St-Laurent en bleu) (source : Ville de Repentigny, 2015).....	61
Figure 3.31 Répartition spatiale des solutions de contrôle à la source retenues sur le secteur à l’étude : rétention souterraine, redirection des gouttières résidentielles, des biorétentions et du pavage perméable.....	67
Figure 3.32 Cheminement du ruissellement pris en compte dans la modélisation des conditions existantes	68
Figure 3.33 Cheminement du ruissellement des gouttières résidentielles vers les surfaces perméables dans le modèle d’évaluation des solutions de contrôle à la source	68
Figure 3.34 Cheminement du ruissellement vers les aires de biorétention dans le modèle d’évaluation des solutions de contrôle à la source	69
Figure 3.35 Cheminement du ruissellement provenant des aires de pavage perméable dans le modèle d’évaluation des solutions de contrôle à la source	69
Figure 3.36 Cheminement du ruissellement vers les bassins de rétention sous chaussée dans le modèle d’évaluation des solutions de contrôle à la source	70
Figure 4.1 Durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l’événement du 11 août 2012.....	79
Figure 4.2 Emplacement des résidences touchées par les surcharges lors de l’événement pluvieux du 11 août 2012 (nombre de résidences touchées entre parenthèses)	80
Figure 4.3 Durée des surcharges simulées sur la rue Marin pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019	81
Figure 4.4 Volume des inondations de surface simulées sur la rue Marin pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019	81
Figure 4.5 Volume des débordements simulés à la surverse Parc St-Laurent pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019.....	82
Figure 4.6 Durée des surcharges simulées au collecteur d’Argenson pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019	82
Figure 4.7 Écoulement des eaux du collecteur d’Argenson vers l’intercepteur Notre-Dame lorsque le débit est inférieur ou égal à 190 L/s – Événement du 31 juillet 2004 à 9h19	83
Figure 4.8 Accumulation des eaux en amont du déversoir et surcharges sur le collecteur d’Argenson lorsque le débit vers l’intercepteur Notre-Dame est supérieur à 190 L/s – Événement du 31 juillet 2004 à 9h42	84

Figure 4.9 Débordement vers le milieu récepteur à la surverse Parc St-Laurent et surcharges sur les conduites locales – Événement du 31 juillet 2004 à 14h06	84
Figure 4.10 Classification approximative des événements pluvieux sur un graphique de la hauteur totale de pluie en fonction de la durée	85
Figure 4.11 Classification approximative des événements pluvieux sur un graphique de l'intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée.....	86
Figure 4.12 Surcharges sur les rues locales avant les surcharges sur le collecteur et les débordements – Événement du 25 juillet 2018 à 17h01.....	87
Figure 4.13 Durée des surcharges simulées aux nœuds et conduites du réseau lors de l'événement du 11 août 2012.....	88
Figure 4.14 Durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l'événement du 11 août 2012 après la mise en place de solutions de contrôle à la source sur l'ensemble du secteur à l'étude (scénario 8).....	96
Figure 7.1 Rues et cadastres des bassins d'Argenson et contributoire.....	108
Figure 7.2 Point de mesure R25 sur l'intercepteur Notre-Dame (Avizo Experts-Conseils, 2018).....	116
Figure 7.3 Point de mesure R29 sur l'intercepteur Notre-Dame (Avizo Experts-Conseils, 2018).....	116
Figure 7.4 Plans de l'ouvrage de surverse D-7 (vue de face)	117
Figure 7.5 Plans de l'ouvrage de surverse D-7 (vue de dessus).....	117
Figure 7.6 Cumul quotidien de la pluviométrie enregistrée par le pluviomètre Notre-Dame entre mai et août 2020.....	118
Figure 7.7 Localisation de la station météorologique de l'Assomption (7014160) par rapport au site à l'étude	119
Figure 7.8 Conduites du secteur dont les paramètres sont connus (en bleu) et conduites dont les paramètres sont estimés (en orange)	120
Figure 7.9 Redirection des apports pluviaux du bassin contributoire vers le milieu récepteur par l'ajout d'une conduite sur la rue Cherrier (≥ 1050 mm), d'une conduite reliant les rues Leber et Cherrier (≥ 600 mm) et d'un nouvel émissaire pluvial (≥ 1050 mm).....	122
Figure 7.10 Chambre HydroStor (modèle HS180) (vue de face)	127
Figure 7.11 Chambre HydroStor (modèle HS180) (vue de dessus).....	127
Figure 7.12 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019....	128
Figure 7.13 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	128
Figure 7.14 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019	129
Figure 7.15 Comparaison des durées de surcharge simulées sur le collecteur d'Argenson pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019....	130
Figure 7.16 Comparaison des durées de surcharge simulées sur le collecteur d'Argenson pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	130
Figure 7.17 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 2 (référence sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019	131
Figure 7.18 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019	131
Figure 7.19 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 4 (redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019	132

Figure 7.20 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 5 (hausse de la capacité de transport des conduites locales) de mai à novembre de 2004 à 2019	132
Figure 7.21 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 6 (séparation complète) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	133
Figure 7.22 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 7 (séparation complète et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019	133
Figure 7.23 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019	134
Figure 7.24 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019	134
Figure 7.25 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 2 (référence sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019	135
Figure 7.26 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	135
Figure 7.27 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 4 (redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	136
Figure 7.28 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 5 (hausse de la capacité de transport des conduites locales) de mai à novembre de 2004 à 2019	136
Figure 7.29 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 6 (séparation complète) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	137
Figure 7.30 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 7 (séparation complète et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	137
Figure 7.31 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019	138
Figure 7.32 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019.....	138

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Facteurs socio-politiques, environnementaux et structuraux susceptibles d’augmenter les risques de refoulements et d’inondations de surface sur les bassins de drainage urbains (ICLR, 2018; Irwin et al., 2018; Sandink et Binns, 2021)	6
Tableau 2.2 Résumé des solutions visant à prévenir et à réduire les impacts liés aux problèmes de refoulements et d’inondations de surface en milieu urbain (Sandink, 2007).....	7
Tableau 2.3 Résumé des principales caractéristiques de certaines pratiques de gestion optimales (adapté de MELCC, 2010).....	9
Tableau 3.1 Nombre de résidences touchées sur les bassins d’Argenson et contributoire lors de quatre événements pluvieux récents	31
Tableau 3.2 Résumé des données fournies par la Ville de Repentigny	35
Tableau 3.3 Résumé des données provenant d’autres sources.....	37
Tableau 3.4 Répartition des surfaces imperméables sur le secteur à l’étude	39
Tableau 3.5 Nombre de tronçons et longueur de conduite pour les réseaux du bassin d’Argenson, du bassin contributoire et du secteur total (tronçons inclus dans l’analyse seulement).....	40
Tableau 3.6 Caractéristiques des trois points d’entrée pluviaux provenant du bassin contributoire	41
Tableau 3.7 Résumé des apports en eau collectés par les réseaux des bassins d’Argenson et contributoire pris en compte dans l’étude.....	41
Tableau 3.8 Plage de valeurs de certains paramètres des sous-bassins.....	51
Tableau 3.9 Paramètres d’infiltration retenus pour le modèle de Horton	52
Tableau 3.10 Paramètres physiques, paramètres fixés et paramètres de calibration des nœuds, des conduites et des sous-bassins du modèle de drainage.....	52
Tableau 3.11 Critères de calibration et périodes simulées correspondantes	53
Tableau 3.12 Plages de valeurs testées pour chaque paramètre de calibration (MDDEP et MAMROT, 2010)	53
Tableau 3.13 Indicateurs de performance et points d’observation pour chaque problématique étudiée	58
Tableau 3.14 Caractéristiques des sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay	58
Tableau 3.15 Solutions de contrôle considérées dans l’étude.....	62
Tableau 3.16 Résumé des solutions de contrôle à la source incluses dans l’analyse.....	66
Tableau 3.17 Solutions de contrôle à la source intégrées aux sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay	66
Tableau 3.18 Paramètres de chaque couche utilisés pour la simulation des biorétentions dans PCSWMM (paramètres en blanc tirés de Bilodeau (2018) et paramètres en gris ajustés selon les conditions sur le secteur).....	71
Tableau 3.19 Paramètres de chaque couche utilisés pour la simulation du pavage perméable dans PCSWMM (paramètres en blanc tirés de Vaillancourt (2018), paramètres en gris pâle ajustés selon les conditions sur le secteur et paramètres en gris foncé tirés de Rossman (2016)).....	72
Tableau 3.20 Résumé des scénarios comparés pour le diagnostic de la problématique et pour l’évaluation des solutions prises en compte dans l’analyse	75
Tableau 4.1 Valeurs finales des paramètres de calibration appliqués aux sous-bassins	77
Tableau 4.2 Comparaison entre le nombre de débordements simulés et le nombre de débordements observés sur une base hebdomadaire entre le 1er juin et le 30 septembre pour les années 2017 à 2019....	77
Tableau 4.3 Cumul des problématiques sur le réseau	85

Tableau 4.4 Temps de retour aux conditions initiales pour quelques événements sélectionnés sur la période d'intérêt	89
Tableau 4.5 Indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les quatre scénarios liés au diagnostic de la problématique (mai à novembre, de 2004 à 2019).....	90
Tableau 4.6 Indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les six scénarios liés à l'évaluation des solutions retenues (mai à novembre, de 2004 à 2019).....	93
Tableau 7.1 : Paramètres détaillés des tronçons de conduite pour chaque rue du secteur à l'étude	109
Tableau 7.2 : Paramètres de l'ensemble des sous-bassins du modèle.....	121
Tableau 7.3 : Paramètres des toitures résidentielles pour chaque sous-bassin du secteur	123
Tableau 7.4 : Aires de pavage perméable et de biorétention incluses dans l'analyse pour chaque sous-bassin du secteur	126
Tableau 7.5 : Bassins de rétention souterraine inclus dans l'analyse pour chaque sous bassin du secteur	126

1 Introduction

Dans le contexte des changements climatiques, de l'accroissement du développement urbain et du vieillissement des ouvrages hydrauliques, de plus en plus de villes desservies par un réseau unitaire doivent faire face à deux types de problématiques : i) les débordements vers le milieu récepteur et ii) les refoulements et les inondations de surface en réseau.

Les débordements des réseaux unitaires ont des conséquences à plusieurs niveaux. Parmi ces conséquences, on peut mentionner les impacts environnementaux (dégradation de la qualité de l'eau des milieux récepteurs et des écosystèmes aquatiques, en particulier en période d'étiage) (Riechel et al., 2016; Soriano et Rubió, 2019; Botturi et al., 2020), les impacts économiques (hausse des coûts associés au traitement de l'eau potable) (Madoux-Humery, 2015) et les impacts sociaux (dangers pour la santé humaine et interruption ou diminution de l'attrait pour les activités récréatives en milieux aquatiques) (McBride et al., 2013; Tondera et al., 2016).

Les problèmes de refoulement et d'inondation de surface peuvent également entraîner des répercussions économiques et sociales non négligeables (Sandink, 2013; Irwin et al., 2018; Jiang et al., 2020). Au cours des deux dernières décennies, plusieurs villes canadiennes ont subi des dommages considérables en raison d'événements pluvieux extrêmes. En juillet 2004, deux événements successifs se sont abattus sur Edmonton (un premier de 75 mm et un second de 150 mm, dont la récurrence a été estimée à environ 200 ans). Plus de 9 500 propriétés ont été affectées par les refoulements du réseau et les inondations sur les lots, causant des dommages évalués à 143 millions de dollars (soit à un montant moyen de 15 000 \$ par réclamation); (Sandink, 2007). En mai 2012, Thunder Bay et Montréal ont été affectées par plusieurs événements provenant du même système dépressionnaire; les dégâts ont généré des coûts totaux atteignant 260 millions de dollars (Environnement Canada, 2017). Le 8 juillet de l'année suivante, un événement centenaire de 140 mm a secoué la région métropolitaine de Toronto, provoquant des inondations en de nombreux secteurs de la ville. Un total de 4 700 plaintes ont été recensées en raison de sous-sols inondés. Les dommages totaux se sont élevés à plus de 1 milliard de dollars (Toronto, 2013; IBC, 2021).

Les refoulements des réseaux unitaires ont des conséquences à plusieurs niveaux. Du côté des villes, cela implique des risques pour la sécurité publique, la dégradation des infrastructures, l'interruption de certains services (transports) et des litiges (Campbell et al., 2007). Pour les citoyens, cela implique des dommages aux propriétés et une dévaluation de celles-ci, la perte de biens, l'exposition à des risques pour la santé (humidité, moisissure et contact avec les eaux usées); (Kesik et Seymour, 2003) et la hausse des primes d'assurance (ou l'annulation des couvertures suite à un nombre élevé de réclamations). Au cours des dernières années, des tendances à la hausse ont été observées par rapport au nombre de réclamations et aux coûts de dédommagement associés aux problèmes de drainage dans certaines provinces canadiennes (Cheng et al., 2012; Sandink, 2013; IBC, 2021).

Ce projet de recherche consiste à développer une méthodologie pour identifier les solutions à mettre en place en vue d'atténuer les problèmes liés au drainage des eaux pluviales dans les secteurs desservis par un réseau unitaire. Cette méthodologie a été appliquée au bassin d'Argenson, à Repentigny, lequel fait régulièrement face à des refoulements et à des inondations de surface, en particulier sur les rues locales les plus en amont. L'étude s'est concentrée sur la sélection d'une mixité de solutions, incluant les infrastructures grises dites « traditionnelles » et les infrastructures vertes de contrôle à la source.

Les travaux de ce mémoire sont divisés en cinq chapitres.

Le chapitre 2 décrit quelques concepts préliminaires sur les surcharges de réseau en milieu urbain et expose les principales interventions à mettre en place pour réduire les dommages aux propriétés. Il passe également en revue certaines méthodes de sélection de solutions appliquées à des bassins de drainage urbains présentant des problèmes de drainage des eaux pluviales.

Le chapitre 3 présente la méthodologie développée aux fins de l'étude et son application au bassin d'Argenson. Cette méthodologie passe par une collecte de données sur le site à l'étude (sections 3.2 à 3.4), par la création d'un modèle hydrologique et hydraulique représentant le site (section 3.5), par la formulation d'objectifs de contrôle à atteindre (section 3.6), par l'identification et le diagnostic des problématiques de drainage observées via une analyse comparative de divers scénarios de drainage (section 3.8) ainsi que par la sélection des interventions à mettre à place en vue d'atténuer ou d'éliminer lesdites problématiques via une analyse comparative de divers scénarios de solutions (sections 3.9 à 3.10). Cette dernière étape est orientée par les causes identifiées au diagnostic des problématiques ainsi que par les objectifs de contrôle définis.

Les résultats obtenus pour chaque scénario de solutions ainsi que le choix final des interventions à privilégier sur le site à l'étude sont présentés et discutés au chapitre 4.

Finalement, le chapitre 5 présente les conclusions générales de l'étude. Les perspectives d'amélioration du modèle hydrologique et hydraulique préparé ainsi que des critères d'évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse sont également discutés.

2 Revue de la littérature

Les paragraphes qui suivent donnent une description sommaire des enjeux observés en réseau unitaire et des solutions applicables aux propriétaires et aux municipalités pour prévenir et réduire les risques de dommages (section 2.1) et présentent quelques méthodes de sélection de solutions appliquées à des bassins de drainage urbains desservis par un réseau unitaire (section 2.2).

2.1 Refoulements et inondations de surface

2.1.1 Surcharges en réseau

Sur les bassins de drainage urbains, le ruissellement des eaux pluviales provenant des surfaces imperméables indirectement raccordées (stationnements, chaussée, trottoirs et toitures déconnectées) génère des écoulements de surface en rue. Ces eaux sont d'abord captées par les puisards de rue (en continu ou en points bas) pour ensuite être dirigées vers les conduites du réseau. À ces eaux de ruissellement s'ajoutent les eaux usées, les eaux d'infiltration ainsi que les eaux pluviales provenant des drains de fondation et des toitures directement raccordées. Lorsque le ruissellement en rue dépasse la capacité d'interception des puisards, seule une portion de celui-ci est acheminée aux conduites; l'autre portion reste en surface pour être captée par d'autres puisards situés en aval ou pour s'accumuler dans les points bas. De telles conditions d'écoulement sont observées lorsque les débits générés en conduites sont inférieurs à la capacité maximale de transport du réseau (Figure 2.1).

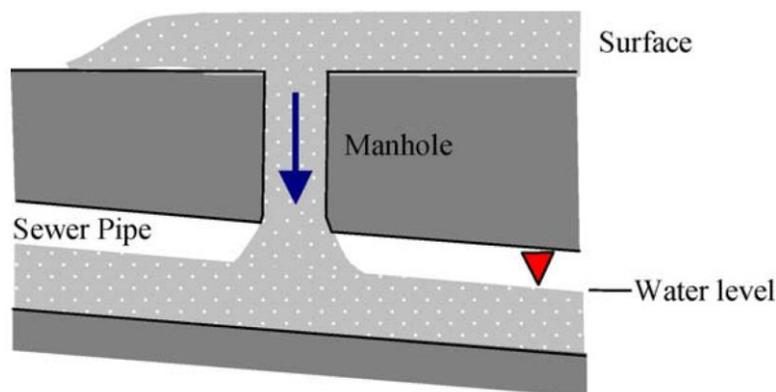


Figure 2.1 Captage des eaux de ruissellement en rue dans des conditions d'écoulement à surface libre (tiré de Mark et al., 2004)

Lors d'événements pluvieux générant des débits surpassant la capacité maximale à surface libre du réseau, l'écoulement dans les conduites devient en charge. Ce dysfonctionnement hydraulique peut engendrer des remontées du niveau d'eau dans les regards et des refoulements de réseau. Dans certains cas, ces remontées peuvent atteindre la surface des rues, causant des inondations de surface (Figure 2.2). La durée de ces inondations dépend de la capacité des conduites et des puisards, du délai nécessaire pour que le réseau retrouve des conditions d'écoulement à surface libre, du taux d'infiltration des eaux sur les surfaces perméables et de l'évaporation (Mark et al., 2004).

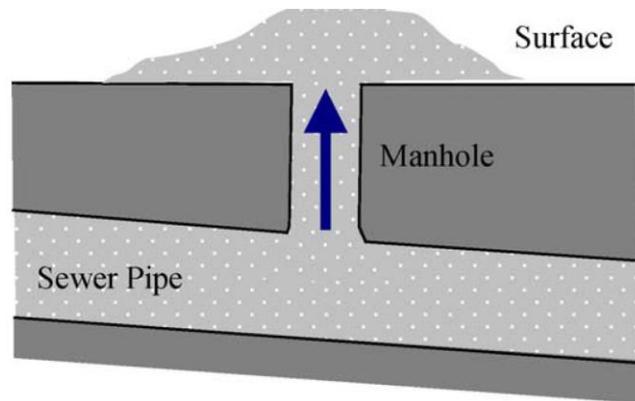


Figure 2.2 Surcharges, refoulements et inondations de surface en rues lorsque la capacité maximale à surface libre est dépassée (tiré de Mark et al., 2004)

2.1.2 Dommages aux propriétés

Lorsque des surcharges surviennent en réseau unitaire, trois processus peuvent causer des dommages aux propriétés (Sandink et Binns, 2021) : i) les inondations de surface, ii) l'infiltration et iii) les refoulements du réseau. Ces trois processus sont présentés ci-dessous.

- i) Les inondations de surface en rues peuvent provoquer des accumulations d'eau à proximité des propriétés, créant des entrées d'eau par les ouvertures situées dans les points bas, telles les portes et les fenêtres de sous-sol ainsi que les entrées de garage en contrepenne.
- ii) Cette même accumulation d'eau peut saturer la zone de remblai adjacente aux propriétés, provoquant des infiltrations par les fissures des fondations. Ce phénomène peut également découler d'une surcapacité des drains de fondation en raison de refoulements du réseau dans le raccordement de service.
- iii) Les refoulements du réseau dans le raccordement de service peuvent remonter jusqu'aux unités de plomberie et aux drains de plancher, causant des accumulations d'eau dans les sous-sols (Figure 2.3).

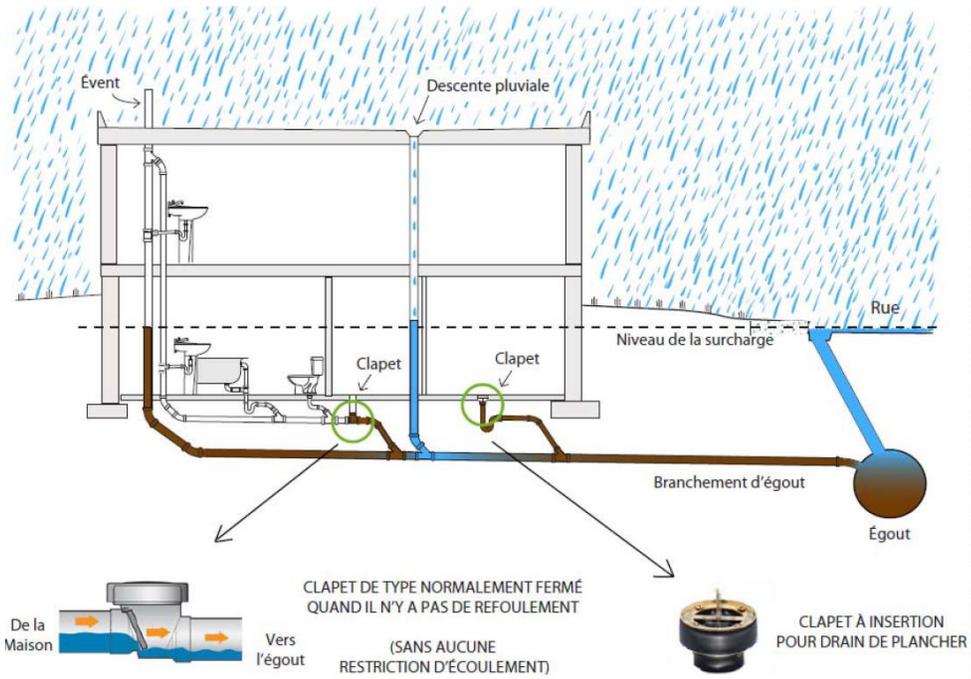


Figure 2.3 Installation de clapets antiretours sur le raccordement de service d'une propriété (tiré de Ville de Montréal, 2010)

2.1.3 Facteurs socio-politiques, environnementaux et structuraux liés aux risques de refoulements et d'inondations

De nombreux facteurs socio-politiques, environnementaux et structuraux sont susceptibles d'augmenter les risques de refoulements et d'inondations de surface sur les bassins de drainage urbains. Les principaux facteurs sont présentés au Tableau 2.1 (ICLR, 2018; Irwin et al., 2018; Sandink et Binns, 2021).

Tableau 2.1 Facteurs socio-politiques, environnementaux et structuraux susceptibles d'augmenter les risques de refoulements et d'inondations de surface sur les bassins de drainage urbains (ICLR, 2018; Irwin et al., 2018; Sandink et Binns, 2021)

Socio-politiques	Environnementaux	Structuraux
<ul style="list-style-type: none"> • Perception, sensibilisation et participation des citoyens • Interprétation et application des codes de construction et des règlements (urbanisme, bâtiment et plomberie) • Inspection, suivi et maintenance des installations et des ouvrages 	<ul style="list-style-type: none"> • Climat • Hydrologie et eaux souterraines • Caractéristiques du bassin de drainage (occupation du sol, topographie, morphologie et type de sol) 	<p><u>Propriétaires</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Nivellement inadéquat des lots • Défauts structuraux, pente insuffisante ou obstruction (graisse, débris ou racines) des raccordements de service • Dysfonctionnement des pompes de puisard • Absence ou dysfonctionnement de clapets antiretour <p><u>Municipalités</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Sous-capacité du réseau et des ouvrages municipaux • Détérioration du réseau • Caractéristiques des rues (pente, trottoirs et hauteur des bordures)

2.1.4 Solutions pour les propriétaires et les municipalités

En réponse aux problématiques de refoulements et d'inondation de surface, il incombe aux propriétaires et aux municipalités d'entreprendre les actions nécessaires pour prévenir et réduire les risques de dommages. Le Tableau 2.2 présente des exemples de ces actions, regroupées en trois catégories (Sandink, 2007) : i) les solutions passives non structurales (ou sociales), ii) les solutions passives structurales et iii) les solutions actives structurales.

Tableau 2.2 Résumé des solutions visant à prévenir et à réduire les impacts liés aux problèmes de refoulements et d'inondations de surface en milieu urbain (Sandink, 2007)

	Solutions passives non structurales	Solutions passives structurales	Solutions actives structurales
Propriétaires	<ul style="list-style-type: none"> • Installation d'alarmes • Inspections (lot, raccordement et plomberie) • Réclamations liées aux sinistres chez les propriétaires (Ville ou assureurs) • Construction en secteurs à faible risque • Réduction de la valeur des biens entreposés dans les sous-sols 	<ul style="list-style-type: none"> • Installation de clapets antiretour • Entretien de la plomberie et du raccordement de service 	<p><u>Modification des installations existantes :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Débranchement des gouttières • Débranchement des drains de fondation (pompe de puisard) <p><u>Ajout de nouvelles installations :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Intégration de pratiques de contrôle à la source (ex. : jardins de pluie)
Municipalité	<ul style="list-style-type: none"> • Éducation et sensibilisation des propriétaires • Subventions ou dédommagements aux propriétaires pour la mise en place de mesures d'atténuation • Révision de la réglementation municipale et contrôle plus strict de l'application des codes de construction 	<ul style="list-style-type: none"> • Suivi et inspection des réseaux existants • Réalisation d'études d'ingénierie sur les dysfonctionnements des ouvrages 	<p><u>Modification des ouvrages existants :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Entretien et réparation des réseaux existants (réduction de l'infiltration) • Hausse de la capacité de transport du réseau • Redirection des apports pluviaux externes provenant d'un bassin en amont <p><u>Ajout de nouveaux ouvrages :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Séparation des réseaux unitaires • Intégration d'ouvrages de rétention • Intégration de pratiques de contrôle à la source

Ces trois catégories sont décrites ci-dessous.

- i) Les solutions passives non structurales sont des mesures sociales et politiques préventives ainsi que des actions visant à réparer les dommages subis aux propriétés suite à un événement.
- ii) La seconde catégorie, soit celle des solutions passives non structurales, est dite « passive » puisque ces interventions ne visent pas à réduire les volumes d'eau acheminés au réseau. Pour les propriétaires, l'installation d'un clapet antiretour sur les raccordements de service est une solution abordable et simple permettant de réduire les risques de dommages aux résidences (Figure 2.3). Cependant, un tel dispositif ne permet pas de se prémunir des inondations de surface ni des infiltrations par les fondations. De plus, une propriété disposant d'un clapet n'est pas entièrement à l'abri des refoulements du réseau si le clapet en place est dysfonctionnel, qu'il manque d'entretien ou qu'il est inadéquat pour les installations de plomberie présentes (ICLR, 2018; Irwin et al., 2018). Du côté municipal, le suivi et l'inspection du réseau et des ouvrages hydrauliques permettent de diagnostiquer les éventuelles défaillances du réseau (bris, fissures, sources d'infiltration et obstructions) et de planifier les correctifs nécessaires.
- iii) Les solutions actives structurales permettent de régler le problème à la source en réduisant les apports en eaux pluviales acheminés vers le réseau, ce qui a un impact direct sur la réduction des risques de surcharges (Dutt et Hemphill, 2004; Sørensen et Emilsson, 2019).

Du côté des propriétaires, les interventions s'appliquent sur les lots. Elles comprennent le débranchement des gouttières et des drains de fondation ainsi que l'aménagement de surfaces perméables assurant la rétention et l'infiltration des eaux pluviales dirigées vers celles-ci.

Du côté municipal, les solutions actives structurales concernent des interventions sur les infrastructures grises dites « traditionnelles », soit les conduites et les bassins de rétention, ainsi que les pratiques appelées « pratiques de gestion optimales », qui désignent entre autres les infrastructures vertes. Les interventions sur les infrastructures grises comprennent notamment l'entretien et la réparation des réseaux existants afin de réduire les sources d'infiltration excessive, la hausse de la capacité de transport du réseau (augmentation du diamètre des conduites), la redirection des apports pluviaux provenant d'un bassin de drainage en amont vers le milieu récepteur, la séparation des réseaux unitaires et l'ajout de bassins de rétention. Les pratiques de gestion optimales visent la recherche de conditions de drainage qui se rapprochent de celles existantes dans les conditions « avant développement », de manière à favoriser l'interception (par les végétaux), la filtration, l'infiltration et la retenue des eaux pluviales. Ainsi, ces pratiques permettent de passer du concept traditionnel « intercepter, centraliser et évacuer » au concept « déconnecter, distribuer et décentraliser » (Valentine, 2018). Elles peuvent s'intégrer aux bassins de drainage urbains à trois emplacements différents : i) à la source (en amont du réseau), ii) en réseau ou iii) en fin de réseau (en aval). Le Tableau 2.3 présente un résumé des principales caractéristiques de certaines pratiques de gestion optimales (adapté de MDDEP et MAMROT, 2010).

Les solutions actives structurales du côté municipal sont des interventions généralement coûteuses, nécessitant beaucoup de ressources (études d'ingénierie, expertises, autorisations ministérielles, etc.), impliquant parfois une révision majeure des ouvrages existants et du schéma des rues et réalisées sur le long terme (en particulier pour les travaux de séparation des réseaux).

Tableau 2.3 Résumé des principales caractéristiques de certaines pratiques de gestion optimales (adapté de MELCC, 2010)

Emplacement	Pratiques de gestion optimales	Domaines		Principaux processus de réduction du ruissellement et du débit de pointe		
		Public	Privé	Rétention	Infiltration (sol naturel)	Évapotranspiration
À la source (amont)	Toiture végétalisée intensive		✓			✓
	Toiture végétalisée extensive		✓			✓
	Débranchement des gouttières		✓		✓	
	Baril récupérateur d'eaux pluviales		✓	✓		
	Jardin de pluie	✓	✓	✓	✓	✓
	Pavage perméable	✓	✓	✓	✓	
	Pavage poreux	✓	✓	✓	✓	
En réseau (transport)	Cellule de biorétention	✓		✓	✓	✓
	Noue engazonnée	✓			✓	✓
	Tranchée d'infiltration	✓			✓	
En fin de réseau (aval)	Bassin sec	✓		✓	✓	
	Bassin à retenue permanente	✓		✓	✓	✓

2.2 Méthodes de sélection des solutions en réseau unitaire

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de sélection et d'évaluation des pratiques visant à atténuer les problématiques liées au drainage des eaux pluviales en milieu urbain (ruissellement excessif, débordements, refoulements et inondations de surface). La section qui suit présente deux types de ces méthodes, soit : i) les méthodes par optimisation et ii) les méthodes par analyse multicritères. Ces deux types de méthodes se penchent à la fois sur les pratiques dites « centralisées » et « décentralisées », qui incluent respectivement les infrastructures grises de grandes dimensions (ex. : bassins de rétention) ainsi que les infrastructures vertes de contrôle à la source (pratiques de gestion optimales).

2.2.1 Méthodes par optimisation

Les méthodes par optimisation consistent à formuler un ou plusieurs objectifs à atteindre, des variables de décision à considérer (paramètres optimisés) et des contraintes à prendre en compte afin de déterminer, à un coût total minimal, le scénario de solutions le plus avantageux à considérer à l'échelle d'un bassin de drainage urbain; ce scénario combine le choix, l'emplacement et les superficies de solutions.

2.2.2 Sélection initiale des solutions

Le processus d'optimisation passe par une étape de sélection préliminaire des solutions pertinentes pour le secteur étudié. Cette sélection est basée sur un certain nombre de critères tels que : l'emplacement des secteurs les plus problématiques sur le réseau (Radinja et al., 2019), l'occupation du sol et l'environnement bâti, l'espace public disponible, les caractéristiques du bassin de drainage, les exigences de performance en matière de quantité et de qualité et la facilité de mise en œuvre (Zare et al., 2012). À titre d'exemple, Alves

et al. (2016) ont réalisé une sélection préliminaire d'une mixité de solutions (solutions centralisées et décentralisées) à partir d'un arbre de décisions exhaustif basé sur cinq paramètres : i) la superficie des aires tributaires, ii) la pente du terrain, iii) le type de sol en place, iv) l'élévation de la nappe phréatique et v) les espaces publics à proximité des conduites principales du réseau.

2.2.3 Optimisation des solutions

Une fois la sélection préliminaire réalisée, le scénario optimal de mise en place de celles-ci est déterminé. Les paragraphes qui suivent présentent quelques exemples de méthodes d'optimisation appliquées à des bassins de drainage urbains.

Plusieurs recherches ont adopté une approche d'optimisation multi-objectifs en couplant un modèle hydrologique et hydraulique dans SWMM (*Storm Water Management Model*) (Rossman, 2015) avec l'algorithme génétique NSGA-II (*Non-dominated Sorting Genetic Algorithm II*) (Deb et al., 2002) afin d'atteindre un compromis optimal entre les coûts totaux et les objectifs établis. Zare et al. (2012) ont appliqué cette méthode à un secteur de Téhéran (Iran) afin de proposer un scénario de solutions décentralisées visant à réduire les inondations de surface et à respecter les exigences liées aux débordements unitaires. Trois solutions ont été retenues : i) la récupération des eaux pluviales, ii) le pavage perméable et iii) les biorétentions.

Alves et al. (2016) ont employé une approche similaire afin d'identifier une mixité de solutions (centralisées et décentralisées) visant à réduire les débordements unitaires sur un secteur de Montevideo (Uruguay). Trois scénarios ont été évalués : i) les solutions décentralisées, ii) les solutions centralisées et iii) la combinaison des solutions décentralisées et centralisées. Les résultats ont montré que la considération d'une mixité de solutions est avantageuse lorsqu'elle est appliquée aux secteurs fortement urbanisés comportant de nombreuses contraintes pour leur implantation.

Damodaram et Zechman (2013) ont adopté la même approche, mais avec un modèle hydrologique et hydraulique couplé (HEC-HMS/SWMM) afin de réduire le débit de pointe de ruissellement pour des pluies de récurrences de 2, 10 et 100 ans sur un petit secteur de College Station (Texas). Seulement deux types de solutions ont été évaluées dans le processus d'optimisation : i) la réutilisation de l'eau de pluie et ii) le pavage perméable.

Jia et al. (2015) ont évalué deux scénarios de mise en place de solutions décentralisées afin de contrôler le ruissellement dans le contexte de travaux d'agrandissement sur un campus universitaire de Foshan (Chine) : i) scénario au coût d'implantation minimal et ii) scénario maximisant les performances des solutions. La sélection initiale des solutions a été réalisée à partir d'un outil d'aide à la décision développé par les mêmes auteurs (voir section 2.2.4). Les scénarios ont été évalués par le couplage du module d'optimisation du logiciel SUSTAIN (*System for Urban Stormwater Treatment and Analysis IntegratioN*) (EPA, 2009) et de l'algorithme NSGA-II.

Bien que les méthodes d'optimisation utilisant l'algorithme génétique aient démontré des résultats intéressants, elles impliquent généralement de longs temps de calcul sans nécessairement atteindre un optimum global (Sebti, 2016). Cet inconvénient peut apporter des difficultés dans les processus de décision collaboratifs qui nécessitent des mises à jour récurrentes des objectifs du projet ou des modifications du processus d'optimisation (Alves et al., 2016; Shojaeizadeh et al., 2020; Torres et al., 2021).

La programmation linéaire est une méthode généralement peu exploitée pour la résolution de problèmes liés à l'optimisation des solutions en réseau unitaire. Un des avantages associés à cette méthode par rapport aux algorithmes génétiques est le court délai de calcul requis pour l'atteinte des objectifs. Sebti et al. (2014) ont proposé le couplage d'un modèle hydrologique par la méthode IRH (*Improved Rational Hydrograph*) (Crobbedu et al., 2007) avec une méthode d'optimisation classique basée sur la programmation linéaire afin de sélectionner, à un coût moindre de mise en place, des solutions décentralisées sur un bassin urbain. Les contraintes établies étaient de garantir un écoulement à surface libre dans le réseau pour des événements de faible récurrence (5 ans) et de garantir l'acheminement des eaux vers la station d'épuration sans occasionner de débordement pour des pluies récurrentes (3 mois). Cette méthode a été appliquée à un bassin de drainage de 60 ha situé à Montréal, où le réseau unitaire présentait de nombreuses problématiques. Ceci a permis d'évaluer la combinaison des quatre solutions suivantes : i) bassin de rétention, ii) tranchées d'infiltration, iii) noues et iv) toitures vertes.

Dans un objectif similaire, soit la recherche d'une réduction du temps de calcul, Torres et al. (2021) ont proposé une nouvelle approche qui combine l'interpolation linéaire par morceaux et l'optimisation linéaire en nombres entiers mixtes afin d'optimiser l'emplacement de solutions décentralisées à l'échelle de grands bassins de drainage urbains. Pour ce faire, deux techniques d'optimisation multi-objectifs ont été testées (Ehrgott, 2005) : i) le modèle lexicographique et ii) la méthode par somme pondérée. Cette approche a été appliquée à un secteur de Bogotá (Colombie) en vue de réduire le volume de ruissellement et la récurrence des débordements unitaires.

2.2.4 Méthodes multicritères

En plus de considérer les coûts et les performances des solutions dans le processus décisionnel, les analyses multicritères incluent une variété élargie de critères de sélection, en tenant compte des bénéfices socio-environnementaux apportés par celles-ci, tels que : la commodité, l'esthétisme, la multifonctionnalité, l'influence sur la biodiversité, la résilience climatique, l'amélioration de la qualité de l'air, la diminution de la pollution sonore et la recharge de la nappe phréatique (Chow et al., 2014; Fenner, 2017; Radinja et al., 2019).

La Figure 2.4 présente de façon schématique un outil d'aide à la décision multicritères proposé par Chow et al. (2014) afin de sélectionner des solutions de drainage durables en tenant compte des bénéfices apportés à long terme.

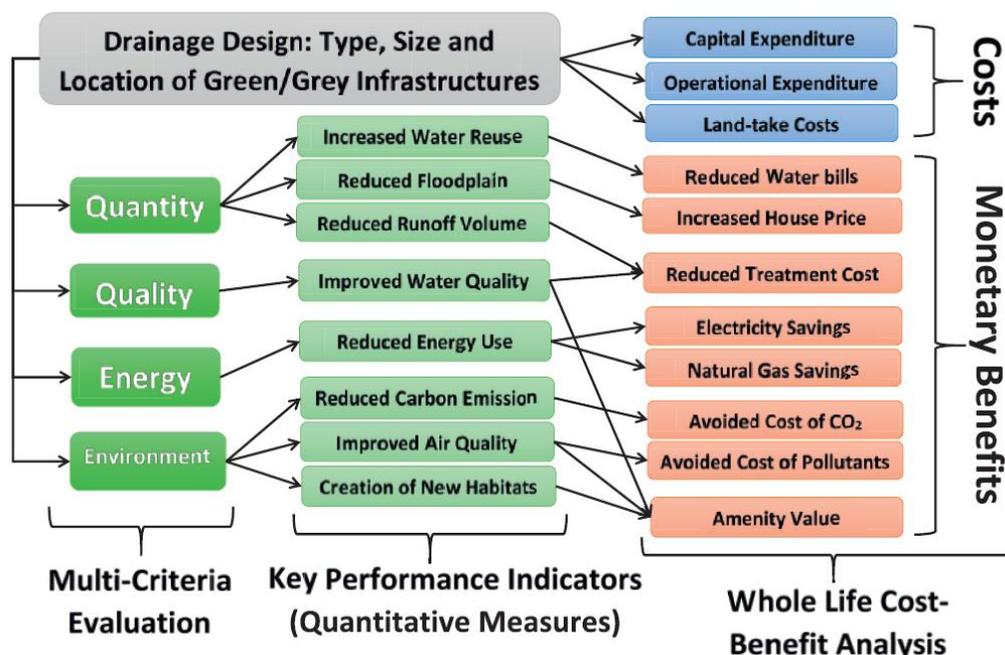


Figure 2.4 Outil d'aide à la décision pour la sélection de solutions de drainage durables (tiré de Chow et al., 2014)

Jia et al. (2013) ont développé un système de classement multicritères exhaustif pour la sélection des solutions centralisées et décentralisées basé sur trois catégories d'indicateurs de performance : i) les caractéristiques du site et son potentiel d'implantation de solutions, ii) l'efficacité de réduction du ruissellement et iii) les coûts de mise en œuvre. La catégorie ii inclut également des indicateurs liés aux bénéfices socio-environnementaux des solutions, soit le potentiel de réutilisation des eaux pluviales, la valeur écologique et l'esthétisme. Les solutions évaluées sont comparées sur la base d'un système de pointage défini pour chaque indicateur. Afin de faciliter le processus et l'analyse des résultats, ce système de classement a été implémenté dans le logiciel BMPSELEC (Jia et al., 2013). Ce système peut être utilisé comme outil de sélection préliminaire des solutions, mais peut également être employé comme méthode principale, sans optimisation subséquente.

Les paragraphes qui suivent présentent deux exemples de sélection par analyse multicritères appliquée à des bassins de drainage urbains.

Radinja et al. (2019) ont proposé une méthode qui combine un modèle hydrologique et hydraulique (SWMM) avec une approche multicritères pondérée pour orienter le choix de solutions centralisées et décentralisées. Cette méthode a été appliquée à un bassin urbain de Gérone (Espagne) en vue de réduire les volumes de débordements unitaires. L'étude a permis de comparer sept scénarios d'implantation, impliquant des combinaisons diverses de toitures vertes, de tranchées d'infiltration, de bassin d'infiltration et de bassin de rétention. Cette approche a pris en compte les critères suivants : la performance des solutions (réduction du volume débordé par unité de surface et par unité de coûts investis), les coûts d'entretien et la faisabilité en matière de propriété foncière ainsi que des bénéfices additionnels, tels l'influence sur la biodiversité. En considérant l'ensemble de ces critères, cette méthode a permis de classer en première position le scénario comportant des bassins d'infiltration; le scénario comportant des bassins de rétention a été classé en dernière position.

Dans une optique d'adaptation aux changements climatiques (horizon 2070), Kapetas et Fenner (2020) ont suggéré une méthode de comparaison de scénarios impliquant une mixité de solutions bleues-vertes et grises afin de pallier les problèmes d'inondations de surface actuels et futurs en milieu urbain. Cette méthode combine l'utilisation d'un modèle hydrologique et hydraulique (SWMM), un système d'information géographique (*SuDS Opportunity Mapping Tool*) (Greater London Authority, 2018) et l'outil B&EST (*Benefits Evaluation of SuDS Tool*) (Horton et al., 2019) afin d'évaluer et de quantifier les coûts associés aux avantages multiples des solutions bleues-vertes. Les scénarios sont comparés sur la base de leur performance hydraulique et des coûts ainsi que sur la flexibilité de mise en œuvre et les avantages socio-environnementaux, soit la multifonctionnalité, la recharge de la nappe phréatique et l'amélioration de la qualité de l'air. Cette méthode, divisée en six étapes (Figure 2.5), a été appliquée à un quartier résidentiel de Londres présentant des risques élevés d'inondations de surface. L'étude a permis d'évaluer la combinaison de quatre types de solutions bleues-vertes et grises : i) les biorétentions, ii) le pavage perméable, iii) l'augmentation du diamètre des conduites et iv) la rétention.

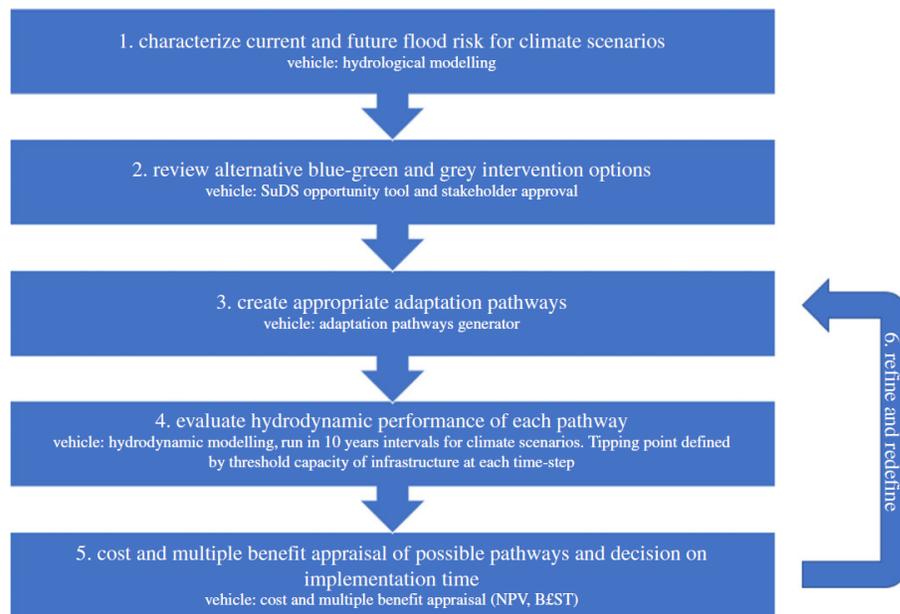


Figure 2.5 Étape de la méthodologie proposée pour la sélection de solutions afin de pallier les problèmes d'inondations de surface actuels et futurs en milieu urbain (tiré de Kapetas et Fenner, 2020)

3 Outils et méthodes

3.1 Description de la méthodologie développée

La méthodologie développée aux fins de l'étude est présentée de façon globale à la Figure 3.1. Cette méthodologie comporte neuf étapes principales. Les étapes 1 à 6 intègrent une collecte de données sur le site à l'étude, la préparation d'un modèle de référence ainsi qu'un diagnostic de la problématique observée. Les étapes 7 à 9 concernent la sélection, l'évaluation ainsi que le choix final des solutions à mettre en place. Cette méthodologie s'applique aux solutions dites « actives structurales » et intègre une mixité de solutions décentralisées (infrastructures vertes et grises) ainsi que des solutions dites « de grande envergure », qui incluent la séparation du réseau unitaire, la rétention et la redirection des apports pluviaux. Le principe de sélection appliqué est principalement basé sur la compréhension des causes engendrant les problématiques sur le réseau.

Le détail de chacune des étapes est donné aux Figures 3.2 à 3.7. Certaines sous-étapes de la méthodologie (encadrées en bleu aux Figures 3.4, 3.5 et 3.7) sont présentées sous forme d'organigramme décisionnel aux Figures 3.8 et 3.9. Il s'agit de la calibration du modèle et de la méthodologie de simulation.

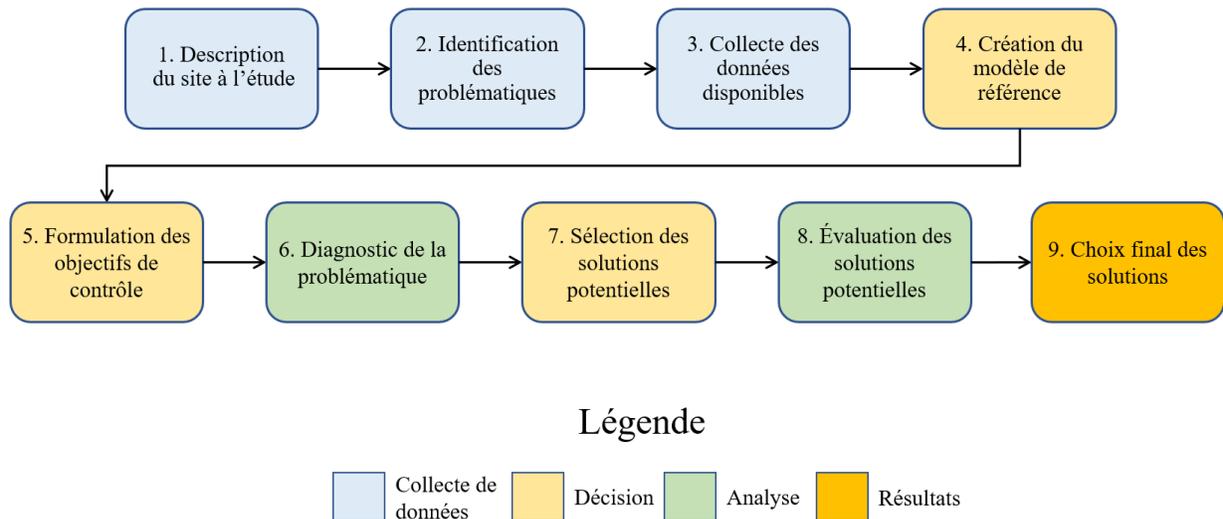


Figure 3.1 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 1 à 9

Les paragraphes suivants décrivent sommairement les neuf étapes de la méthodologie.

3.1.1 Description du site à l'étude

Cette première étape (Figure 3.2) vise à établir des connaissances générales sur le site à l'étude, soit l'occupation du sol (milieu urbain dense, milieu nouvellement développé, etc.), la délimitation du bassin de drainage considéré, le type de réseau en place (unitaire, séparatif ou pseudo-séparatif), le cheminement des eaux (surverse, stations de pompage et station d'épuration) ainsi que le milieu récepteur.

3.1.2 Identification des problématiques

La deuxième étape (Figure 3.2) porte sur l'historique des problématiques observées, soit le type de problématique en présence (débordement ou surcharge), les secteurs impactés (rues locales, en réseau ou aux points de surverse), leur ampleur (durée, coûts socio-économiques engendrés et impacts environnementaux) et leur récurrence (historique des problématiques). Cette collecte d'information permet de cibler les problématiques devant faire l'objet d'un contrôle, lesquelles peuvent entraîner des coûts socio-économiques ou environnementaux importants.

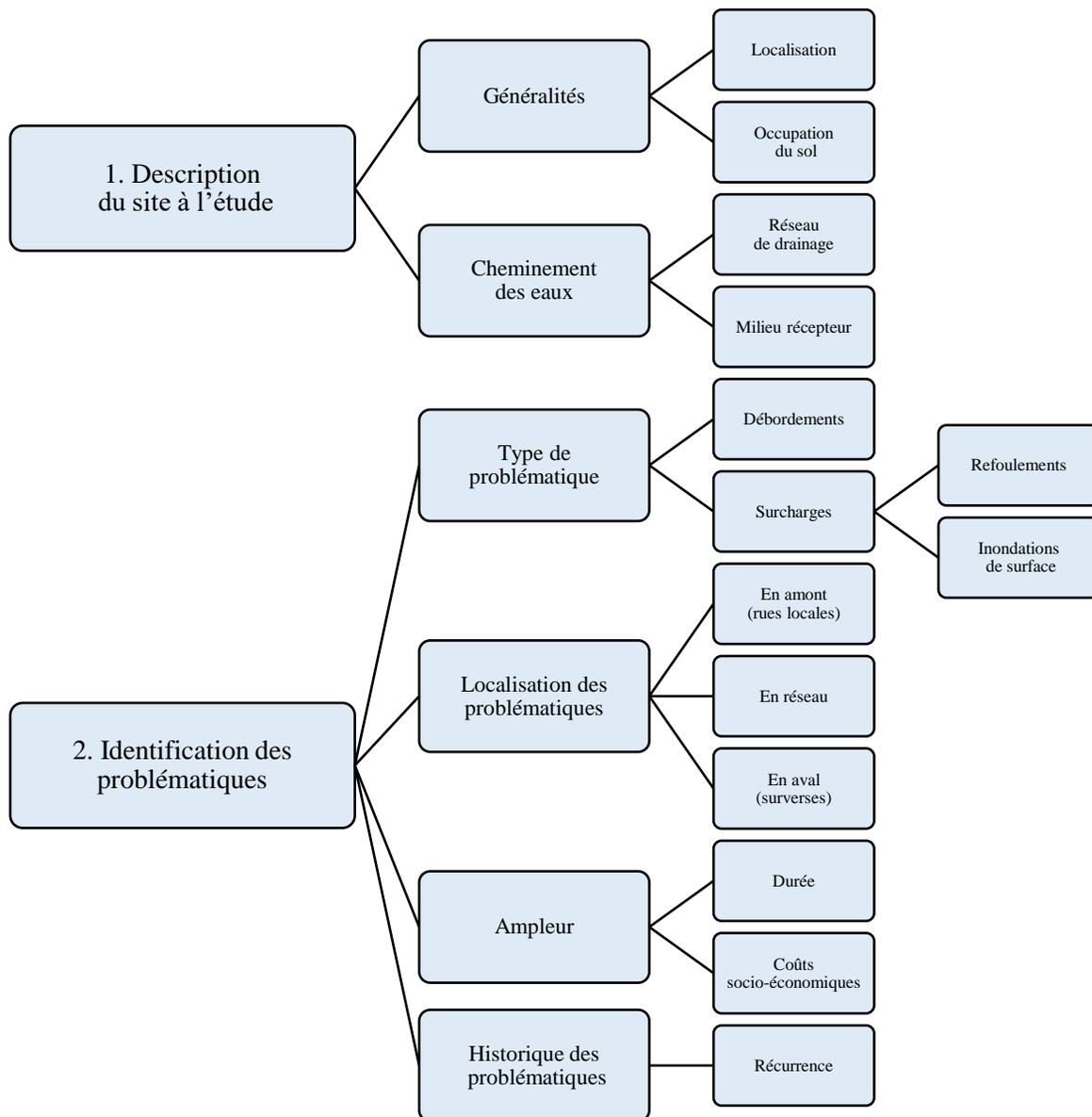


Figure 3.2 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 1 et 2

3.1.3 Collecte des données disponibles

La troisième étape (Figure 3.3) concerne la collecte des données nécessaires à la création d'un modèle de drainage du site à l'étude. Les données collectées permettent de faire un choix éclairé quant aux paramètres à utiliser pour représenter adéquatement les comportements hydrologique et hydraulique du site.

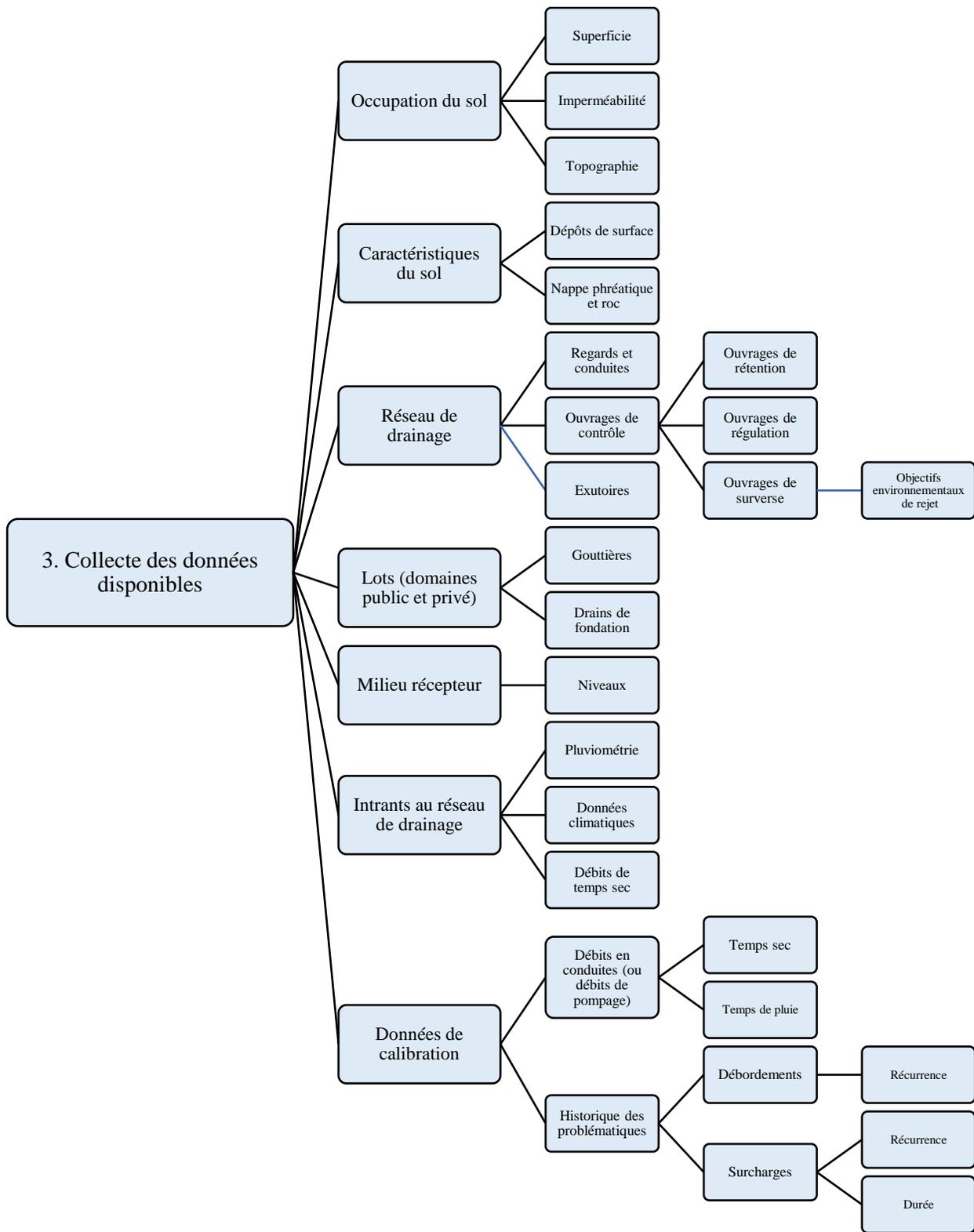


Figure 3.3 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 3

3.1.4 Création du modèle de référence

La quatrième étape (Figure 3.4) consiste à produire un modèle de drainage du site à partir des données collectées précédemment, ce qui implique l'intégration des nœuds et conduites, des ouvrages de contrôle, des exutoires, des sous-bassins et des intrants (pluviométrie, données climatiques et débits de temps sec). Les hypothèses posées à chaque sous-étape de la création du modèle sont exposées. Le modèle fait également l'objet d'un ajustement à partir des données de calibration disponibles (mesures de débits en conduites, historique des débordements et historiques des surcharges). À cette étape, le modèle obtenu est un modèle hydrologique et hydraulique calibré permettant de comprendre l'hydraulique du site dans les conditions existantes, d'effectuer un diagnostic des problématiques (étape 6) et d'évaluer les solutions potentielles (étape 8). Par ailleurs, les perspectives d'amélioration de la précision du modèle, les données manquantes ainsi que les lacunes engendrées par le manque de données sont discutées.

3.1.5 Formulation des objectifs de contrôle

La cinquième étape (Figure 3.4) définit les objectifs de contrôle pour chaque problématique observée, soit les débordements ainsi que les surcharges, qui peuvent se traduire en refoulement et inondation de surface. En ce qui concerne les débordements, les objectifs de contrôle doivent prévoir un respect des objectifs environnementaux de rejet (OER) ou, dans le cas où les OER sont déjà respectés, un non-dépassement de la récurrence actuelle des débordements. Pour les surcharges, les refoulements et les inondations de surface, les objectifs de contrôle doivent prévoir une réduction de l'ampleur (durée et volume) et de la récurrence des problématiques engendrant des coûts socio-économiques importants.

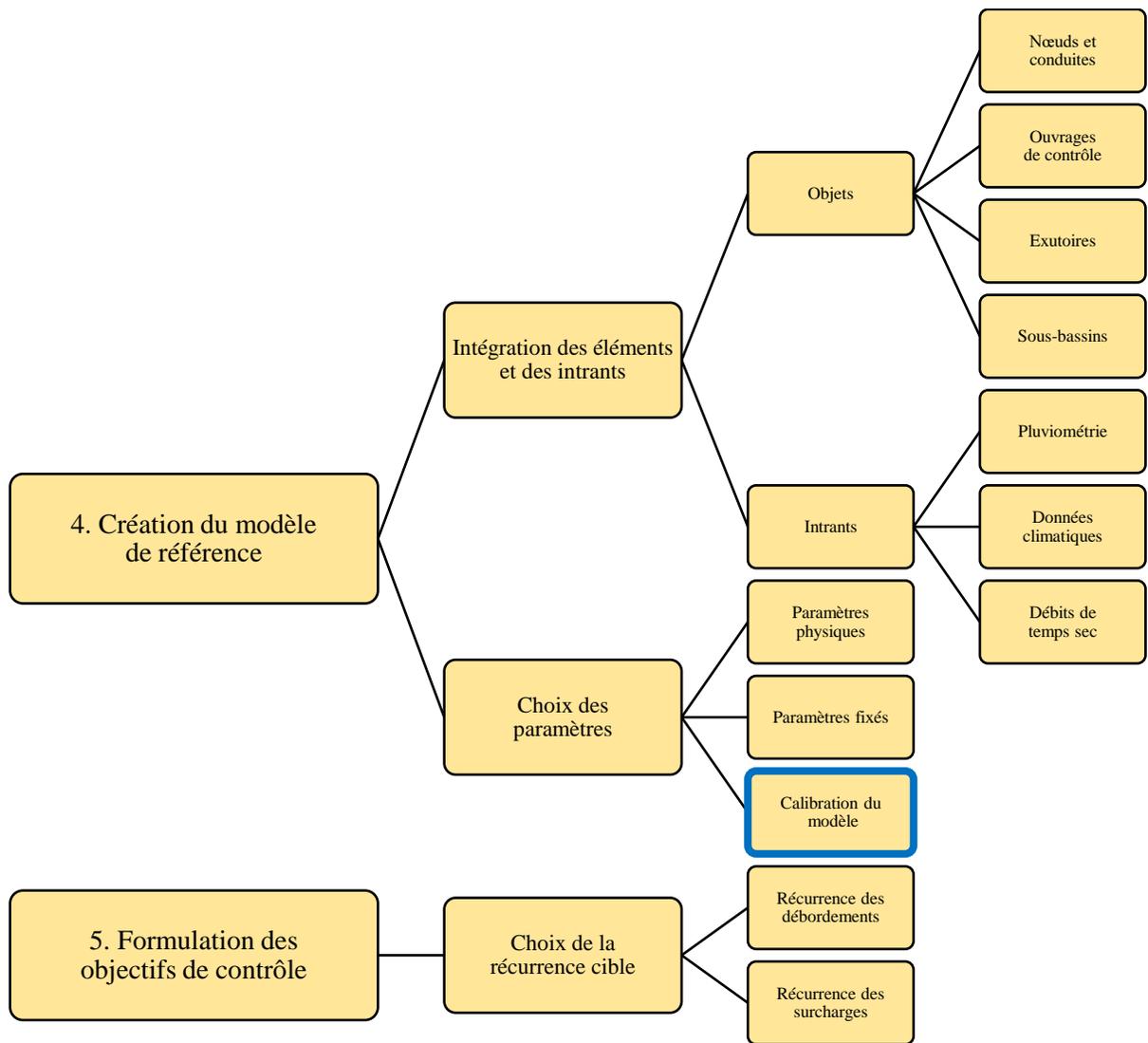


Figure 3.4 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étapes 4 et 5 (le cadre en bleu réfère à l’organigramme de la Figure 3.8)

3.1.6 Diagnostic de la problématique

La sixième étape (Figure 3.5) dresse une liste des causes potentielles pouvant être à l’origine des problématiques observées. En premier lieu, il s’agit de dresser un portrait des éléments présents sur le réseau pouvant avoir une incidence sur les performances hydrauliques de celui-ci; un certain nombre d’éléments possibles sont énumérés à la Figure 3.5, à titre d’exemples. Par la suite, une analyse comparative de plusieurs scénarios est réalisée afin de déterminer l’impact de ces éléments sur l’ampleur et la récurrence des problématiques. Un certain nombre de scénarios possibles sont également énumérés à la Figure 3.5, à titre d’exemples. Pour l’analyse comparative, un choix des indicateurs de performance, des points d’observation et de la méthodologie de simulation doit être effectué. Les indicateurs de performance sont fixés en fonction des objectifs de contrôle formulés à l’étape 5. Les points d’observation sont des emplacements sélectionnés sur le réseau (regards ou points de surverse) où les résultats de simulation sont

comptabilisés afin de quantifier les indicateurs de performance et de les comparer aux objectifs de contrôle. Les détails de la méthodologie de simulation sont présentés à la Figure 3.9.

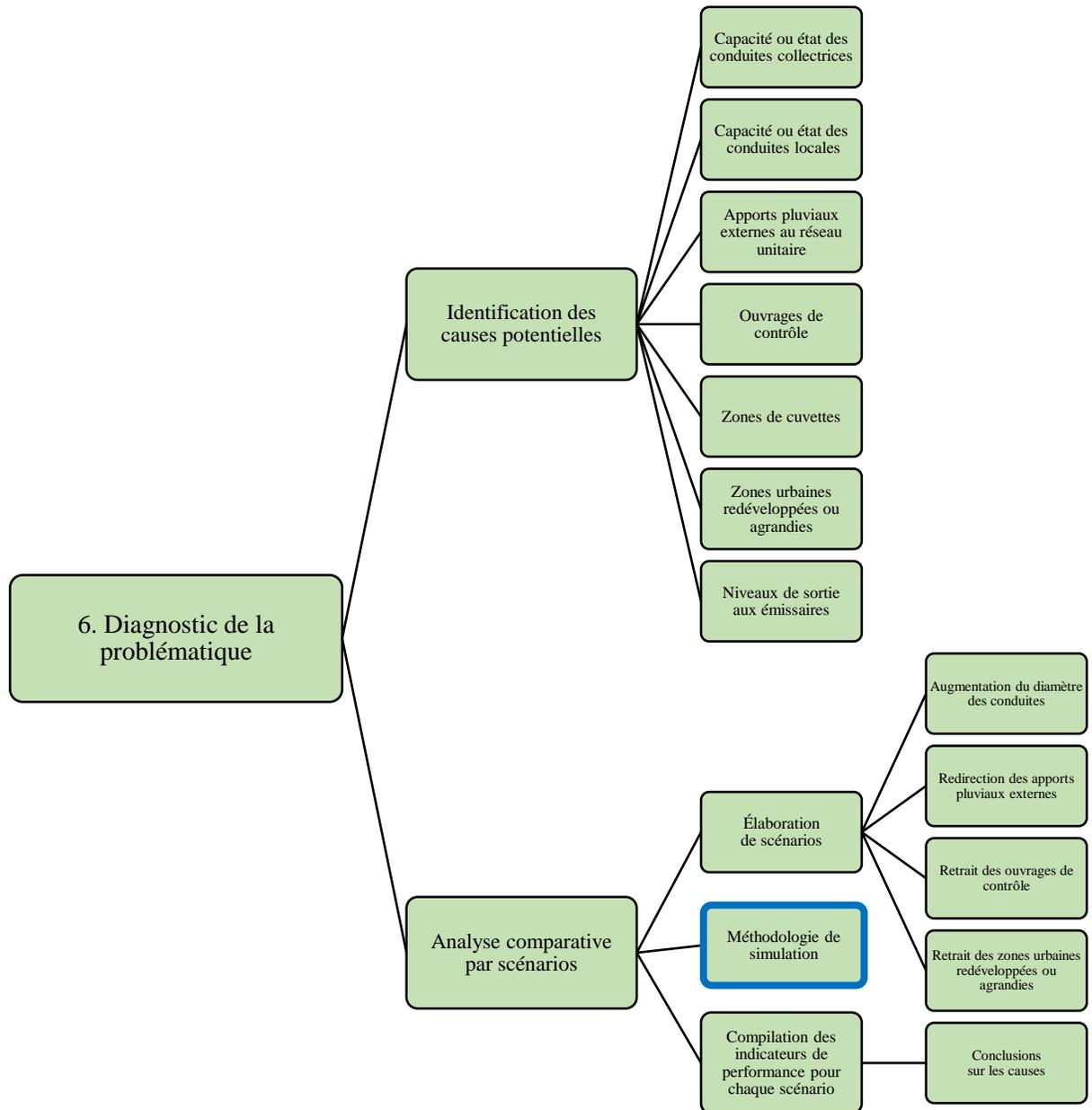


Figure 3.5 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 6 (le cadre en bleu réfère à l'organigramme de la Figure 3.9)

3.1.7 Sélection des solutions potentielles

La septième étape (Figure 3.6) consiste à sélectionner les solutions de contrôle à mettre en place afin d'atténuer les problématiques rencontrées. Ces solutions, dites « actives structurales », se divisent en deux catégories : i) les solutions de grande envergure, qui ont des impacts à l'échelle du réseau (séparation du réseau unitaire, rétention et redirection des apports pluviaux) et ii) les solutions de contrôle à la source, qui apportent des bénéfices à l'échelle du réseau et à l'échelle locale (infrastructures grises et infrastructures vertes). Le choix des solutions potentielles se base sur de nombreux critères techniques propres au site à l'étude, tels que les besoins spécifiques du site (secteurs priorités, projets spécifiques, projets non envisagés, etc.), les contraintes physiques et spatiales du site (propriétés du sol et espace disponible), les problématiques identifiées à l'étape 6 et les emplacements vulnérables (identifiés à l'étape 2).

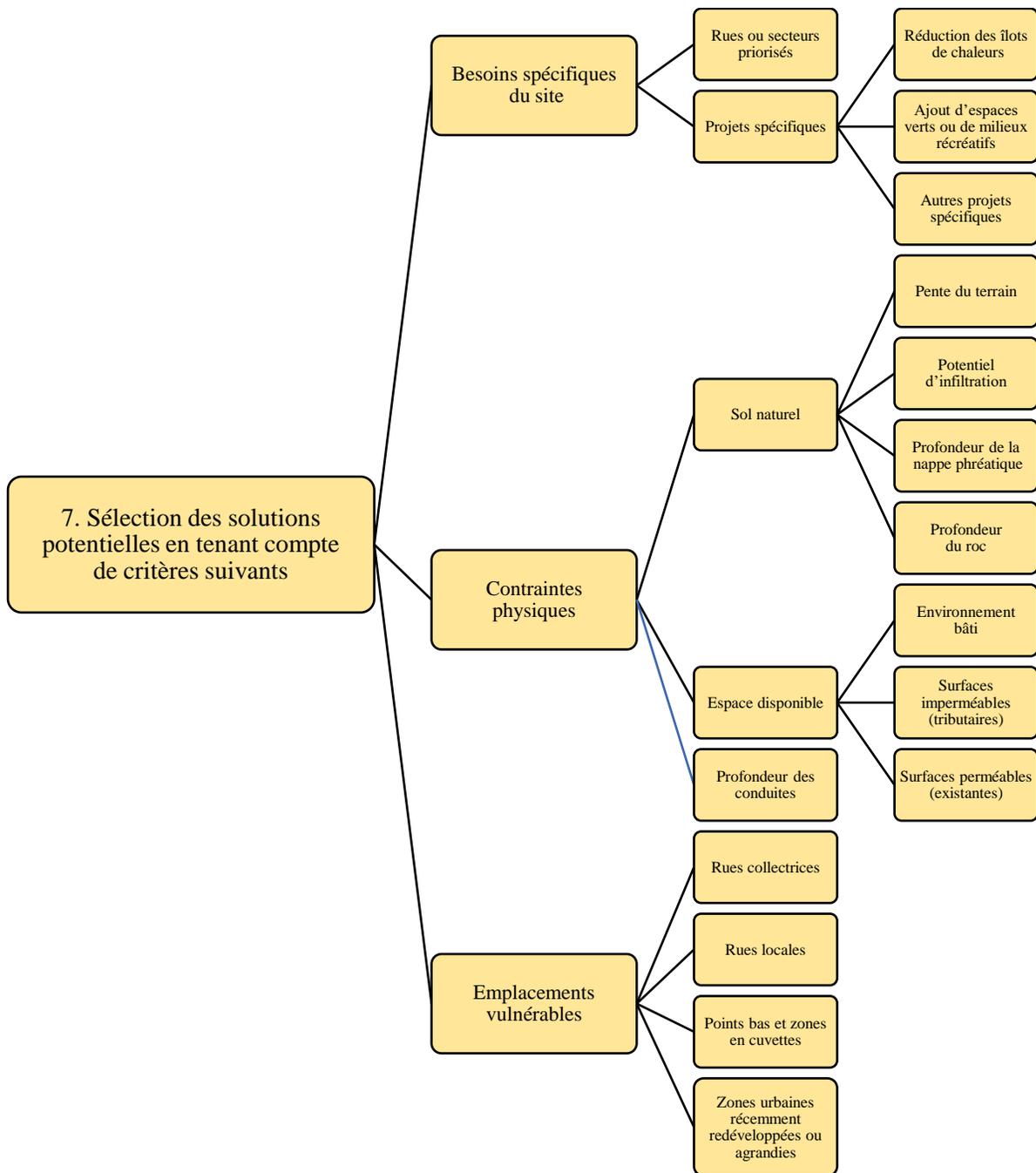


Figure 3.6 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire – Étape 7

3.1.8 Évaluation des solutions potentielles

La huitième étape (Figure 3.7) évalue dans quelle mesure les solutions retenues permettent de rencontrer les objectifs de contrôle définis à l'étape 5. Ces solutions sont évaluées par une analyse comparative de plusieurs scénarios, en reprenant les indicateurs de performance, les points d'observation et la méthodologie de simulation définis à l'étape 6.

3.1.9 Choix final des solutions

La dernière étape (Figure 3.7) compare les indicateurs de performance obtenus pour chaque scénario et tire des conclusions quant aux solutions les plus avantageuses à mettre en place sur le site à l'étude.

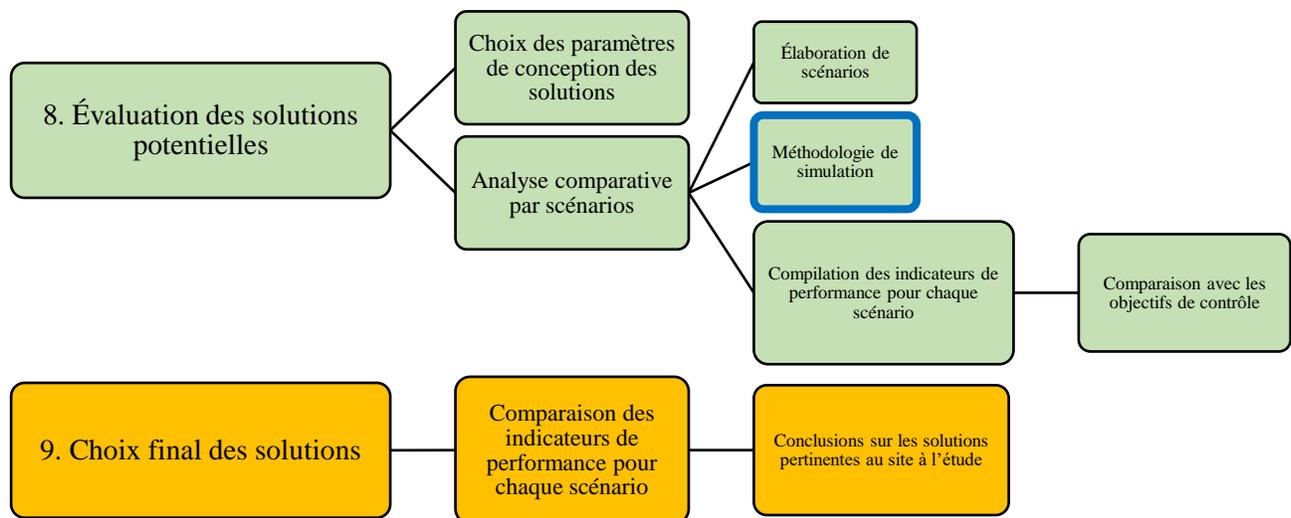


Figure 3.7 Méthodologie pour la sélection de solutions en réseau unitaire - Étapes 8 et 9 (le cadre en bleu réfère à l'organigramme de la Figure 3.9)

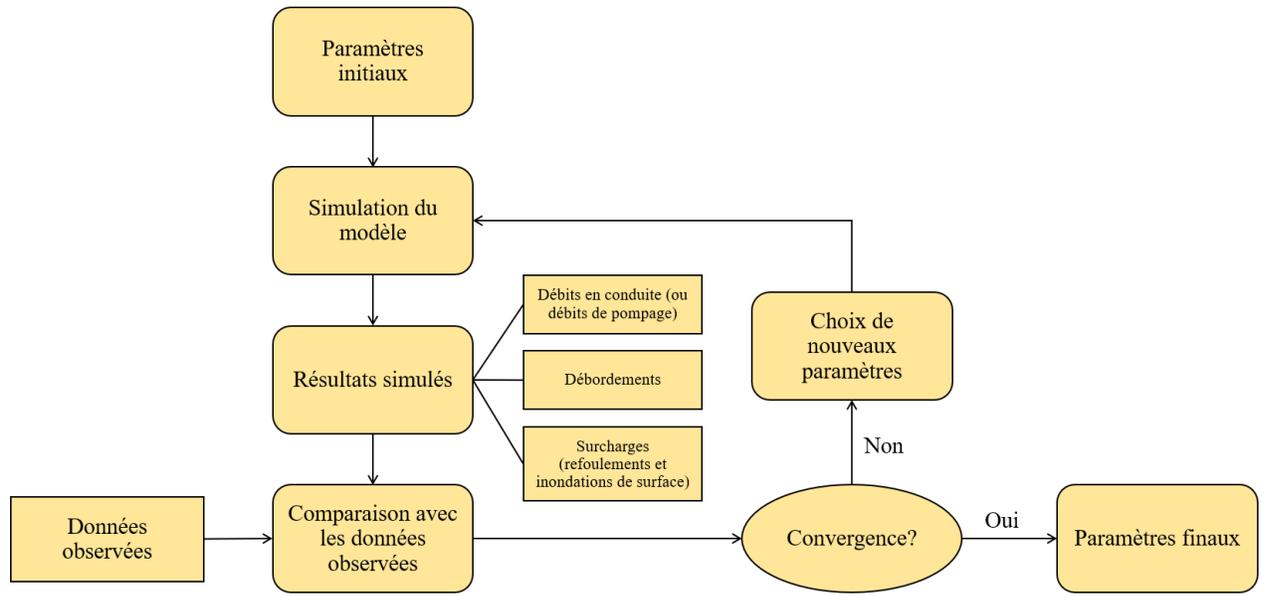


Figure 3.8 Méthodologie pour la calibration du modèle

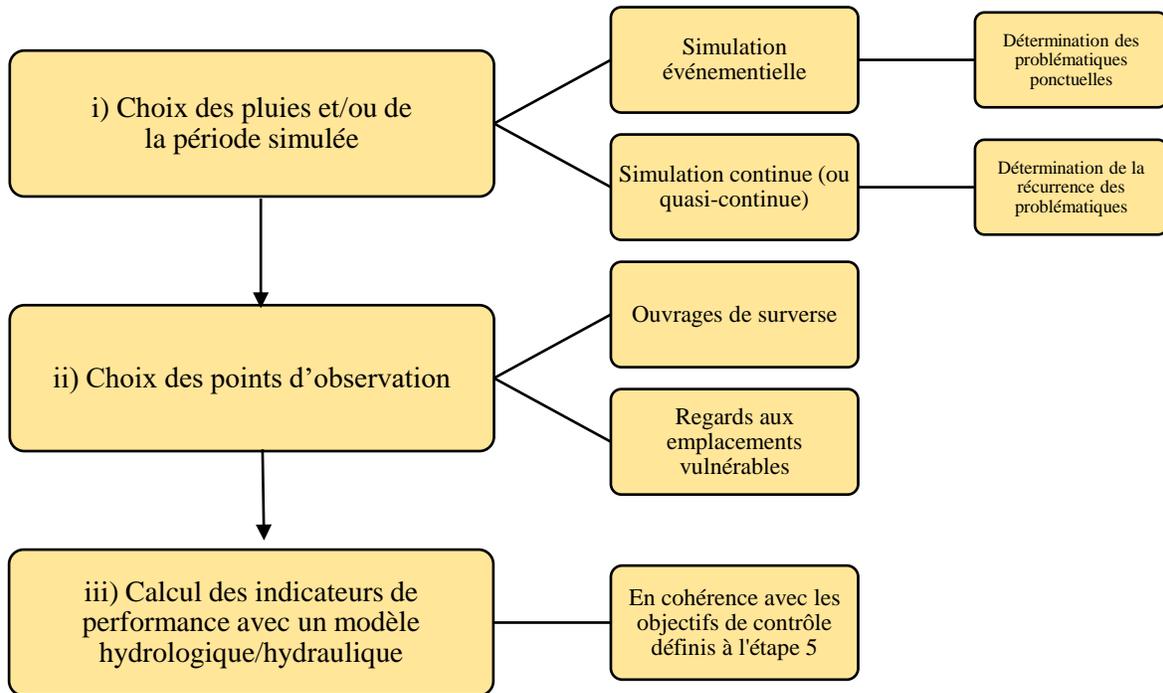


Figure 3.9 Méthodologie pour la simulation

La méthodologie développée dans le cadre de ce projet a été appliquée au cas du bassin d'Argenson, à Repentigny, lequel fait régulièrement face à des problèmes de refoulement et d'inondation de surface, en particulier au niveau des rues les plus en amont. Les sections 3.2 à 1.1 présentent de façon détaillée les neuf étapes de la méthodologie appliquées au bassin d'Argenson.

3.2 Description du site à l'étude

3.2.1 Généralités

Le bassin de drainage étudié est un secteur urbain de 125,3 ha situé dans le sud-ouest de Repentigny, à proximité du fleuve St-Laurent (Figure 3.10).



Figure 3.10 Localisation et superficie du secteur à l'étude - Bassins d'Argenson et contributoire

Ce secteur est délimité au nord par l'autoroute Félix-Leclerc, au sud par la rue Notre-Dame et le parc St-Laurent, à l'est par les rues Fiset, Marchand et Robert-Lussier et à l'ouest par les rues de Gaulle, Bourbon et Rupert (voir les détails à la Figure 7.1 à l'Annexe A). Il comporte 58 rues, totalisant 20 km de voirie. Les axes principaux sont les boulevards d'Argenson, de la Rochelle et Iberville ainsi que la rue Cherrier. Le secteur est majoritairement unifamilial et comporte quelques commerces, institutions et services municipaux autour des axes principaux. Le degré d'imperméabilisation du secteur est évalué à 41,6 % (voir section 3.4.1.1). Les principales surfaces imperméables sont les toitures, les aires de stationnement ainsi que la voirie. Les espaces verts publics (terre-pleins, ronds-points ou parcs) représentent seulement 1 % de la superficie totale. Le secteur comporte un total de 19 km de conduites, incluant les divers tronçons pluviaux, pseudo-sanitaires et unitaires du réseau.

3.2.2 Réseau de drainage

Le secteur à l'étude est divisé en deux zones distinctes : le bassin d'Argenson et les surfaces tributaires au bassin d'Argenson, appelées « bassin contributoire » (Figure 3.10). Ces deux bassins sont décrits aux paragraphes qui suivent. À noter que pour les sections et les chapitres qui suivent, l'expression « secteur à l'étude » réfèrera toujours à la combinaison des bassins d'Argenson et contributoire dans les sections suivantes.

3.2.3 Bassin d'Argenson

Le bassin d'Argenson a une superficie de 38,5 ha et est drainé majoritairement par un réseau unitaire. Il est délimité par les rues Martigny au nord, Notre-Dame au sud, Rupert à l'est et Cherrier à l'ouest. Ce bassin constitue un des plus vieux secteurs de la ville. Les conduites unitaires ont été installées entre 1957 et 1963, à l'exception de celles sur les rues Jean-Jallot, Lanoue et Rupert, qui ont fait l'objet de travaux de pseudo-séparation entre 2005 et 2014 dans le cadre du Programme d'infrastructures Québec-Municipalités (PIQM). Le réseau du bassin d'Argenson comporte un total de 7,7 km de conduites, incluant les conduites pluviales, pseudo-sanitaires et unitaires (voir Tableau 3.5).

Lors de la construction des rues sur le bassin d'Argenson, les eaux pluviales étaient initialement drainées par des fossés et le réseau unitaire servait uniquement à collecter les eaux sanitaires. Par la suite, les fossés ont été fermés et les conduites ont été converties en conduites unitaires.

3.2.4 Bassin contributoire

Le bassin contributoire a une superficie de 86,8 ha et est entièrement drainé par un réseau pseudo-séparé. Il est délimité par l'autoroute Félix-Leclerc au nord, par la rue Notre-Dame au sud, par les rues Fiset, Marchand et Robert-Lussier à l'est et par les rues de Gaulle et Bourbon à l'ouest. Les conduites ont été installées entre 1966 à 1977, soit quelques années après celles du bassin d'Argenson.

Seules les eaux pluviales des lots publics (voirie et stationnement) ainsi que les eaux pluviales des lots privés dirigées vers les rues du bassin contributoire sont tributaires au bassin d'Argenson. Les eaux pluviales captées sur les lots privés (drains de fondation et drains de toits plats) sont dirigées, via les conduites pseudo-sanitaires, vers le collecteur Cherrier (900 mm) qui est entièrement indépendant du secteur à l'étude. Les eaux pluviales sont acheminées au bassin d'Argenson en trois points d'entrée indépendants (Figure 3.11) : le point d'entrée #1, situé au nord de la rue Leber (600 mm) et les points d'entrée #2 et #3, situés à l'extrémité est du boulevard Iberville (1050 mm chacune). Les points d'entrée #2 et #3 sont les apports principaux (superficies drainées de 32,7 et 51,4 ha respectivement). Le bassin contributoire comporte au total 11,3 km de conduites pluviales.



Figure 3.11 Points d'entrée pluviaux du bassin contributoire : #1 – rue Leber (bleu), #2 – Boul. Iberville (vert) et #3 – Boul. Iberville (orange)

3.2.5 Cheminement des eaux

La totalité des eaux du secteur à l'étude, qui inclut les eaux unitaires du bassin d'Argenson ainsi que les eaux pluviales des lots publics du bassin contributoire, est dirigée vers le collecteur d'Argenson (1500 mm), qui est un exutoire unique raccordé à l'intercepteur Notre-Dame (600 mm). L'intercepteur Notre-Dame achemine les eaux collectées (non débordées) vers la station de pompage St-Laurent, qui les refoule ensuite vers la Station d'épuration du parc de l'Île-Lebel par une conduite de 500 mm. La portion des eaux non acheminée à l'intercepteur Notre-Dame est déversée vers le milieu récepteur (fleuve St-Laurent) à la surverse Parc St-Laurent (Figure 3.12).



Figure 3.12 Cheminement des eaux sur le secteur à l'étude

3.3 Identification des problématiques

Des surcharges sur les réseaux unitaire et pluvial ont été observées à plusieurs reprises sur le secteur à l'étude entre 2004 et 2020 lors de certains événements pluvieux. Parmi ces événements, certains de faible récurrence ont entraîné de nombreux problèmes de refoulement et d'inondation de surface sur les rues locales du secteur, en particulier l'événement exceptionnel survenu le 11 août 2012 (décrit à la section 3.3.3).

3.3.1 Débordements

Les débordements observés à la surverse Parc St-Laurent montrent que les débits acheminés au collecteur d'Argenson dépassent parfois le débit maximal régulé vers l'intercepteur Notre-Dame. Ces débordements s'élèvent à une moyenne de 5,3 par année entre le 1^{er} juin et le 30 septembre pour les années 2017 à 2019. Puisque les OER (fixés à un maximum de 12 débordements entre le 1^{er} juin et le 30 septembre de chaque année) sont respectés à cet ouvrage, les débordements à la surverse Parc St-Laurent ne font pas l'objet de préoccupation à la Ville.

3.3.2 Surcharges, refoulements et inondations de surface

De 2004 à 2020, plusieurs rues du secteur ont fréquemment été touchées par des problèmes de surcharge. Dans certains cas, ces surcharges ont entraîné des refoulements et des inondations de surface, affectant ainsi les sous-sols des résidences (entrée d'eau par les unités de plomberie, par les drains de plancher, par les fondations ou par les garages en contre pente). De telles conséquences ont entraîné des répercussions économiques et sociales non négligeables pour les propriétaires et pour la Ville. La Figure 3.13 montre l'emplacement des résidences du secteur touchées lors de quatre événements pluvieux récents entre 2012

et 2019. On constate sur cette figure que les surcharges affectent généralement les rues locales situées les plus en amont sur le réseau. Pour le bassin d'Argenson, il s'agit principalement des rues Jean-Jallot, Leroy, Longueuil, Marin, Place Châteauguay, Prince et Rupert. Pour le bassin contributoire, il s'agit principalement des rues François-Grenier, Frontenac, Joly, Martin et Vimy.



Figure 3.13 Emplacement des résidences touchées par les surcharges lors de quatre événements pluvieux récents (le chiffre entre parenthèses à côté de la date indique le nombre de résidences touchées lors de cet événement)

Le Tableau 3.1 présente le nombre de résidences touchées sur les bassins d'Argenson et contributoire lors de ces quatre événements. Ce nombre correspond seulement au nombre de cas où les refoulements ou les infiltrations d'eau dans les sous-sols ont été rapportés à la Ville; le nombre réel de cas peut être supérieur. Aucune donnée n'est disponible quant à l'ampleur (coûts socio-économiques) ou à la durée des refoulements et des inondations de surface liés à ces quatre événements.

Tableau 3.1 Nombre de résidences touchées sur les bassins d'Argenson et contributoire lors de quatre événements pluvieux récents

Événements pluvieux						Nombre de résidences touchées	
Date de l'événement	Hauteur totale (mm)	Durée totale (heures)	Intensité maximale (mm/h)	Durée associée à l'intensité maximale (min)	Période de retour (années)	Bassin d'Argenson	Bassin contributoire
11 août 2012	69,0	8,3	91,0	30	> 100	52	55
4 avril 2017	36,0	32,7	6,8	60	< 2	3	6
25 juillet 2018	50,3	12,3	39,4	60	50	17	1
11 juillet 2019	23,9	3,6	36,1	30	< 5	4	0

Certaines résidences ont été touchées à plus d'une reprise lors de ces quatre événements. Ainsi, certains points montrés sur la Figure 3.13 sont les mêmes pour plus d'une date. La Figure 3.14 présente le nombre de fois où chaque résidence a été touchée par ces quatre événements (1 fois, 2 fois ou 3 fois). On constate sur cette figure que les rues les plus fréquemment affectées par les surcharges sont les rues Longueuil et Marin.

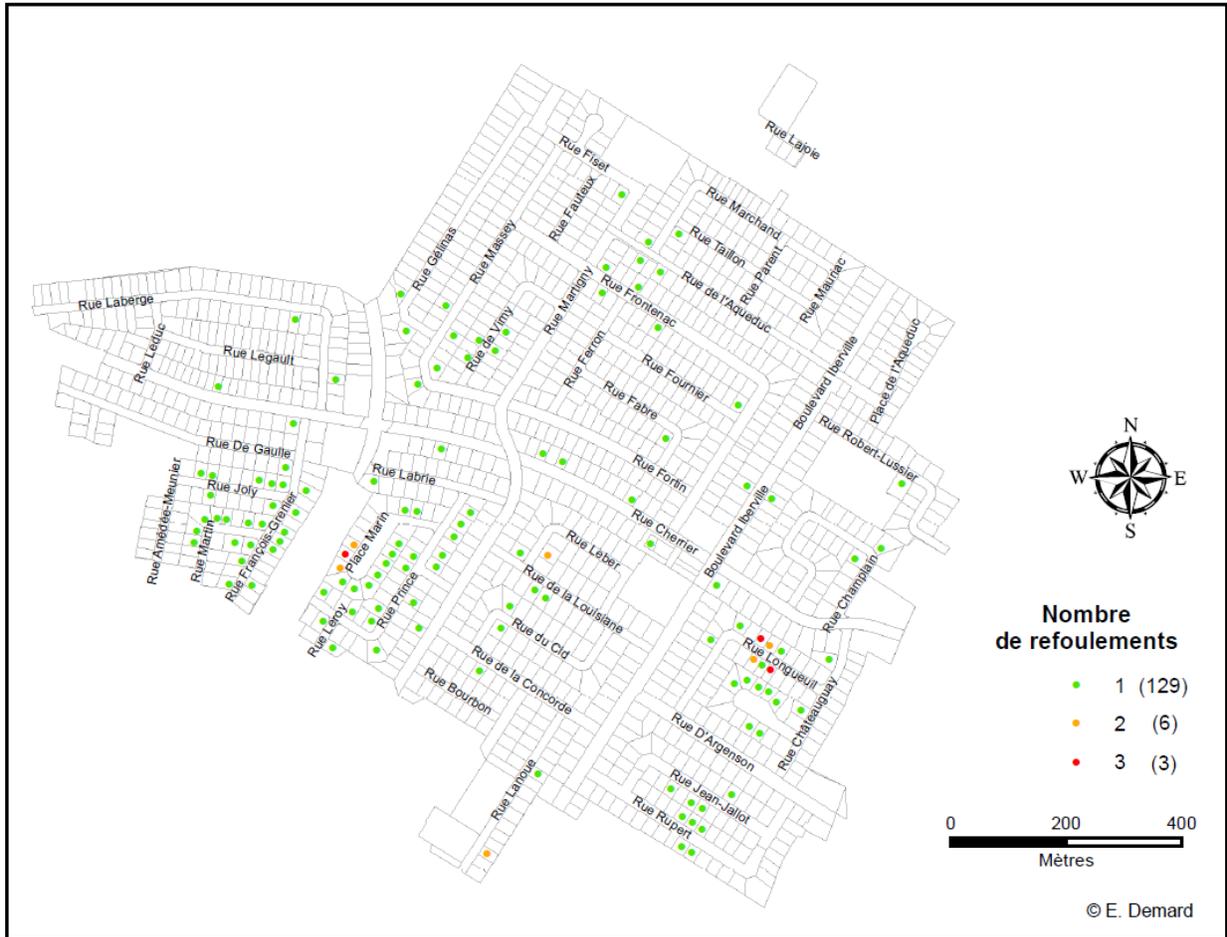


Figure 3.14 Nombre de fois où chaque résidence a été touchée lors des quatre événements pluvieux récents (nombre de résidences affectées 1, 2 ou 3 fois entre parenthèses)

Pour le bassin contributif (en réseau pseudo-séparé), il est important de préciser que les inondations de surface sont provoquées par une surcharge des conduites pluviales (tributaires du collecteur d'Argenson), alors que les refoulements dans les résidences sont provoqués par une surcharge des conduites pseudo-sanitaires, tributaires du collecteur Cherrier, qui est entièrement indépendant du secteur à l'étude.

L'installation d'un clapet antiretour sur l'entrée de service des propriétés est obligatoire à Repentigny depuis 1961. Selon la réglementation de la Ville (règlement de construction no. 439), ces clapets doivent demeurer accessibles et fonctionnels en tout temps et la Ville est exemptée de toute responsabilité des dommages subis à une résidence advenant le cas contraire (Ville de Repentigny, 2017). Lors des événements récents, il est possible que les clapets installés aient été dysfonctionnels sur certaines

résidences. De plus, malgré la présence de clapets fonctionnels, les sous-sols de certaines résidences ont pu être affectés par les inondations de surface.

Par ailleurs, aucun ouvrage de contrôle (bassin de rétention, bassin souterrain, pratiques de gestion optimales, contrôle en temps réel, etc.) visant à réduire les débits de ruissellement acheminés au réseau ou à atténuer les impacts engendrés par les problématiques de surcharge n'est présent sur le secteur, ni sur le domaine public ni sur les lots privés.

3.3.3 Événement du 11 août 2012

L'événement exceptionnel du 11 août 2012 a entraîné des problématiques importantes sur le réseau en de nombreux points de la ville. Un total de 735 cas de résidences affectées par les refoulements ou les inondations de surface a été signalé, dont 107 se trouvant sur les bassins d'Argenson et contributoire. Le secteur a reçu un total de 81 mm de pluie en 30,2 h, réparti sur deux événements : un premier de 12 mm d'une durée de 12,9 h et un second de 69 mm d'une durée de 8,3 h (Figure 3.15). La durée inter-événements s'est élevée à 540 minutes (9 heures). Le second événement a été caractérisé par trois pointes successives, dont la seconde a été la plus importante.

Le premier événement ainsi que la première pointe du second événement ont contribué à saturer les sols et à surcharger le réseau. La seconde pointe du second événement a engendré des refoulements et des inondations de surface.

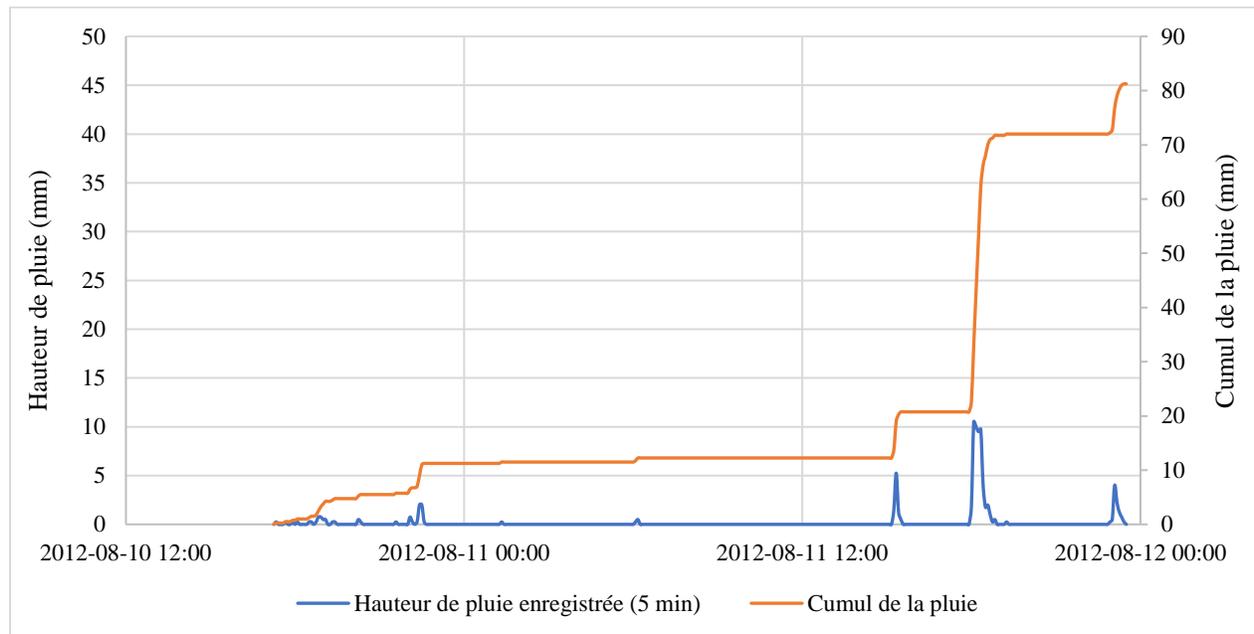


Figure 3.15 Hauteur et cumul de la pluie reçue sur le secteur lors des événements des 10 et 11 août 2012 (pluviomètre OBXL 1131, situé à 7,8 km du site à l'étude)

La Figure 3.16 présente les courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de la station météorologique de l'Assomption (7014160) ainsi que les intensités maximales sur 10, 15, 30, 60, 120 et 360 minutes et l'intensité moyenne associées au deuxième événement du 11 août 2012 (69 mm tombés en 8,3 h). La station de l'Assomption est située à 9,5 km du secteur à l'étude et les courbes IDF se basent sur un historique de 30 années. Sur cette figure, on constate que les intensités maximales sur 15, 30 et 60 minutes de l'événement

du 11 août 2012 dépassent la récurrence de 100 ans et que l'intensité maximale sur 360 minutes est associée à une récurrence de 20 ans.

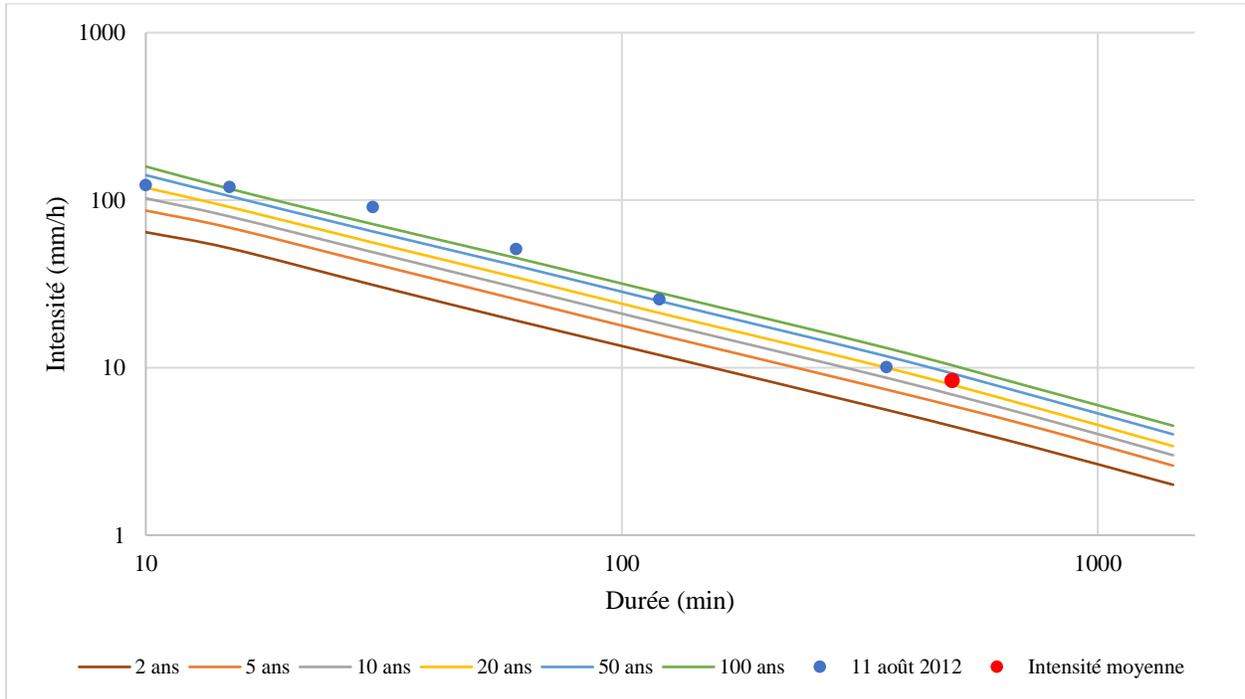


Figure 3.16 Courbes IDF de la station de l'Assomption (7014160), intensités maximales sur 10, 15, 30, 60, 120 et 360 minutes et intensité moyenne du deuxième événement du 11 août 2012

3.4 Collecte des données disponibles

Les Tableaux 3.2 et 3.3 présentent l'ensemble des données collectées pour la préparation du modèle de drainage. Certaines données ont été fournies par la Ville de Repentigny (Tableau 3.2) et d'autres proviennent de sources externes (Tableau 3.3).

Tableau 3.2 Résumé des données fournies par la Ville de Repentigny

Données	Période couverte (ou année)	Informations disponibles	Source
Campagne de mesures de débit	2018	– Mesures en continu du débit sur des conduites unitaires (19 juillet au 16 août 2018)	Avizo Experts-Conseils
Historique des plaintes liées aux refoulements et inondations de surface	2010 – 2020	– Rue et # civique – Objet de la plainte/ réclamation	Ville de Repentigny (Travaux publics)
Jeux de données géoréférencées	2017-2020	– Occupation du sol (toitures, stationnements, voirie et parcs) – Emplacement des ouvrages (postes de pompage, surverses et Station d'épuration)	Ville de Repentigny (Division géomatique et système d'information)
Plan d'intervention	2015	– Position des regards – Type de réseau (unitaire, pseudo-sanitaire ou pluvial) – Diamètre, longueur, matériau et année des conduites	Ville de Repentigny (Division géomatique et système d'information)
Plans en profil de rues	1957-2015	– Élévation des radiers et des couvercles – Décalage des regards – Diamètre, longueur, pente, matériau et année des conduites	Ville de Repentigny
Plan de l'ouvrage de surverse D-7	1987	– Caractéristiques du régulateur hydro-frein – Élévation du seuil au déversoir	Ville de Repentigny
Pluviométrie (rue Notre-Dame)	2018 – 2020	– Pluie (cumul sur 5 min)	Ville de Repentigny
Pluviométrie (Étangs aérés, 45 Place des Roseaux)	2002 – 2020	– Pluie (cumul quotidien) – Neige (2002-2011)	Ville de Repentigny

Données	Période couverte (ou année)	Informations disponibles	Source
Rapports annuels de la Station d'épuration de Repentigny transmis au SOMAEU	2017 – 2019	<ul style="list-style-type: none"> – OER aux ouvrages – Nombre de débordements enregistrés (du 1^{er} juin au 30 septembre) 	Ville de Repentigny (Travaux publics)
Rapport technique	2013	<ul style="list-style-type: none"> – Caractéristiques du secteur à l'étude et du collecteur d'Argenson 	Beaudoin Hurens
Rapport technique	2018	<ul style="list-style-type: none"> – Caractéristiques du secteur à l'étude, des ouvrages de contrôle et du collecteur d'Argenson 	GBI Services d'ingénierie

Tableau 3.3 Résumé des données provenant d'autres sources

Données	Période couverte (ou année)	Informations disponibles	Source
Cartes pédologiques	2006	– Répartition et composition des dépôts de surface	Institut de recherche et de développement en agroenvironnement (IRDA)
Limites cadastrales	2019	– Limites des lots et du zonage municipal	Ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles du Québec (MERN)
Modèle numérique de terrain dérivé du LiDAR	2015	– Topographie (résolution spatiale de 1 m)	Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs (MFFP)
Niveaux du fleuve – Station Lanoraie (02OB011)	1987 – 2020	– Niveau du St-Laurent (base quotidienne)	Environnement Canada
Niveaux du fleuve – Station Repentigny (02OB009)	1934 – 1976	– Niveau du St-Laurent (base quotidienne)	Environnement Canada
Pluviométrie (OBXL 1131)	2004 – 2017	– Pluie (cumul sur 5 min)	Ville de Montréal

Les données collectées aux Tableaux 3.2 et 3.3 sont regroupées en cinq catégories : occupation du sol, réseau de drainage, milieu récepteur, intrants au réseau de drainage et données de calibration. Les sections 3.4.1 à 3.4.5 qui suivent présentent les informations et paramètres obtenus pour ces cinq catégories.

3.4.1 Occupation du sol

3.4.1.1 Imperméabilité

Les principales surfaces imperméables présentes sur le secteur à l'étude sont les toitures (résidences unifamiliales, commerces, institutions et services municipaux), les stationnements (privés et publics) ainsi que la voirie (Figure 3.17). Le degré d'imperméabilisation global est évalué à 41,6 %. Le Tableau 3.4 présente la superficie totale, la proportion des surfaces imperméables et la proportion de la surface totale attribuées à chaque type de surface imperméable.



Figure 3.17 Occupation de sol sur le secteur à l'étude

Tableau 3.4 Répartition des surfaces imperméables sur le secteur à l'étude

Surfaces imperméables	Superficie totale (ha)	Proportion des surfaces imperméables (%)	Proportion de la surface totale (%)
Toitures résidentielles	18,6	35,7	14,9
Toitures des commerces et des institutions	1,5	3,0	1,2
Stationnements privés	10,1	19,4	8,1
Stationnements publics	3,2	6,1	2,5
Voirie	18,7	35,8	14,9
Total	52,2	100,0	41,6

3.4.1.2 Topographie

Le dénivelé du secteur est généralement uniforme et les pentes du terrain sont très faibles. Les élévations varient entre 10,13 et 14,56 m, soit à une hauteur variant entre 4,42 et 8,85 m par rapport au niveau moyen du fleuve St-Laurent, estimé à 5,71 m (voir section 3.4.3).

3.4.1.3 Caractéristiques du sol

Il est admis que la nappe phréatique se situe à de faibles profondeurs sous la surface du sol. De plus, selon les échanges avec la Ville, aucun affleurement rocheux ou roc de faible profondeur n'est présent sur le secteur.

3.4.2 Réseau de drainage

3.4.2.1 Lots (domaines privé et public)

Selon les observations sur le terrain, les gouttières des toitures résidentielles sont généralement dirigées vers les surfaces imperméables des lots, soit les stationnements privés; les eaux des gouttières rejoignent ainsi les conduites unitaires (bassin d'Argenson) ou pluviales (bassin contributoire). Cette configuration est présente sur l'ensemble du secteur à l'étude.

Pour les commerces et les institutions comportant des toits plats, il est considéré que les drains des toitures sont raccordés directement aux conduites unitaires (bassins d'Argenson) ou pseudo-sanitaires (bassin contributoire). Pour le bassin contributoire, ils sont ainsi dirigés vers le collecteur Cherrier et ne contribuent pas aux apports pluviaux du collecteur d'Argenson.

3.4.2.2 Regards et conduites

L'ensemble du secteur comporte un total de 332 tronçons de conduites pluviales, pseudo-sanitaires et unitaires, totalisant 19 km (Figure 3.18). La configuration et les paramètres du réseau ont été déterminés à l'aide des plans en profil de rue et du Plan d'intervention (coordonnées X et Y, longueur, pente, diamètre, matériau et année). Le Tableau 3.5 présente le nombre de tronçons et la longueur de conduite pour les réseaux du bassin d'Argenson, du bassin contributoire et du secteur total. Le Tableau 7.1 à l'Annexe B présente les paramètres détaillés des tronçons de conduite pour chaque rue du secteur.



Figure 3.18 Schéma des réseaux unitaire et pluvial des bassins d'Argenson et contributoire

Tableau 3.5 Nombre de tronçons et longueur de conduite pour les réseaux du bassin d'Argenson, du bassin contributoire et du secteur total (tronçons inclus dans l'analyse seulement)

Type de réseau	Bassin d'Argenson		Bassin contributoire		Secteur total	
	Nombre de tronçons	Longueur totale (m)	Nombre de tronçons	Longueur totale (m)	Nombre de tronçons	Longueur totale (m)
Pluvial	28	1 378	193	11 229	221	12 607
Pseudo-sanitaire	72	4 214	0	0	72	4 214
Unitaire	39	2 237	0	0	39	2 237
Total	139	7 830	193	11 229	332	1 9059

Le Tableau 3.6 présente quelques caractéristiques des trois points d'entrée pluviaux provenant du bassin contributoire (voir Figure 3.11).

Tableau 3.6 Caractéristiques des trois points d'entrée pluviaux provenant du bassin contributoire

Points d'entrée	Points de raccordement	Superficie drainée (ha)	Longueur totale du réseau pluvial (m)
#1	Nord de la rue Leber (600 mm)	4,5	826
#2	Extrémité est du boulevard Iberville (1050 mm)	32,7	4 414
#3	Extrémité est du boulevard Iberville (1050 mm)	51,4	5 989

Le Tableau 3.7 résume les divers apports en eau collectés par les réseaux des bassins d'Argenson et contributoire. Pour le bassin contributoire, les drains de fondation sont raccordés aux conduites pseudo-sanitaires. Les eaux de ces drains sont ainsi dirigées vers le collecteur Cherrier et ne contribuent pas aux apports pluviaux du collecteur d'Argenson.

Tableau 3.7 Résumé des apports en eau collectés par les réseaux des bassins d'Argenson et contributoire pris en compte dans l'étude

	Réseau	Eaux usées	Ruissellement de surface	Gouttières de toitures résidentielles	Drains de toits plats	Drains de fondation	Infiltration
Bassin d'Argenson	Pluvial		X	X			X
	Pseudo-sanitaire	X			X	X	X
	Unitaire	X	X	X	X	X	X
Bassin contributoire	Pluvial		X	X			X

3.4.2.3 Ouvrages de contrôle

La surverse Parc St-Laurent (ouvrage D-7) est un ouvrage de surverse statique et gravitaire situé au point de raccordement entre le collecteur d'Argenson (1500 mm) et l'intercepteur Notre-Dame (600 mm). Il a pour fonction de réguler le débit d'eaux unitaires du collecteur d'Argenson dirigé vers la station de pompage St-Laurent et d'évacuer le trop-plein vers le milieu récepteur (fleuve St-Laurent).

Le débit dirigé vers la station de pompage St-Laurent est contrôlé par un régulateur mécanique à vortex de 250 mm (type hydro-frein). Le débit maximal régulé est évalué à 190 L/s (voir le calcul à l'Annexe C).

Les eaux débordées au milieu récepteur passent par un déversoir (D-11) pour ensuite être dirigées vers l'émissaire. Ce déversoir n'est pas automatisé, mais la hauteur peut être modulée par un ajout ou un retrait manuel de madriers de bois emboutetés de 100 mm (élévation totale du déversoir pouvant varier entre 6,8 et 8,4 m). Les débordements à cet ouvrage sont relevés à l'aide d'un repère visuel sur une base

hebdomadaire. Les objectifs environnementaux de rejet (OER) à cet ouvrage sont fixés à PFD12, soit à 12 débordements entre le 1^{er} juin et le 30 septembre de chaque année. Ce nombre inclut les débordements d'urgence ainsi que les débordements provoqués par des eaux de ruissellement ou de fonte de neige. Selon l'historique des débordements relevés entre 2017 et 2019, le nombre moyen s'élève à 5,3 par année (entre le 1^{er} juin et le 30 septembre); les OER sont ainsi respectés. Les plans de l'ouvrage de surverse D-7 et la direction des écoulements sont présentés aux Figures 7.4 et 7.5 à l'Annexe D.

3.4.3 Milieu récepteur

3.4.3.1 Niveaux du fleuve St-Laurent

Le niveau du fleuve St-Laurent à la surverse Parc St-Laurent a été estimé à partir des niveaux historiques mesurés aux stations hydrométriques de Repentigny (02OB009) et de Lanoraie (02OB011). Ces stations sont situées respectivement 2,3 et 32,0 km en aval du site à l'étude (Figure 3.19). Les mesures sont disponibles sur une base quotidienne, de 1934 à 1976 et de 1887 à 2020, respectivement, pour chaque station. La station de Repentigny correspond à la station de référence, tandis que la station de Lanoraie couvre la période d'intérêt, soit de 2004 à 2020.

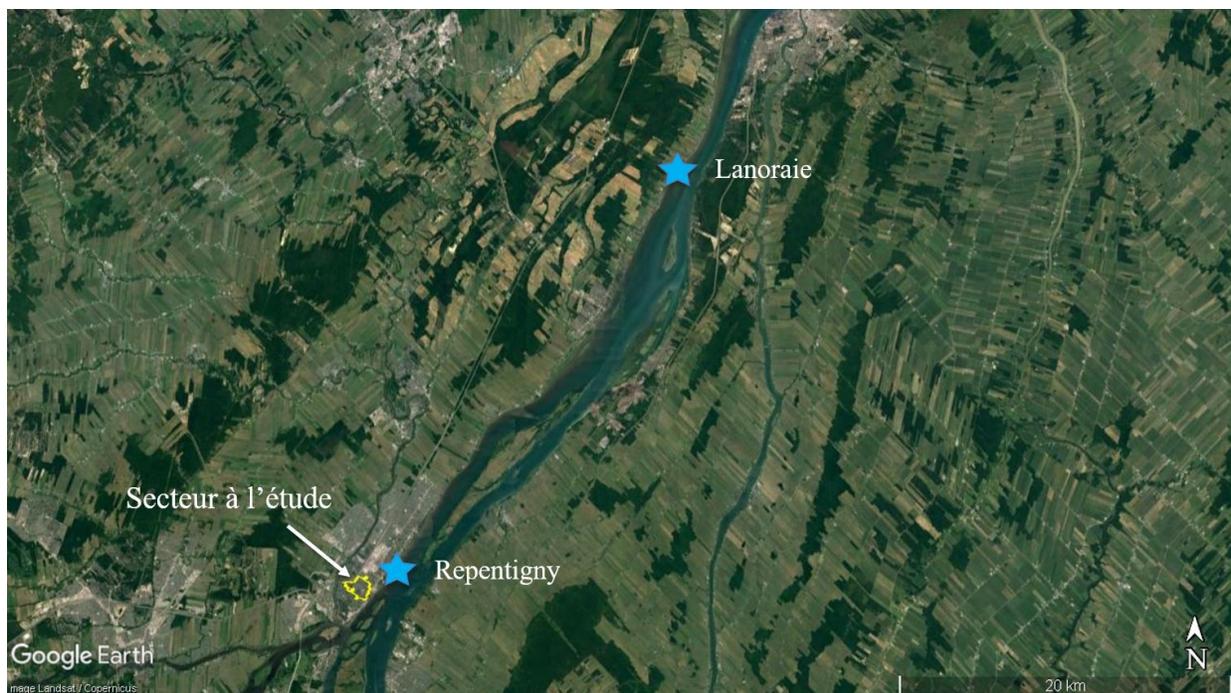


Figure 3.19 Emplacement des stations de Repentigny et de Lanoraie par rapport au site à l'étude

Les niveaux à la station de Repentigny pour la période de 2004 à 2020 ont été estimés à partir des niveaux de la station de Lanoraie, auxquels ont été appliqués deux facteurs de correction : une majoration de 0,068 m afin de convertir les données au repère géodésique du Canada et une majoration de 0,593 m correspondant à la différence moyenne des niveaux mesurés aux deux stations durant la période d'opération de la station de Repentigny, de 1934 à 1976. Cette moyenne a été calculée sur l'ensemble des journées pour lesquelles

une mesure était disponible aux deux stations simultanément. Ainsi, le calcul des niveaux à la station de Repentigny est le suivant :

$$N_{\text{Repentigny}} \approx N_{\text{Lanoraie}} + \Delta_1 + \Delta_2$$

où :

$N_{\text{Repentigny}}$ = niveau du fleuve à la station de Repentigny (m)

N_{Lanoraie} = niveau du fleuve à la station de Lanoraie (m)

$$\Delta_1 = 0,068 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (N_{j_{\text{Repentigny}}} - N_{j_{\text{Lanoraie}}}) \text{ (m)}$$

n = nombre de jours où une mesure est disponible aux deux stations.

La différence moyenne entre les mesures aux deux stations (sur l'ensemble des journées pour lesquelles une mesure était disponible aux deux stations simultanément) est de 0,59 m. L'écart-type de cette différence s'élève à 0,12 m.

Les niveaux estimés à la station de Repentigny pour la période d'intérêt sont présentés à la Figure 3.20. Le niveau moyen s'élève à 5,71 m. Les fluctuations observées annuellement correspondent aux fluctuations saisonnières où les maxima sont généralement observés entre mars et avril et les minima entre août et octobre. L'effet de la marée est négligeable à cette hauteur sur le fleuve St-Laurent (Environnement Canada, 1996).

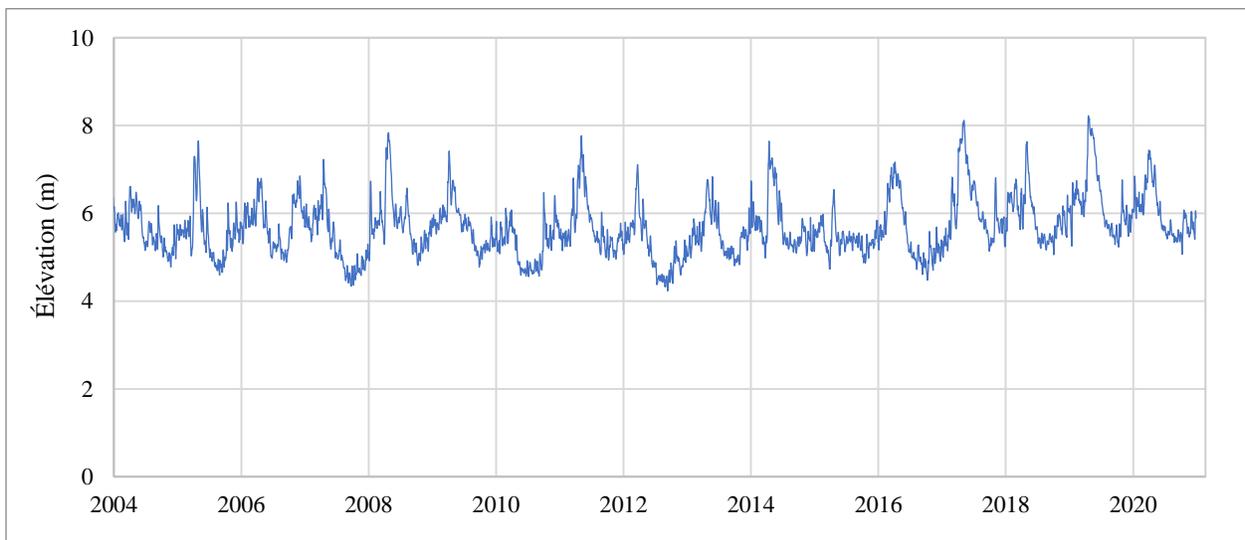


Figure 3.20 Niveau estimé du fleuve St-Laurent à la surverse Parc St-Laurent pour la période de 2004 à 2020

3.4.4 Intrants au réseau de drainage

3.4.4.1 Pluviométrie

La pluviométrie provient de deux pluviomètres situés à proximité du site à l'étude : le pluviomètre OBXL 1131, opéré par la Ville de Montréal et le pluviomètre Notre-Dame, opéré par la Ville de Repentigny (Figure 3.21).

Le pluviomètre OBXL 1131 est situé à l'extrémité Est de l'Île de Montréal (près de la Station d'épuration J. R. Marcotte), à 7,8 km du site à l'étude. Les données pour ce pluviomètre sont disponibles aux 5 minutes, du 1^{er} janvier 2004 au 31 août 2017. Le pluviomètre Notre-Dame est situé à l'extrémité Ouest de la rue Notre-Dame, à 1,8 km du site à l'étude. Les données pour ce pluviomètre sont également disponibles aux 5 minutes, mais seulement du 1^{er} janvier 2018 au 31 août 2020.

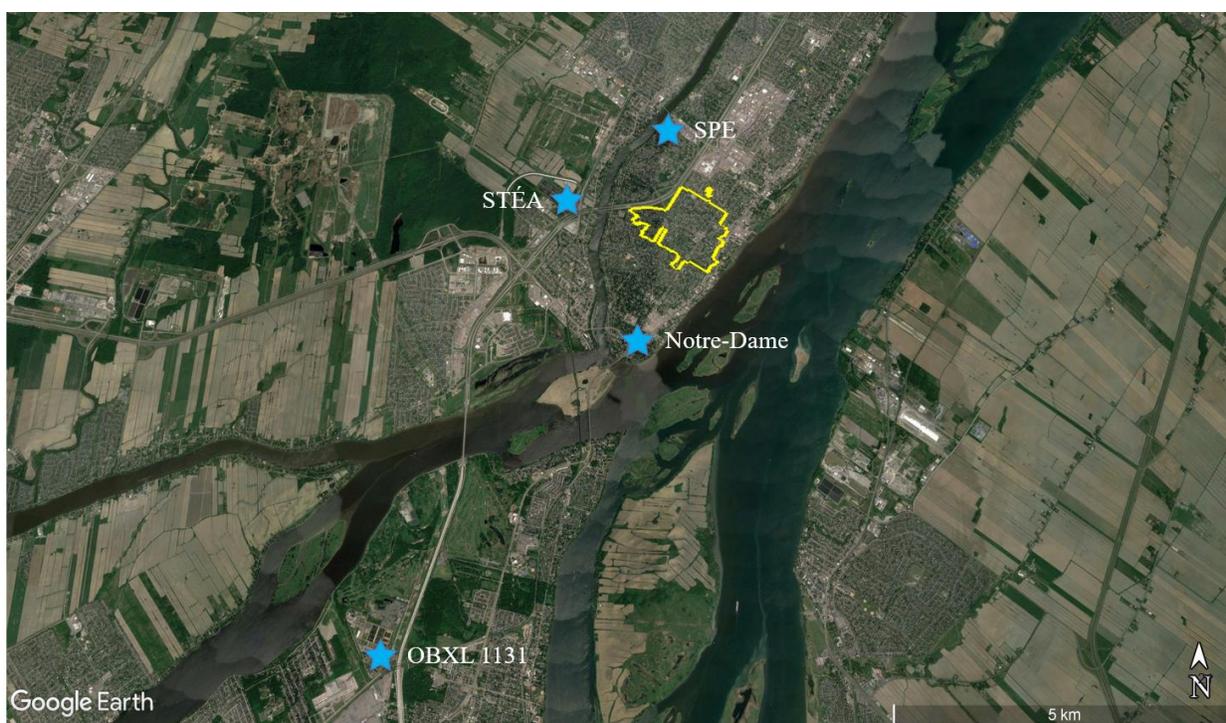


Figure 3.21 Localisation des pluviomètres OBXL 1131, Notre-Dame, Latraverse (SPE) et Place des Roseaux (STÉA) par rapport au site à l'étude

La Figure 3.22 présente le cumul quotidien enregistré par les pluviomètres OBXL 1131 et Notre-Dame durant les mois de mai à novembre de chaque année. À noter que les mois de septembre à novembre ne sont pas disponibles pour l'année 2017. De plus, les données de mai à août 2020 enregistrées par le pluviomètre Notre-Dame ne sont pas retenues aux fins de l'étude. En effet, des données erronées sont observées, en particulier pour les mois de juillet et août 2020, où plusieurs intensités élevées sont mesurées successivement, pouvant atteindre jusqu'à 140,2 mm/h, soit 11,68 mm de pluie tombés en 5 minutes. Le cumul quotidien enregistré de mai à août 2020 par le pluviomètre Notre-Dame est présenté à la Figure 7.6 de l'Annexe E.

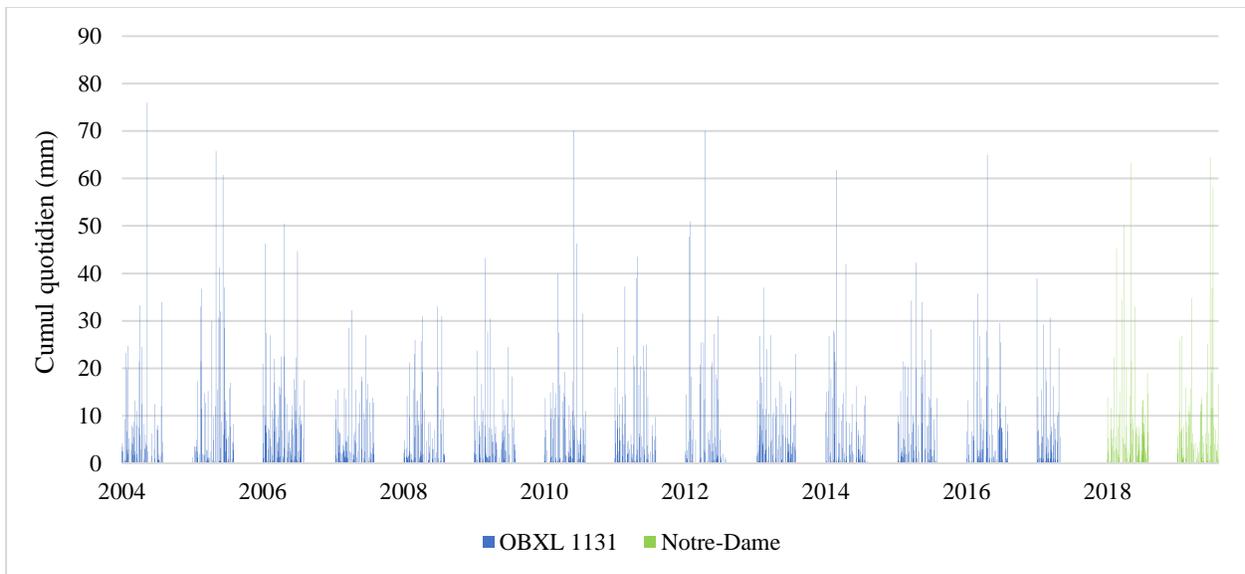


Figure 3.22 Cumul quotidien de la pluviométrie enregistrée par les pluviomètres OBXL 1131 et Notre-Dame entre mai et novembre de 2004 à 2019

Bien que le pluviomètre OBXL 1131 se situe dans le corridor des vents dominants du secteur à l'étude, il est probable que certains orages locaux passant par le secteur à l'étude ne soient pas captés par celui-ci. Afin de valider cet aspect, les données du pluviomètre OBXL 1131 de mai 2004 à août 2017 ont été comparées à celles de deux pluviomètres additionnels gérés par la Ville de Repentigny : le pluviomètre de la station de purification de l'eau (535 rue de Latraverse) et le pluviomètre aux étangs aérés du secteur Le Gardeur (45 Place des Roseaux). Ces deux pluviomètres sont situés à environ 2,2 km du site à l'étude (Figure 3.21) et ils fournissent la pluviométrie sur une base quotidienne, respectivement du 1^{er} janvier 2002 au 31 décembre 2013 et du 1^{er} janvier 2014 au 30 avril 2020. La distance entre ces deux pluviomètres est de 2,2 km.

Les Figures 3.23 à 3.26 présentent une comparaison entre les cumuls annuel (mai à novembre pour 2004 à 2016 et mai à août pour 2017) et mensuel moyen enregistrés par le pluviomètre OBXL 1131 et ceux enregistrés respectivement par les pluviomètres Latraverse et Place des Roseaux.

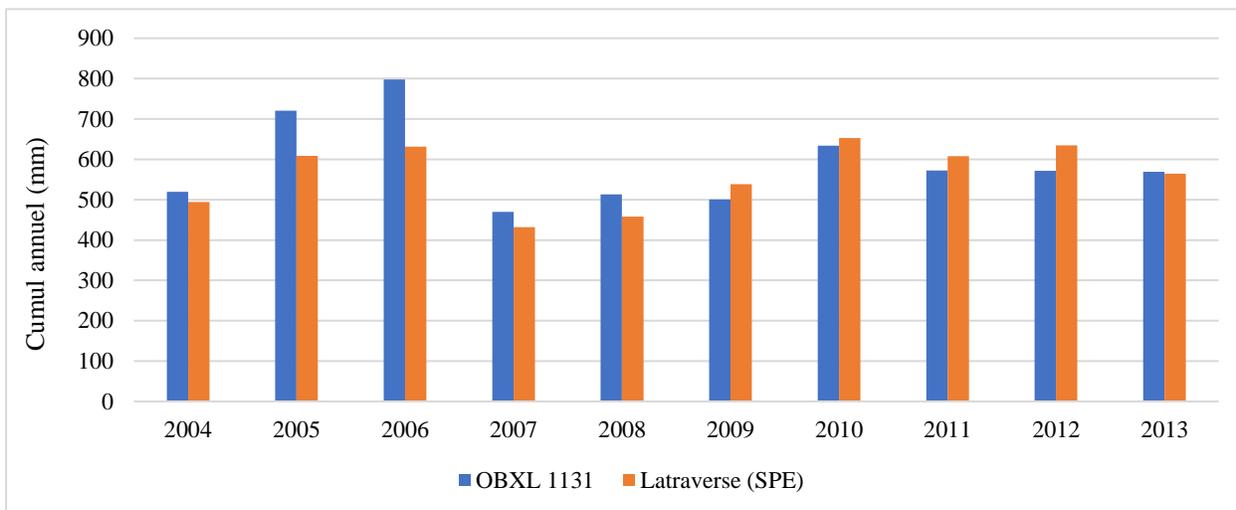


Figure 3.23 Comparaison du cumul enregistré par les pluviomètres OBXL 1131 et Latraverse (SPE) de mai à novembre de 2004 à 2013

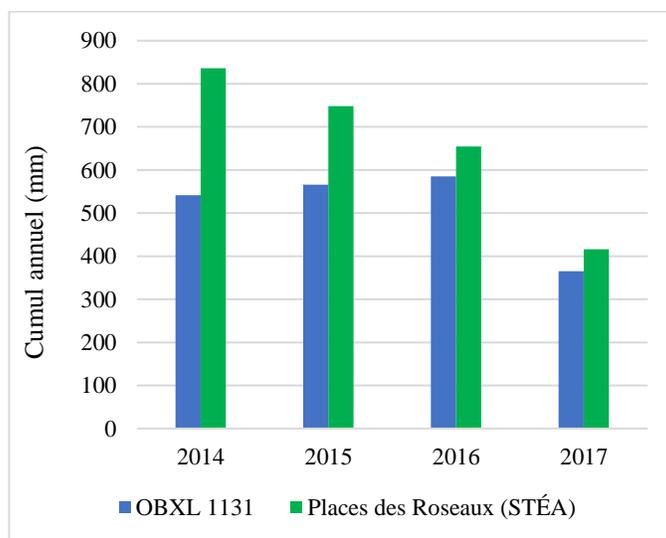


Figure 3.24 Comparaison du cumul enregistré par les pluviomètres OBXL 1131 et Place des Roseaux (STÉA) de mai à novembre de 2014 à 2016 et de mai à août 2017

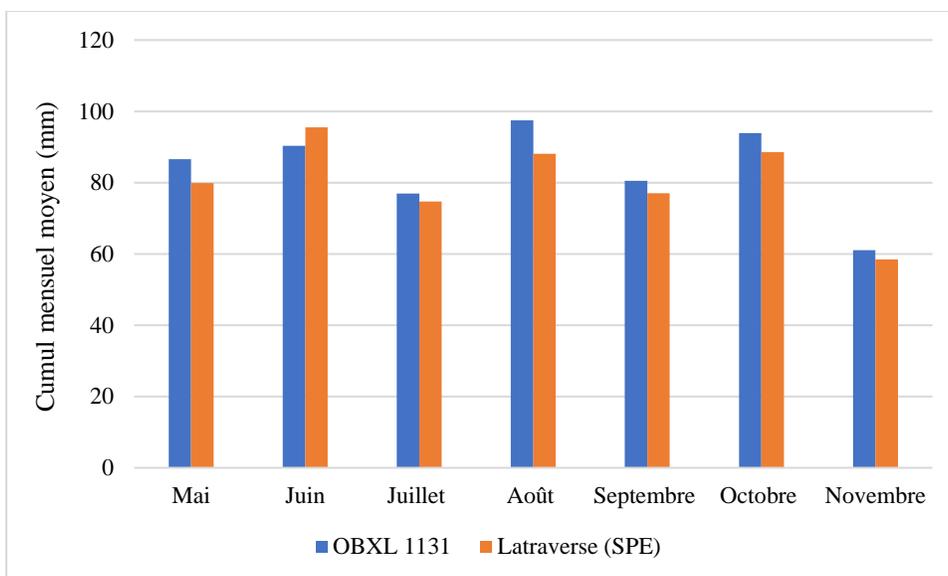


Figure 3.25 Comparaison de la moyenne mensuelle des précipitations enregistrées par les pluviomètres OBXL 1131 et Latraverse (SPE) de 2004 à 2013

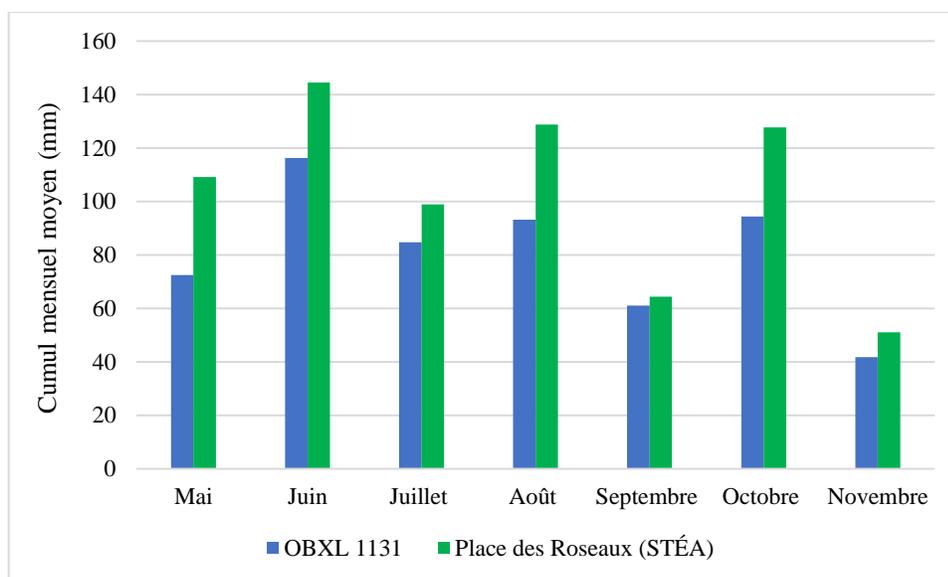


Figure 3.26 Comparaison de la moyenne mensuelle des précipitations enregistrées par les pluviomètres OBXL 1131 et Place des Roseaux (STÉA), de 2014 à 2017 pour mai à août et de 2014 à 2016 pour septembre à novembre

Pour le cumul annuel, les écarts relatifs moyens entre les données du pluviomètre OBXL 1131 et celles des pluviomètres Latraverse et Place des Roseaux s'élèvent respectivement à 9,7 % et 20,6 %. Les cumuls des années 2005, 2006, 2014 et 2015 présentent les écarts les plus importants. Pour le cumul mensuel moyen, les écarts relatifs moyens s'élèvent respectivement à 6,1 % et 20,7 %. Ces écarts sont considérés comme suffisamment faibles pour que les données du pluviomètre OBXL 1131 puissent être utilisées aux fins du projet. De plus, il est supposé que la distribution spatiale de la pluie uniforme sur le secteur à l'étude.

3.4.4.2 Données climatiques

Les températures minimales et maximales journalières utilisées proviennent de la station météorologique de l'Assomption (7014160), située à 9,5 km du site à l'étude et opérée par Environnement Canada (Figure 7.7 à l'Annexe F) (Environnement Canada, 2021). Ces données permettent d'estimer l'évaporation générée sur le secteur; l'évaporation moyenne obtenue est de l'ordre de 1,2 mm/jour.

3.4.4.3 Débit de temps sec

Le débit sanitaire acheminé à l'intercepteur Notre-Dame par le collecteur d'Argenson a été évalué à partir d'une campagne de mesures en continu réalisée du 19 juillet au 16 août 2018 en différents points de l'intercepteur Notre-Dame, à proximité du collecteur d'Argenson et de la surverse Parc St-Laurent (voir la localisation des points de mesure utilisés pour le calcul à l'Annexe C) (Avizo Experts-Conseils, 2018). Les mesures de débits sont disponibles aux 5 minutes. Durant cette campagne, une période de temps sec de sept jours consécutifs a été observée, du 10 au 16 août 2018. Le patron temporel horaire de la journée du 11 août 2018 a été retenu aux fins de calcul, puisque cette journée présente le débit de pointe le plus élevé. Ce même patron a été appliqué dans le modèle de simulation à l'ensemble des journées de la période d'intérêt (mai à novembre de 2004 à 2020).

En raison des fluctuations de débit importantes qui existent entre chaque pas de temps de 5 minutes, les débits horaires moyens ont été calculés. Les débits horaires moyens maximal et minimal obtenus pour la journée du 11 août 2018 s'élèvent respectivement à 3,8 et 15,8 L/s. Le débit maximal correspond ainsi à 8,3 % du débit maximal qui peut être régulé vers l'intercepteur Notre-Dame (190 L/s). La Figure 3.27 présente le débit mesuré aux 5 minutes ainsi que les débits horaires moyens acheminés à l'intercepteur Notre-Dame pour la journée du 11 août 2018. En raison du manque de données additionnelles sur le niveau d'infiltration en réseau, il est supposé que ce débit inclut à la fois le débit domestique et les débits parasites (infiltration et captage).

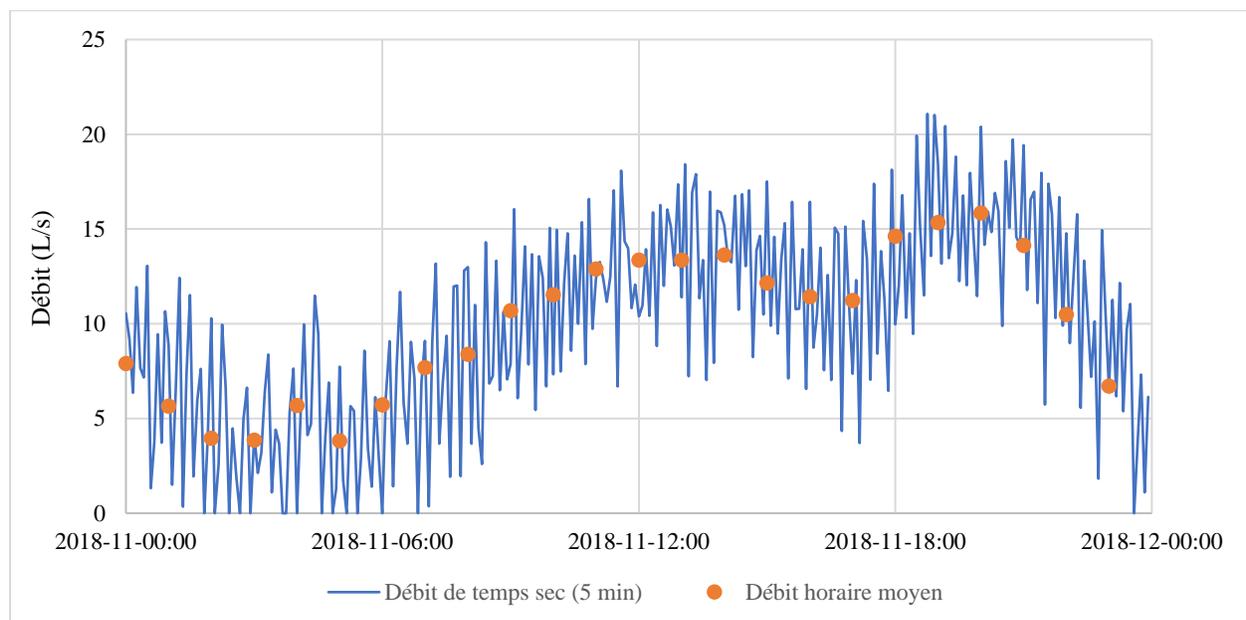


Figure 3.27 Débit mesuré aux 5 minutes et débits horaires moyens acheminés à l'intercepteur Notre-Dame par le collecteur d'Argenson pour la journée du 11 août 2018

3.4.5 Données de calibration

La Ville dispose de très peu de données et de mesures sur le terrain permettant d'ajuster les paramètres du modèle afin de s'assurer qu'il reproduise bien la réalité.

La campagne de mesure en continu réalisée à l'été 2018 (discutée précédemment à la section 3.4.4.3) permet de connaître les débits acheminés à l'intercepteur Notre-Dame (passant par le régulateur), mais ne fournit aucun renseignement quant aux débits de débordement à la surverse Parc St-Laurent (bien que des surverses aient été enregistrées sur cette période le 25 juillet 2018). Ces données ne peuvent donc pas être employées à des fins de calibration.

Parmi les données présentées aux Tableaux 3.2 et 3.3, celles retenues pour la calibration du modèle sont les suivantes :

- L'historique des débordements relevés sur une base hebdomadaire entre le 1^{er} juin et le 30 septembre pour les années 2017 à 2019. Cette information permet de comparer la récurrence des débordements simulés avec la récurrence des débordements observés.
- L'emplacement des résidences touchées par les dysfonctionnements du réseau lors de quatre événements pluvieux récents (Figure 3.13, section 3.3.2). Cette donnée permet de valider que les zones du secteur les plus touchées selon les résultats du modèle coïncident avec celles observées lors de ces quatre événements.

3.5 Création du modèle de référence

Le modèle de référence a été créé dans le logiciel PCSWMM (CHI, 2021), dont le moteur de calcul est le modèle SWMM (*Storm Water Management Model*) version 5.1 (Rossman, 2015). SWMM est un modèle hydrologique et hydraulique permettant de simuler le ruissellement et l'écoulement en conduite en milieu urbain résultant des précipitations. À titre de rappel, le « modèle de référence » correspond à un modèle calibré permettant de comprendre l'hydraulique du secteur dans les conditions existantes, d'effectuer un diagnostic des problématiques (section 3.7) et d'évaluer les solutions potentielles (section 3.9).

3.5.1 Intégration des éléments

Cette section présente les hypothèses et le choix des paramètres pour chaque élément du modèle, soit les nœuds et conduites, les ouvrages de contrôle, les exutoires et les sous-bassins.

3.5.1.1 Nœuds et conduites

Le modèle de drainage comporte au total 332 conduites et 325 nœuds. Il a été constaté que les plans en profil sont incomplets, ou même inexistant, pour certaines rues du secteur, soit les rues d'Argenson, Cid, Concorde, Benjamin-Moreau, Bretagne, Fauteux, Fiset, Leber, Louisiane, Nelson, Notre-Dame et Prince. Les paramètres non indiqués au Plan d'intervention 2015, tels que l'élévation et la pente des conduites, sont ainsi inconnus pour ces rues. Pour ces rues, il a été considéré que la pente des conduites coïncide avec la pente d'auto-curage assurant une vitesse minimale d'écoulement à pleine capacité, soit 0,6 m/s pour les conduites pseudo-sanitaires et 0,9 m/s pour les conduites unitaires et pluviales. Cette hypothèse peut avoir

pour effet de sous-estimer (ou de surestimer) la capacité maximale des conduites. De plus, il a été supposé que les décalages verticaux d'entrée et de sortie des conduites aux regards sont nuls. La Figure 7.8 à l'Annexe G présente les conduites du secteur dont les paramètres sont connus et celles dont les paramètres ont été estimés.

Toutes les conduites du secteur (pluviales, pseudo-sanitaires et unitaires) sont en béton armé, à l'exception de quelques conduites pseudo-sanitaires récentes en PVC. Le coefficient de rugosité de Manning a été fixé à une valeur uniforme de 0,013 pour toutes les conduites.

Le secteur à l'étude a été modélisé en drainage simple avec seulement le réseau mineur. Des données additionnelles telles la pente des rues (transversale et longitudinale), l'emplacement des puisards, le type de grille et le diamètre des conduites de raccordement auraient été nécessaires pour définir des courbes de puisard et modéliser le réseau majeur.

3.5.1.2 Ouvrages de contrôle

En raison du manque d'information sur le régulateur hydro-frein à la surverse Parc St-Laurent (courbe de fonctionnement hauteur-débit), sa capacité maximale a été estimée à 190 L/s. Cette estimation est basée sur la campagne de mesure en continu réalisée à l'été 2018 (voir le calcul à l'Annexe C). Le régulateur a été modélisé comme un orifice de section circulaire avec un diamètre de 210 mm et un coefficient de décharge de 0,65; le débit maximal simulé est ainsi de l'ordre de 186 L/s.

Selon nos échanges avec la Ville, l'élévation du déversoir est généralement maintenue à 8,4 m, mais peut parfois être réduite, selon les besoins. Par souci de simplicité, il a été supposé que l'élévation est maintenue à 8,4 m en tout temps; le déversoir est ainsi restreint à environ 85 % de sa section totale. Le déversoir a été modélisé comme un déversoir rectangulaire contracté dont la largeur est de 1,0 m et le coefficient de décharge de 1,83 m^{1/2}/s. Lorsqu'un débordement est observé, le débit maximal simulé est de l'ordre de 306 L/s.

3.5.1.3 Exutoires

Le modèle de drainage comporte deux exutoires : le premier est situé à la sortie de l'émissaire de la surverse Parc St-Laurent (où les niveaux estimés ont été fixés; voir section 3.4.3.1) et le second est situé à la sortie du régulateur hydro-frein au point de raccordement avec l'intercepteur Notre-Dame.

3.5.1.4 Sous-bassins

Le secteur à l'étude (125,3 ha) a été subdivisé en 134 sous-bassins, dont la superficie varie entre 0,16 et 2,52 ha. Les sous-bassins ont été délimités en fonction de la trame de rue, de la configuration du réseau, de la topographie et des limites cadastrales. Le taux d'imperméabilisation des sous-bassins varie entre 24 et 85 %. La topographie du terrain est très uniforme sur le secteur et les élévations varient entre 10,1 et 14,6 m. Cette caractéristique du terrain fait en sorte que les pentes moyennes des sous-bassins sont très faibles, allant de 0,1 à 0,6 %. La largeur de drainage de l'ensemble des sous-bassins a été estimée à l'aide du calcul suivant, applicable lorsque les aires de part et d'autre du canal de drainage principal sont différentes (ce qui est le cas pour tous les sous-bassins du secteur) :

$$W = L + 2L \left(1 - \frac{A_m}{A}\right)$$

où :

W = largeur de drainage (m)

L = longueur du canal de drainage principal (m)

A_m = valeur la plus grande des deux aires de chaque côté du canal principal (m²)

A = aire totale du sous-bassin (m²).

Le Tableau 3.8 présente la plage de valeurs des paramètres des sous-bassins (valeurs minimales et maximales). Le Tableau 7.2 à l'Annexe H présente les paramètres de l'ensemble des sous-bassins (superficie, imperméabilité, largeur de drainage et pente).

Tableau 3.8 Plage de valeurs de certains paramètres des sous-bassins

Paramètres	Plage de valeurs	
	Valeur minimale	Valeur maximale
Superficie (ha)	0,16	2,52
Imperméabilité (%)	24	85
Pente (%)	0,1	0,6
Longueur du canal de drainage principal (m)	38,0	251,9
Largeur de drainage (m)	53,5	491,1

Pour chaque sous-bassin, il a été supposé que les surfaces perméables et imperméables sont drainées de façon indépendante vers le nœud de sortie (voir Figure 3.32 à la section 3.9.2). Pour les sous-bassins qui sont à la fois drainés par des conduites pluviales et par des conduites unitaires (seulement les sous-bassins Pr2 à Pr5), il a été supposé que le ruissellement de surface est dirigé vers le réseau pluvial en priorité (sachant que les conduites pluviales sont plus récentes que les conduites unitaires).

Par souci de simplicité, il a été supposé que les drains de toits plats des commerces et institutions du bassin contributoire sont dirigés vers le réseau pluvial. Cette hypothèse va à l'encontre des apports pris en compte dans l'étude, où les drains de toits sont raccordés aux conduites pseudo-sanitaires. Cependant, les toits plats du bassin contributoire ne représentent qu'une superficie totale de 1,08 ha (soit 2,1 % des surfaces imperméables totales du secteur); ainsi, cette hypothèse ne devrait avoir qu'un très faible impact sur les résultats.

En raison du manque d'information sur les caractéristiques des sols du secteur, le choix des paramètres d'infiltration a été basé sur des valeurs typiques recommandées pour le modèle d'infiltration de Horton dans le Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales (MDDELCC, 2017). Ces paramètres sont présentés au Tableau 3.9. Le temps de séchage, T_{dry} (en jours), a été estimé à partir de l'équation suivante, où K_s correspond à la conductivité hydraulique saturée du sol exprimée en po/h (qui est équivalente au taux d'infiltration minimal du modèle de Horton) :

$$T_{dry} = \frac{3,125}{\sqrt{K_s}}$$

Tableau 3.9 Paramètres d'infiltration retenus pour le modèle de Horton

Paramètres	Symboles	Valeurs
Taux d'infiltration initial (mm/h)	f_0	75
Taux d'infiltration minimal (mm/h)	f_c	7,5
Taux de décroissance (h^{-1})	k_d	4
Temps de séchage (j)	T_{dry}	5,75

3.5.2 Calibration du modèle de référence

Certains paramètres appliqués aux nœuds, aux conduites et aux sous-bassins du modèle présentent une faible incertitude (paramètres physiques), d'autres sont estimés ou sont issues de la littérature (paramètres fixés) et d'autres sont ajustés pour que les résultats simulés s'approchent des observations (paramètres de calibration). Le Tableau 3.10 présente ces trois catégories de paramètres pour les nœuds, les conduites, les ouvrages de contrôles et les sous-bassins du modèle de drainage.

Tableau 3.10 Paramètres physiques, paramètres fixés et paramètres de calibration des nœuds, des conduites et des sous-bassins du modèle de drainage

Objet	Paramètres physiques	Paramètres fixés	Paramètres de calibration
Nœuds	<ul style="list-style-type: none"> Débits de temps sec (L/s) 		
Conduites	<ul style="list-style-type: none"> Pente¹ (%) Diamètre (mm) Longueur (m) 	<ul style="list-style-type: none"> Rugosité 	
Ouvrages de contrôle		<ul style="list-style-type: none"> Capacité maximale du régulateur hydro-frein (L/s) Élévation du déversoir (m) 	
Sous-bassins	<ul style="list-style-type: none"> Aire (ha) Imperméabilité (%) Pente (%) 	<ul style="list-style-type: none"> Largeur de drainage (m) Taux d'infiltration maximale et minimale (mm/h) Taux de décroissance (h^{-1}) Temps de séchage (j) 	<ul style="list-style-type: none"> Rugosité Pertes par dépression (mm)

¹ La majorité des pentes des conduites sont connues, à l'exception de celles fixées à la pente d'auto-curage.

Les paramètres ayant fait l'objet d'un ajustement sont la rugosité des surfaces perméables et imperméables (n de Manning) ainsi que les pertes par dépression des surfaces perméables et imperméables des sous-bassins (quatre paramètres au total). L'exercice a été réalisé avec les données de calibration disponibles

présentées à la section 3.4.5, soit l'historique des débordements et l'emplacement des résidences touchées entre 2012 et 2019.

En premier lieu, ces quatre paramètres ont été ajustés de manière à ce que le nombre de débordements simulés sur une base hebdomadaire se rapproche du nombre de débordements réels observés sur une base hebdomadaire pour les années 2017 à 2019. Par la suite, le choix de ces paramètres a été validé en s'assurant qu'il y ait une concordance entre la localisation des inondations de surface simulées de plus longue durée et l'emplacement des résidences touchées lors des quatre événements récents de 2012 à 2019 (Tableau 3.11).

À cet effet, aucune fonction mathématique n'a été établie pour ajuster les paramètres de rugosité des surfaces et de pertes par dépression des sous-bassins. De plus, aucun critère quantitatif à atteindre n'a été fixé pour valider la localisation des inondations de surface. L'ajustement a donc été réalisé de façon manuelle en faisant varier les paramètres sur une certaine plage de valeurs concordant avec la littérature (MDDEP et MAMROT, 2010) (Tableau 3.12).

Tableau 3.11 Critères de calibration et périodes simulées correspondantes

Critères de calibration	Périodes ou événements simulés
Nombre de débordements sur une base hebdomadaire	Années 2017 à 2019 (1 ^{er} juin au 30 septembre)
Concordance avec la localisation des inondations de surface	11 août 2012 4 avril 2017 25 juillet 2018 11 juillet 2019

Tableau 3.12 Plages de valeurs testées pour chaque paramètre de calibration (MDDEP et MAMROT, 2010)

Paramètres de calibration	Plages de valeurs testées	
	Surfaces perméables	Surfaces imperméables
Rugosité des surfaces perméables et imperméables des sous-bassins	0,2 à 0,3	0,013 à 0,016
Pertes par dépression des sous-bassins	5 à 12,5 mm	1,5 à 3,5 mm

3.5.3 Perspectives d'amélioration du modèle de référence

Tel que mentionné précédemment, la Ville dispose d'un nombre limité de données permettant de calibrer le modèle de drainage. Il a ainsi été difficile de valider si le modèle était en mesure de reproduire de façon satisfaisante les débits en conduites et les problématiques rencontrées sur les rues locales.

Un historique prolongé de mesures de débits en temps de pluie et en temps sec sur les deux conduites principales du réseau (boulevards d'Argenson 1500 mm et Iberville 1050 mm) et sur les trois points d'entrée pluviaux provenant du bassin contributoire serait essentiel pour améliorer le calage et la validation du modèle. Cet historique permettrait de connaître les divers débits générés sur le réseau, soit les débits sanitaires, les débits d'infiltration et les débits associés au ruissellement. Des mesures au niveau des conduites locales permettraient également de connaître les débits générés par une réponse directe à un événement pluvial, tels que les débits provenant des drains de fondation, des toitures ou des défauts du réseau (eaux d'infiltration). En complément, les données d'un ou de plusieurs pluviomètres (avec des données aux 5 minutes) judicieusement localisés dans le secteur permettraient de disposer de mesures de la pluie concomitantes aux séries de débits mesurés en réseau.

De plus, un relevé des débordements avec un capteur électronique ainsi qu'un historique de la hauteur au déversoir permettraient d'évaluer de façon adéquate la récurrence (sur une base quotidienne) et les débits des débordements.

Également, une série de mesures ponctuelles au régulateur hydro-frein avec des hauteurs amont variables permettrait d'établir avec plus de justesse la courbe de fonctionnement hauteur-débit de ce régulateur ainsi que la capacité maximale régulée.

Finalement, un relevé complet des regards sur les tronçons du réseau dont les plans en profil sont incomplets ou inexistant (voir Figure 7.8 à l'Annexe G) permettrait de corriger la pente des conduites dans le modèle et de connaître la capacité réelle de celles-ci.

3.6 Formulation des objectifs de contrôle

Le bassin d'Argenson fait face à des débordements à la surverse Parc St-Laurent ainsi qu'à des surcharges, refoulements et inondations de surface sur les rues locales.

En ce qui concerne les débordements à la surverse, les OER sont actuellement respectés. L'objectif consiste ainsi à conserver le nombre de débordements au niveau actuel, soit à une moyenne de 5,3 par année ou moins, sur une base hebdomadaire entre le 1^{er} juin et le 30 septembre.

Pour les surcharges, refoulements et inondations de surface sur les rues locales, l'objectif consiste à réduire l'ampleur (durée et volume) ainsi que la récurrence des problèmes observés par rapport à l'état actuel. Cet objectif s'applique en particulier aux rues où ces problèmes sont le plus fréquemment rencontrés, soit les rues Marin, Lanoue, Place Châteauguay et Longueuil. Plus précisément, il s'agit d'éliminer les problèmes liés aux événements pluvieux de récurrence moyenne à élevée et de réduire l'ampleur et la durée des problèmes liés aux événements de faible récurrence, lesquels impliquent des coûts socio-économiques importants. À noter que la récurrence cible des événements pluvieux pour l'élimination des problèmes n'a donc pas été définie de façon quantitative par la Ville.

3.7 Diagnostic de la problématique

3.7.1 Identification des causes potentielles

Pendant nos échanges avec la Ville, quatre causes potentielles ont été identifiées pour les problématiques énoncées ici haut : i) les apports pluviaux trop importants provenant du bassin contributoire, ii) la restriction au débit envoyé à l'intercepteur Notre-Dame, iii) la restriction au débit de sortie à l'émissaire de la surverse Parc St-Laurent et iv) la capacité d'interception insuffisante des conduites (Figure 3.28). Ces quatre causes sont détaillées ci-dessous.

1. Le bassin contributoire est tributaire au bassin d'Argenson (polygone rose à la Figure 3.28). Il crée un apport important d'eaux pluviales sur la rue Leber et sur le boulevard Iberville. Cet apport pourrait contribuer à provoquer des surcharges sur le collecteur d'Argenson, qui se répercuteraient sur les conduites locales.
2. Le régulateur à la surverse Parc St-Laurent (cercle rouge à la Figure 3.28) limite grandement le débit véhiculé vers l'intercepteur Notre-Dame en temps de pluie (≤ 190 L/s). Cette restriction vise à limiter les débits acheminés à la station de pompage St-Laurent (dont la capacité théorique est de 420 L/s, et qui reçoit les apports d'autres bassins de drainage) ainsi qu'à la Station d'épuration du parc de l'Île-Lebel. Lors d'événements de faible récurrence, lorsque le niveau d'eau monte dans la chambre de régulation, des surcharges importantes peuvent être engendrées sur le réseau.
3. Lorsque le niveau du St-Laurent est élevé, il est possible que la sortie de l'émissaire soit submergée en totalité ou en partie (cercle bleu à la Figure 3.28). Cette restriction pourrait limiter les débits de débordement et contribuer aux surcharges sur le réseau.
4. Comme mentionné à la section 3.2.3, les conduites sur les rues du bassin d'Argenson (cercle vert à la Figure 3.28) sont des conduites sanitaires qui ont été converties en conduites unitaires suite à la fermeture des fossés de drainage initialement présents. Il est possible que les problématiques soient expliquées par une capacité insuffisante de ces conduites dont le diamètre est généralement de 300 mm.

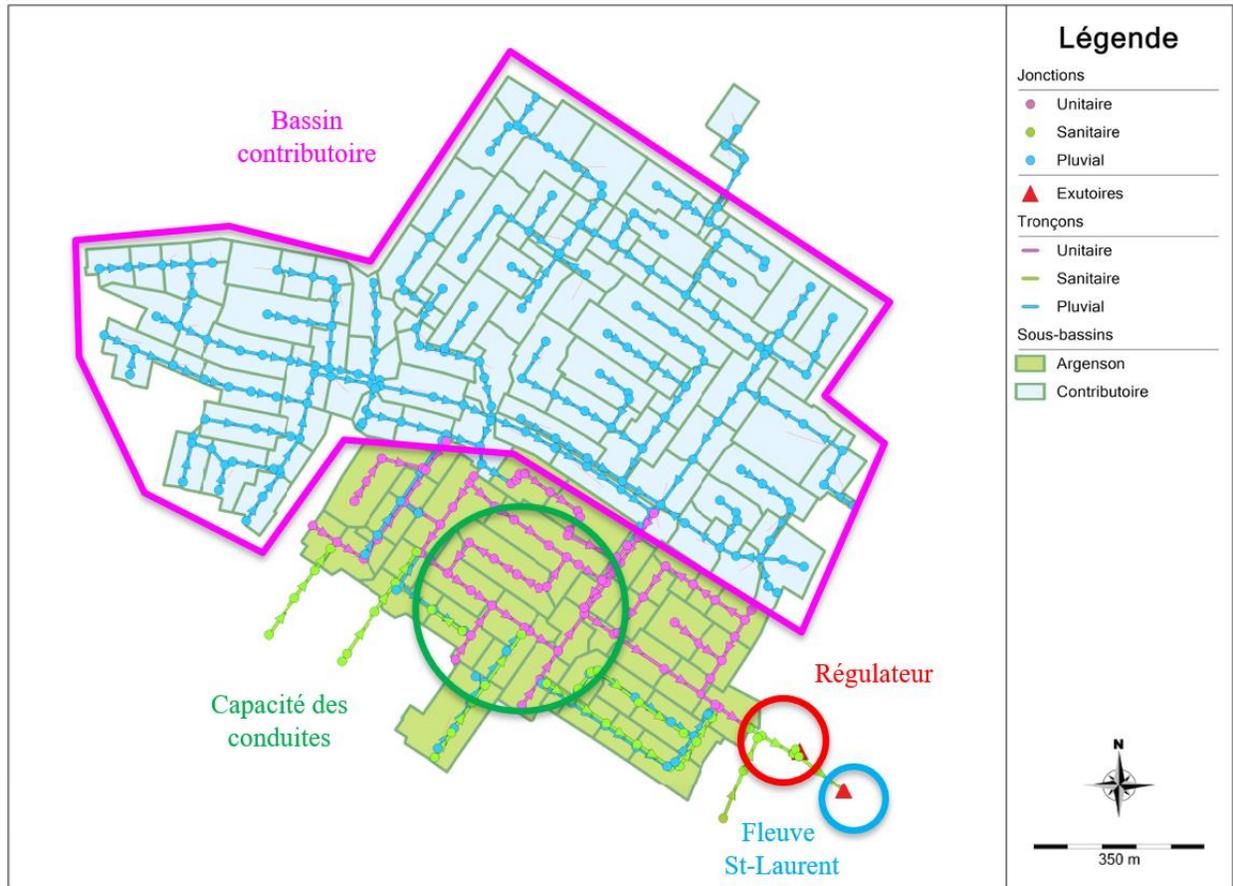


Figure 3.28 Causes potentielles des problématiques de surcharges, de refoulements et d'inondations de surface sur le secteur

Par ailleurs, il est supposé que le niveau de détérioration des conduites et des ouvrages de contrôle (surverse, régulateur et station de pompage) n'est pas à l'origine des problématiques sur le réseau. Une telle hypothèse suppose ainsi que le volume d'infiltration est négligeable dans le réseau.

3.7.2 Analyse comparative

Le diagnostic de la problématique se base sur une analyse comparative de plusieurs scénarios. Quatre scénarios, basés sur les causes énoncées précédemment, ont été élaborés pour réaliser ce diagnostic :

1. Référence
2. Référence sans régulation à l'aval
3. Redirection du bassin contributoire
4. Redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval
5. Hausse de la capacité de transport des conduites locales

Le scénario 1 représente le secteur dans les conditions existantes. Ce scénario permet d'évaluer la récurrence des débordements et des surcharges sur la période d'intérêt (2004-2020). Il permet également d'approfondir la compréhension de l'hydraulique du réseau.

Le scénario 2 reprend le scénario 1 avec un retrait du régulateur à la surverse Parc St-Laurent. Ce scénario simule les conditions où il n'y aurait aucune restriction à l'écoulement vers l'intercepteur Notre-Dame. Le régulateur serait remplacé par une conduite aux paramètres similaires à ceux du collecteur d'Argenson (diamètre de 1500 mm et pente de 0,033 %). Ce scénario ne pourrait pas être appliqué en pratique étant donné que la Station d'épuration a une capacité de traitement limitée et que le débit entrant provenant des intercepteurs (dont l'intercepteur Notre-Dame) doit être régulé. Cependant, ce scénario permet d'évaluer si la récurrence et l'ampleur des problématiques peuvent être attribuables à un manque de capacité de la station de pompage St-Laurent et de la Station d'épuration.

Le scénario 3 représente le bassin d'Argenson avec un retrait du bassin contributoire. Ce scénario simule les conditions où les eaux pluviales du bassin contributoire seraient redirigées vers le milieu récepteur par un autre émissaire, indépendant du collecteur d'Argenson (émissaire non modélisé pour les besoins de l'étude). Les points d'entrée #1 sur la rue Leber (600 mm) et les points d'entrée #2 et #3 sur le boulevard Iberville (1050 mm chacune) seraient ainsi déconnectés du réseau unitaire et le modèle de drainage comporterait 37 sous-bassins (37,6 ha) au lieu de 134 (125,3 ha).

Le scénario 4 combine les modifications apportées aux scénarios 2 et 3, soit le retrait du régulateur à la surverse Parc St-Laurent et la redirection du bassin contributoire. Tout comme le scénario 2, ce scénario ne pourrait pas être appliqué en pratique, mais il permet d'apporter une meilleure compréhension du fonctionnement hydraulique du réseau.

Le scénario 5 reprend le scénario 1 avec une augmentation du diamètre des conduites sur les rues locales. Cette augmentation est équivalente à trois fois les diamètres existants; les diamètres passent donc de 300 à 900 mm. Encore une fois, il ne s'agit pas d'un scénario à envisager en pratique, mais il permet de déterminer si la sous-capacité de certaines conduites peut être la cause de certains dysfonctionnements du réseau.

Le Tableau 3.20 (section 3.9.3) présente un résumé de ces quatre scénarios.

3.7.3 Méthodologie de simulation

Chaque scénario a été simulé en continu dans le logiciel PCSWMM sur la période d'intérêt, soit de 2004 à 2019, entre les mois de mai et novembre de chaque année (à l'exception de l'année 2017 où les données sont disponibles de mai à août seulement). Cette période a été retenue aux fins de l'étude puisqu'elle représente la plage de disponibilité des données de pluviométrie (pluviomètre OBXL 1131 de 2004 à 2017 et pluviomètre Notre-Dame de 2018 à 2019). Pour chaque scénario, une série d'indicateurs de performance a été compilée afin de décrire la récurrence et l'ampleur des problématiques observées (débordements, refoulements et inondations de surface). Ces indicateurs ont été compilés sur une base quotidienne de mai à novembre pour les refoulements et les inondations de surface et sur une base hebdomadaire de juin à septembre pour les débordements (à l'exception de l'année 2017, où les débordements ont été compilés sur une base hebdomadaire de juin à août). Le Tableau 3.13 présente, pour chaque problématique évaluée, les indicateurs de performance ainsi que les points d'observation retenus. À noter que l'année 2017 a été exclue du calcul des indicateurs de performance pour les refoulements et les inondations de surface en raison du manque de données pluviométriques pour les mois de septembre à novembre.

Aux fins de l'analyse, un débordement est défini comme une période de 168 h (1 semaine) durant laquelle au moins une valeur de débit supérieure à 0 L/s est simulée au déversoir de la surverse Parc St-Laurent. Plusieurs débordements simulés durant la même semaine sont regroupés en tant qu'un seul débordement,

par souci de cohérence avec les données observées. De plus, un débordement qui se produit sur le chevauchement de deux semaines consécutives est considéré comme deux débordements distincts.

Une surcharge à un nœud est considérée lorsque la ligne piézométrique simulée à ce nœud est supérieure au niveau de la couronne le plus élevé des conduites amont ou aval. Une inondation de surface à un nœud est considérée lorsqu'un débit supérieur à 0 L/s sortant à la surface de ce nœud est simulé.

Tableau 3.13 Indicateurs de performance et points d'observation pour chaque problématique étudiée

Problématique	Indicateurs de performance	Points d'observation
Débordements	<ul style="list-style-type: none"> • Nombre (juin à septembre)¹ 	<ul style="list-style-type: none"> • Surverse Parc St-Laurent
Refoulements ²	<ul style="list-style-type: none"> • Nombre³ (mai à novembre) • Durée 	Sous-bassins des rues : <ul style="list-style-type: none"> • Lanoue • Longueuil • Marin • Place Châteauguay
Inondations de surface ²	<ul style="list-style-type: none"> • Nombre⁴ (mai à novembre) • Durée • Volume 	

¹ Pour l'année 2017 seulement, les débordements ont été compilés de juin à août.

² L'année 2017 a été exclue du calcul des indicateurs de performance pour les refoulements et les inondations de surface.

³ Correspond au nombre de fois (base quotidienne) où la ligne piézométrique simulée aux nœuds d'observation est supérieure au niveau de la couronne le plus élevé des conduites amont ou aval.

⁴ Correspond au nombre de fois (base quotidienne) où un débit supérieur à 0 L/s sortant à la surface du nœud d'observation est simulé.

Cinq points d'observation ont été retenus pour la compilation des résultats : la surverse Parc St-Laurent ainsi que les sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay (Figure 3.29Figure 2.1). Ces quatre rues ont été sélectionnées aux fins de l'analyse en raison de la récurrence importante des surcharges qui sont observées sur celles-ci. Pour chaque rue, un nœud d'observation est retenu, correspondant au nœud le plus en amont sur celle-ci. Le Tableau 3.14 présente les caractéristiques principales de ces quatre sous-bassins.

Tableau 3.14 Caractéristiques des sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay

Sous-bassins	Superficie (ha)	Imperméabilité (%)	Type de réseau	Caractéristiques
Lanoue	2,31	51	Pseudo-séparatif	Imperméabilité importante (cour d'école et stationnement)
Longueuil	0,42	39	Unitaire	Rue étroite et espace limité
Marin	1,98	37	Unitaire	Rond-point engazonné en fin de rue
Place Châteauguay	1,05	32	Unitaire	Rond-point engazonné en fin de rue



Figure 3.29 Points d'observation retenus pour la compilation des résultats : surverse Parc St-Laurent et sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay.

3.8 Sélection des solutions potentielles

3.8.1 Solutions énoncées par la Ville

Cette section passe en revue les solutions qui ont fait l'objet de discussions avec la Ville ou qui ont été identifiées par des études antérieures.

3.8.1.1 Solutions envisagées par la Ville

La Ville souhaite tout d'abord prioriser les interventions sur le bassin d'Argenson (38,5 ha). Si celles-ci s'avèrent efficaces pour atténuer les problèmes de drainage sur les rues locales, elles pourront par la suite être appliquées sur d'autres secteurs qui rencontrent des problèmes similaires, comme le bassin contributoire.

La Ville souhaite également prioriser les interventions autour des axes principaux de circulation, tels les boulevards d'Argenson et Iberville, où l'emprise de rue est la plus large. Elle envisage d'intégrer des solutions de contrôle à la source en domaine public, tant des infrastructures grises que des infrastructures

vertes (ex. : saillies végétalisées, cellules de biorétention, pavage perméable, bassins de rétention, etc.). Par ailleurs, aucun projet spécifique n'a été mentionné par la Ville (ex. : projets visant la réduction des flots de chaleur, l'ajout d'espaces verts, l'ajout de milieux récréatifs multifonctionnels comme les *watersquares*, etc.).

3.8.1.2 Solutions non envisagées par la Ville

Suivant les échanges avec la Ville, plusieurs solutions potentielles ne sont pas envisagées à court terme sur le secteur à l'étude : i) la redirection des apports pluviaux vers le milieu récepteur, ii) la pseudo-séparation du réseau unitaire et iii) la hausse des capacités de régulation et de pompage. Ces trois solutions sont détaillées ci-dessous.

1. La redirection des apports pluviaux vers le milieu récepteur impliquerait l'ajout d'une conduite de grand diamètre sur la rue Cherrier (≥ 1050 mm) et d'un nouvel émissaire pluvial afin de rediriger les points d'entrée #2 et #3 du bassin contributoire vers le milieu récepteur (sans qu'ils ne transitent par le collecteur d'Argenson). La longueur de cette conduite, incluant la portion sur la rue Cherrier et le nouvel émissaire pluvial, serait d'environ 685 m. Une conduite additionnelle (≥ 600 mm) d'environ 65 m redirigerait les apports du point d'entrée #1 vers la rue Cherrier (voir Figure 7.9 à l'Annexe I).
2. La pseudo-séparation du réseau unitaire sur le bassin d'Argenson impliquerait des travaux similaires à ceux réalisés sur les rues Jean-Jallot, Lanoue et Rupert entre 2005 et 2014. Ces travaux de pseudo-séparation s'appliqueraient à l'ensemble des rues du bassin d'Argenson, soit à un total de 4,8 km de voirie (excluant les rues Jean-Jallot, Lanoue et Rupert). Ils auraient pour objectif de rediriger les eaux pluviales (excluant celles provenant des drains de fondation et des drains de toits plats) du bassin d'Argenson vers le milieu récepteur (par un nouvel émissaire pluvial ou par la conversion du collecteur d'Argenson en émissaire pluvial) sans qu'elles ne transitent par la station de pompage St-Laurent. Une telle configuration du réseau serait similaire à celle retrouvée sur les bassins voisins au bassin d'Argenson, qui comportent un réseau pseudo-séparatif et des émissaires pluviaux.

La Figure 3.30, tirée du Plan d'intervention (Ville de Repentigny, 2015), présente le bassin d'Argenson (en bleu) et certains autres bassins situés à l'ouest de celui-ci. Les conduites en bleu et en vert correspondent respectivement aux conduites pluviales et pseudo-sanitaires. Les flèches en orange correspondent aux émissaires Bonaventure, Bord de l'Eau, Lévesque et Yvon; la flèche en bleu correspond à l'émissaire de la surverse Parc St-Laurent.

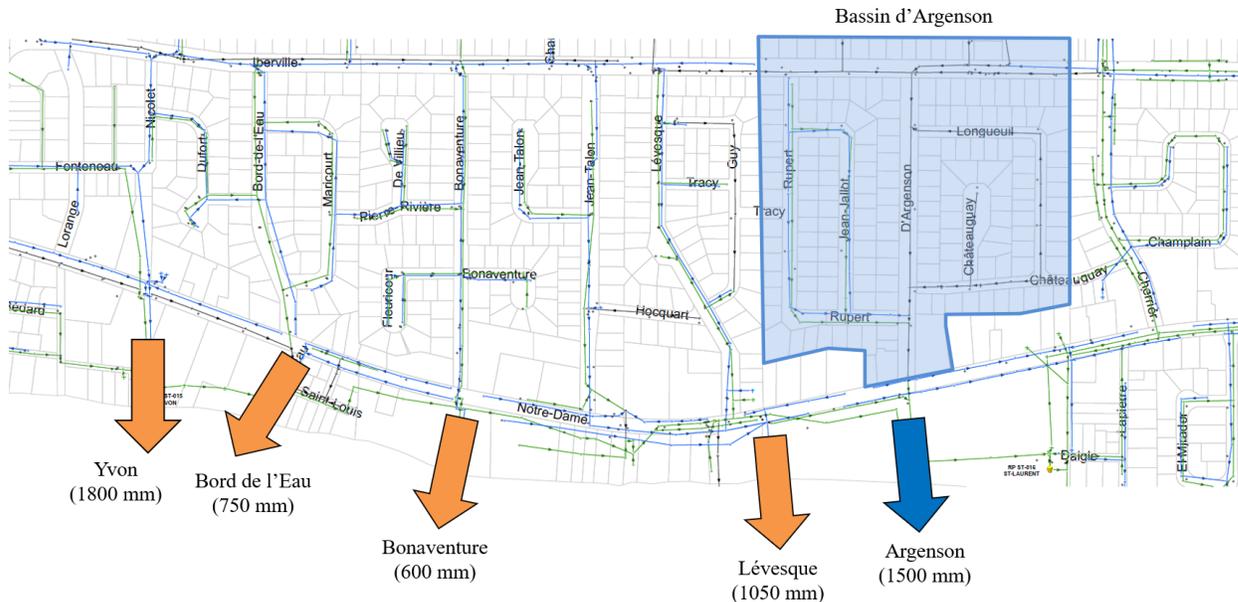


Figure 3.30 Réseaux pseudo-séparatifs et émissaires pluviaux de bassins voisins au bassin d'Argenson (émissaires Bonaventure, Bord de l'Eau, Lévesque et Yvon en orange; émissaire de la surverse Parc St-Laurent en bleu) (source : Ville de Repentigny, 2015)

3. La hausse des capacités de régulation à la surverse Parc St-Laurent (au-delà de 190 L/s) et de pompage à la station de pompage St-Laurent (au-delà de 420 L/s) impliquerait une révision majeure des ouvrages existants (GBi, 2018), soit :
 - i) un remplacement des pompes, du système électrique et de la génératrice pour relever le nouveau débit de pompage et pour compenser l'augmentation des pertes de charge;
 - ii) une révision structurale de la station de pompage pour intégrer les nouveaux équipements;
 - iii) une augmentation du diamètre de la conduite de refoulement (500 mm) qui achemine les eaux vers la Station d'épuration du parc de l'Île-Lebel (longueur d'environ 1,7 km);
 - iv) une augmentation de la capacité de traitement de la Station d'épuration.

3.8.1.3 Solutions proposées par des études antérieures

Des études d'ingénierie menées en 2013 et en 2018 sur le bassin d'Argenson et le collecteur d'Argenson ont proposé les solutions suivantes pour atténuer les problèmes de surcharges sur les rues locales :

- i) La pseudo-séparation complète du réseau unitaire sur le bassin d'Argenson, soit : la conversion des conduites unitaires existantes en conduites pluviales, la conversion du collecteur d'Argenson en émissaire pluvial et une augmentation du diamètre des conduites principales sur les rues de l'Aqueduc, Concorde, Cherrier, Louisiane et les boulevards d'Argenson, de la Rochelle et Iberville. Ces interventions auraient pour objectif de permettre au nouveau réseau pluvial de drainer, sans surcharge, des pluies de récurrence de 10 ans (Beaudoin Hurens, 2013; GBi, 2018). Comme mentionné précédemment, ce type de solution n'est pas envisagé à court terme par la Ville.

- ii) La rétention souterraine des eaux pluviales (volume de 2000 m³) d'une zone de 8,0 ha située au nord-ouest du bassin contributoire (rues François-Grenier, de Gaulle, Joly, Martin, Amédée-Meunier et Napoléon-Provost). Puisque les conduites pluviales existantes dans cette zone sont peu profondes, le bassin de rétention proposé serait situé en partie sous le niveau de celles-ci; un système de pompage assurerait donc sa vidange complète durant les périodes inter-événements (Beaudoin Hurens, 2013). Ce bassin de rétention proposé est un exemple d'ouvrage ponctuel qui concorde avec le type de solutions envisagées par la Ville.

3.8.2 Solutions prises en compte dans l'analyse

Comme mentionné précédemment (section 3.1), les solutions dites « actives structurales », tant du côté des propriétaires que du côté municipal, sont les solutions qui ont été prises en compte dans le processus de sélection et d'évaluation développé dans le cadre de ce mémoire. En effet, parmi les trois catégories de solutions présentées à la section 2.1.4 (à savoir : i) les solutions passives non structurales, ii) les solutions passives structurales et iii) les solutions actives structurales), il s'agit de la catégorie pour laquelle les impacts sur la réduction des refoulements et des inondations de surface sont les plus faciles à évaluer.

Les solutions actives structurales se divisent en deux catégories : les solutions de grande envergure et les solutions de contrôle à la source, qui regroupent les infrastructures vertes (pratiques de gestion optimales) et les infrastructures grises. Le Tableau 3.15 présente les diverses catégories de solutions considérées dans l'étude. Sur ce tableau, le terme « pavage perméable » regroupe les pavages de types continus (ex. : béton perméable et asphalte poreux) et discontinus (ex. : pavés poreux et pavés autobloquants) et le terme « biorétentions » regroupent les cellules de biorétention, les jardins de pluie, les saillies végétalisées ou toute aire végétalisée dédiée à la filtration, à l'infiltration et à la biorétention.

Tableau 3.15 Solutions de contrôle considérées dans l'étude

Domaine	Solutions de grande envergure	Solutions de contrôle à la source	
		Infrastructures grises	Infrastructures vertes (pratiques de gestion optimales)
Privé			<ul style="list-style-type: none"> • Redirection des gouttières résidentielles
Public	<ul style="list-style-type: none"> • Redirection des apports pluviaux • Séparation du réseau unitaire 	<ul style="list-style-type: none"> • Rétention souterraine 	<ul style="list-style-type: none"> • Pavage perméable • Biorétentions • Rétention de surface

Seules les solutions de contrôle à la source en domaine public ont fait l'objet d'un processus de sélection. Cette sélection implique des choix quant au type, à l'emplacement et à la superficie des ouvrages intégrés au secteur, comme spécifié à la section suivante (section **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Les

solutions en domaine privé (redirection des gouttières résidentielles) n'ont pas fait l'objet d'un processus de sélection; elles ont seulement été appliquées aux endroits où les toitures résidentielles sont présentes.

3.8.3 Solutions de contrôle à la source prises en compte dans l'analyse

3.8.3.1 *Contraintes physiques pour les solutions de contrôle à la source*

L'évaluation des contraintes physiques sur le secteur a permis d'orienter la sélection des solutions de contrôle à la source en domaine public. Bien que la Ville priorise l'insertion de solutions sur le bassin d'Argenson, la sélection a été réalisée sur tout le secteur à l'étude afin d'évaluer le potentiel maximal d'atténuation des surcharges sur les rues locales. Les contraintes évaluées sont : i) les caractéristiques du sol naturel, ii) l'espace disponible et iii) la profondeur des conduites (unitaires et pluviales).

i) Sol naturel

La pente moyenne des sous-bassins est très faible, variant entre 0,1 et 0,6 % (section 3.4.1.2). Pour les infrastructures vertes, une pente inférieure à 5 % est généralement requise (CVC et TRCA, 2010). Ainsi, les conditions sur le secteur sont adéquates.

Puisque la nappe phréatique se situe à de faibles profondeurs et que les infrastructures vertes requièrent une distance minimale de 1,0 m entre le fond de l'ouvrage et le niveau élevé de la nappe phréatique (CVC et TRCA, 2010), les solutions doivent considérer un faible potentiel d'infiltration.

En raison de l'absence d'affleurement rocheux sur le secteur, aucune contrainte n'est présente pour la mise en place de solutions nécessitant des travaux d'excavation.

ii) Espace disponible

L'évaluation des emplacements et des superficies disponibles a été réalisée par analyse spatiale à l'aide du logiciel d'information géographique ArcGIS version 10.3.1 (ESRI, 2018). Cette analyse a tenu compte de l'environnement bâti, des surfaces imperméables tributaires et des surfaces perméables existantes. Cette analyse a permis d'obtenir les résultats suivants :

- i) les toitures résidentielles représentent une superficie totale de 18,6 ha, soit 15 % de la superficie totale du secteur;
- ii) plusieurs stationnements publics et cours d'école pavées sont répartis sur le secteur; les superficies de chacun varient entre 925 et 4 225 m²;
- iii) les rues du secteur sont généralement étroites (≤ 9 m), à l'exception des axes principaux, où la largeur varie entre 10,5 et 16,0 m (boulevards d'Argenson, de la Rochelle et Iberville et rue Cherrier);
- iv) des terre-pleins engazonnés sont présents sur le boulevard Iberville, totalisant 1 480 m²;
- v) des ronds-points engazonnés sont présents aux extrémités des rues de l'Aqueduc, Fiset, Marin et Place Châteauguay; les superficies de ces espaces varient entre 30 et 1 470 m²;

- vi) le secteur dispose de très peu de parcs ou d'espaces verts publics (superficie totale de 8 250 m²).
- vii) aucun espace potentiel de taille suffisante ne peut être dédié à la rétention de surface ou à l'ajout de milieux récréatifs multifonctionnels (ex. : *watersquares*).

iii) Profondeur des conduites

Plusieurs tronçons pluviaux du bassin contributoire sont de faible profondeur, en particulier sur les rues Champlain, François-Grenier, Joly, Mousseau, Martin, Laberge, Leduc, Massey et Gélinas (profondeur variant entre 1,1 et 1,9 m). Par ailleurs, les conduites unitaires du bassin d'Argenson et les conduites pluviales sur les autres rues du bassin contributoire ont des profondeurs supérieures à 2,1 m; de telles profondeurs sont propices à l'insertion de bassins de rétention souterrains gravitaires.

3.8.3.2 Processus de sélection

La sélection a été réalisée selon le processus de décision suivant par ordre de priorité de i à vi :

- i) la redirection des gouttières résidentielles est appliquée à l'ensemble des lots privés du secteur à l'étude en supposant un taux de participation de 100 % chez les propriétaires. Ce taux de 100 % permet d'évaluer de façon optimiste d'évaluer le potentiel maximal d'atténuation des surcharges sur les rues locales;
- ii) les aires de pavage existantes (stationnements publics et cours d'école pavées) sont converties en totalité en aires de pavage perméable;
- iii) les espaces verts existants (terre-pleins et ronds-points engazonnés) sont convertis en totalité en aires de biorétention. Si des aires de pavage et des espaces verts existants sont présents sur le même sous-bassin, le pavage perméable est appliqué en priorité.
- iv) sur les sous-bassins ne disposant pas d'aires de pavage et d'espaces verts existants, mais où l'emprise de rue est suffisante (largeur $\geq 10,5$ m), une réduction de la largeur des rues est appliquée pour permettre l'insertion de biorétentions linéaires. La réduction de la largeur de la rue varie dans ce cas entre 2,5 à 3,5 m;
- v) sur les sous-bassins où l'espace est insuffisant pour intégrer des ouvrages de surface et où les conduites (unitaires et pluviales) sont suffisamment profondes ($\geq 2,1$ m), des bassins de rétention sous chaussée sont insérés;
- vi) pour les sous-bassins pour lesquels les caractéristiques ne répondent pas aux critères exposés aux points ii) à v), c'est-à-dire où l'espace est insuffisant pour intégrer des ouvrages de surface et où les conduites ne sont pas suffisamment profondes, seule la redirection des gouttières résidentielles est appliquée.

3.8.3.3 Solutions sélectionnées

Le Tableau 3.16 présente un résumé de l'ensemble des solutions de contrôle à la source incluses dans l'analyse. La Figure 3.31 présente la répartition spatiale de ces solutions sur le secteur à l'étude. Les solutions en domaine public sont réparties sur 56 des sous-bassins inclus dans le modèle (134 sous-bassins au total). Ainsi, 78 sous-bassins ne disposent d'aucune mesure de contrôle à la source, en dehors de la redirection des gouttières résidentielles. Les Tableaux 7.3 à 7.5 de l'Annexe J présentent les paramètres détaillés des solutions de contrôle à la source incluses dans l'analyse pour chaque sous-bassin du secteur. Le Tableau 3.17 présente les solutions de contrôle à la source intégrées aux sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay, correspondant aux quatre points d'observation retenus pour évaluer les problématiques de surcharges et d'inondations de surface (section 3.7.3).

Tableau 3.16 Résumé des solutions de contrôle à la source incluses dans l'analyse

Domaines	Solutions de contrôle à la source	Emplacement	Nombre total d'unités	Superficie totale ou volume total	Superficie moyenne par unité ou volume moyen par unité
Privé	Redirection des gouttières résidentielles	Toitures des lots privés	1 259	186 305 m ²	148,0 m ²
Public	Pavage perméable	Aires de pavage existantes	11	35 073 m ²	3 188,5 m ²
	Biorétention	Terre-pleins existants	8	2 702 m ²	337,8 m ²
		Ronds-points existants	4	2 306 m ²	576,5 m ²
		Rues à emprise large	9	2 703 m ²	300,4 m ²
Rétention souterraine	Sous chaussée	43	4 442 m ³	103,3 m ³	

Tableau 3.17 Solutions de contrôle à la source intégrées aux sous-bassins des rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay

Sous-bassins	Solution de contrôle à la source	Superficie ou volume
Lanoue	Redirection des gouttières	329 m ²
	Pavage perméable	4 225 m ²
	Bassins sous chaussée	400 m ³
Longueuil	Redirection des gouttières	3 700 m ²
	Bassins sous chaussée	150 m ³
Marin	Redirection des gouttières	3 187 m ²
	Biorétention	1 472 m ²
Place Châteauguay	Redirection des gouttières	1 567 m ²
	Biorétention	508 m ²

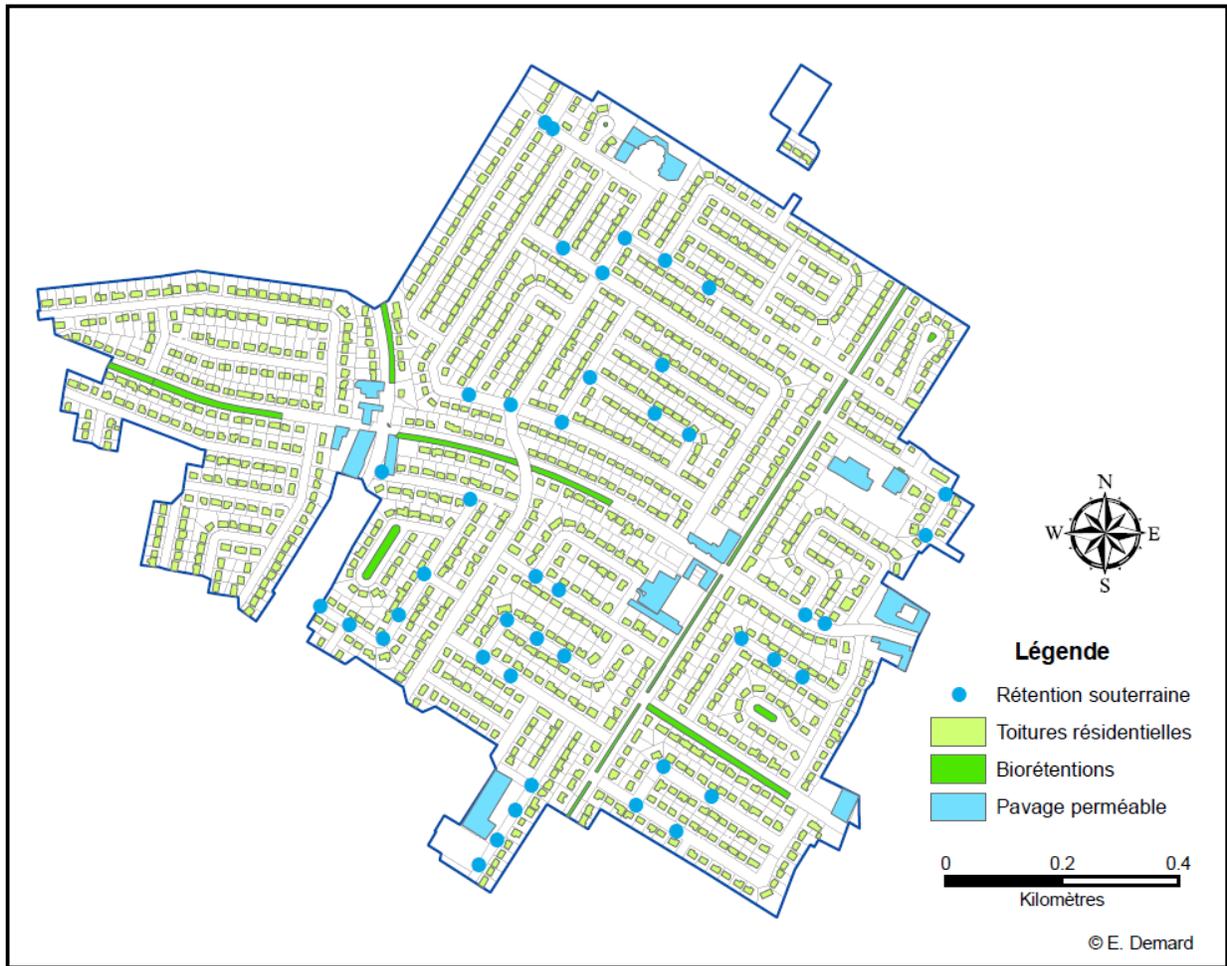


Figure 3.31 Répartition spatiale des solutions de contrôle à la source retenues sur le secteur à l'étude : rétention souterraine, redirection des gouttières résidentielles, des biorétentions et du pavage perméable

3.9 Évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse

Cette section présente la méthodologie d'évaluation des solutions incluses dans l'analyse présentées aux Tableaux 3.15 à 3.17, soit les solutions de grande envergure (section 3.9.1) et les solutions de contrôle à la source (section 3.9.2).

3.9.1 Solutions de grande envergure

Les solutions de grande envergure analysées aux fins de l'étude sont la redirection des apports pluviaux et la séparation complète du réseau unitaire sur le bassin d'Argenson. Bien que ces solutions ne soient pas envisagées à court terme par la Ville, elles sont analysées afin d'évaluer le potentiel de réduction des surcharges apporté par celles-ci. Les hypothèses de simulation de ces solutions sont présentées à la section 3.9.3.

À noter que de la séparation complète est difficilement réalisable d'un point de vue technique, en particulier en ce qui concerne le débranchement complet des drains de fondation et des drains de toits plats. En effet,

le branchement sanitaire privé est généralement situé en-dessous de l'élévation du réseau pluvial, c'est pourquoi la pseudo-séparation est habituellement privilégiée rapport à la séparation complète

3.9.2 Solutions de contrôle à la source

Les Figures 3.32 à 3.36 présentent de façon schématique le cheminement du ruissellement qui a été pris en compte pour l'évaluation des solutions sur les sous-bassins, en intégrant les diverses solutions de contrôle à la source retenues aux fins de l'étude (redirection des gouttières résidentielles, biorétentions, pavage perméable et rétention souterraine).

La Figure 3.32 présente le schéma de ruissellement pris en compte pour simuler les conditions existantes. Selon le modèle retenu, les surfaces perméables et imperméables des sous-bassins sont drainées de façon indépendante vers le nœud de sortie, où la sortie correspond à l'exutoire des sous-bassins.

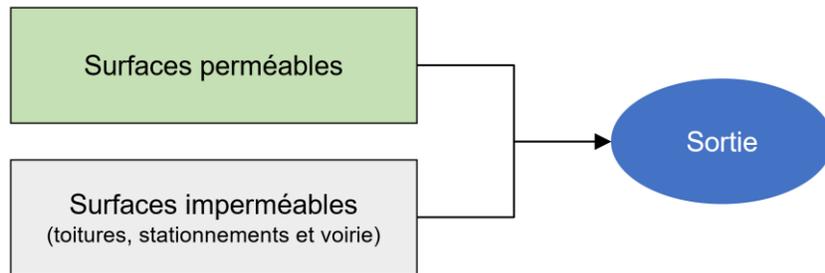


Figure 3.32 Cheminement du ruissellement pris en compte dans la modélisation des conditions existantes

La Figure 3.33 montre que les gouttières résidentielles débranchées sont redirigées vers les surfaces perméables. Par contre, les drains de toits plats (« autres toitures » sur la Figure 3.34) sont acheminés directement vers le nœud de sortie dans le modèle.

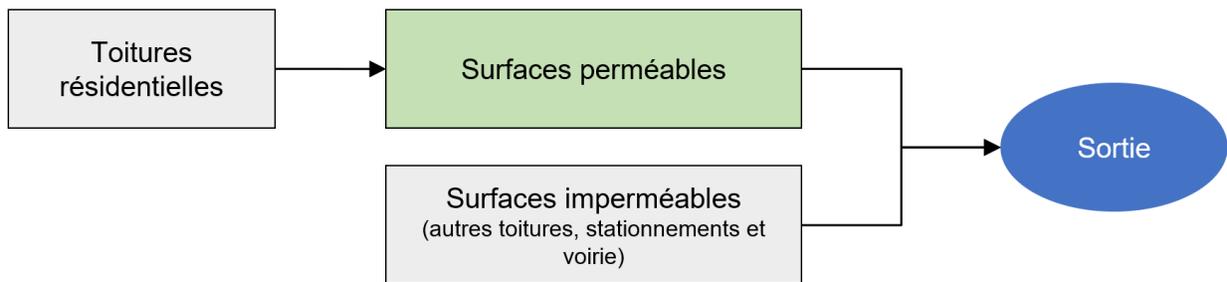


Figure 3.33 Cheminement du ruissellement des gouttières résidentielles vers les surfaces perméables dans le modèle d'évaluation des solutions de contrôle à la source

La Figure 3.34 indique comment les aires de biorétention ont été intégrées au modèle; les surfaces imperméables non traitées sont drainées directement vers le nœud de sortie.

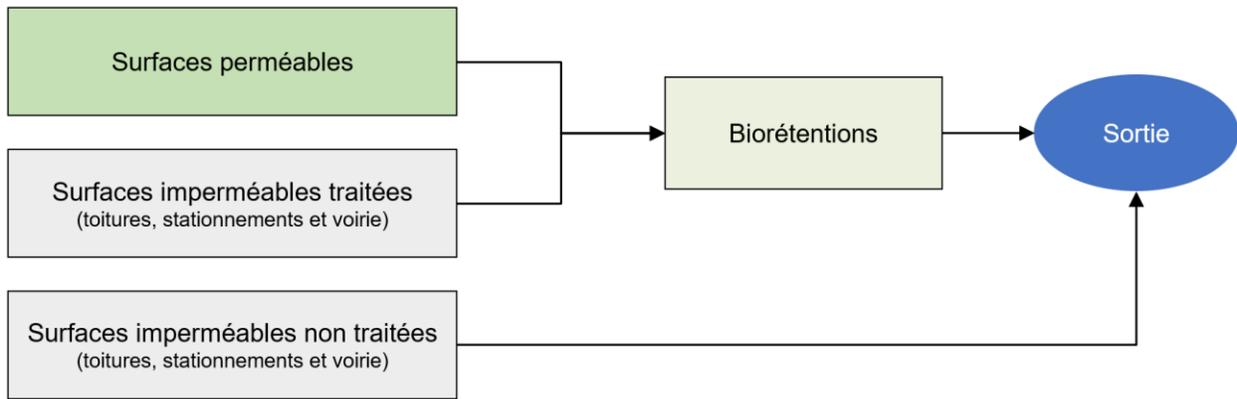


Figure 3.34 Cheminement du ruissellement vers les aires de biorétention dans le modèle d'évaluation des solutions de contrôle à la source

La Figure 3.35 illustre comment le pavage perméable a été intégré au modèle. Il a été supposé que les aires de pavage perméable ne traitent que leur surface propre. Ainsi, les stationnements privés des lots résidentiels sont drainés directement vers le nœud de sortie.

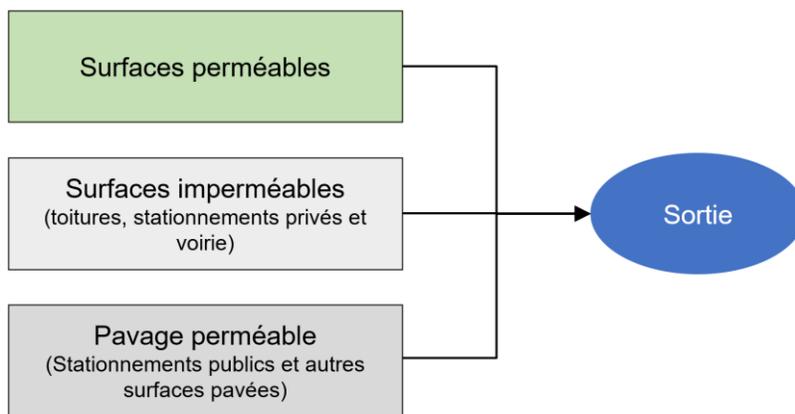


Figure 3.35 Cheminement du ruissellement provenant des aires de pavage perméable dans le modèle d'évaluation des solutions de contrôle à la source

La Figure 3.36 illustre comment les bassins de rétention sous chaussée ont été intégrés dans le modèle; ces ouvrages recueillent l'ensemble des surfaces perméables et imperméables des sous-bassins où ils sont situés.

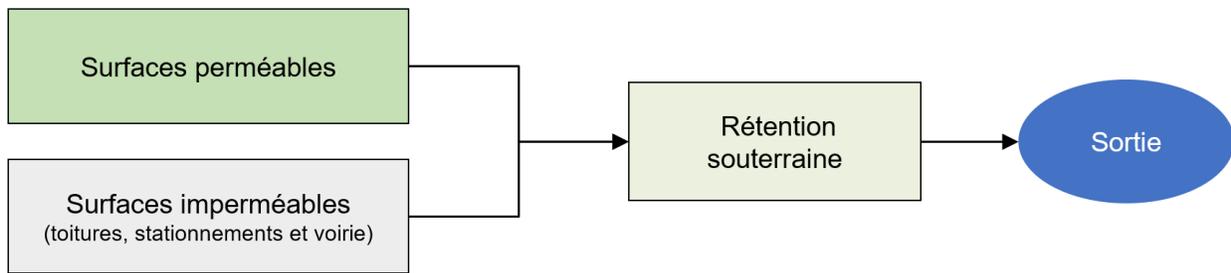


Figure 3.36 Cheminement du ruissellement vers les bassins de rétention sous chaussée dans le modèle d'évaluation des solutions de contrôle à la source

Les sous-sections suivantes présentent les paramètres de conception qui ont été appliqués dans le modèle aux solutions de contrôle à la source, soit : i) la redirection des gouttières résidentielles, ii) les biorétentions, iii) le pavage perméable, et iv) la rétention souterraine.

3.9.2.1 Redirection des gouttières résidentielles

La redirection des gouttières résidentielles a été simulée en posant un pourcentage (%) de transfert des surfaces imperméables vers les surfaces perméables. Ce pourcentage correspond à la proportion des surfaces imperméables occupée par les toitures résidentielles. Le pourcentage obtenu varie entre 2,8 et 58,8 %, selon le sous-bassin. Il est supposé que les gouttières sont redirigées vers les surfaces perméables des lots, soit les surfaces engazonnées ou les aménagements paysagers. Comme mentionné précédemment (section 3.8.3.2), la redirection des gouttières résidentielles a été appliquée à l'ensemble des sous-bassins sur le secteur à l'étude.

3.9.2.2 Biorétentions et pavage perméable

Les biorétentions et le pavage perméable ont été simulés à l'aide du module LID (*Low Impact Development*) de SWMM (Rossman, 2016). Le module LID simule les ouvrages sous forme de couches verticales superposées; chaque couche correspond à une portion de l'ouvrage dont les caractéristiques physiques et hydrauliques sont homogènes. Les hypothèses suivantes ont été posées pour la simulation des biorétentions et du pavage perméable :

- i) Le pourcentage (%) d'imperméabilité a été recalculé sur les sous-bassins où des aires de biorétention ou de pavage perméable ont été intégrées afin de considérer la conversion de surfaces imperméables en surfaces perméables. Pour ces sous-bassins, le pourcentage d'imperméabilité est ainsi passé à des valeurs situées entre 34,9 et 49,1 % à 31,8 et 44,7 %. Ce pourcentage n'a pas été modifié pour les sous-bassins possédant initialement des espaces verts converties en aires de biorétention.
- ii) Comme mentionné à la section 3.8.3.2, si des aires de pavage et des espaces verts existants sont présents sur le même sous-bassin, le pavage perméable est appliqué en priorité.
- iii) En raison du niveau élevé de la nappe phréatique (section 3.8.3.1), il a été supposé que les ouvrages traitent le ruissellement uniquement par filtration et par rétention (ou par biorétention); la base des ouvrages est ainsi composée d'un géotextile étanche et le taux d'exfiltration hors de la couche de

stockage a été fixé à 0 mm/h. Il a également été supposé que les ouvrages sont dépourvus de drains perforés dans la couche de stockage; ils se comportent ainsi comme des bassins de rétention où la vidange suite à un événement pluvial est assurée uniquement par évaporation (ou par évapotranspiration). Lorsque le volume de ruissellement dirigé vers les ouvrages dépasse la capacité de stockage de ceux-ci, l'excès de ruissellement est débordé en surface.

- iv) Le taux de traitement des biorétentions (ratio entre l'aire imperméable drainée et l'aire de l'ouvrage) a été défini à une valeur maximale de 10 (MDDEP et MAMROT, 2010).

Le taux de traitement du pavage perméable a été défini à une valeur de 1, c'est-à-dire que les ouvrages ne traitent que leur surface propre. En pratique, le taux de traitement du pavage perméable peut atteindre une valeur de 3 (Edmonton, 2014). Cependant, les aires pavées existantes converties en pavage perméable sur le secteur sont des stationnements ou des cours d'école; il a donc été supposé qu'aucune surface imperméable tributaire n'était dirigée vers celles-ci.

- v) Le colmatage dans les couches de stockage (biorétentions et pavage perméable) et de revêtement (pavage perméable) des ouvrages a été considéré comme négligeable; les facteurs de colmatage ont donc été posés à une valeur nulle.

Le Tableau 3.18 présente les paramètres de chaque couche qui ont été utilisés pour simuler les biorétentions dans PCSWMM. La valeur des paramètres en blanc est tirée de Bilodeau (2018); les paramètres en gris ont été ajustés selon les conditions sur le secteur (en fonction des hypothèses mentionnées précédemment).

Tableau 3.18 Paramètres de chaque couche utilisés pour la simulation des biorétentions dans PCSWMM (paramètres en blanc tirés de Bilodeau (2018) et paramètres en gris ajustés selon les conditions sur le secteur)

Couches	Paramètres	Valeurs	Unités
Surface	Hauteur de rétention	300	mm
	Fraction de couvert végétal	0,1	
	Rugosité de surface	0,3	
	Pente de surface	0,5	%
Média filtrant	Épaisseur	450	mm
	Porosité	0,437	
	Capacité capillaire	0,105	
	Point de flétrissement	0,047	
	Conductivité hydraulique saturée	140	mm/h
	Pente de conductivité	30	
	Tension capillaire	110	mm
Stockage	Épaisseur	600	mm
	Indice de vides	0,5	
	Taux d'exfiltration	0	mm/h
	Facteur de colmatage	0	
Drains souterrains	Coefficient du drain	0	mm/h
	Exposant du drain	0	
	Hauteur du drain par rapport au fond	0	mm

Le Tableau 3.19 présente les paramètres de chaque couche qui ont été utilisés pour simuler le pavage perméable dans PCSWMM. Les paramètres en blanc sont tirés de Vaillancourt (2018). Les paramètres en gris pâle ont été ajustés selon les conditions sur le secteur. Les paramètres en gris foncé proviennent de valeurs recommandées dans le manuel du logiciel SWMM (Rossman, 2016).

Tableau 3.19 Paramètres de chaque couche utilisés pour la simulation du pavage perméable dans PCSWMM (paramètres en blanc tirés de Vaillancourt (2018), paramètres en gris pâle ajustés selon les conditions sur le secteur et paramètres en gris foncé tirés de Rossman (2016))

Couches	Paramètres	Valeurs	Unités
Surface	Hauteur de rétention	2,5	mm
	Fraction de couvert végétal	0	
	Rugosité de surface	0,013	
	Pente de surface	1	%
Revêtement	Épaisseur	100	mm
	Indice de vides	0,4	
	Fraction de surface imperméable	0,9	
	Perméabilité	150	mm/h
	Facteur de colmatage	0	
Sol	Épaisseur	100	mm
	Porosité	0,3	
	Capacité capillaire	0,11	
	Point de flétrissement	0,1	
	Conductivité hydraulique saturée	440	mm/h
	Pente de conductivité	30	
	Tension capillaire	76,2	mm
Stockage	Épaisseur	500	mm
	Indice de vides	0,4	
	Taux d'exfiltration	0	mm/h
	Facteur de colmatage	0	
Drains souterrains	Coefficient du drain	0	mm/h
	Exposant du drain	0	
	Hauteur du drain par rapport au fond	0	mm

3.9.2.3 Bassins sous chaussée

Les bassins de rétention sous chaussée ont été modélisés comme des nœuds de stockage; les nœuds de modélisation initiaux (qui représentent des regards) ont été convertis en nœud de stockage aux emplacements sélectionnés dans le modèle. Les hypothèses de simulation suivantes ont été posées :

- i) Chaque bassin de rétention sous chaussée (représenté par un nœud de stockage) est composé de 20 chambres de rétention disposées en série, assurant une rétention totale d'environ 100 m³.

- ii) Les caractéristiques des chambres de rétention sont inspirées de celles des chambres HydroStor (modèle HS180) produites par Soleno (voir Figures 7.10 et 7.11 à l'Annexe K). Ce modèle de chambre fonctionne par refoulement.
- iii) Chaque chambre a une capacité d'environ 5,1 m³. Les dimensions sont de 1,16 m (hauteur), 2,0 m (largeur) et 2,2 m (profondeur). Bien que le modèle HS180 soit de forme en arche, il a été supposé, par souci de simplicité, que les chambres étaient de forme rectangulaire sans en modifier la capacité de rétention.
- iv) Les chambres se vident de façon gravitaire et assurent la rétention des eaux pluviales (et unitaires) sans recharge de la nappe phréatique. Ainsi, les chambres ne permettent pas de réduire la quantité d'eau acheminée au réseau, mais assurent un décalage temporel et un aplanissement des hydrogrammes résultant du ruissellement sur les sous-bassins.
- v) La longueur totale de chaque bassin (composé de 20 chambres) est de 44 m, ce qui correspond à la distance moyenne entre deux nœuds dans le modèle.
- vi) Une profondeur minimale de 2,1 m est requise pour mettre en place ce type de bassin, ce qui inclut l'assise de pierre nette (300 mm), le remblai (600 mm) et la hauteur de la chambre (1 160 mm). Ainsi, les bassins de rétention sous chaussée ont été intégrés uniquement aux emplacements où les conduites (unitaires ou pluviales) sont à une profondeur supérieure ou égale à 2,1 m.

3.9.3 Analyse comparative

Les solutions retenues ont été évaluées par une analyse comparative de plusieurs scénarios. Cinq scénarios, permettant d'évaluer dans quelle mesure ces solutions permettent de rencontrer les objectifs définis à la section 3.6, ont été élaborés (les scénarios 2, 4 et 5 correspondent aux scénarios pour le diagnostic des problématiques présentés à la section 3.7.2) :

1. Référence
3. Redirection du bassin contributoire
6. Séparation complète du bassin d'Argenson
7. Séparation complète du bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire
8. Contrôle à la source sur les bassins d'Argenson et contributoire
9. Contrôle à la source sur le bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire

Le scénario 3 est identique à celui présenté à la section 3.7.2. Ce scénario a permis de réaliser un diagnostic de la problématique et d'évaluer la solution de redirection des apports pluviaux.

Le scénario 6 correspond au scénario de référence avec un retrait de certains éléments existants, soit : les conduites pseudo-sanitaires (et les débits sanitaires), le régulateur (et la conduite qui achemine les débits régulés vers l'intercepteur Notre-Dame) et le déversoir de la surverse Parc Saint-Laurent. Le réseau unitaire existant est ainsi transformé en réseau pluvial et le collecteur d'Argenson est converti en émissaire pluvial, assurant un rejet d'eaux pluviales au milieu récepteur sans restriction. Il est supposé que les débits sanitaires existants sont collectés et acheminés à la station de pompage St-Laurent via de nouvelles conduites sanitaires; ces conduites ne sont pas modélisées aux fins de l'analyse. Par ailleurs, ce scénario met fin aux

débordements d'eaux unitaires; les débits acheminés au milieu récepteur sont uniquement des rejets pluviaux.

Le scénario 7 combine les solutions évaluées aux scénarios 3 et 6, soit la redirection du bassin contributoire et la séparation complète du bassin d'Argenson.

Le scénario 8 intègre l'ensemble des solutions de contrôle à la source retenues sur la totalité du secteur à l'étude (voir le Tableau 3.16).

Le scénario 9 combine les solutions évaluées aux scénarios 3 et 8, soit la redirection du bassin contributoire et l'intégration des solutions de contrôle à la source.

Ces six scénarios ont été évalués en reprenant les indicateurs de performance, les points d'observation et la méthodologie de simulation définis à la section 3.7.3. En plus de ces indicateurs, le nombre et la durée des surcharges sur le collecteur (compilée sur une base quotidienne en excluant l'année 2017) ont été évaluées pour les scénarios 1, 3 et 8. Le Tableau 3.20Tableau 3.20 présente un résumé des neuf scénarios comparés aux fins de l'étude (quatre pour le diagnostic de la problématique et cinq pour l'évaluation des solutions).

Tableau 3.20 Résumé des scénarios comparés pour le diagnostic de la problématique et pour l'évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse

		Causes des problématiques et solutions évaluées				
	Scénarios	Sans régulation à l'aval	Redirection du bassin contributoire	Hausse de la capacité de transport des conduites locales	Séparation complète du bassin d'Argenson	Contrôle à la source
Référence	1					
Diagnostic de la problématique	2	✓				
	3 ¹		✓			
	4	✓	✓			
	5			✓		
Évaluation des solutions	6				✓	
	7		✓		✓	
	8					✓
	9		✓			✓

¹ Le scénario 3 a permis à la fois de réaliser un diagnostic de la problématique et d'évaluer la solution de redirection des apports pluviaux.

3.10 Choix final des solutions

Les indicateurs de performance qui ont été obtenus pour chaque scénario de solution (scénarios 3 et 6 à 9 présentés à la section 3.9.3) et pour chaque point d'observation (surverse Parc St-Laurent et rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay) ont été comparés afin d'identifier les solutions les plus avantageuses à mettre en place sur le site à l'étude afin de rencontrer les objectifs de contrôle définis à la section 3.6, soit le respect des OER à la surverse Parc St-Laurent et une réduction des problématiques de refoulements et d'inondations de surface.

4 Résultats et discussion

4.1 Calibration du modèle

Les paramètres du modèle qui ont fait l'objet d'un ajustement (manuel) sont la rugosité des surfaces perméables et imperméables (n de Manning) ainsi que les pertes par dépression sur les surfaces perméables et imperméables des sous-bassins (quatre paramètres au total). Ces paramètres ont été ajustés de manière à ce que le nombre de débordements simulés se rapproche du nombre de débordements réels observés pour les années 2017 à 2019 et à ce qu'il y ait une concordance entre la localisation des inondations de surface de plus longue durée simulées et l'emplacement des résidences touchées lors de quatre événements pluvieux récents, entre 2012 à 2019 (voir Figure 3.13).

Le Tableau 4.1 présente les valeurs finales des paramètres de calibration obtenues pour les sous-bassins; ces valeurs concordent avec les plages de valeurs proposées dans la littérature (MDDEP et MAMROT, 2010).

Tableau 4.1 Valeurs finales des paramètres de calibration appliqués aux sous-bassins

	Paramètres	Valeurs
Surfaces perméables	Coefficient de Manning	0,25
	Pertes par dépression (mm)	10
Surfaces imperméables	Coefficient de Manning	0,016
	Pertes par dépression (mm)	3,5

Comme on peut le voir au Tableau 4.2, le nombre de débordements simulés (avec les paramètres de calibration présentés au Tableau 4.1) et observés sur une base hebdomadaire s'élève à une moyenne de 6,3 et 5,3 respectivement par année entre le 1^{er} juin et le 30 septembre pour les années 2017 à 2019. L'écart entre le nombre de débordements simulés et observés est considéré comme acceptable aux fins de l'étude. À noter que les débordements simulés n'ont pas été comptabilisés pour le mois de septembre 2017, ce qui peut expliquer pourquoi le nombre de débordements simulés est inférieur au nombre de débordements observés pour l'année 2017 (Tableau 4.2).

Tableau 4.2 Comparaison entre le nombre de débordements simulés et le nombre de débordements observés sur une base hebdomadaire entre le 1^{er} juin et le 30 septembre pour les années 2017 à 2019

Années	Nombre de débordements observés (1^{er} mai au 30 septembre)	Nombre de débordements simulés (1^{er} mai au 30 septembre)
2017	7	4
2018	5	9
2019	4	6
Total	16	19
Moyenne par année	5,3	6,3

La Figure 4.1 présente la durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l'événement extrême survenu le 11 août 2012. Il a été constaté que les inondations de plus longue durée (entre 30 et 45 minutes) se manifestent aux nœuds les plus en amont, sur les conduites locales, ce qui coïncide généralement avec les emplacements des résidences les plus touchées lors de cet événement (Figure 4.2), en particulier pour les rues Lanoue, Longueuil, Louisiane, Marin, Place Châteauguay et Prince, sur le bassin d'Argenson, et François-Grenier, sur le bassin contributoire. Des observations similaires ont été constatées pour la simulation des inondations de surface lors des trois autres événements de 2012 à 2019.

Considérant la complexité de l'hydraulique du réseau sur le secteur à l'étude, il est probable que plusieurs gammes de valeurs possibles pour les paramètres de calibration (Tableau 4.1) donneraient des résultats similaires lors de la simulation du scénario de référence. De plus, en raison de l'absence de données suffisantes pour réaliser une calibration en bonne et due forme, il a été impossible d'évaluer de façon quantitative les performances du modèle pour le scénario de référence et de s'assurer d'une représentation adéquate des problématiques, particulièrement en ce qui a trait aux durées de surcharge et aux volumes d'inondation de surface. Ainsi, bien que l'obtention d'un modèle complet et parfaitement calibré ne constitue pas l'objectif ultime de ce mémoire, les données disponibles ont tout de même permis d'arriver à un modèle réaliste permettant d'identifier les causes des problématiques et de comparer divers scénarios de solutions afin de cibler les interventions à privilégier sur le secteur à l'étude.

Les résultats de simulation détaillés obtenus au scénario de référence sont présentés à la section 4.2.



Figure 4.1 Durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l'événement du 11 août 2012



Figure 4.2 Emplacement des résidences touchées par les surcharges lors de l'événement pluvieux du 11 août 2012 (nombre de résidences touchées entre parenthèses)

4.2 Diagnostic de la problématique

Le diagnostic de la problématique a été réalisé par une simulation du scénario de référence (section 4.2.1) et par une analyse comparative de plusieurs scénarios sur la période d'intérêt (section 4.2.2).

4.2.1 Hydraulique du réseau

Les Figures 4.3 à 4.6 présentent les problématiques simulées sur la rue Marin, à la surverse Parc St-Laurent et au collecteur d'Argenson pour le scénario de référence. À partir de ces figures, on constate que les surcharges les plus importantes sont survenues le 19 août 2006, le 11 août 2012, le 25 juillet 2018 et le 2 septembre 2018 et que les inondations de surface importantes sont principalement survenues le 11 août 2012. Pour ce qui est des débordements (Figure 4.5), on constate qu'il n'y a pas de concordance entre les débordements à plus grands volumes et les problématiques les plus importantes sur la rue Marin. Un constat similaire est obtenu au niveau des surcharges de plus longue durée sur le collecteur d'Argenson (Figure 4.6).

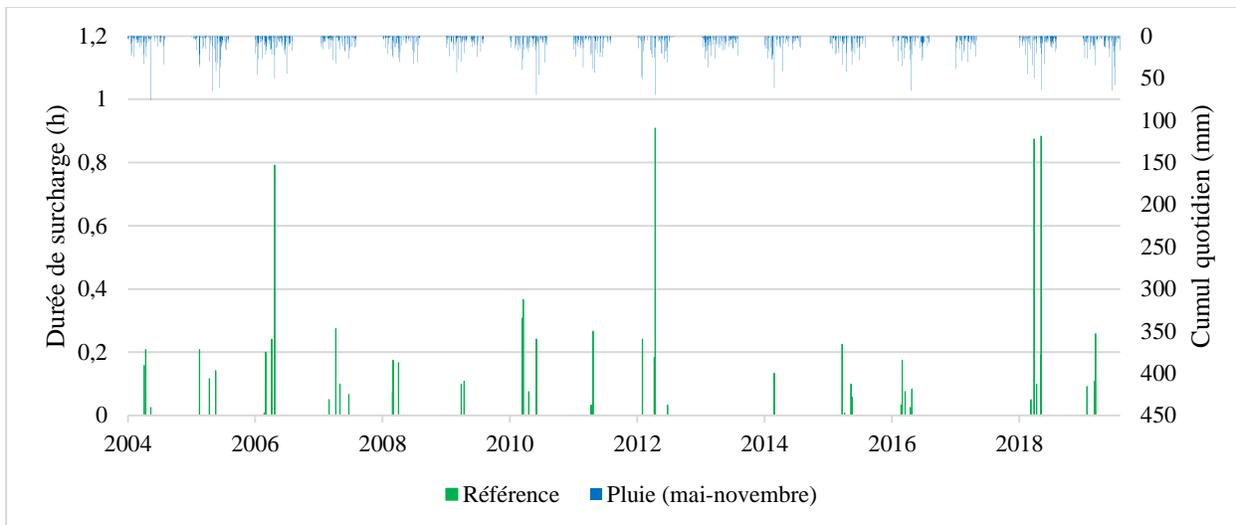


Figure 4.3 Durée des surcharges simulées sur la rue Marin pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019

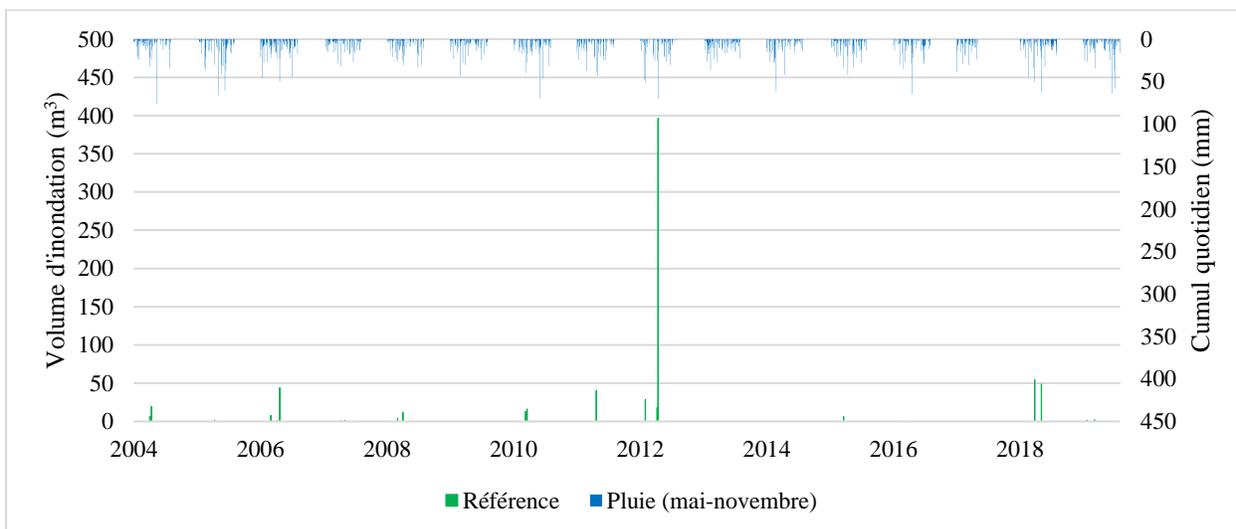


Figure 4.4 Volume des inondations de surface simulées sur la rue Marin pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019

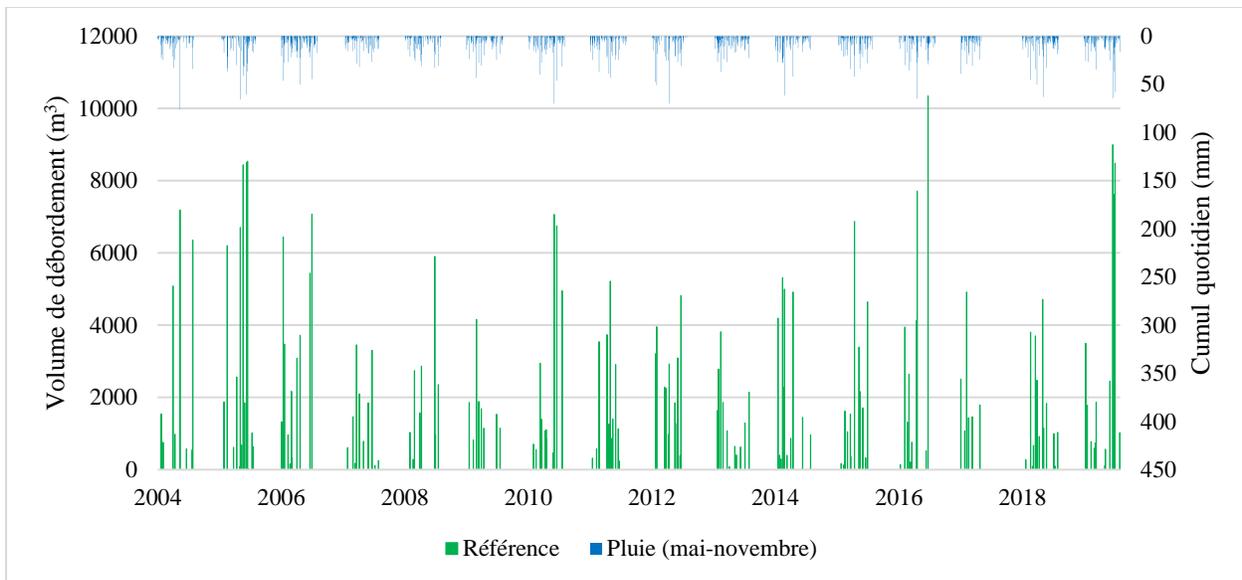


Figure 4.5 Volume des débordements simulés à la surverse Parc St-Laurent pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019

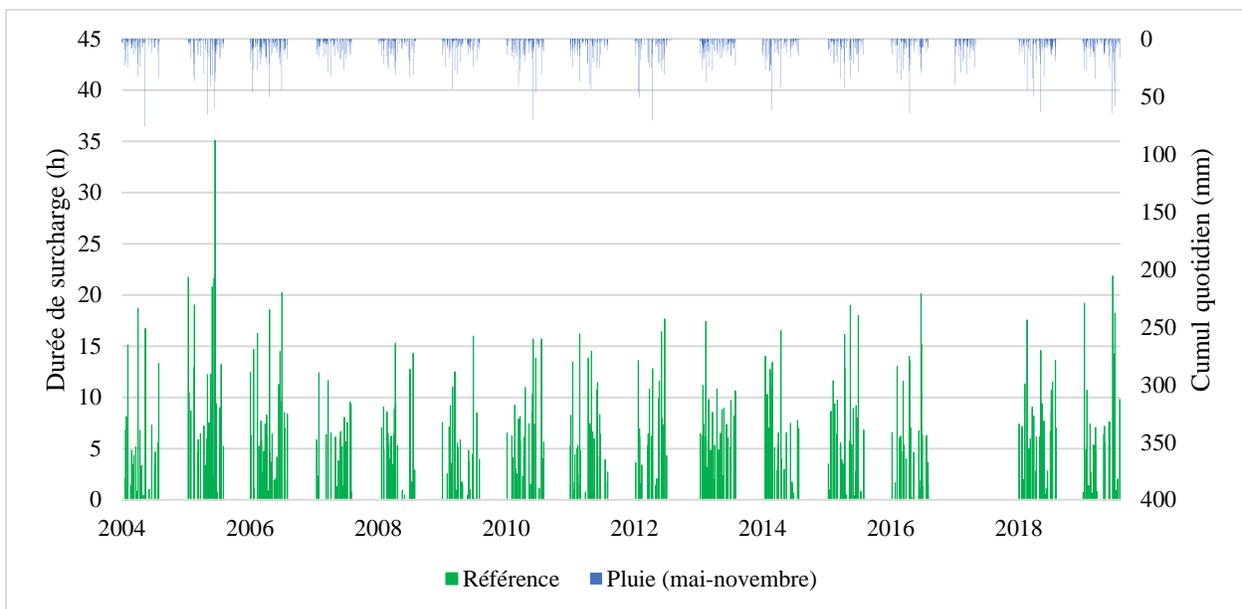


Figure 4.6 Durée des surcharges simulées au collecteur d'Argenson pour le scénario de référence de mai à novembre de 2004 à 2019

La simulation du scénario de référence a permis d'approfondir la compréhension de l'hydraulique du réseau existant et des processus menant aux refoulements et aux inondations de surface sur les rues locales. Les principales observations sont présentées ci-dessous.

4.2.1.1 Observation 1

Les problématiques sur le secteur (débordements, refoulements et inondations de surface) sont cumulatives et se manifestent dans l'ordre suivant :

- i) En temps de pluie, les eaux provenant des bassins d'Argenson et contributoire sont acheminées au collecteur d'Argenson. Puisque le régulateur limite grandement les débits véhiculés vers l'intercepteur Notre-Dame (≤ 190 L/s) et que l'élévation du déversoir de la surverse Parc St-Laurent est élevée, les eaux s'accumulent rapidement dans le collecteur et celui-ci devient en charge (Figures 4.7 et 4.8).
- ii) Lorsque le niveau d'eau atteint en amont du déversoir dépasse une élévation de 8,4 m (élévation du seuil du déversoir), une portion des eaux du collecteur déborde vers le milieu récepteur.
- iii) Si les eaux débordées vers le milieu récepteur (≤ 306 L/s) ne suffisent pas à réduire les surcharges sur le collecteur, des refoulements sur le réseau sont engendrés, se traduisant par une remontée d'eau dans les conduites. Lors de certains événements pluvieux, de tels refoulements peuvent remonter jusqu'aux conduites locales situées en amont sur le réseau (Figure 4.9).
- iv) Dans certains cas, les refoulements sur les conduites locales engendrent des remontées d'eau dans les regards, créant des inondations de surface.

Les Figures 4.7 à 4.9 présentent un exemple du cumul des problématiques énoncées ci-dessus sur une vue en profil allant de l'extrémité de la rue Marin à la surverse Parc St-Laurent pour l'événement du 31 juillet 2004.

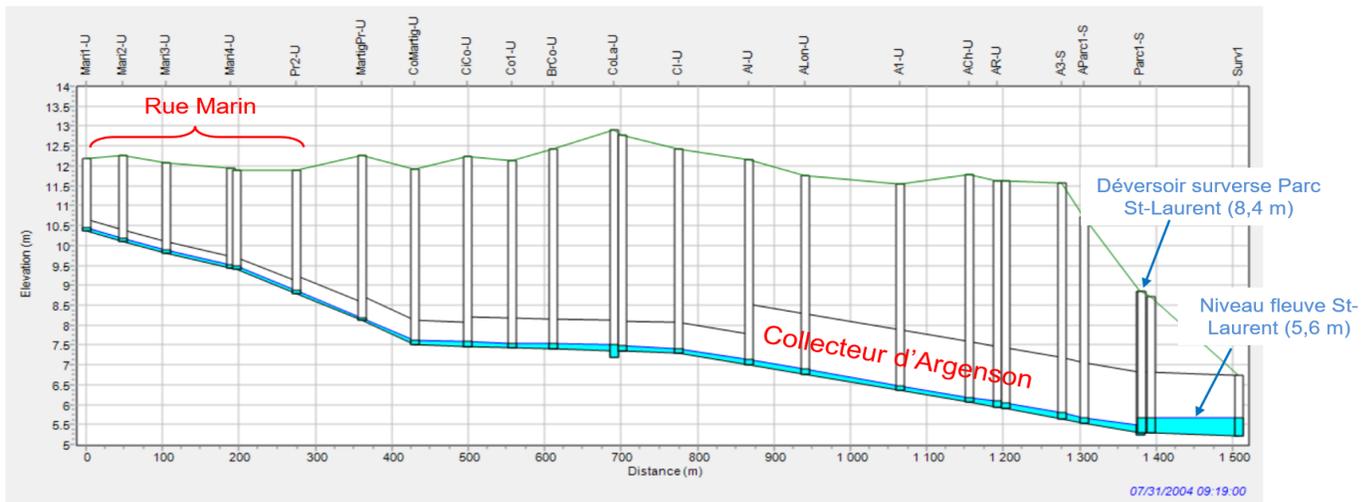


Figure 4.7 Écoulement des eaux du collecteur d'Argenson vers l'intercepteur Notre-Dame lorsque le débit est inférieur ou égal à 190 L/s – Événement du 31 juillet 2004 à 9h19

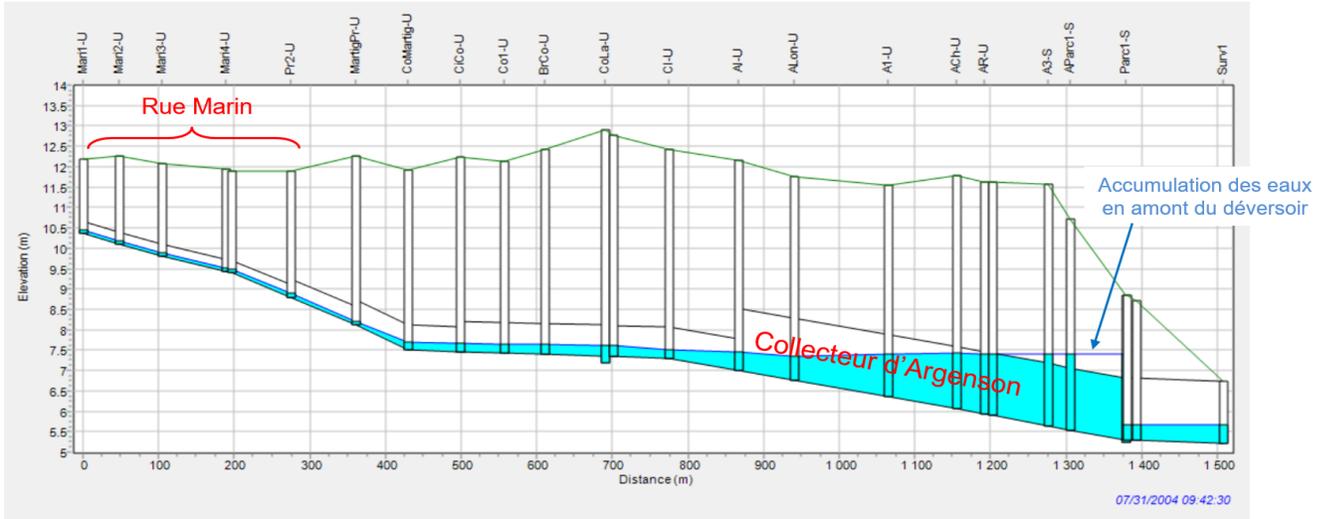


Figure 4.8 Accumulation des eaux en amont du déversoir et surcharges sur le collecteur d'Argenson lorsque le débit vers l'intercepteur Notre-Dame est supérieur à 190 L/s – Événement du 31 juillet 2004 à 9h42

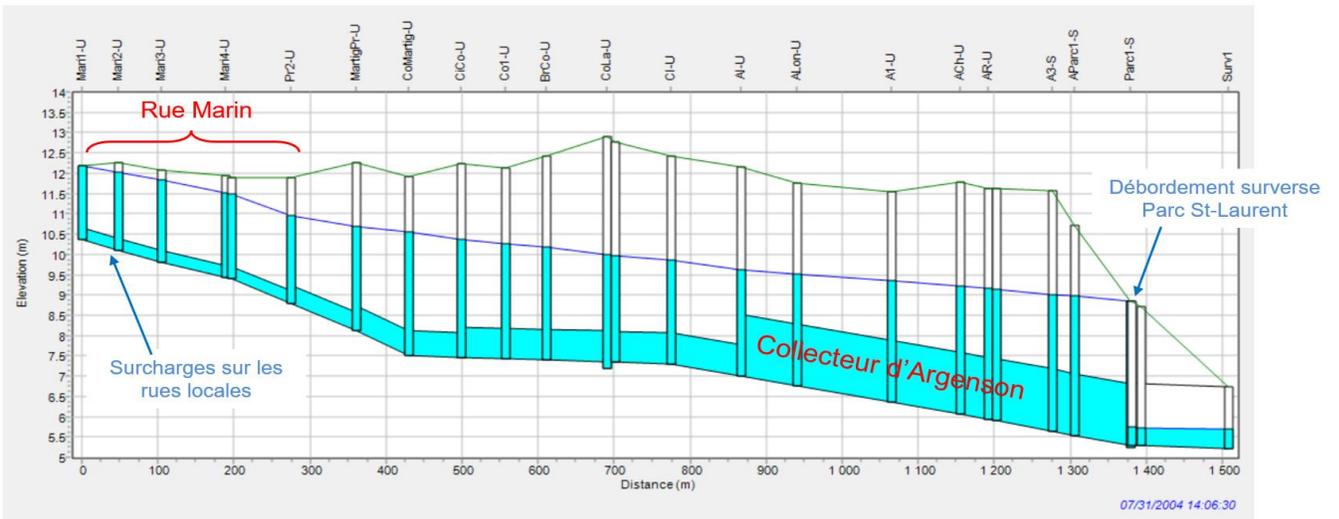


Figure 4.9 Débordement vers le milieu récepteur à la surverse Parc St-Laurent et surcharges sur les conduites locales – Événement du 31 juillet 2004 à 14h06

Les étapes cumulatives énoncées ci-dessus, allant de i à iv, sont présentées au Tableau 4.3. Dans ce tableau, cinq catégories d'événement pluvial sont identifiées; ces catégories ont été définies en fonction des conséquences qui en découlent sur le réseau. Les événements de catégorie 1 ne génèrent que de faibles débits dans le collecteur d'Argenson (≤ 190 L/s), alors que les événements de catégorie 5 engendrent des inondations de surface sur les rues locales.

Tableau 4.3 Cumul des problématiques sur le réseau

Catégories d'événement pluvial	Surcharges collecteur d'Argenson (i)	Débordements surverse Parc St-Laurent (ii)	Refoulements rues locales (iii)	Inondations rues locales (iv)
1				
2	✓			
3	✓	✓		
4	✓	✓	✓	
5	✓	✓	✓	✓

La Figure 4.10 présente une classification approximative des événements pluvieux de la période d'intérêt (excluant 2017) selon ces cinq catégories sur un graphique de la hauteur totale de la pluie en fonction de la durée. Les événements ont été classés en fonction des problématiques générées à la surverse Parc St-Laurent (débordements) et sur la rue Marin (refoulements et inondations de surface). Un total de 579 événements (un point pour chaque événement) ont été classés; chaque événement a été défini selon les critères suivants : i) hauteur minimale de 3,5 mm et ii) durée inter-événements minimale de 6 heures.

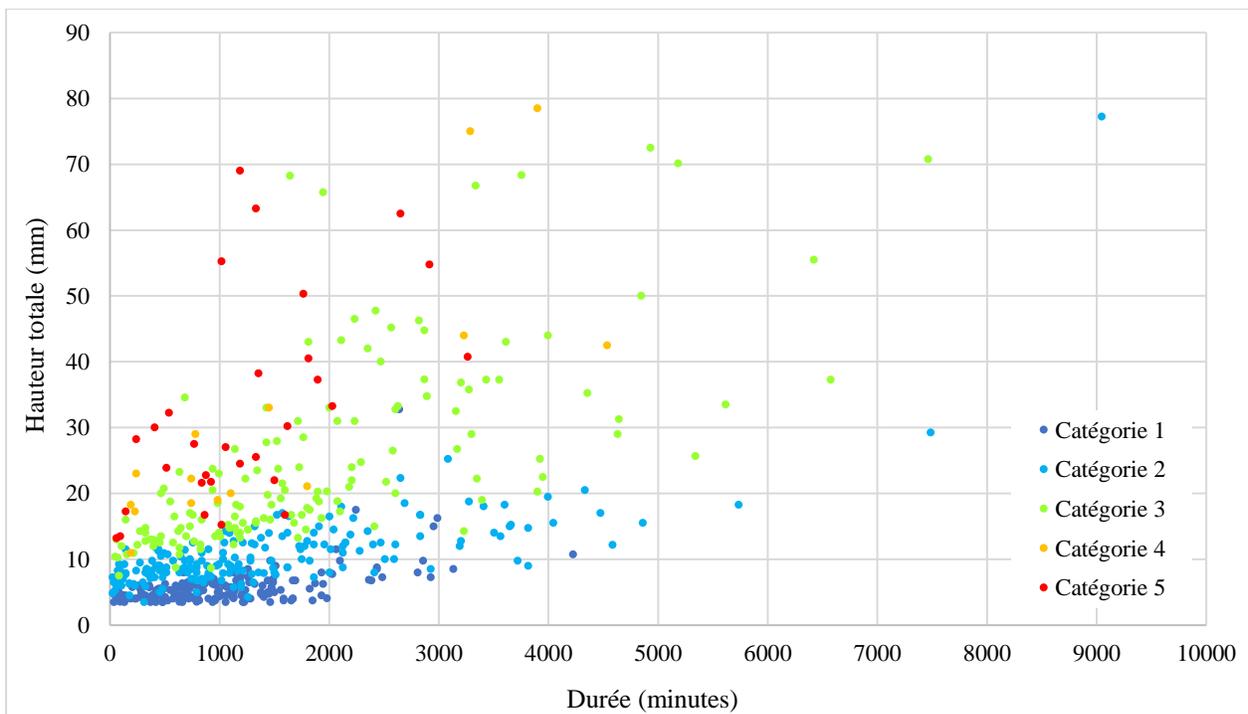


Figure 4.10 Classification approximative des événements pluvieux sur un graphique de la hauteur totale de pluie en fonction de la durée

La Figure 4.11 présente la même classification des événements que sur la Figure 4.10, mais sur un graphique de l'intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée, où l'intensité moyenne correspond au quotient de la hauteur totale et de la durée totale. On constate que cette représentation permet de mieux distinguer les cinq catégories d'événements pluvieux.

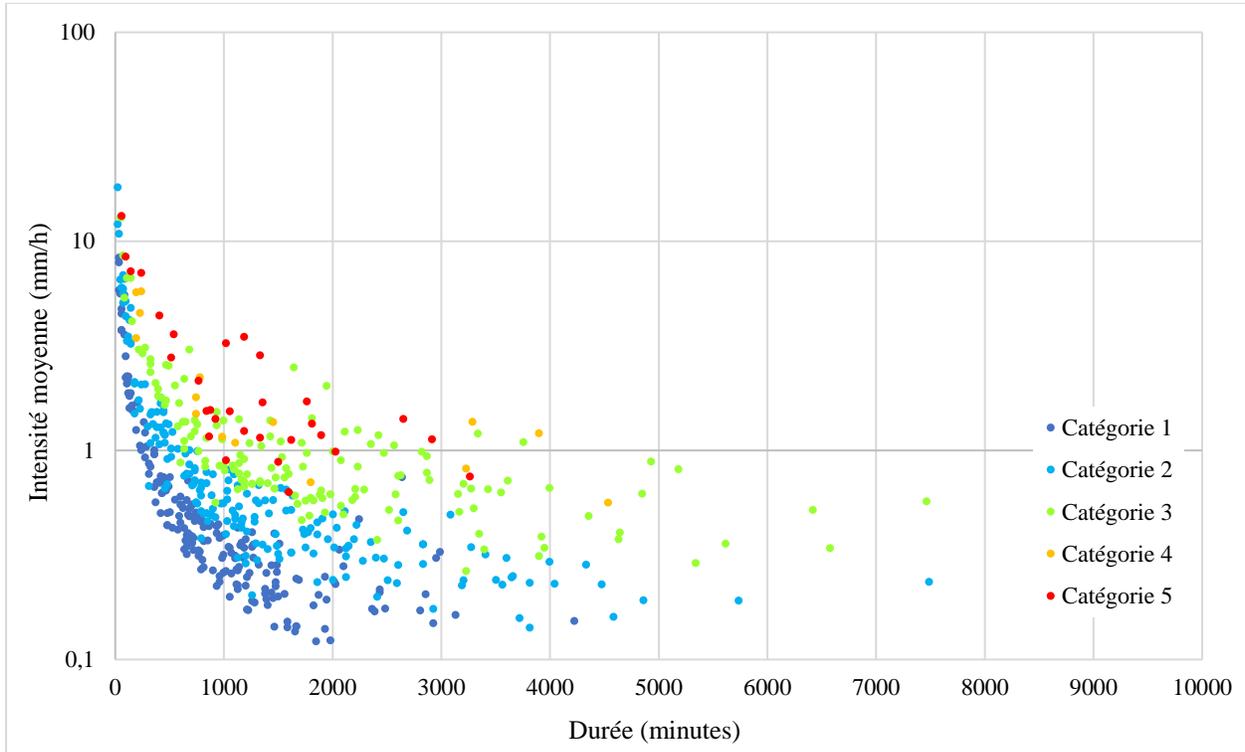


Figure 4.11 Classification approximative des événements pluvieux sur un graphique de l'intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée

4.2.1.2 Observation 2

Le cumul des problématiques présentées précédemment est un cas générique du processus menant aux surcharges sur les rues locales. Selon l'événement pluvial et les conditions antécédentes à celui-ci, les surcharges sur les rues locales peuvent se manifester de trois manières différentes :

1. Les surcharges surviennent d'abord sur le collecteur d'Argenson. Ces surcharges se répercutent ensuite sur les conduites locales (cas générique présenté précédemment).
2. Les surcharges surviennent uniquement sur les conduites locales sans qu'il n'y ait de surcharge sur le collecteur d'Argenson et/ou de débordement à la surverse. Cette situation se présente pour les événements de courte durée avec une intensité initiale élevée.
3. Les surcharges surviennent d'abord sur les conduites locales. Par la suite, des surcharges sur le collecteur et/ou des débordements à la surverse se manifestent. La Figure 4.12 présente un exemple de cette situation lors de l'événement du 25 juillet 2018. Pour cet événement, les surcharges et les inondations de surface sur les rues locales sont survenues respectivement à 16h59 et 17h01; les surcharges sur le collecteur et les débordements se sont apparus respectivement à 17h05 et 17h07.

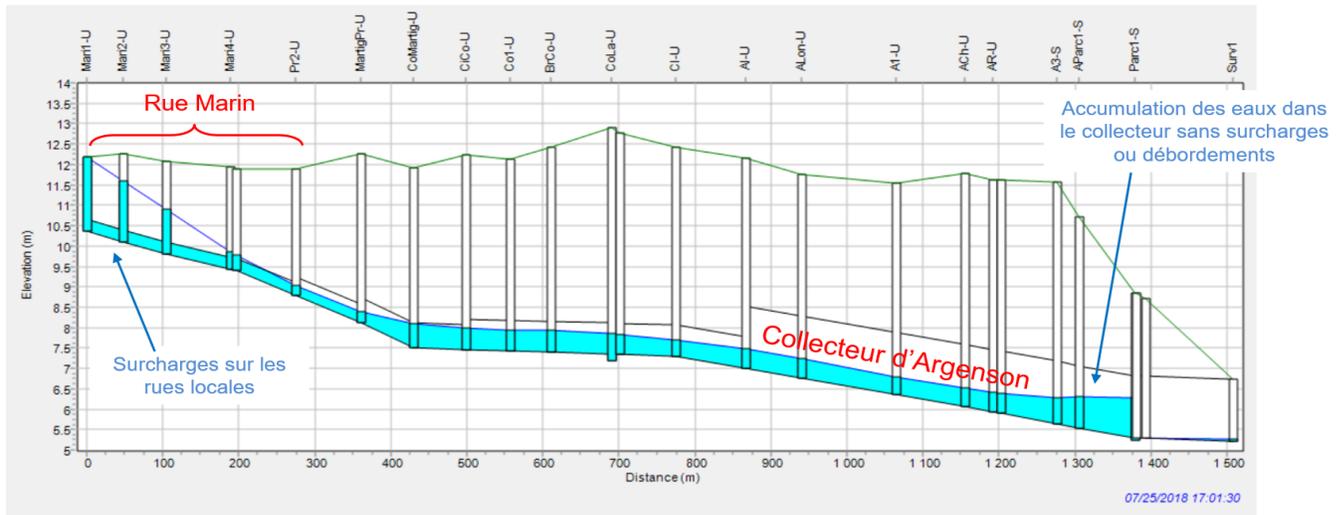


Figure 4.12 Surcharges sur les rues locales avant les surcharges sur le collecteur et les débordements – Événement du 25 juillet 2018 à 17h01

4.2.1.3 Observation 3

Bien que l'émissaire de la surverse Parc St-Laurent soit généralement partiellement ou totalement submergé (environ 77 % du temps sur la période d'intérêt), les niveaux élevés du fleuve St-Laurent (généralement entre mars et avril) ne contribuent pas aux surcharges sur le collecteur d'Argenson et ne limitent pas les débits de débordement. En effet, le niveau du fleuve ne dépasse jamais l'élévation du seuil du déversoir (8,4 m), ce qui fait en sorte que les eaux du fleuve ne s'engouffrent pas dans le collecteur. Ainsi, le niveau le plus élevé sur la période d'intérêt a été de 8,22 m le 24 avril 2019.

4.2.1.4 Autres observations

- i) Les surcharges et inondations de surface sur les rues locales sont généralement de courtes durées; les durées maximales simulées sur la période d'intérêt sont respectivement de 80 et 45 minutes, obtenues le 2 septembre 2018 et le 11 août 2012.
- ii) Les emplacements les moins affectés par les inondations de surface sont les conduites principales du réseau (conduites les plus profondes), soit les conduites des rues Concorde et Leber, et des boulevards d'Argenson et Iberville. Il s'agit également des emplacements où les surcharges sont les plus longues (Figure 4.13).



Figure 4.13 Durée des surcharges simulées aux nœuds et conduites du réseau lors de l'événement du 11 août 2012

- iii) Le temps de retour maximal aux conditions initiales (conditions de temps sec) sur la dernière conduite aval du collecteur d'Argenson après la fin d'un événement pluvial est d'environ 7 heures pour les événements qui ont engendré des problématiques sur les rues locales. Le Tableau 4.4 présente le temps de retour aux conditions initiales pour quelques événements sélectionnés sur la période d'intérêt.

Tableau 4.4 Temps de retour aux conditions initiales pour quelques événements sélectionnés sur la période d'intérêt

Date	Hauteur totale (mm)	Temps de retour aux conditions initiales (h)
31 juillet 2004	54,8	7,2
31 août 2005	65,8	5,7
11 août 2012	69,0	6,8
17 août 2016	68,3	6,3
23 octobre 2016	77,3	5,6
25 juillet 2018	50,3	5,3
2 septembre 2018	63,3	7,0

- iv) Les surcharges sur le collecteur d'Argenson sont récurrentes : elles s'élèvent à une moyenne de 26,9 par année compilées sur une base quotidienne (excluant l'année 2017) avec une durée moyenne de 6,7 heures. Bien que récurrentes, de telles surcharges sur le collecteur ne provoquent pas nécessairement de débordements au milieu récepteur ni de surcharges sur les rues locales.

4.2.2 Causes des refoulements et inondations de surface

Le Tableau 4.5 présente les indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les cinq scénarios de simulation liés au diagnostic de la problématique, soit : i) référence, ii) référence sans régulation à l'aval, iii) redirection du bassin contributoire, iv) redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval et v) hausse de la capacité de transport des conduites locales.

Dans ce tableau, le nombre de débordements, de surcharges et d'inondations de surface est exprimé en nombre moyen par année sur la période d'intérêt (entre mai à novembre de 2004 à 2019). La durée des surcharges et des inondations de surface ainsi que le volume des inondations de surface correspondent à des valeurs moyennes par événement. Pour chaque scénario, le calcul a été réalisé selon le nombre d'événements simulés par le scénario de référence.

En complément au Tableau 4.5, les Figures 7.12 à 7.32 à l'Annexe L présentent les problématiques simulées sur la période d'intérêt à la surverse Parc St-Laurent, au collecteur d'Argenson et sur la rue Marin pour chaque scénario.

Tableau 4.5 Indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les quatre scénarios liés au diagnostic de la problématique (mai à novembre, de 2004 à 2019)

Points d'observation	Problématiques	Indicateurs de performance ^{1, 2, 3}	Unités	Référence (1)	Référence sans régulation à l'aval (2)	Redirection du bassin contributoire (3)	Redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval (4)	Hausse de la capacité de transport des conduites locales (5)
Surverse Parc St-Laurent	Débordements	Nombre	moy/année	6,7	NA ⁴	1,9	NA ⁵	6,7
Rue Lanoue	Refoulements	Nombre	moy/année	5,8	5,8	5,6	5,6	0,2
		Durée moyenne par événement	min	15,1	14,5	15,1	14,5	0,6
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	2,7	2,7	2,7	2,7	0,1
		Durée moyenne par événement	min	7,5	7,2	7,3	7,0	0,2
		Volume moyen par événement	m ³	34,2	32,9	33,4	30,4	0,7
Rue Longueuil	Refoulements	Nombre	moy/année	2,9	1,8	1,7	1,8	0,2
		Durée moyenne par événement	min	15,4	6,0	6,4	6,0	1,2
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	0,9	0,2	0,3	0,2	0,1
		Durée moyenne par événement	min	4,8	2,5	2,7	2,1	1,0
		Volume moyen par événement	m ³	20,6	10,4	10,6	5,9	6,9

Points d'observation	Problématiques	Indicateurs de performance ^{1, 2, 3}	Unités	Référence (1)	Référence sans régulation à l'aval (2)	Redirection du bassin contributoire (3)	Redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval (4)	Hausse de la capacité de transport des conduites locales (5)
Rue Marin	Refoulements	Nombre	moy/année	3,2	2,9	2,8	2,9	0,2
		Durée moyenne par événement	min	11,8	8,0	8,2	7,6	1,2
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	2,1	1,5	1,5	1,5	0,1
		Durée moyenne par événement	min	7,7	5,1	5,5	4,7	0,3
		Volume moyen par événement	m ³	23,5	17,1	18,0	15,7	2,4
Place Châteauguay	Refoulements	Nombre	moy/année	2,9	2,2	2,2	2,2	0,2
		Durée moyenne par événement	min	12,7	6,4	7,1	6,4	0,9
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	0,8	0,6	0,7	0,6	0,1
		Durée moyenne par événement	min	5,3	4,1	4,2	3,8	1,2
		Volume moyen par événement	m ³	18,1	13,3	14,7	13,3	4,7

¹ Pour l'année 2017 seulement, les débordements ont été compilés de juin à août.

^{2, 3} L'année 2017 a été exclue du calcul des indicateurs de performance pour les refoulements et les inondations de surface.

^{4, 5} NA pour les débordements, puisque les débordements ne s'appliquent pas pour ces scénarios.

Les résultats présentés au Tableau 4.5 et aux Figures 7.12 à 7.32 de l'Annexe L ont permis d'identifier les causes menant aux refoulements et aux inondations de surface sur les rues locales. Les principales conclusions sont les suivantes :

- i) L'ampleur (durée et volume) et la récurrence des refoulements et des inondations de surface sur les rues locales sont principalement expliquées par une sous-capacité des conduites locales; celles-ci ayant des dimensions insuffisantes (300 mm) pour collecter l'ensemble des eaux pluviales et sanitaires qui y sont acheminées lors de certains événements pluvieux. En effet, on constate que les indicateurs de performance pour le scénario 5 sont sensiblement réduits par rapport au scénario de référence (contrairement aux scénarios 2, 3 et 4).
- ii) La restriction causée par le régulateur en amont de l'intercepteur Notre-Dame ainsi que les apports pluviaux provenant du bassin contributoire ont peu d'incidence sur les problématiques des rues locales; le retrait de ces éléments (scénarios 2 et 3) ne réduit que de façon modérée les indicateurs de performance par rapport au scénario de référence.
- iii) Le bassin contributoire représente un apport important au collecteur d'Argenson en temps de pluie. En effet, la redirection de cet apport (scénario 3) réduit de façon importante la récurrence des débordements, passant à une moyenne de 6,7 à 1,9 par année. Les surcharges sur le collecteur d'Argenson sont également réduites, passant à une moyenne de 26,9 à 10,1 par année (excluant l'année 2017) et à une durée moyenne de 6,7 à 1,2 heures. Malgré ces réductions des débordements et des surcharges sur le collecteur d'Argenson, on constate que le retrait du bassin contributoire a peu d'incidence sur les refoulements et les inondations de surface des rues locales.
- iv) La combinaison des scénarios 2 et 3, soit la combinaison du retrait du régulateur et de la redirection du bassin contributoire (scénario 4), n'apporte qu'un gain négligeable de réduction des problématiques locales par rapport à l'application individuelle de ces interventions.
- v) Les constats mentionnés ci-dessus sont similaires pour les quatre rues évaluées, soient les rues Lanoue, Longueuil, Marin et Place Châteauguay.

4.3 Évaluation des solutions prises en compte dans l'analyse

Le Tableau 4.6 présente les indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les six scénarios de simulation liés à l'évaluation des solutions, soit : i) référence, ii) redirection du bassin contributoire, iii) séparation complète du bassin d'Argenson, iv) séparation complète du bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire, v) contrôle à la source sur les bassins d'Argenson et contributoire et vi) contrôle à la source sur le bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire. Les indicateurs ont été obtenus à l'aide de la même méthode de calcul que pour ceux présentés au Tableau 4.5.

En complément au Tableau 4.6, les Figures 7.12 à 7.32 à l'Annexe L présentent les problématiques simulées sur la période d'intérêt à la surverse Parc St-Laurent, au collecteur d'Argenson et sur la rue Marin pour chaque scénario.

Tableau 4.6 Indicateurs de performance obtenus aux points d'observation pour les six scénarios liés à l'évaluation des solutions retenues (mai à novembre, de 2004 à 2019)

Points d'observation	Problématiques	Indicateurs de performance ^{1, 2, 3}	Unités	Référence (1)	Redirection du bassin contributoire (3)	Séparation complète du bassin d'Argenson (6)	Séparation complète du bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire (7)	Contrôle à la source sur les bassins d'Argenson et contributoire (8)	Contrôle à la source sur le bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire (9)
Surverse Parc St-Laurent	Débordements	Nombre	moy/année	6,7	1,9	NA ⁴	NA ⁵	2,6	0,6
Collecteur d'Argenson	Surcharges	Nombre	moy/année	26,9	10,1	NA ⁶	NA ⁷	16,9	NA ⁸
		Durée moyenne par événement	heures	6,7	1,2	NA	NA	3,5	NA
Lanoue	Refoulements	Nombre	moy/année	5,1	5,6	5,6	5,3	0,9	0,9
		Durée moyenne par événement	mins	15,7	15,1	15,0	15,1	3,4	2,7
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	2,7	2,7	2,7	2,7	0,0	0,0
		Durée moyenne par événement	min	7,5	7,3	7,2	7,2	NA	NA
		Volume moyen par événement	m ³	34,2	33,4	33,8	31,2	NA	NA
Longueuil	Refoulements	Nombre	moy/année	2,9	1,7	1,7	1,6	0,3	0,1
		Durée moyenne par événement	min	15,4	6,4	5,8	5,7	6,9	2,9
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	0,9	0,3	0,2	0,2	0,0	0,0
		Durée moyenne par événement	min	4,8	2,7	2,7	2,1	NA	NA
		Volume moyen par événement	m ³	20,6	10,6	12,1	5,8	NA	NA

Points d'observation	Problématiques	Indicateurs de performance ^{1, 2, 3}	Unités	Référence (1)	Redirection du bassin contributoire (3)	Séparation complète du bassin d'Argenson (6)	Séparation complète du bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire (7)	Contrôle à la source sur les bassins d'Argenson et contributoire (8)	Contrôle à la source sur le bassin d'Argenson et redirection du bassin contributoire (9)
Marin	Refoulements	Nombre	moy/année	3,2	2,8	2,9	2,9	0,2	0,2
		Durée moyenne par événement	mins	11,8	8,2	8,0	7,6	2,3	1,4
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	2,1	1,5	1,7	1,7	0,1	0,1
		Durée moyenne par événement	min	7,7	5,5	5,2	4,7	0,8	0,6
		Volume moyen par événement	m ³	23,5	18,0	18,1	15,8	1,5	1,0
Place Châteauguay	Refoulements	Nombre	moy/année	2,9	2,2	2,1	2,1	0,3	0,2
		Durée moyenne par événement	min	12,7	7,1	6,2	6,3	4,3	2,8
	Inondations de surface	Nombre	moy/année	0,8	0,7	0,6	0,6	0,1	0,1
		Durée moyenne par événement	min	5,3	4,2	4,0	3,8	2,1	1,7
		Volume moyen par événement	m ³	18,1	14,7	13,4	13,2	5,1	3,6

¹ Pour l'année 2017 seulement, les débordements ont été compilés de juin à août.

^{2, 3} L'année 2017 a été exclue du calcul des indicateurs de performance pour les refoulements et les inondations de surface.

^{4, 5} Ces scénarios impliquent seulement des rejets pluviaux sans débordement du réseau unitaire au milieu récepteur.

^{6, 7, 8} Les surcharges sur le collecteur d'Argenson n'ont pas été évaluées pour ces scénarios.

Les résultats présentés au Tableau 4.6 et aux Figures 7.12 à 7.32 de l'Annexe L ont permis de comparer les solutions retenues pour chaque point d'observation afin d'évaluer dans quelle mesure celles-ci permettent de rencontrer les objectifs de contrôle établis à la section 3.6. Ces objectifs étaient de réduire les problématiques de refoulements et d'inondations de surface par rapport à l'état actuel sans augmenter la récurrence des débordements. Les principales conclusions sont les suivantes :

- i) Les solutions de grande envergure, soit la redirection du bassin contributoire (scénario 3) et la séparation complète du bassin d'Argenson (scénario 6), réduisent la récurrence des débordements à la surverse. Pour la redirection, les débordements passent d'une moyenne de 6,7 à 1,9 par année. Pour la séparation, les débordements sont éliminés étant donné que la séparation implique seulement des rejets pluviaux au milieu récepteur.
- ii) Les solutions de grande envergure ont des impacts modérés les problématiques des rues locales. De plus, la combinaison de la redirection et de la séparation (scénario 7) n'apporte qu'un gain négligeable de réduction des problématiques locales par rapport à l'application individuelle de ces interventions (constat similaire à celui de la section 4.2.2 pour la combinaison des scénarios 2 et 3).
- iii) Les solutions de contrôle à la source réduisent la récurrence des débordements, passant d'une moyenne de 6,7 à 2,6 et 0,6 par année, respectivement, pour les scénarios 8 et 9. Elles réduisent également les surcharges sur le collecteur d'Argenson, mais dans une proportion moindre que pour la redirection du bassin contributoire, passant à une moyenne de 16,9 par année et une durée moyenne de 3,5 heures.
- iv) En plus de réduire la récurrence des débordements à la surverse et des surcharges sur le collecteur, les solutions de contrôle à la source permettent d'atténuer de façon importante ou d'éliminer les refoulements (récurrence et durée) et les inondations de surface (récurrence, durée et volume) sur les rues locales. Ainsi, les inondations de surface sur les rues Lanoue et Longueuil (comportant des aires de pavage perméable et des chambres de rétention souterraine) sont complètement éliminées, tandis que celles sur les rues Marin et Place Châteauguay (comportant des aires de biorétention) sont réduites de façon significative, passant respectivement à des volumes moyens de 23,5 à 1,5 m³ et de 18,1 à 5,1 m³. De plus, pour ces quatre rues, les surcharges locales passent à une moyenne de 3,5 à 0,4 par année avec des durées moyennes passant de 13,9 à 4,2 minutes.
- v) Aux Figures 7.24, 7.25, 7.31 et 7.32 à l'Annexe L, on constate que, pour les scénarios 8 et 9, les refoulements et inondations de surface sont généralement éliminés sur la rue Marin pour l'ensemble des événements de la période d'intérêt, à l'exception des événements des 19 août 2006, 11 août 2012 et 2 septembre 2018, où les surcharges passent d'une moyenne de 52 à 37 minutes, et à l'exception de l'événement du 11 août 2012, où les inondations de surface passent de 397 à 48 m³. Ainsi, l'aire de biorétention présente sur la rue Marin (voir Figure 3.31) permet de pallier la plupart des dysfonctionnements, à l'exception de ceux survenant lors de certains événements pluvieux de faible récurrence, comme celui du 11 août 2012 où la période de retour était supérieure à 100 ans pour une intensité maximale de 91 mm/h sur 30 minutes.
- vi) La combinaison des solutions de contrôle à la source (scénarios 8) et de la redirection du bassin contributoire (scénario 9) permet de réduire davantage la récurrence des débordements ainsi que les problématiques locales par rapport à la seule application des mesures de contrôle à la source.

La Figure 4.14 présente la durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l'événement du 11 août 2012 avec les solutions de contrôle à la source (scénario 8). En comparant les résultats avec ceux de la Figure 4.1 pour les conditions existantes (scénario 1), on constate que les durées simulées sont inférieures à 15 minutes sur l'ensemble du bassin d'Argenson, alors qu'elles s'élevaient initialement à entre 30 et 45 minutes sur plusieurs nœuds (extrémités des rues Lanoue, Longueuil, Louisiane, Place Châteauguay et Prince) et étaient supérieures à 45 minutes sur la rue Marin.



Figure 4.14 Durée des inondations de surface simulées aux nœuds du réseau lors de l'événement du 11 août 2012 après la mise en place de solutions de contrôle à la source sur l'ensemble du secteur à l'étude (scénario 8)

4.4 Choix final des solutions

En se basant sur les observations présentées à la section 4.3, les pratiques à privilégier pour atténuer les problèmes liés au drainage des eaux pluviales sur les rues locales du bassin d'Argenson sont les solutions de contrôle à la source, soit la redirection des gouttières résidentielles, le pavage perméable, les aires de biorétention et la rétention souterraine.

Il est important de préciser que les solutions de contrôle à la source, bien qu'intéressantes du point de vue de la gestion des eaux pluviales, comportent leur lot de défis techniques et peuvent soulever des questions à l'égard de leurs performances à moyen et à long terme. Parmi les nombreux enjeux, on peut mentionner les principaux aspects suivants :

- Les infrastructures vertes en milieu urbain constituent une approche relativement nouvelle et requièrent une expertise ciblée. Leur conception et leur mise en place doivent être adaptées à la géographie, au climat et à l'hydrologie de leur milieu d'insertion, afin d'assurer une durée de vie prolongée de celles-ci (Emerson et Traver, 2008);
- La transition vers les infrastructures vertes implique un changement majeur des pratiques d'entretien pour les villes afin que les ouvrages conservent (ou qu'ils retrouvent en partie) leurs performances initiales (Haile et al., 2016);
- Une forte variation saisonnière des performances d'infiltration des infrastructures vertes peut être anticipée selon les conditions du sol et des végétaux et selon les fluctuations du taux d'évapotranspiration et de la conductivité hydraulique (Heasom et al., 2006; Emerson et Traver, 2008).
- Une diminution progressive des performances d'infiltration des ouvrages peut être rencontrée au fil du temps; cette diminution peut être en partie attribuable aux effets de l'accumulation de sédiments et de polluants, du colmatage et de la réduction de la perméabilité (Liu et al., 2018; Wang et al., 2020).

5 Conclusion

5.1 Généralités

L'objectif principal de ce projet de recherche était de développer une méthodologie pour identifier les solutions à mettre en place en vue d'atténuer les problèmes liés au drainage des eaux pluviales dans les secteurs desservis par un réseau unitaire. Cette méthodologie a été appliquée au bassin de drainage d'Argenson à Repentigny, où plusieurs problèmes de refoulements et d'inondations de surface ont été observés au cours des dernières années, en particulier au niveau des rues locales. Pour ce bassin, l'objectif était de réduire l'ampleur et la récurrence de ces problématiques par rapport à l'état actuel sans toutefois augmenter la récurrence des débordements à la surverse Parc St-Laurent. La méthodologie de sélection des solutions a principalement été basée sur la compréhension des causes engendrant les problématiques sur le réseau.

En premier lieu, un diagnostic des causes a été réalisé par une analyse comparative de cinq scénarios à l'aide d'un modèle hydrologique et hydraulique (dans le logiciel PCSWMM). Ces scénarios considèrent : i) le retrait du régulateur limitant le débit acheminé à l'intercepteur Notre-Dame, ii) la redirection des apports pluviaux provenant du bassin contributoire, iii) la hausse de la capacité de transport de conduites sur certaines rues locales du réseau et iv) la combinaison des éléments i et ii. Chaque scénario a été simulé en continu sur une période de 15 années (2004 à 2019, excluant 2017), durant laquelle plusieurs événements de faible récurrence ainsi qu'un événement extrême sont survenus. Pour chaque scénario, des indicateurs de performance liés aux refoulements et aux inondations de surface ont été compilés aux emplacements les plus affectés du secteur étudié. Ainsi, quatre points d'observation ont été retenus : les extrémités des rues Marin, Lanoue, Longueuil et Place Châteauguay. Les résultats de ce diagnostic ont montré que les refoulements et les inondations de surface sur les rues locales sont principalement attribuables à la sous-capacité des conduites sur les rues locales, tant en ampleur (durée et volume) qu'en récurrence. Cette observation peut être expliquée par la conversion des conduites sanitaires existantes en conduites unitaires suite à la fermeture de fossés de drainage sur certaines rues du bassin d'Argenson.

Par la suite, les solutions visant à atténuer les surcharges locales ont été sélectionnées. L'étude a considéré un certain nombre de solutions dites « actives structurales » divisées en deux catégories : i) les solutions de grande envergure, soit la redirection des apports pluviaux du bassin contributoire vers un nouvel émissaire pluvial et la séparation complète du réseau unitaire sur le bassin d'Argenson, et ii) les solutions de contrôle à la source, qui incluent les infrastructures vertes (pratiques de gestion optimales) et les infrastructures grises. La sélection des solutions de contrôle à la source a été déterminée par les résultats d'analyses spatiales réalisées sur le secteur l'étude. Ces analyses ont pris en compte les caractéristiques de l'environnement bâti (toitures résidentielles, rues à large emprise et espaces publics), les espaces verts existants (ronds-points et terre-pleins), les surfaces imperméables existantes (stationnements publics) et la profondeur des conduites unitaires et pluviales du réseau. Quatre solutions de contrôle à la source ont été retenues : i) la redirection des gouttières résidentielles, ii) le pavage perméable, iii) les biorétentions et iv) la rétention sous chaussée. Les biorétentions et le pavage perméable ont été intégrés au modèle à l'aide du module LID de PCSWMM.

Les solutions sélectionnées ont été évaluées par une analyse comparative de six scénarios avec la même méthodologie de simulation que celle employée pour le diagnostic. Les résultats de l'analyse comparative ont montré que les solutions de grande envergure réduisent de façon importante la récurrence des

débordements à la surverse Parc St-Laurent et des surcharges sur le collecteur d'Argenson, et que les solutions de contrôle à la source, en plus de réduire la récurrence des débordements, permettent d'atténuer significativement ou d'éliminer les refoulements et les inondations de surface sur les rues locales, tant en ampleur (durée et volume) qu'en récurrence. Ainsi, les inondations de surface sur les rues Lanoue et Longueuil sont complètement éliminées par les solutions de contrôle à la source tandis que celles sur les rues Marin et Place Châteauguay sont réduites de façon significative, passant respectivement de volumes moyens de 23,5 à 1,5 m³ et de 18,1 à 5,1 m³. De plus, pour ces quatre rues, les surcharges locales passent à une moyenne de 3,5 à 0,4 par année avec des durées moyennes passant de 13,9 à 4,2 minutes. Ces résultats ont montré que les solutions de contrôle à la source sont les interventions à privilégier sur le bassin d'Argenson afin de rencontrer les objectifs de contrôle établis. Avec de telles interventions, seuls les événements pluvieux exceptionnels, tel celui du 11 août 2012 (de récurrence supérieure à 100 ans), sont susceptibles de générer des refoulements sur les rues locales.

La méthodologie proposée dans ce projet peut être appliquée à d'autres bassins de drainage urbains qui rencontrent des problèmes similaires à ceux observés sur le bassin d'Argenson. Elle permet de diagnostiquer les problématiques de drainage observées et de faire un choix préliminaire quant aux types d'interventions à privilégier sur le site.

5.2 Perspectives

5.2.1 Limites au modèle de drainage

Le modèle de drainage du secteur à l'étude a été élaboré uniquement à des fins de diagnostic des problématiques et de comparaison de scénarios, de manière à identifier le type d'intervention à privilégier pour pallier les dysfonctionnements sur les rues locales. En raison du nombre limité de données et de mesures disponibles pour ajuster le choix des paramètres, il a été difficile de s'assurer que le modèle reproduise de façon satisfaisante les débits en conduites et les situations problématiques rencontrées par le passé. Tel que discuté à la section 4.1, seules les pertes par dépression et la rugosité des surfaces perméables et imperméables des sous-bassins ont été ajustées, en se basant sur le nombre de débordements comptabilisés entre le 1^{er} juin et le 30 septembre de 2017 à 2019 et sur l'emplacement des résidences affectées lors de quatre événements pluvieux récents, entre 2012 à 2019.

Dans l'éventualité où le modèle ferait l'objet d'une calibration et d'une validation à des fins de conception détaillée des solutions de drainage, les données additionnelles suivantes seraient nécessaires (voir section 3.5.3) : i) un historique prolongé de mesures de débits en temps de pluie et en temps sec sur les conduites principales du réseau (boulevards d'Argenson et Iberville) et sur les trois points d'entrée pluviaux du bassin contributoire, ii) les données d'un ou de plusieurs pluviomètres (avec des données aux 5 minutes) judicieusement localisés dans le secteur afin de disposer de mesures de la pluie concomitantes aux séries de débits mesurés en réseau, iii) un relevé des débordements sur une base quotidienne et un historique de la hauteur d'eau au déversoir de la surverse Parc St-Laurent, vi) une série de mesures ponctuelles au régulateur hydro-frein avec des hauteurs amont variables et v) un relevé complet des regards sur les tronçons du réseau dont les plans en profil sont incomplets ou inexistant (voir Figure 7.8 à l'Annexe G).

De plus, le secteur à l'étude a été modélisé uniquement en drainage simple (voir section 3.5.1.1). Ainsi, l'interaction entre les réseaux mineur et majeur, les apports réels au réseau mineur ainsi que la portion de ruissellement gérée sur les rues n'ont pas été pris en considération. La simulation en double drainage est une méthode qui permet de représenter et de diagnostiquer de façon plus détaillée les différentes conditions

d'écoulement sur un bassin de drainage : les écoulements en charge, les écoulements à surface libre (en rue), les refoulements (inversion de courant) et les accumulations d'eau en surface (Mark et al., 2004; Randall et al., 2017; Li et al., 2020; Knight et al., 2021). Aux fins de l'étude, un modèle en double drainage aurait permis de raffiner l'analyse des problématiques, de connaître les hauteurs d'eau simulées en rue et de visualiser les accumulations d'eau aux points bas. Cependant, la simulation en double de drainage requiert un grand nombre de données additionnelles sur le site étudié telles : la pente des rues (transversale et longitudinale), la largeur des rues et la hauteur des bordures, l'emplacement des puisards, le type de grille en place et le diamètre des conduites de raccordement. Aux fins de l'étude, de telles données auraient été nécessaires pour définir des courbes de puisard et modéliser le réseau majeur. Toutefois, il est probable que la modélisation en double drainage ait peu d'impact sur les résultats étant donné que le secteur est très plat (pente moyenne des sous-bassins variant entre 0,1 et 0,6 %).

5.2.2 Changements climatiques

Dans cette étude, les scénarios de solutions ont été évalués sans prise en compte des changements climatiques, c'est-à-dire sans majoration des données pluviométriques sur la période d'intérêt (mai à novembre de 2004 à 2019). Une telle majoration permettrait de prendre en compte l'impact des changements climatiques sur les performances du réseau existant et sur les problématiques attendues. Dans une perspective de conception des solutions de drainage, il serait pertinent de considérer cet aspect en s'inspirant de méthodes proposées dans la littérature et appliquées à des bassins urbains affectés par les refoulements et les inondations de surface (Nie et al., 2009; Kaspersen et Halsnæs., 2017).

5.2.3 Considérations pour les solutions de contrôle à la source

La sélection des solutions de contrôle à la source a principalement été basée sur : i) les contraintes physiques du secteur à l'étude et ii) la capacité des ouvrages à réduire les volumes de ruissellement acheminés au réseau. Cependant, cette sélection n'a pas pris en compte certains avantages socio-environnementaux apportés par ces solutions tels que : la commodité, l'esthétisme, la multifonctionnalité, l'influence sur la biodiversité et la résilience climatique (Chow et al., 2014; Radinja et al., 2019; Kapetas et Fenner, 2020). Ainsi, il serait intéressant de comparer et de faire ressortir ces aspects pour chaque solution de contrôle à la source évaluée. De plus, certains facteurs sociaux associés à la mise en œuvre des solutions de contrôle à la source n'ont pas été considérés tel que, à titre d'exemple, le taux de participation des propriétaires pour la redirection des gouttières résidentielles vers les surfaces perméables des lots (surfaces engazonnées, aménagements paysagers ou jardins de pluies). Aux fins de l'étude, ce taux a été fixé à 100%. Dans une perspective d'évaluation plus réaliste de l'atténuation des problématiques apportée par cette intervention, il serait intéressant de fixer un taux de participation similaire à ceux mentionnés dans la littérature (Fletcher, 2009).

Également, certaines hypothèses de simulation ont eu pour effet de surestimer les performances réelles des biorétentions et des aires de pavage (voir section 3.9.2.2). En effet, le colmatage dans les couches de stockage et de revêtement a été négligé, alors que les scénarios de contrôle à la source (scénarios 8 et 9) ont été simulés en continu sur 16 années consécutives (de 2004 à 2019). Ainsi, les ouvrages ont conservé des performances d'infiltration et de rétention constantes sur toute la période étudiée, alors qu'en réalité une diminution de celles-ci aurait pu être rencontrée, en particulier lorsque les superficies tributaires ont une imperméabilité importante (Haile et al., 2016; Wang et al., 2020). De plus, les paramètres de modélisation des ouvrages (tels le taux la conductivité hydraulique saturée des couches « Média filtrant » et « Sol ») ont été laissés uniformes sur chaque mois simulé (mai à novembre) sans tenir compte d'une variation

saisonnaire de ceux-ci. Cette considération a également mené à une surestimation potentielle des capacités des ouvrages (Heasom et al., 2006; Emerson et Traver, 2008).

De plus, étant donné que plusieurs types de solutions de contrôle à la source ont été intégrés à chacun des points d'observation (redirection des gouttières résidentielles, pavage perméable, biorétention et rétention souterraine), il serait également intéressant de quantifier de façon indépendante l'impact de chaque type de solution sur la récurrence de refoulements et des inondations de surface.

Finalement, les coûts de mise en œuvre et d'entretien des solutions de contrôle à la source n'ont pas été pris en compte dans l'analyse et la comparaison des scénarios; seules leurs performances liées à l'atténuation des problématiques locales ont été considérées. Pour compléter l'étude, il serait pertinent d'établir un coût unitaire (coût par unité de superficie ou de volume) et de comparer les quatre types de solutions de contrôle à la source (redirection des gouttières résidentielles, pavage perméable, biorétention et rétention souterraine) sur la base de ce critère, en tenant en compte des superficies totales (et des volumes totaux) incluses dans l'analyse.

5.2.4 Optimisation des solutions de contrôle à la source

Dans cette étude, l'insertion des solutions de contrôle à la source a été réalisée sur l'ensemble du secteur à l'étude (bassins d'Argenson et contributoire) et sur l'ensemble des emplacements propices à leur insertion (toitures, stationnements, rues, ronds-points et terre-pleins), de manière à évaluer le potentiel maximal d'atténuation des problématiques.

Ainsi, certaines solutions ont été surdimensionnées par rapport aux surfaces imperméables traitées. De plus, les solutions n'ont pas été uniquement intégrées aux emplacements les plus affectés par les inondations de surface; leur nombre aurait donc possiblement pu être réduit sans affecter la performance des scénarios de contrôle à la source.

Il serait intéressant de raffiner la sélection des solutions de contrôle à la source sur le secteur étudié par une méthode d'optimisation, de manière à intensifier les interventions sur les rues les plus affectées et d'identifier les types d'ouvrages (parmi les infrastructures vertes et grises de contrôle à la source retenues) les plus adéquats pour atténuer les problématiques locales et ce, en tenant compte des contraintes physiques et de l'occupation du sol. Pour ce faire, des objectifs de minimisation des coûts de mise en œuvre et de réduction des problématiques locales (ex. : élimination complète des inondations de surface, récurrence cible des surcharges sur le réseau, hauteur maximale de surcharge aux regards ou hauteur maximale de lame d'eau en rues) pourraient être formulés. Une telle approche permettrait également de comparer, pour chaque type de solution évalué, les taux d'atténuation des problématiques par unité d'investissement ou le taux d'atténuation des problématiques par unité de superficie (ou de volume) des solutions.

6 Bibliographie

Alves, A., Sanchez, A., Vojinovic, Z., Seyoum, S., Babel, M., Brdjanovic, D. (2016) Evolutionary and Holistic Assessment of Green-Grey Infrastructure for CSO Reduction. *Water*. 8(9): 402.

Avizo Experts-Conseils (2018) *Campagne de mesures de débit en continu en 5 conduites sanitaires visant la connaissance des débits et l'évaluation des eaux parasitaires – Point 4 Regard R25*. Sherbrooke, QC, Canada. 20 p.

Avizo Experts-Conseils (2018) *Campagne de mesures de débit en continu en 5 conduites sanitaires visant la connaissance des débits et l'évaluation des eaux parasitaires – Point 5 Regards R29 et R30*. Sherbrooke, QC, Canada. 20 p.

Beaudoin Hurens (2013) *Analyse hydraulique et estimation budgétaire pour le collecteur combiné d'Argenson*. Joliette, QC, Canada. 50 p.

Bilodeau, K. (2018) *Intégration du contrôle en temps réel des bassins d'orage dans une stratégie globale d'adaptation aux changements climatiques*. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC, Canada. 132 p.

Botturi, A., Ozbayram, E. G., Tondera, K., Gilbert, N. I., Rouault, P., Caradot, N., Gutierrez, O., Daneshgar, S., Frison, N., Akyol, Ç., Foglia, A., Eusebi, A. L., Fatone, F. (2020) Combined sewer overflows: A critical review on best practice and innovative solutions to mitigate impacts on environment and human health. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*. 51(15): 1585-1618.

Campbell, J., Saxe, D., Zechner, F. (2007) *Municipal Liability for Sewer and Water Pipe Failures... Despite Statutory Authority and Immunity*. Ontario Sewer and Watermain Construction Association. Mississauga, ON, Canada. 20 p.

Cheng, C. S., Li, Q., Li, G., Auld, H. (2012) Climate Change and Heavy Rainfall-Related Water Damage Insurance Claims and Losses in Ontario, Canada. *Journal of Water Resource and Protection*. 4(2): 49-62.

Chow, J.F., Savić, D., Fortune, Kapelan, Z., Mebrate, N. (2014) Using a systematic, multi-criteria decision support framework to evaluate sustainable drainage designs. *Procedia Engineering*. 70: 343-352.

CHI (2021). PCSWMM (version 7.4.3240). Toronto, ON, Canada.

Crobeddu, E., Bennis, S., Rhouzlane, S. (2007) Improved Rational Hydrograph Method. *Journal of Hydrology*. 338(1-2): 63-72.

CVC et TRCA (2010) *Low impact development stormwater management planning and design guide, version 1.0*. Toronto and Region Conservation Authority et Credit Valley Conservation Authority, Toronto, ON, Canada. 300 p.

Damodaram, C., Zechman, E. (2013) Simulation-Optimization Approach to Design Low Impact Development for Managing Peak Flow Alterations in Urbanizing Watersheds. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 139(3): 290-298.

Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., Meyarivan, T. (2002) A Fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*. 6(2): 04101-2.

Dutt, L., Hemphill, B. (2004) Creating a Toolbox for Optimizing Basement Flooding Relief Alternatives. *Critical Transitions in Water and Environmental Resources Management: Proc. 2004 World Water and Environmental Resources Congress*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA: 1-9. doi: 10.1061/40737(2004)379.

Edmonton (2014) *Low Impact Development Best Management Practices Design Guide, Edition 1.1*. City's Drainage Services Branch. Edmonton, AB, Canada. 68 p.

Ehrgott, M. (2005) *Multicriteria Optimization*. Vol. 491. Springer Science & Business Media, Heidelberg, Allemagne. 290 p.

Emerson, C. H., Traver, R. G. (2008) Multi-Year and Seasonal Variation of Infiltration From Stormwater Best Management Practice. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. 134(5): 598-605.

Environnement Canada (1996) *Rapport-synthèse sur l'état du Saint-Laurent. Volume 1 – L'écosystème du Saint-Laurent*. Éditions MultiMondes. Québec, QC, Canada. 736 p.

Environnement Canada (2017). *Canada's Top 10 Weather Stories for 2012: 8. The Year of the Urban Flood*. Consulté le : 2021-11-02.

URL : <http://ec.gc.ca/meteoweather/default.asp?lang=En&n=D05E090A-1>

Environnement Canada (2021). Données historiques – Station l'Assomption (7014160). Consulté le : 2021-03-04.

URL : https://climat.meteo.gc.ca/historical_data/search_historic_data_f.html

EPA (2009) *SUSTAIN - A Framework for Placement of Best Management Practices in Urban Watersheds to Protect Water Quality*. US Environmental Protection Agency. Office of Research and Development – Water Supply and Water Resources Division, Cincinnati, OH. 188 p.

ESRI (2018) ArcGIS (version 10.3.1). Redlands, CA, États-Unis.

Fenner, R.A. (2017) Spatial Evaluation of Multiple Benefits to Encourage Multi-Functional Design of Sustainable Drainage in Blue-Green Cities. *Water*. 9(12): 953.

Fletcher, B.C. (2009) Downspout Disconnection Suitability and Incentives Analysis for the City of Gresham, Oregon. *Master of Environmental Management Project Reports*. doi: 10.15760/mem.27.

GBI Services d'ingénierie (2018) *Travaux de mise à niveau du poste de pompage Saint-Laurent ainsi que du collecteur d'Argenson – Rapport technique version préliminaire*. Montréal, QC, Canada. 86 p.

- Greater London Authority (2018) *SuDS opportunity mapping tool: user guide*. London, Royaume-Uni. 19 p.
- Haile, T. M., Hobiger, G., Kammerer, G., Allabashi, R., Schaerfing, B., Fuerhacker, M. (2016) Hydraulic performance and pollutant concentration profile in a stormwater runoff filtration systems. *Water Air and Soil Pollution Focus*. 227(1): 34.
- Heasom, W., Traver, R. G., and Welker, A. (2006) Hydrologic modeling of a bioinfiltration best management practice. *Journal of the American Water Resources Association*. 42(5) 1329–1347.
- Horton, B., Digman, C.J., Ashley, R.M., McMullan, J. (2019) *B£ST Guidance – Guidance to assess the benefits of blue and green infrastructure using B£ST*. Construction Industry Research and Information Association, London, Royaume-Uni. 130 p.
- IBC (2021) *Facts of the Property and Casualty Insurance Industry in Canada*. Insurance Bureau of Canada, Toronto, ON, Canada. 55 p.
- ICLR (Institute for Catastrophic Loss Reduction) (2018) *Protect your home from Basement flooding*. Institute for Catastrophic Loss Reduction. Richmond, ON, Canada. 14 p.
- Irwin, S., Christopher, H., Andrew D.B., Sandink D. (2018) Mitigation of Basement Flooding Due to Sewer Backup - Overview and Experimental Investigation of Backwater Valve Performance. *Natural Hazards Review*. 19(4): 04018020.
- Jia, H., Yao, H., Tang, Y., Yu, S.L., Zhen, J.X., Lu, Y. (2013) Development of a multi-criteria index ranking system for urban runoff best management practices (BMPs) selection. *Environmental Monitoring and Assessment*. 185(9): 7915-7933.
- Jia, H., Yao, H., Tang, Y., Yu, S.L., Field, R., Tafuri, A.N. (2015) LID-BMPs planning for urban runoff control and the case study in China. *Journal of Environmental Management*. 149: 65-76.
- Jiang A.Z., Edward A.M., Andrew D. B., et Bahram G. (2020) Guidance on Field Survey Programme Design for Basement Flooding Assessment. *Hydrological Sciences Journal*. doi:10.1080/02626667.2020.1782412.
- Kapetas, L., Fenner R. (2020) Integrating blue-green and grey infrastructure through an adaptation pathways approach to surface water flooding. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*. doi:10.1098/rsta.2019.0204.
- Kaspersen, P.S., Halsnæs K. (2017) Integrated climate change risk assessment: A practical application for urban flooding during extreme precipitation. *Climate Services*. 6: 55–64.
- Kesik, T., Seymour, K. (2003) *Final Report - Practical Measures for the Prevention of Basement Flooding Due to Municipal Sewer Surcharge*. Faculty of Architecture Landscape and Design. University of Toronto, ON, Canada. 58 p.

- Knight, K.L., Hou, G., Bhaskar, A.S., Chen, S. (2021). Assessing the Use of Dual-Drainage Modeling to Determine the Effects of Green Stormwater Infrastructure on Roadway Flooding and Traffic Performance. *Water*. 13(11): 1563.
- Li, J., Alinaghian, S., Joksimovic, D., Chen, L. (2020) An Integrated Hydraulic and Hydrologic Modeling Approach for Roadside Bio-Retention Facilities. *Water*. 12(5): 1248.
- Liu, Y., Engel, B. A., Flanagan, D. C., Gitau, M. W., McMillan, S. K., Chaubey, I., Singh, S. (2018) Modeling framework for representing long-term effectiveness of best management practices in addressing hydrology and water quality problems: Framework development and demonstration using a Bayesian method. *Journal of Hydrology*. 560: 530–545.
- Madoux-Humery, A. S., Dorner, S. M., Sauve, S., Aboufadel, K., Galarneau, M., Servais, P., Prévost, M. (2015) Temporal analysis of E. coli, TSS and wastewater micropollutant loads from combined sewer overflows: Implications for management. *Environmental Science: Processes & Impacts*. 17(5): 965-974.
- Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S. B., Djordjevic, S. (2004) Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *Journal of Hydrology*. 299(3-4): 284-299.
- McBride, G. B., Stott, R., Miller, W., Bambic, D., Wuertz, S. (2013) Discharge-based QMRA for estimation of public health risks from exposure to stormwater-borne pathogens in recreational waters in the United States. *Water Research*. 47(14): 5282-5297.
- MDDEP et MAMROT (2010) *Guide de gestion des eaux pluviales*. Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire. Québec, QC, Canada. 386 p.
- MDDELCC (2017) *Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales*. Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques. Québec, QC, Canada. 125 p.
- Nie, L., Lindholm O., Lindholm, G., Syversen, E. (2009) Impacts of climate change on urban drainage systems – a case study in Fredrikstad, Norway. *Urban Water Journal*. 6(4): 323-332.
- Radinja, M., Comas, J., Corominas, L., Atanasova, N. (2019) Assessing stormwater control measures using modelling and a multi-criteria approach. *Journal of Environmental Management*. 243: 257-268.
- Randall, M., Perera, N., Gupta, N., Ahmad, M. (2017) Development and Calibration of a Dual Drainage Model for the Cooksville Creek Watershed, Canada. *Journal of Water Management Modeling*. doi:10.14796/JWMM.C419.
- Riechel, M., Matzinger, A., Pawlowsky-Reusing, E., Sonnenberg, H., Uldack, M., Heinzmann, B., Caradot, N., von Seggern, D., Rouault, P. (2016) Impacts of combined sewer overflows on a large urban river - Understanding the effect of different management strategies. *Water Research*. 105(15): 264-273.

Rossman, L. (2015) *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*. US Environmental Protection Agency. Office of Research and Development – Water Supply and Water Resources Division, Cincinnati, OH. 352 p.

Rossman, L. (2016) *Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development. Water Supply and Water Resources Division, Cincinnati, OH. 161 p.

Sandink, D. (2007) *Homeowner Perception and Mitigative Behaviour in Edmonton and Toronto*. Institute for Catastrophic Loss Reduction. Toronto, ON, Canada. 68 p.

Sandink, D. (2013) *Urban flooding in Canada - Lot-side risk reduction through voluntary retrofit programs, code interpretation and by-laws*. Institute for Catastrophic Loss Reduction. Toronto, ON, Canada. 80 p.

Sandink, D., Binns, A.D. (2021) Reducing Urban Flood Risk Through Building- and Lot-Scale Flood Mitigation Approaches: Challenges and Opportunities. *Frontiers in Water*. doi:10.3389/frwa.2021.689202.

Sebti, A., Fuamba, M., Bennis, S. (2014) Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network. *Urban Water Journal*. 13(2): 119-132.

Sebti, A., Fuamba, M., Bennis, S. (2016) Optimization Model for BMP Selection and Placement in a Combined Sewer. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 142(3): 04015068.

Sebti, A. (2016) *Optimisation de l'implantation des pratiques de gestion optimales (PGO) dans les réseaux de drainage urbain*. Thèse de doctorat, École Polytechnique, Montréal, QC, Canada. 142 p.

Shojaeizadeh, A., Geza, M., Hogue, T.S. (2020) GIP-SWMM: A new Green Infrastructure Placement Tool coupled with SWMM. *Journal of Environmental Management*. 277(6):111409.

Sörensen, J, Emilsson, T. (2019) Evaluating Flood Risk Reduction by Urban Blue-Green Infrastructure Using Insurance Data. *Journal of Water Resources. Planning and Management*. 145(2): 04018099.

Soriano, L., Rubió, J. (2019) Impacts of Combined Sewer Overflows on surface water bodies. The case study of the Ebro River in Zaragoza city. *Journal of Cleaner Production*. 226: 1-5.

Tondera, K., Klaer, K., Roder, S., Brueckner, I., Strathmann, M., Kistemann, T., Schreiber, C., Pinnekamp, J. (2016) Developing an easy-to-apply model for identifying relevant pathogen pathways into surface waters used for recreational purposes. *International Journal of Hygiene and Environmental Health*. 219(7): 662-670.

Toronto (2013) *Impact of July 8, 2013 Storm on the City's Sewer and Stormwater Systems*. General Manager, Toronto Water. Toronto, ON, Canada. Numéro de référence : P:/2012/Cluster B/TW/pw13017.

- Torres, M.N., Fontecha, J.E., Walteros, J.L., Zhu, Z., Ahmed, Z., Rodríguez, J.P., Rabideau, A.J. (2021) City-scale optimal location planning of Green Infrastructure using piece-wise linear interpolation and exact optimization methods. *Journal of Hydrology*. 601(2): 126540.
- Vaillancourt, C. (2018). *Impact hydrologique du pavage perméable en milieu urbain au Québec*. Mémoire de maîtrise, INRS - Centre Eau Terre Environnement, Québec, QC, Canada. 135 p.
- Valentine, M.B. (2018) *Gestion durable des eaux pluviales*. Présenté dans le cadre du cours : GCI-3002: Gestion des eaux. Université Laval, Québec, QC, Canada. 196 p.
- Ville de Montréal (2010) *Rencontre d'information sur la problématique des refoulements d'égouts dus aux pluies intenses dans l'arrondissement d'Ahuntsic-Cartierville*. Arrondissement d'Ahuntsic-Cartierville. Montréal, QC, Canada. 30 p.
- Ville de Repentigny (2015) *Plan d'intervention (secteur no. 3, 4, 5 et 7)*. Ville de Repentigny, Division de la géomatique et système d'information. Repentigny, QC, Canada.
- Ville de Repentigny (2017) *Règlement de construction numéro 439 – Codification administrative*. Ville de Repentigny, Service des affaires juridiques et du Greffe. Repentigny, QC, Canada. 52 p.
- Wang, M., Zhang, D., Wang, Z., Zhou, S., Tan, S. K. (2020) Long-term performance of bioretention systems in storm runoff management under climate change and life-cycle condition. *Sustainable Cities and Society*. 65: 102598.
- Zare, S.O., Saghafian, B., Shamsai, A. (2012) Multi-objective optimization for combined quality–quantity urban runoff control. *Hydrology and Earth System Sciences*. 16(12): 4531–4542.

Annexe B : Paramètres détaillés des tronçons de conduite pour chaque rue du secteur à l'étude

Légende (code de couleurs)	
Paramètres basés sur les plans en profil	
Paramètres basés sur le Plan d'intervention	
Paramètres avec des corrections apportées	

Tableau 7.1 : Paramètres détaillés des tronçons de conduite pour chaque rue du secteur à l'étude

Rue Lanoue													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	La1-P La2-P	Lanoue	Pluvial	La1-P	La2-P	9,99	9,79	0,28	67,9	300	TBA	2005	0,054
2	La2-P La3-P	Lanoue	Pluvial	La2-P	La3-P	9,79	9,61	0,30	61,5	375	TBA	2005	0,100
3	La3-P La4-P	Lanoue	Pluvial	La3-P	La4-P	9,61	9,47	0,26	55,7	375	TBA	2005	0,093
4	La4-P La5-P	Lanoue	Pluvial	La4-P	La5-P	9,47	9,23	0,27	88,5	375	TBA	2005	0,095
5	La5-P CoLa-U	Lanoue	Pluvial	La5-P	CoLa-U	9,23	9,08	0,25	58,7	375	TBA	2005	0,091
6	La6-S La7-S	Lanoue	Sanitaire	La6-S	La7-S	9,53	9,35	0,28	64,5	250	CPV	2005	0,032
7	La7-S La8-S	Lanoue	Sanitaire	La7-S	La8-S	9,35	9,16	0,30	65,1	250	CPV	2005	0,033
8	La8-S La9-S	Lanoue	Sanitaire	La8-S	La9-S	9,16	8,89	0,28	94,4	250	CPV	2005	0,032
9	La9-S La10-S	Lanoue	Sanitaire	La9-S	La10-S	8,89	8,57	0,33	97,7	250	CPV	2005	0,035
10	La10-S CoLa-U	Lanoue	Sanitaire	La10-S	CoLa-U	8,48	7,86	8,52	7,3	250	CPV	2005	0,176

Boulevard d'Iberville													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	I1-U I2-U	Iberville	Unitaire	I1-U	I2-U	9,75	9,54	0,45	47,5	300	TBA	1957	0,068
2	I2-U CI-U	Iberville	Unitaire	I2-U	CI-U	9,54	7,77	2,09	84,7	300	TBA	1957	0,146
3	CI-U AI-U	Iberville	Unitaire	CI-U	AI-U	7,30	7,01	0,32	89,3	750	TBA	1957	0,661
4	I3-P I4-P	Iberville	Pluvial	I3-P	I4-P	7,41	7,28	0,14	89,3	1050	TBA	1957	1,079
5	I4-P ILe-U	Iberville	Pluvial	I4-P	ILe-U	7,28	7,21	0,15	50,3	1050	TBA	1957	1,109
6	ILe-U ILoU-U	Iberville	Unitaire	ILe-U	ILou-U	7,21	7,16	0,16	31,4	1200	TBA	1962	1,606
7	ILou-U I5-U	Iberville	Unitaire	ILou-U	I5-U	7,16	7,04	0,15	73,2	1350	TBA	1962	2,188
8	I5-U AI-U	Iberville	Unitaire	I5-U	AI-U	7,04	7,01	1,10	3,0	1350	TBA	1962	5,844
9	I6-U I7-U	Iberville	Unitaire	I6-U	I7-U	7,41	7,32	0,14	64,9	1050	TBA	1957	1,059
10	I7-U I8-U	Iberville	Unitaire	I7-U	I8-U	7,32	7,21	0,14	82,6	1050	TBA	1957	1,061
11	I8-U I9-U	Iberville	Unitaire	I8-U	I9-U	7,21	7,19	0,16	11,3	1050	TBA	1957	1,154
12	I9-U I10-U	Iberville	Unitaire	I9-U	I10-U	7,19	7,16	0,16	18,6	1050	TBA	1957	1,151
13	I10-U AI-U	Iberville	Unitaire	I10-U	AI-U	7,16	7,01	0,20	73,2	1050	TBA	1957	1,275
14	I11-P I12-P	Iberville	Pluvial	I11-P	I12-P	9,49	9,10	0,50	76,2	375	TBA	1963	0,129
15	I12-P I13-P	Iberville	Pluvial	I12-P	I13-P	9,10	8,90	0,45	45,8	450	TBA	1963	0,198
16	I13-P AqI1-P	Iberville	Pluvial	I13-P	AqI1-P	8,90	8,74	0,42	38,0	450	TBA	1963	0,193
17	AqI1-P AqI2-P	Iberville	Pluvial	AqI1-P	AqI2-P	8,74	8,69	0,37	14,4	450	TBA	1963	0,181
18	AqI2-P IRo-P	Iberville	Pluvial	AqI2-P	IRo-P	8,23	8,05	0,23	80,8	900	TBA	1963	0,897
19	IRo-P I14-P	Iberville	Pluvial	IRo-P	I14-P	8,05	7,90	0,13	112,8	900	TBA	1963	0,680
20	I14-P I15-P	Iberville	Pluvial	I14-P	I15-P	7,90	7,68	0,20	109,7	1050	TBA	1957	1,275
21	I15-P CheI-P	Iberville	Pluvial	I15-P	CheI-P	7,68	7,56	0,14	85,3	1050	TBA	1957	1,073
22	CheI-P I16-P	Iberville	Pluvial	CheI-P	I16-P	7,56	7,53	0,16	18,0	1050	TBA	1957	1,134
23	I16-P I6-U	Iberville	Pluvial	I16-P	I6-U	7,53	7,41	2,51	4,9	1050	TBA	1957	4,519

Rue Rupert													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	R1-P JR1-P	Rupert	Pluvial	R1-P	JR1-P	9,08	8,78	0,41	72,1	300	TBA	2013	0,065
2	JR1-P R2-P	Rupert	Pluvial	JR1-P	R2-P	8,71	8,43	0,35	81,1	375	TBA	2013	0,108
3	R2-P R3-P	Rupert	Pluvial	R2-P	R3-P	8,36	8,08	0,31	90,4	450	TBA	2013	0,165
4	R3-P R4-P	Rupert	Pluvial	R3-P	R4-P	8,00	7,81	0,28	69,4	525	TBA	2013	0,236
5	R4-P R5-P	Rupert	Pluvial	R4-P	R5-P	7,81	7,76	0,37	12,2	525	TBA	2013	0,272
6	R5-P JR2-P	Rupert	Pluvial	R5-P	JR2-P	7,76	7,53	0,33	69,7	525	TBA	2013	0,256
7	JR2-P R6-P	Rupert	Pluvial	JR2-P	R6-P	7,38	7,20	0,26	72,2	675	TBA	2013	0,447
8	R6-P AR-U	Rupert	Pluvial	R6-P	AR-U	7,20	7,17	0,19	14,5	675	TBA	2013	0,384
9	R7-S JR3-S	Rupert	Sanitaire	R7-S	JR3-S	9,37	9,10	0,38	72,1	250	CPV	2013	0,037
10	JR3-S R8-S	Rupert	Sanitaire	JR3-S	R8-S	9,10	8,88	0,32	69,0	250	CPV	2013	0,034
11	R8-S R9-S	Rupert	Sanitaire	R8-S	R9-S	8,88	8,62	0,28	90,0	250	CPV	2013	0,032
12	R9-S R10-S	Rupert	Sanitaire	R9-S	R10-S	8,60	8,42	0,27	69,0	250	CPV	2013	0,031
13	R10-S R11-S	Rupert	Sanitaire	R10-S	R11-S	8,42	8,34	0,52	13,8	250	CPV	2013	0,044
14	R11-S JR4-S	Rupert	Sanitaire	R11-S	JR4-S	8,33	8,11	0,31	69,0	250	CPV	2013	0,033
15	JR4-S R12-S	Rupert	Sanitaire	JR4-S	R12-S	8,01	7,78	0,31	73,9	300	CPV	2013	0,054
16	R12-S A2-U	Rupert	Sanitaire	R12-S	A2-U	7,78	7,60	1,12	16,5	300	CPV	2013	0,102

Rue Jean-Jallot													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	JR1-P J1-P	Jean-Jallot	Pluvial	JR1-P	J1-P	9,37	9,33	0,40	10,0	300	TBA	2014	0,064
2	J1-P J2-P	Jean-Jallot	Pluvial	J1-P	J2-P	9,33	9,16	0,29	59,2	300	TBA	2014	0,054
3	J2-P J3-P	Jean-Jallot	Pluvial	J2-P	J3-P	9,16	9,14	0,21	12,0	300	TBA	2014	0,046
4	J3-P J4-P	Jean-Jallot	Pluvial	J3-P	J4-P	9,13	8,86	0,29	96,3	375	TBA	2014	0,098
5	J4-P J5-P	Jean-Jallot	Pluvial	J4-P	J5-P	8,86	8,42	0,45	98,2	450	TBA	2014	0,198
6	J5-P JR2-P	Jean-Jallot	Pluvial	J5-P	JR2-P	7,67	7,54	0,27	47,8	525	TBA	2014	0,233
7	JR3-S J6-S	Jean-Jallot	Sanitaire	JR3-S	J6-S	9,10	9,00	0,73	13,2	250	CPV	2014	0,051
8	J6-S J7-S	Jean-Jallot	Sanitaire	J6-S	J7-S	9,00	8,79	0,36	57,4	250	CPV	2014	0,036
9	J7-S J8-S	Jean-Jallot	Sanitaire	J7-S	J8-S	8,78	8,74	0,36	10,4	250	CPV	2014	0,036
10	J8-S J9-S	Jean-Jallot	Sanitaire	J8-S	J9-S	8,74	8,39	0,31	113,2	250	CPV	2014	0,034
11	J9-S J10-S	Jean-Jallot	Sanitaire	J9-S	J10-S	8,39	8,11	0,24	114,2	250	CPV	2014	0,030
12	J10-S JR4-S	Jean-Jallot	Sanitaire	J10-S	JR4-S	8,11	8,01	0,72	14,4	250	CPV	2014	0,051

Rue Longueuil													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	ChLon-U Lon1-U	Longueuil	Unitaire	ChLon-U	Lon1-U	9,42	9,27	0,19	79,2	300	TBA	1961	0,044
2	Lon1-U Lon2-U	Longueuil	Unitaire	Lon1-U	Lon2-U	9,27	9,16	0,19	59,7	300	TBA	1961	0,044
3	Lon2-U Lon3-U	Longueuil	Unitaire	Lon2-U	Lon3-U	9,16	9,03	0,19	67,7	300	TBA	1961	0,044
4	Lon3-U Lon4-U	Longueuil	Unitaire	Lon3-U	Lon4-U	9,03	8,35	0,82	82,9	375	TBA	1961	0,166
5	Lon4-U Lon5-U	Longueuil	Unitaire	Lon4-U	Lon5-U	8,35	7,74	0,75	79,9	375	TBA	1961	0,158
6	Lon5-U ALon-U	Longueuil	Unitaire	Lon5-U	ALon-U	7,74	7,73	0,75	2,4	375	TBA	1961	0,158

Place Châteauguay													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	PC1-U PC2-U	Place Châteauguay	Unitaire	PC1-U	PC2-U	9,30	9,08	0,33	68,0	300	TBA	1962	0,058
2	PC2-U ChPC-U	Place Châteauguay	Unitaire	PC2-U	ChPC-U	9,08	8,82	0,38	68,6	300	TBA	1962	0,062

Rue Châteauguay													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Ch1-U ChLon-U	Châteauguay	Unitaire	Ch1-U	ChLon-U	9,54	9,40	0,42	32,3	300	TBA	1982	0,066
2	ChLon-U Ch2-U	Châteauguay	Unitaire	ChLon-U	Ch2-U	9,40	8,94	0,82	56,4	300	TBA	1962	0,092
3	Ch2-U ChPC-U	Châteauguay	Unitaire	Ch2-U	ChPC-U	8,94	8,82	0,38	32,6	300	TBA	1962	0,062
4	ChPC-U Ch3-U	Châteauguay	Unitaire	ChPC-U	Ch3-U	8,82	8,66	0,46	34,7	300	TBA	1962	0,069
5	Ch3-U Ach-U	Châteauguay	Unitaire	Ch3-U	Ach-U	8,66	8,46	0,52	38,1	300	TBA	1962	0,073

Rue Louisiane													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	LouMartig-P Lou1-U	Louisiane	Unitaire	LouMartig-P	Lou1-U	8,83	8,70	0,19	70,3	300	TBA	1962	0,044
2	Lou1-U Lou2-U	Louisiane	Unitaire	Lou1-U	Lou2-U	8,70	8,61	0,19	47,0	300	TBA	1962	0,044
3	Lou2-U Lou3-U	Louisiane	Unitaire	Lou2-U	Lou3-U	8,61	8,44	0,19	89,9	300	TBA	1962	0,044
4	Lou3-U CiLou-U	Louisiane	Unitaire	Lou3-U	CiLou-U	8,44	8,36	0,19	42,8	300	TBA	1962	0,044
5	CiLou-U Lou4-U	Louisiane	Unitaire	CiLou-U	Lou4-U	8,36	8,31	0,19	28,4	300	TBA	1962	0,044
6	Lou4-U ILou-U	Louisiane	Unitaire	Lou4-U	ILou-U	8,31	8,23	0,14	57,2	375	TBA	1962	0,068

Rue Leber													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	LeMartig-P Le1-U	Leber	Pluvial	LeMartig-P	Le1-U	7,58	7,46	0,17	71,3	600	TBA	2001	0,263
2	Le1-U Le2-U	Leber	Unitaire	Le1-U	Le2-U	7,46	7,45	0,07	12,8	600	TBA	1963	0,175
3	Le2-U Le3-U	Leber	Unitaire	Le2-U	Le3-U	7,45	7,44	0,07	13,4	600	TBA	1963	0,175
4	Le3-U Le4-U	Leber	Unitaire	Le3-U	Le4-U	7,44	7,43	0,07	10,9	600	TBA	1963	0,175
5	Le4-U Le5-U	Leber	Unitaire	Le4-U	Le5-U	7,43	7,39	0,07	65,3	600	TBA	1963	0,175
6	Le5-U Le6-U	Leber	Unitaire	Le5-U	Le6-U	7,39	7,33	0,07	68,3	600	TBA	1963	0,175
7	Le6-U Le7-U	Leber	Unitaire	Le6-U	Le7-U	7,33	7,32	0,07	13,4	600	TBA	1983	0,175
8	Le7-U Le8-U	Leber	Unitaire	Le7-U	Le8-U	7,32	7,30	0,07	34,6	600	TBA	1963	0,175
9	Le8-U Le9-U	Leber	Unitaire	Le8-U	Le9-U	7,30	7,29	0,07	10,4	600	TBA	1963	0,175
10	Le9-U Le10-U	Leber	Unitaire	Le9-U	Le10-U	7,29	7,21	0,07	108,3	600	TBA	1962	0,175
11	Le10-U Ile-U	Leber	Unitaire	Le10-U	Ile-U	7,21	7,21	0,07	5,4	600	TBA	1962	0,175

Rue Concorde													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	CoMartig-U CiCo-U	Concorde	Unitaire	CoMartig-U	CiCo-U	7,50	7,45	0,07	68,5	600	TBA	1961	0,175
2	CiCo-U Co1-U	Concorde	Unitaire	CiCo-U	Co1-U	7,45	7,42	0,06	58,8	750	TBA	1961	0,274
3	Co1-U BrCo-U	Concorde	Unitaire	Co1-U	BrCo-U	7,42	7,39	0,06	52,3	750	TBA	1961	0,274
4	BrCo-U CoLa-U	Concorde	Unitaire	BrCo-U	CoLa-U	7,39	7,35	0,06	79,7	750	TBA	1961	0,274
5	CoLa-U Co2-U	Concorde	Unitaire	CoLa-U	Co2-U	7,35	7,34	0,06	12,1	750	TBA	1961	0,274
6	Co2-U CiU	Concorde	Unitaire	Co2-U	CiU	7,34	7,30	0,06	73,8	750	TBA	1961	0,274

Rue Cid													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	C1-U CiLou-U	Cid	Unitaire	C1-U	CiLou-U	8,50	8,36	0,19	72,8	300	TBA	1962	0,044
2	C1-U C2-U	Cid	Unitaire	C1-U	C2-U	8,50	8,47	0,19	17,3	300	TBA	1961	0,044
3	C2-U C3-U	Cid	Unitaire	C2-U	C3-U	8,47	8,37	0,19	53,9	300	TBA	1961	0,044
4	C3-U C4-U	Cid	Unitaire	C3-U	C4-U	8,37	8,26	0,19	56,2	300	TBA	1961	0,044
5	C4-U C5-U	Cid	Unitaire	C4-U	C5-U	8,26	8,15	0,19	60,0	300	TBA	1961	0,044
6	C5-U CiCo-U	Cid	Unitaire	C5-U	CiCo-U	8,15	8,00	0,19	76,3	300	TBA	1961	0,044

Rue Bretagne													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Br1-U BoBr-U	Bretagne	Unitaire	Br1-U	BoBr-U	7,64	7,53	0,19	59,0	300	TBA	1961	0,044
2	BoBr-U BrCo-U	Bretagne	Unitaire	BoBr-U	BrCo-U	7,53	7,39	0,19	74,8	300	TBA	1961	0,044

Rue D'Argenson													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	AlU ALon-U	Argenson	Unitaire	AlU	ALon-U	7,01	6,77	0,33	72,1	1500	TBA	1959	4,249
2	ALon-U Al1-U	Argenson	Unitaire	ALon-U	Al1-U	6,77	6,36	0,33	124,4	1500	TBA	1959	4,246
3	Al1-U Ach-U	Argenson	Unitaire	Al1-U	Ach-U	6,36	6,06	0,33	91,4	1500	TBA	1959	4,246
4	Ach-U AR-U	Argenson	Unitaire	Ach-U	AR-U	6,06	5,93	0,33	37,8	1500	TBA	1959	4,246
5	AR-U A2-U	Argenson	Unitaire	AR-U	A2-U	5,93	5,90	0,33	9,5	1500	TBA	1959	4,246
6	A2-U A3-S	Argenson	Unitaire	A2-U	A3-S	5,90	5,65	0,28	74,0	1500	TBA	1959	3,897
7	A3-S APar1-S	Argenson	Sanitaire	A3-S	APar1-S	5,65	5,54	0,28	33,7	1500	TBA	1981	3,897

Rue Nelson													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Ne1-P_La4-P	Nelson	Pluvial	Ne1-P	La4-P	9,53	9,47	0,32	20,0	375	TBA	2005	0,103

Rue Benjamin-Moreau													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Be1-P_BeGa-P	Benjamin-Moreau	Pluvial	Be1-P	BeGa-P	10,58	10,32	0,42	61,9	300	TBA	1968	0,065

Rue Amédée-Meumer													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Am1-P_Am3-P	Amédée-Meumer	Pluvial	Am1-P	Am3-P	10,02	9,97	0,31	18,0	300	TBA	1972	0,056
2	Am2-P_Am3-P	Amédée-Meumer	Pluvial	Am2-P	Am3-P	10,27	9,97	0,30	100,3	300	TBA	1972	0,056
3	Am3-P_AmMartin-P	Amédée-Meumer	Pluvial	Am3-P	AmMartin-P	9,97	9,92	0,10	43,9	375	TBA	1972	0,057
4	AmMartin-P_Martin2-P	Amédée-Meumer	Pluvial	AmMartin-P	Martin2-P	9,92	9,58	0,88	39,3	375	TBA	1972	0,171

Rue Martin													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Martin1-P_Martin2-P	Martin	Pluvial	Martin1-P	Martin2-P	9,75	9,58	0,29	59,1	300	TBA	1972	0,055
2	Martin2-P_Martin3-P	Martin	Pluvial	Martin2-P	Martin3-P	9,58	9,55	0,10	26,5	525	TBA	1972	0,144
3	Martin3-P_Martin4-P	Martin	Pluvial	Martin3-P	Martin4-P	9,55	9,35	0,26	76,5	525	TBA	1972	0,228
4	Martin4-P_FraMartin-P	Martin	Pluvial	Martin4-P	FraMartin-P	9,35	9,32	0,25	12,2	525	TBA	1972	0,224

Rue Joly													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Jo1-P_Jo2-P	Martin	Pluvial	Jo1-P	Jo2-P	9,64	9,44	0,20	100,0	300	TBA	2014	0,045
2	Jo2-P_Jo3-P	Martin	Pluvial	Jo2-P	Jo3-P	9,35	9,16	0,21	89,0	375	TBA	2014	0,083
3	Jo3-P_FraJo-P	Martin	Pluvial	Jo3-P	FraJo-P	9,16	9,15	0,10	10,5	375	TBA	2014	0,059

Rue De Gaule													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Ga1-P_BeGa-P	De Gaule	Pluvial	Ga1-P	BeGa-P	10,45	10,32	0,20	64,6	300	TBA	1968	0,046
2	BeGa-P_GaNa-P	De Gaule	Pluvial	BeGa-P	GaNa-P	10,32	9,99	0,36	91,1	300	TBA	1968	0,061
3	GaNa-P_Ga2-P	De Gaule	Pluvial	GaNa-P	Ga2-P	9,99	9,86	0,20	65,5	300	TBA	1968	0,045
4	Ga2-P_Ga3-P	De Gaule	Pluvial	Ga2-P	Ga3-P	9,86	9,79	0,19	34,7	300	TBA	1968	0,044
5	Ga3-P_Ga4-P	De Gaule	Pluvial	Ga3-P	Ga4-P	9,79	9,67	0,20	61,9	300	TBA	1968	0,045
6	Ga4-P_Ga5-P	De Gaule	Pluvial	Ga4-P	Ga5-P	9,67	9,55	0,21	58,8	300	TBA	1968	0,046
7	Ga5-P_FraGa-P	De Gaule	Pluvial	Ga5-P	FraGa-P	9,55	9,00	0,77	71,0	300	TBA	1968	0,089

Rue François-Grener													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Fra1-P_Fra2-P	François-Grener	Pluvial	Fra1-P	Fra2-P	9,86	9,61	0,42	59,0	300	TBA	1972	0,066
2	Fra2-P_Fra3-P	François-Grener	Pluvial	Fra2-P	Fra3-P	9,61	9,36	0,42	58,3	300	TBA	1972	0,066
3	Fra3-P_FraMartin-P	François-Grener	Pluvial	Fra3-P	FraMartin-P	9,36	9,32	0,42	9,0	300	TBA	1972	0,066
4	FraMartin-P_FraJo-P	François-Grener	Pluvial	FraMartin-P	FraJo-P	9,32	9,12	0,29	69,2	600	TBA	1968	0,346
5	FraJo-P_FraGa-P	François-Grener	Pluvial	FraJo-P	FraGa-P	9,12	9,00	0,15	80,2	675	TBA	1968	0,342
6	FraGa-P_CheFra1-P	François-Grener	Pluvial	FraGa-P	CheFra1-P	9,00	8,93	0,13	53,9	750	TBA	1968	0,425
7	CheFra1-P_CheFra2-P	François-Grener	Pluvial	CheFra1-P	CheFra2-P	8,93	8,91	0,26	7,0	750	TBA	1968	0,596

Rue Leduc													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	LabeLed-P_Led1-P	Leduc	Pluvial	LabeLed-P	Led1-P	10,79	10,60	0,29	65,8	300	TBA	1971	0,055
2	Led1-P_CheLed-P	Leduc	Pluvial	Led1-P	CheLed-P	10,60	10,41	0,27	68,9	300	TBA	1971	0,053

Rue Legault													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Leg1-P_Leg2-P	Legault	Pluvial	Leg1-P	Leg2-P	9,85	9,64	0,29	71,9	300	TBA	1971	0,055
2	Leg2-P_LabeLeg-P	Legault	Pluvial	Leg2-P	LabeLeg-P	9,64	9,43	0,30	69,5	300	TBA	1971	0,056

Rue Laberge													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Labe5-P_Labe6-P	Laberge	Pluvial	Labe5-P	Labe6-P	11,39	11,10	0,51	55,8	300	TBA	1971	0,072
2	Labe6-P_Labe7-P	Laberge	Pluvial	Labe6-P	Labe7-P	11,10	10,98	0,18	64,3	300	TBA	1971	0,043
3	Labe7-P_LabeLed-P	Laberge	Pluvial	Labe7-P	LabeLed-P	10,98	10,79	0,30	64,3	300	TBA	1971	0,056
4	Labe8-P_LabeLed-P	Laberge	Pluvial	Labe8-P	LabeLed-P	10,98	10,79	0,30	64,0	300	TBA	1971	0,055
5	Labe1-P_Labe2-P	Laberge	Pluvial	Labe1-P	Labe2-P	10,06	9,86	0,30	67,1	375	TBA	1974	0,100
6	Labe2-P_Labe3-P	Laberge	Pluvial	Labe2-P	Labe3-P	9,86	9,66	0,30	67,1	375	TBA	1974	0,100
7	Labe3-P_Labe4-P	Laberge	Pluvial	Labe3-P	Labe4-P	9,66	9,58	0,27	27,4	375	TBA	1974	0,094
8	Labe4-P_LabeLeg-P	Laberge	Pluvial	Labe4-P	LabeLeg-P	9,58	9,43	0,21	73,8	375	TBA	1974	0,083
9	LabeLeg-P_CheLabe-P	Laberge	Pluvial	LabeLeg-P	CheLabe-P	9,43	9,17	0,30	85,6	375	TBA	1974	0,100

Rue La Rochelle													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Lar1-P_Lar2-P	La Rochelle	Pluvial	Lar1-P	Lar2-P	9,75	9,24	0,60	85,3	375	TBA	1966	0,142
2	Lar2-P_Lar3-P	La Rochelle	Pluvial	Lar2-P	Lar3-P	9,24	9,03	0,41	52,4	375	TBA	1966	0,118
3	Lar3-P_CheLar1-P	La Rochelle	Pluvial	Lar3-P	CheLar1-P	8,95	8,85	0,27	37,5	450	TBA	1966	0,153
4	CheLar1-P_CheLar2-P	La Rochelle	Pluvial	CheLar1-P	CheLar2-P	8,85	8,75	0,61	16,5	525	TBA	1966	0,349
5	Che8-P_Che9-P	La Rochelle	Pluvial	Che8-P	Che9-P	8,75	8,64	0,76	14,8	450	TBA	1966	0,259
7	Lar11-P_Lar10-P	La Rochelle	Pluvial	Lar11-P	Lar10-P	9,14	8,99	0,32	48,3	600	TBA	1966	0,360
8	Lar10-P_LarLabr-P	La Rochelle	Pluvial	Lar10-P	LarLabr-P	8,81	8,81	0,12	5,9	600	TBA	2005	0,222
9	Lar12-P_Lar13-P	La Rochelle	Pluvial	Lar12-P	Lar13-P	9,84	9,82	0,30	8,0	375	TBA	2005	0,100
10	Lar13-P_LarLabr-P	La Rochelle	Pluvial	Lar13-P	LarLabr-P	9,82	9,29	2,55	20,6	375	TBA	2005	0,292

Rue Labrie													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	LarLabr-P_Labr1-P	Labrie	Pluvial	LarLabr-P	Labr1-P	8,81	8,72	0,11	77,0	600	TBA	2005	0,209
2	Labr1-P_LabrPr-P	Labrie	Pluvial	Labr1-P	LabrPr-P	8,71	8,61	0,10	99,0	600	TBA	2005	0,207
3	LabrPr-P_LabrMartig-P	Labrie	Pluvial	LabrPr-P	LabrMartig-P	8,61	8,43	0,24	74,0	600	TBA	2005	0,316

Rue Marin													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Mari1-U_Mari2-U	Marin	Unitaire	Mari1-U	Mari2-U	10,37	10,10	0,56	48,0	300	TBA	1963	0,076
2	Mari2-U_Mari3-U	Marin	Unitaire	Mari2-U	Mari3-U	10,10	9,80	0,53	56,4	300	TBA	1963	0,074
3	Mari3-U_Mari4-U	Marin	Unitaire	Mari3-U	Mari4-U	9,80	9,43	0,44	84,5	300	TBA	1963	0,067
4	Mari4-U_MariPr-U	Marin	Unitaire	Mari4-U	MariPr-U	9,43	9,40	0,40	7,5	300	TBA	1963	0,064

Rue Leroy													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Ler1-S_Ler2-S	Leroy	Sanitaire	Ler1-S	Ler2-S	10,44	10,15	0,34	86,2	250	CPV	2013	0,035
2	Ler2-S_Ler3-S	Leroy	Sanitaire	Ler2-S	Ler3-S	10,15	9,91	0,34	70,5	250	CPV	2013	0,035
3	Ler3-S_Ler4-S	Leroy	Sanitaire	Ler3-S	Ler4-S	9,91	9,72	0,29	65,0	250	CPV	2013	0,033
4	Ler4-S_LerPr-U	Leroy	Sanitaire	Ler4-S	LerPr-U	9,72	9,70	0,19	12,6	300	CPV	1963	0,042

Rue Prince													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Pr1-U_MariPr-U	Prince	Unitaire	Pr1-U	MariPr-U	10,08	9,94	0,19	71,8	300	TBA	1963	0,044
2	MariPr-U_Pr2-U	Prince	Unitaire	MariPr-U	Pr2-U	9,94	8,80	0,77	78,1	300	TBA	1963	0,089
3	Pr3-U_LerPr-U	Prince	Unitaire	Pr3-U	LerPr-U	9,81	9,70	0,19	59,7	300	TBA	1963	0,044
4	LerPr-U_Pr4-U	Prince	Unitaire	LerPr-U	Pr4-U	9,70	9,40	0,46	63,8	300	TBA	1963	0,069
5	Pr4-U_Pr5-U	Prince	Unitaire	Pr4-U	Pr5-U	9,40	9,20	0,41	48,8	300	TBA	1963	0,065
6	Pr5-U_Pr2-U	Prince	Unitaire	Pr5-U	Pr2-U	9,20	8,80	0,43	93,7	300	TBA	1963	0,066
7	Pr2-U_MartiPr-U	Prince	Unitaire	Pr2-U	MartiPr-U	8,80	8,12	0,79	85,9	450	TBA	1963	0,264
8	Pr6-P_Pr7-P	Prince	Pluvial	Pr6-P	Pr7-P	9,54	9,28	0,54	48,1	250	CPV	2005	0,044
9	Pr7-P_Pr9-P	Prince	Pluvial	Pr7-P	Pr9-P	9,28	9,02	0,32	83,6	375	TBA	2005	0,103
10	Pr8-P_Pr9-P	Prince	Pluvial	Pr8-P	Pr9-P	9,33	9,02	0,73	42,7	200	CPV	2005	0,028
11	Pr9-P_Pr10-P	Prince	Pluvial	Pr9-P	Pr10-P	9,02	8,65	0,25	149,4	450	TBA	2005	0,148
12	Pr10-P_LabrPr-P	Prince	Pluvial	Pr10-P	LabrPr-P	8,65	8,61	0,25	15,2	450	TBA	2005	0,148

Rue Bourbon													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	BoMarti1-P_Bo2-P	Bourbon	Pluvial	BoMarti1-P	Bo2-P	10,05	9,80	0,28	87,2	300	TBA	2015	0,054
2	Bo2-P_Bo1-P	Bourbon	Pluvial	Bo2-P	Bo1-P	9,73	9,46	0,30	87,5	300	TBA	2015	0,056
3	Bo1-P_BoBr-U	Bourbon	Pluvial	Bo1-P	BoBr-U	9,46	9,44	0,11	19,4	300	TBA	2015	0,033
4	BoBr-U_Bo3-S	Bourbon	Sanitaire	BoBr-U	Bo3-S	10,18	10,05	0,61	21,2	250	CPV	2015	0,047
5	Bo3-S_Bo4-S	Bourbon	Sanitaire	Bo3-S	Bo4-S	8,46	8,21	0,29	88,0	250	CPV	2015	0,032
6	Bo4-S_Bo5-S	Bourbon	Sanitaire	Bo4-S	Bo5-S	8,21	8,04	0,22	79,0	250	CPV	2015	0,028
7	Bo5-S_BoMarti2-S	Bourbon	Sanitaire	Bo5-S	BoMarti2-S	8,04	8,00	0,29	12,1	250	CPV	2015	0,033

Rue Martigny													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Marti1-P_MartiV-P	Martigny	Pluvial	Marti1-P	MartiV-P	10,02	9,77	0,42	59,6	300	TBA	1972	0,065
2	MartiV-P_FroMarti1-P	Martigny	Pluvial	MartiV-P	FroMarti1-P	9,77	9,47	0,42	70,2	375	TBA	1972	0,119
3	FroMarti1-P_FroMarti2-P	Martigny	Pluvial	FroMarti1-P	FroMarti2-P	9,47	9,44	0,42	7,6	375	TBA	1972	0,119
4	FroMarti2-P_AqMarti2-P	Martigny	Pluvial	FroMarti2-P	AqMarti2-P	9,44	9,14	0,42	71,1	375	TBA	1972	0,119
5	MartiMas-P_Marti2-P	Martigny	Pluvial	MartiMas-P	Marti2-P	9,05	8,87	0,52	34,0	450	TBA	1972	0,214
6	Marti2-P_Marti3-P	Martigny	Pluvial	Marti2-P	Marti3-P	8,87	8,55	0,53	60,2	450	TBA	1972	0,216
7	Marti3-P_CheMarti-P	Martigny	Pluvial	Marti3-P	CheMarti-P	8,55	8,45	0,61	16,4	450	TBA	1972	0,232
9	Marti4-P_LabMarti-P	Martigny	Pluvial	Marti4-P	LabMarti-P	8,53	8,43	0,14	69,3	600	TBA	2001	0,244
10	LabMarti-P_LeMarti-P	Martigny	Pluvial	LabMarti-P	LeMarti-P	8,43	8,25	0,56	32,1	600	TBA	2001	0,481
11	Marti5-P_LouMarti-P	Martigny	Pluvial	Marti5-P	LouMarti-P	9,42	9,41	0,19	5,3	300	TBA	NA	0,044
12	LouMarti-P_Marti6-P	Martigny	Pluvial	LouMarti-P	Marti6-P	9,41	9,35	0,11	60,4	300	TBA	NA	0,033
13	Marti6-P_MartiPr-U	Martigny	Pluvial	Marti6-P	MartiPr-U	9,35	9,19	0,35	44,1	300	TBA	NA	0,060
14	MartiPr-U_CoMarti-U	Martigny	Unitaire	MartiPr-U	CoMarti-U	8,12	7,50	0,88	69,9	600	TBA	1961	0,602
15	Marti7-P_BoMarti1-P	Martigny	Pluvial	Marti7-P	BoMarti1-P	10,21	10,14	0,61	11,2	300	TBA	2015	0,079
16	BoMarti1-P_CoMarti-U	Martigny	Pluvial	BoMarti1-P	CoMarti-U	10,05	8,36	2,16	78,0	300	TBA	2015	0,149
17	Marti8-S_Marti9-S	Martigny	Sanitaire	Marti8-S	Marti9-S	9,77	9,68	0,31	31,0	250	CPV	2001	0,033
18	Marti9-S_Marti10-S	Martigny	Sanitaire	Marti9-S	Marti10-S	8,61	8,29	0,31	104,2	250	CPV	2001	0,033
19	Marti10-S_BoMarti2-S	Martigny	Sanitaire	Marti10-S	BoMarti2-S	8,29	8,00	0,37	77,2	250	CPV	2001	0,037
20	BoMarti2-S_Marti11-S	Martigny	Sanitaire	BoMarti2-S	Marti11-S	8,00	7,83	0,22	77,4	250	CPV	2001	0,029
21	Marti11-S_CoMarti-U	Martigny	Sanitaire	Marti11-S	CoMarti-U	7,83	7,81	0,30	7,0	250	CPV	2001	0,033

Rue Gélinas													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Ge1-P_FiGe-P	Gélinas	Pluvial	Ge1-P	FiGe-P	10,33	10,00	0,60	56,1	300	TBA	1974	0,078
2	Ge2-P_Ge3-P	Gélinas	Pluvial	Ge2-P	Ge3-P	10,34	10,06	0,53	53,3	375	TBA	1968	0,133
3	Ge3-P_FiGe-P	Gélinas	Pluvial	Ge3-P	FiGe-P	10,06	10,00	0,33	18,3	375	TBA	1968	0,106
4	Ge4-P_Ge5-P	Gélinas	Pluvial	Ge4-P	Ge5-P	10,46	10,18	0,30	93,0	375	TBA	1974	0,099
5	Ge5-P_Ge6-P	Gélinas	Pluvial	Ge5-P	Ge6-P	10,18	9,89	0,31	94,2	375	TBA	1974	0,102
6	Ge6-P_Ge7-P	Gélinas	Pluvial	Ge6-P	Ge7-P	9,89	9,85	0,28	13,1	375	TBA	1974	0,097
7	Ge7-P_GeMas-P	Gélinas	Pluvial	Ge7-P	GeMas-P	9,85	9,64	0,30	70,1	375	TBA	1974	0,100

Rue Fiset													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	FiGe-P_Fi1-P	Fiset	Pluvial	FiGe-P	Fi1-P	10,00	9,95	0,30	15,4	375	TBA	1968	0,101
2	Fi1-P_Fi2-P	Fiset	Pluvial	Fi1-P	Fi2-P	9,95	9,77	0,28	64,0	375	TBA	1968	0,097
3	Fi2-P_Fi3-P	Fiset	Pluvial	Fi2-P	Fi3-P	9,77	9,58	0,28	69,1	375	TBA	1968	0,097
4	Fi3-P_Fi4-P	Fiset	Pluvial	Fi3-P	Fi4-P	9,58	9,40	0,28	63,5	375	TBA	1968	0,097
5	Fi4-P_Fi5-P	Fiset	Pluvial	Fi4-P	Fi5-P	9,40	9,35	0,28	18,7	375	TBA	1968	0,097
6	Fi5-P_AqMarti-P	Fiset	Pluvial	Fi5-P	AqMarti-P	9,35	9,14	0,28	74,9	375	TBA	1968	0,097

Rue Massey													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Mas1-P FroMas-P	Massey	Pluvial	Mas1-P	FroMas-P	10.21	9.83	0.34	110.3	300	TBA	1972	0.059
3	Mas2-P GeMas-P	Massey	Pluvial	Mas2-P	GeMas-P	9.91	9.70	0.40	51.8	300	TBA	1972	0.064
4	GeMas-P_Mas3-P	Massey	Pluvial	GeMas-P	Mas3-P	9.64	9.50	0.29	50.6	450	TBA	1973	0.160
5	Mas3-P_Mas4-P	Massey	Pluvial	Mas3-P	Mas4-P	9.50	9.39	0.34	32.0	450	TBA	1973	0.174
6	Mas4-P_MasV-P	Massey	Pluvial	Mas4-P	MasV-P	9.39	9.23	0.31	51.5	450	TBA	1973	0.165
7	MasV-P_MartigMas-P	Massey	Pluvial	MasV-P	MartigMas-P	9.23	9.05	0.25	74.1	450	TBA	1971	0.148

Rue Vimy													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	V1-P_V2-P	Vimy	Pluvial	V1-P	V2-P	9.56	9.24	0.30	103.0	375	TBA	1973	0.101
2	V2-P_MasV-P	Vimy	Pluvial	V2-P	MasV-P	9.24	9.23	0.22	5.5	375	TBA	1973	0.086
3	V3-P_MartigV-P	Vimy	Pluvial	V3-P	MartigV-P	9.98	9.77	0.30	69.2	300	TBA	1972	0.056

Rue Fautoux													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Fau1-P_FauFro-P	Fautoux	Pluvial	Fau1-P	FauFro-P	10.00	9.63	0.42	87.9	300	TBA	1969	0.066

Rue Frontenac													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	FroMas-P_FauFro-P	Frontenac	Pluvial	FroMas-P	FauFro-P	9.83	9.63	0.27	76.5	375	TBA	1969	0.095
2	FauFro-P_FroMartig2-P	Frontenac	Pluvial	FauFro-P	FroMartig2-P	9.63	9.43	0.25	78.9	375	TBA	1969	0.091
3	Fro1-P_FroMartig1-P	Frontenac	Pluvial	Fro1-P	FroMartig1-P	9.68	9.47	0.34	61.9	375	TBA	1972	0.107
4	Fro2-P_Fro3-P	Frontenac	Pluvial	Fro2-P	Fro3-P	9.42	9.17	0.29	87.8	300	TBA	1972	0.055
5	Fro3-P_Fro4-P	Frontenac	Pluvial	Fro3-P	Fro4-P	9.17	8.93	0.30	78.9	300	TBA	1972	0.055
6	Fro4-P_Fro5-P	Frontenac	Pluvial	Fro4-P	Fro5-P	8.93	8.87	0.33	19.5	300	TBA	1972	0.058
7	Fro5-P_FouFro-P	Frontenac	Pluvial	Fro5-P	FouFro-P	8.87	8.67	0.29	67.7	375	TBA	1972	0.099
8	FouFro-P_Fro6-P	Frontenac	Pluvial	FouFro-P	Fro6-P	8.67	8.44	0.32	72.5	450	TBA	1971	0.167
9	Fro6-P_ForFro-P	Frontenac	Pluvial	Fro6-P	ForFro-P	8.44	8.15	0.39	75.3	450	TBA	1971	0.184
10	ForFro-P_CheFro-P	Frontenac	Pluvial	ForFro-P	CheFro-P	8.10	7.96	0.17	83.8	600	TBA	1971	0.267

Rue Ferron													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Fe1-P_FeFor-P	Ferron	Pluvial	Fe1-P	FeFor-P	9.27	8.97	0.30	100.5	300	TBA	2011	0.055

Rue Fortin													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	FeFor-P_For1-P	Fortin	Pluvial	FeFor-P	For1-P	8.95	8.82	0.30	43.8	375	TBA	2011	0.100
2	For1-P_For2-P	Fortin	Pluvial	For1-P	For2-P	8.82	8.62	0.25	80.4	375	TBA	2011	0.091
3	For2-P_FabFor-P	Fortin	Pluvial	For2-P	FabFor-P	8.62	8.46	0.18	89.0	375	TBA	2011	0.078
4	FabFor-P_ForFro-P	Fortin	Pluvial	FabFor-P	ForFro-P	8.43	8.13	0.37	80.0	450	TBA	2011	0.182

Rue Fabre													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Fab1-P_Fab2-P	Fabre	Pluvial	Fab1-P	Fab2-P	10.04	9.02	1.48	68.6	300	TBA	1972	0.123
2	Fab2-P_Fab3-P	Fabre	Pluvial	Fab2-P	Fab3-P	9.02	8.98	0.25	17.4	300	TBA	1972	0.050
3	Fab3-P_FabFor-P	Fabre	Pluvial	Fab3-P	FabFor-P	8.98	8.45	0.82	64.3	300	TBA	1972	0.092

Rue Fournier													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Fou1-P_Fou2-P	Fournier	Pluvial	Fou1-P	Fou2-P	9.48	9.21	0.40	66.8	300	TBA	1972	0.064
2	Fou2-P_Fou3-P	Fournier	Pluvial	Fou2-P	Fou3-P	9.21	8.95	0.39	68.6	300	TBA	1972	0.063
3	Fou3-P_FouFro-P	Fournier	Pluvial	Fou3-P	FouFro-P	8.95	8.75	0.44	45.1	375	TBA	1972	0.121

Rue Marchand													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	MarcT-P_AqMarc-P	Marchand	Pluvial	MarcT-P	AqMarc-P	9.80	9.45	0.44	79.9	300	TBA	1968	0.067
2	Marc1-P_Marc2-P	Marchand	Pluvial	Marc1-P	Marc2-P	10.67	10.41	0.27	94.5	300	TBA	1968	0.053
3	Marc2-P_MarcMo-P	Marchand	Pluvial	Marc2-P	MarcMo-P	10.41	10.13	0.40	69.2	300	TBA	1968	0.064
4	MarcMo-P_MauPa1-P	Marchand	Pluvial	MarcMo-P	MauPa1-P	10.13	10.03	0.26	39.6	450	TBA	1968	0.152

Rue Taillon													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	T1-P_MarcT-P	Taillon	Pluvial	T1-P	MarcT-P	10.01	9.80	0.33	64.0	300	TBA	1968	0.058

Rue Parent													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	MauPa1-P_MauPa2-P	Parent	Pluvial	MauPa1-P	MauPa2-P	10.03	9.76	0.37	73.2	450	TBA	1968	0.180
2	MauPa2-P_AqPa-P	Parent	Pluvial	MauPa2-P	AqPa-P	9.76	9.45	0.39	81.4	450	TBA	1968	0.185

Rue Mauriac													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Mau3-P_MauPa2-P	Mauriac	Pluvial	Mau3-P	MauPa2-P	10.13	9.91	0.40	57.3	375	TBA	1975	0.116
2	Mau1-P_Mau2-P	Mauriac	Pluvial	Mau1-P	Mau2-P	10.50	10.43	0.42	17.4	375	TBA	1975	0.119
3	Mau2-P_MauPa1-P	Mauriac	Pluvial	Mau2-P	MauPa1-P	10.43	10.43	0.39	93.6	375	TBA	1975	0.115

Rue Lajoie													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Laj1-P_Laj2-P	Lajoie	Pluvial	Laj1-P	Laj2-P	11.37	11.32	0.13	41.6	750	TBA	1963	0.411
2	Laj2-P_Laj3-P	Lajoie	Pluvial	Laj2-P	Laj3-P	11.32	11.24	0.16	50.0	750	TBA	1963	0.465

Rue Mousseau													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m³/s)
1	Laj3-P_Mo1-P	Mousseau	Pluvial	Laj3-P	Mo1-P	11.24	11.12	0.29	41.7	750	TBA	1963	0.623
2	Mo1-P_Mo2-P	Mousseau	Pluvial	Mo1-P	Mo2-P	11.12	11.03	0.29	31.8	750	TBA	1968	0.625
3	Mo2-P_MarcMo-P	Mousseau	Pluvial	Mo2-P	MarcMo-P	11.03	10.67	0.94	38.4	450	TBA	1968	0.287

Rue De l'Aqueduc													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	AqMartig-P_AqMarc-P	De l'Aqueduc	Pluvial	AqMartig-P	AqMarc-P	9.14	8.98	0.20	77.7	450	TBA	1968	0.133
2	AqMarc-P_Aq1-P	De l'Aqueduc	Pluvial	AqMarc-P	Aq1-P	8.98	8.81	0.20	88.1	450	TBA	1968	0.133
3	Aq1-P_AqPa-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq1-P	AqPa-P	8.81	8.66	0.20	70.4	450	TBA	1968	0.134
4	AqPa-P_Aq2-P	De l'Aqueduc	Pluvial	AqPa-P	Aq2-P	8.66	8.52	0.15	94.8	600	TBA	1968	0.249
5	Aq2-P_Aq3-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq2-P	Aq3-P	8.52	8.42	0.15	66.4	600	TBA	1968	0.250
6	Aq3-P_Aq4-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq3-P	Aq4-P	8.42	8.30	0.46	25.6	600	TBA	1968	0.437
7	Aq4-P_Aq12-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq4-P	Aq12-P	8.30	8.23	0.38	18.6	600	TBA	1968	0.395
8	Aq5-P_Aq6-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq5-P	Aq6-P	9.56	9.29	0.40	90.5	375	TBA	1977	0.116
9	Aq6-P_Aq7-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq6-P	Aq7-P	9.19	9.06	0.41	32.6	375	TBA	1977	0.117
10	Aq7-P_Aq11-P	De l'Aqueduc	Pluvial	Aq7-P	Aq11-P	9.06	8.74	0.35	91.4	450	TBA	1973	0.175

Rue Robert-Lussier													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Ro1-P_Ro2-P	Robert-Lussier	Pluvial	Ro1-P	Ro2-P	9.64	9.34	0.42	70.2	300	TBA	1962	0.066
2	Ro2-P_Ro3-P	Robert-Lussier	Pluvial	Ro2-P	Ro3-P	9.34	9.00	0.42	79.9	300	TBA	1962	0.066
3	Ro3-P_Ro4-P	Robert-Lussier	Pluvial	Ro3-P	Ro4-P	9.00	8.77	0.44	52.2	300	TBA	1962	0.067
4	Ro4-P_Ro5-P	Robert-Lussier	Pluvial	Ro4-P	Ro5-P	8.77	8.50	0.39	70.0	300	TBA	1962	0.063
5	Ro5-P_Iro-P	Robert-Lussier	Pluvial	Ro5-P	Iro-P	8.50	8.05	0.62	72.8	375	TBA	1962	0.144

Rue Champlain													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Cha1-P_Cha2-P	Champlain	Pluvial	Cha1-P	Cha2-P	9.92	9.74	0.32	53.6	375	TBA	1973	0.104
2	Cha2-P_Cha3-P	Champlain	Pluvial	Cha2-P	Cha3-P	9.74	9.55	0.30	64.3	375	TBA	1973	0.100
3	Cha3-P_Cha4-P	Champlain	Pluvial	Cha3-P	Cha4-P	9.55	9.49	0.31	17.7	375	TBA	1973	0.102
4	Cha4-P_Cha5-P	Champlain	Pluvial	Cha4-P	Cha5-P	9.49	9.38	0.15	76.8	375	TBA	1973	0.071
5	Cha5-P_ChaChe1-P	Champlain	Pluvial	Cha5-P	ChaChe1-P	9.38	9.26	0.29	42.4	375	TBA	1973	0.098
6	Cha6-P_Cha7-P	Champlain	Pluvial	Cha6-P	Cha7-P	9.33	9.19	0.32	42.1	375	TBA	1966	0.103
7	Cha7-P_Cha8-P	Champlain	Pluvial	Cha7-P	Cha8-P	9.19	9.14	0.28	19.5	375	TBA	1966	0.097
8	Cha8-P_ChaChe2-P	Champlain	Pluvial	Cha8-P	ChaChe2-P	9.14	8.93	0.29	72.2	375	TBA	1966	0.099

Rue Cherrier													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	Che1-P_CheLed-P	Cherrier	Pluvial	Che1-P	CheLed-P	10.60	10.41	0.24	78.9	300	TBA	1968	0.050
2	CheLed-P_Che2-P	Cherrier	Pluvial	CheLed-P	Che2-P	10.41	10.24	0.26	66.8	300	TBA	1968	0.052
3	Che2-P_Che3-P	Cherrier	Pluvial	Che2-P	Che3-P	10.24	10.12	0.25	45.7	300	TBA	1968	0.051
4	Che3-P_Che4-P	Cherrier	Pluvial	Che3-P	Che4-P	10.12	10.00	0.25	45.7	300	TBA	1968	0.051
5	Che4-P_Che5-P	Cherrier	Pluvial	Che4-P	Che5-P	10.00	9.85	0.25	62.5	300	TBA	1968	0.051
6	Che5-P_CheFra2-P	Cherrier	Pluvial	Che5-P	CheFra2-P	9.85	9.66	0.25	72.2	300	TBA	1968	0.051
7	CheFra2-P_CheLabe-P	Cherrier	Pluvial	CheFra2-P	CheLabe-P	9.66	9.17	0.16	24.4	450	TBA	1968	0.120
8	CheLabe-P_Che7-P	Cherrier	Pluvial	CheLabe-P	Che7-P	9.17	9.11	0.14	47.2	450	TBA	1968	0.112
9	Che7-P_CheLar1-P	Cherrier	Pluvial	Che7-P	CheLar1-P	9.11	8.85	0.86	29.8	450	TBA	1968	0.276
10	CheLar1-P_Che8-P	Cherrier	Pluvial	CheLar1-P	Che8-P	8.85	8.75	0.56	17.9	450	TBA	1968	0.222
11	Che8-P_CheFra1-P	Cherrier	Pluvial	Che8-P	CheFra1-P	8.93	8.86	0.17	37.8	900	TBA	1971	0.776
12	Che6-P_CheLar2-P	Cherrier	Pluvial	Che6-P	CheLar2-P	8.86	8.75	0.15	75.5	900	TBA	1971	0.732
13	CheLar2-P_Che9-P	Cherrier	Pluvial	CheLar2-P	Che9-P	8.75	8.64	0.52	21.4	900	TBA	1971	1.364
14	Che9-P_Che10-P	Cherrier	Pluvial	Che9-P	Che10-P	8.64	8.48	0.18	86.3	900	TBA	1971	0.809
15	Che10-P_Che11-P	Cherrier	Pluvial	Che10-P	Che11-P	8.48	8.33	0.18	82.6	900	TBA	1971	0.794
16	Che11-P_CheMartig-P	Cherrier	Pluvial	Che11-P	CheMartig-P	8.33	8.03	0.49	62.2	900	TBA	1971	1.317
17	CheMartig-P_Che12-P	Cherrier	Pluvial	CheMartig-P	Che12-P	8.03	7.92	0.13	80.2	1050	TBA	1971	1.033
18	Che12-P_Che13-P	Cherrier	Pluvial	Che12-P	Che13-P	7.92	7.80	0.15	80.5	1050	TBA	1971	1.109
19	Che13-P_Che14-P	Cherrier	Pluvial	Che13-P	Che14-P	7.80	7.68	0.15	79.9	1050	TBA	1971	1.118
20	Che14-P_Che15-P	Cherrier	Pluvial	Che14-P	Che15-P	7.68	7.55	0.18	73.2	1050	TBA	1971	1.202
21	Che15-P_I3-P	Cherrier	Pluvial	Che15-P	I3-P	7.55	7.41	0.18	78.9	1050	TBA	1971	1.200
22	Che16-P_Che17-P	Cherrier	Pluvial	Che16-P	Che17-P	10.06	9.60	0.50	91.4	300	TBA	1971	0.071
23	Che17-P_Che18-P	Cherrier	Pluvial	Che17-P	Che18-P	9.60	9.22	0.50	76.5	300	TBA	1971	0.071
24	Che18-P_CheFro-P	Cherrier	Pluvial	Che18-P	CheFro-P	9.22	8.84	0.50	76.5	300	TBA	1971	0.071
25	CheFro-P_CheL-P	Cherrier	Pluvial	CheFro-P	CheL-P	7.96	7.56	0.55	72.2	600	TBA	1971	0.475
26	Che19-P_Che20-P	Cherrier	Pluvial	Che19-P	Che20-P	9.64	9.45	0.42	44.5	300	TBA	1966	0.066
27	Che20-P_ChaChe1-P	Cherrier	Pluvial	Che20-P	ChaChe1-P	9.45	9.26	0.42	46.0	300	TBA	1966	0.066
28	Che21-P_Che22-P	Cherrier	Pluvial	Che21-P	Che22-P	9.51	9.44	0.32	22.6	375	TBA	1966	0.103
29	Che22-P_ChaChe1-P	Cherrier	Pluvial	Che22-P	ChaChe1-P	9.44	9.26	0.32	58.8	375	TBA	1966	0.103
30	ChaChe1-P_Che23-P	Cherrier	Pluvial	ChaChe1-P	Che23-P	9.26	9.10	0.32	49.3	375	TBA	1966	0.103
31	Che23-P_ChaChe2-P	Cherrier	Pluvial	Che23-P	ChaChe2-P	9.10	8.93	0.47	36.8	375	TBA	1966	0.125
32	ChaChe2-P_Che24-P	Cherrier	Pluvial	ChaChe2-P	Che24-P	8.93	8.00	1.03	89.7	450	TBA	1966	0.302
33	Che24-P_CheL-P	Cherrier	Pluvial	Che24-P	CheL-P	8.00	7.56	0.72	61.1	450	TBA	1966	0.252

Rue Notre-Dame													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	No1-S_No2-S	Notre-Dame	Sanitaire	No1-S	No2-S	7.27	7.07	0.19	108.0	300	CA	1964	0.044
2	No2-S_No3-S	Notre-Dame	Sanitaire	No2-S	No3-S	7.07	6.93	0.19	71.9	300	CA	1964	0.044
3	No3-S_AParc1-S	Notre-Dame	Sanitaire	No3-S	AParc1-S	6.93	6.91	0.19	9.3	300	CA	1964	0.044

Parc													
# Conduite	Nom	Rue	Type réseau	Nœud amont	Nœud aval	Élévation amont (m)	Élévation aval (m)	Pente (%)	Longueur (m)	Diamètre nominal (mm)	Matériaux	Année	Capacité maximale pleine (m ³ /s)
1	AParc1-S_Parc1-S	Parc	Sanitaire	AParc1-S	Parc1-S	5.54	5.30	0.33	73.0	1500	CA	1981	4.246
2	Parc2-S_ParcSurv1-S	Parc	Sanitaire	Parc2-S	ParcSurv1-S	5.30	5.29	0.07	13.6	1500	CA	1981	1.997
3	ParcSurv1-S_Surv1	Parc	Sanitaire	ParcSurv1-S	Surv1	5.29	5.21	0.07	115.1	1500	CA	1981	1.944
4	Parc1-S_Parc3-S	Parc	Sanitaire	Parc1-S	Parc3-S	5.30	5.26	0.24	9.6	250	PVC	1986	0.030
5	Parc3-S_Surv2	Parc	Sanitaire	Parc3-S	Surv2	4.70	4.69	0.14	10.0	400	TBA	1986	0.078

Annexe C : Campagne de mesure en continu (calcul de la capacité maximale du régulateur et du débit de temps sec)

Une campagne de mesures en continu réalisée par Avizo Experts-Conseils en différents points de l'intercepteur Notre-Dame au droit du collecteur d'Argenson permet d'apporter plusieurs données pertinentes pour caractériser certains éléments du modèle de drainage. Cette campagne s'est déroulée sur une base continue du 19 juillet au 16 août 2018 et avait pour objectif d'évaluer les débits et les eaux parasites sur cinq conduites unitaires de l'intercepteur Notre-Dame (Avizo Experts-Conseils, 2018). Parmi ces cinq conduites évaluées, l'une se situe en amont (point de mesure R25) et une autre se situe en aval (point de mesure R29) du régulateur de la surverse Parc St-Laurent (Figures 7.2 et 7.3). La conduite aval (600 mm) achemine les eaux provenant du régulateur et du bassin Yvon, alors que la conduite amont (525 mm) achemine uniquement les eaux provenant du bassin Yvon. Ainsi, la soustraction des débits mesurés sur ces deux conduites permet d'estimer le débit provenant du régulateur, qui contrôle le débit d'eaux unitaires dirigé vers l'intercepteur Notre-Dame. L'estimation de la capacité maximale du régulateur est donc obtenue par le calcul suivant :

$$\text{Max}(Q_{\text{Régulateur}}) \approx \text{Max}(Q_{\text{Aval}} - Q_{\text{Amont}})$$

Étant donné que ces deux conduites amont et aval sont très rapprochées l'une de l'autre et qu'aucune autre source d'eaux sanitaires ou pluviales ne vient s'ajouter entre les deux, le calcul décrit ci-dessus est considéré comme valide. La capacité maximale du régulateur est déterminée à partir des débits mesurés le 25 juillet 2018, où les débits maximaux amont et aval sont respectivement de 176,2 et 357,4 L/s.

$$Q_{\text{Régulateur}} \approx 357,4 - 176,2 = 181,2 \text{ L/s}$$

Les mêmes points de mesure et le même principe de calcul ont été employés pour définir le patron de temps sec (voir Figure 3.28 à la section 3.4.4.3).

POINT: Point 4 - Regard R25
Localisation extérieure

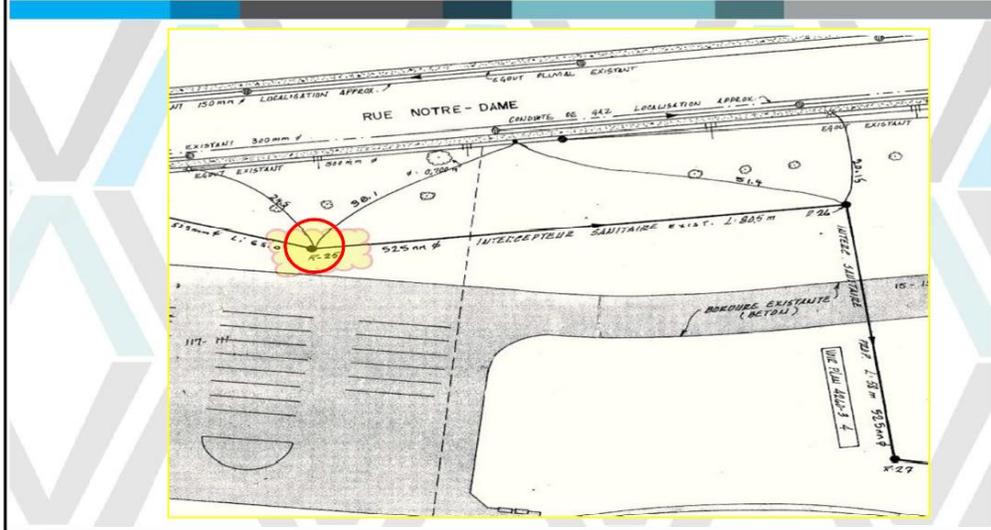


Figure 7.2 Point de mesure R25 sur l'intercepteur Notre-Dame (Avizo Experts-Conseils, 2018)

POINT: Point 5 - Regard R29
Localisation extérieure

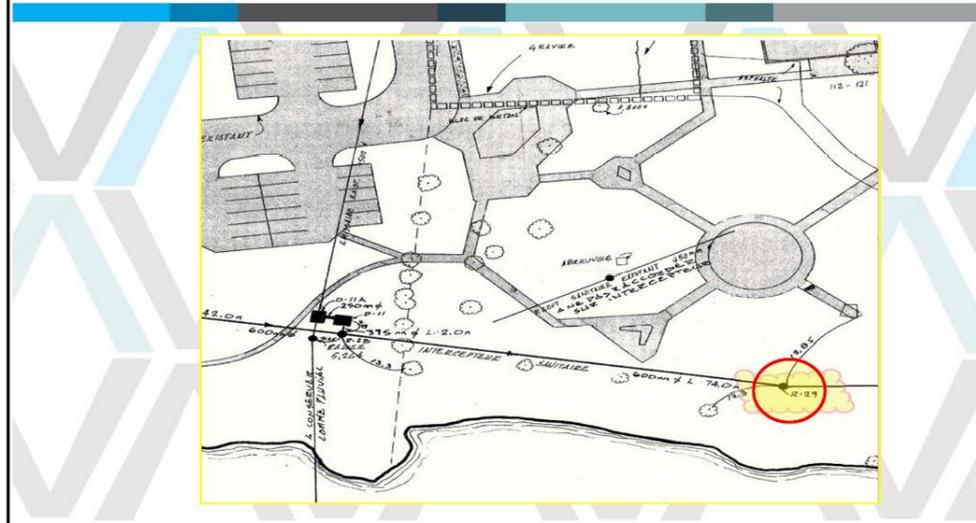


Figure 7.3 Point de mesure R29 sur l'intercepteur Notre-Dame (Avizo Experts-Conseils, 2018)

Annexe D : Plans de l'ouvrage de surverse D-7

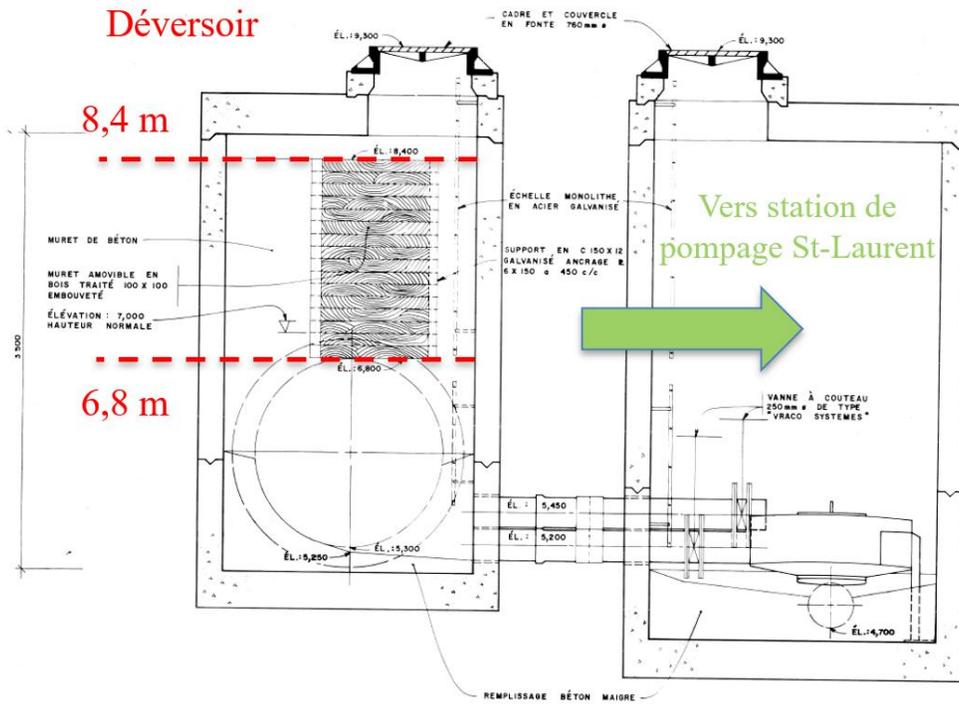


Figure 7.4 Plans de l'ouvrage de surverse D-7 (vue de face)

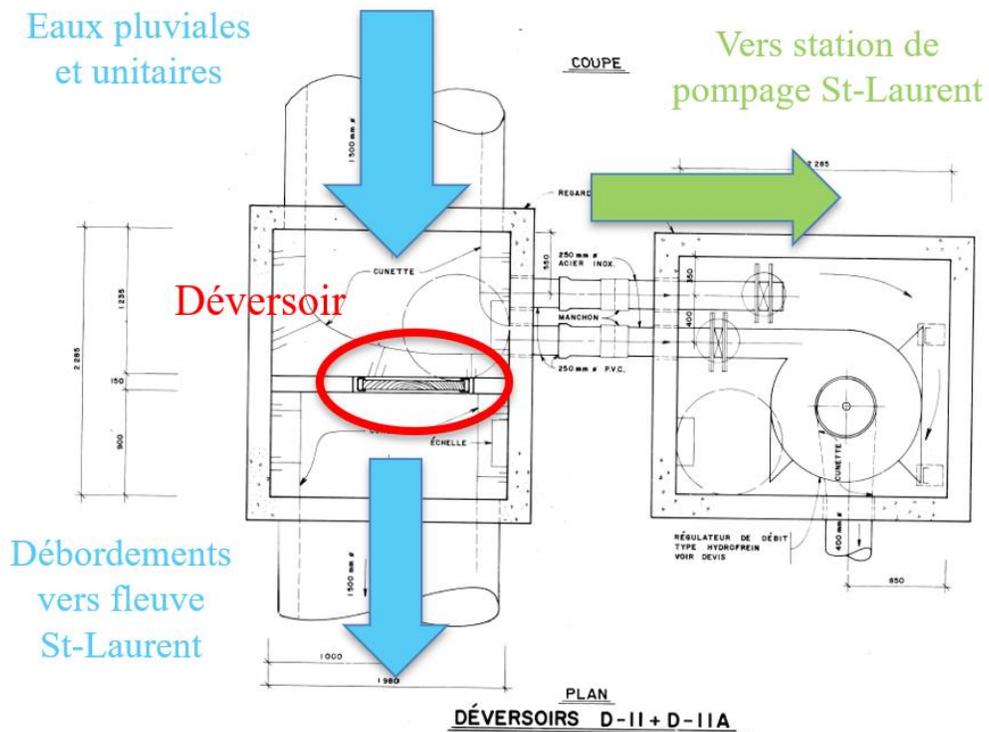


Figure 7.5 Plans de l'ouvrage de surverse D-7 (vue de dessus)

Annexe E : Données du pluviomètre Notre-Dame entre mai et août 2020

La Figure 7.6 met en évidence les périodes où plusieurs mesures erronées sont observées (encadrées en rouge), soit les mois de juillet et août 2020. Plusieurs intensités élevées sont mesurées successivement, pouvant atteindre jusqu'à 140,2 mm/h, soit 11,68 mm de pluie tombés en 5 minutes.

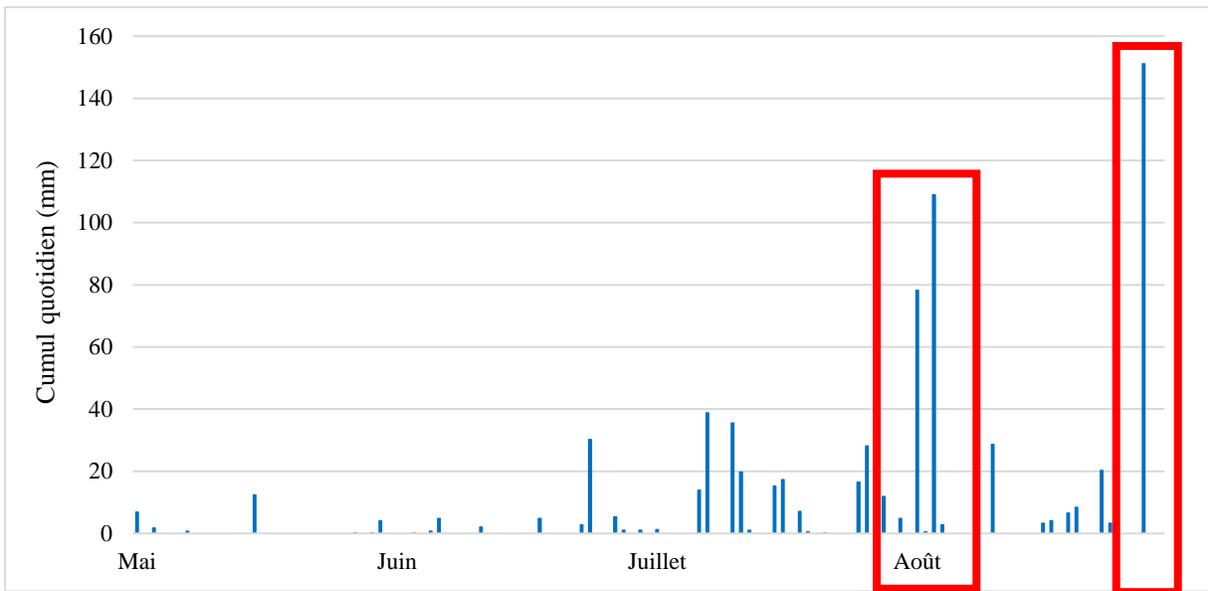


Figure 7.6 Cumul quotidien de la pluviométrie enregistrée par le pluviomètre Notre-Dame entre mai et août 2020

Annexe F : Station météorologique de l'Assomption (7014160)

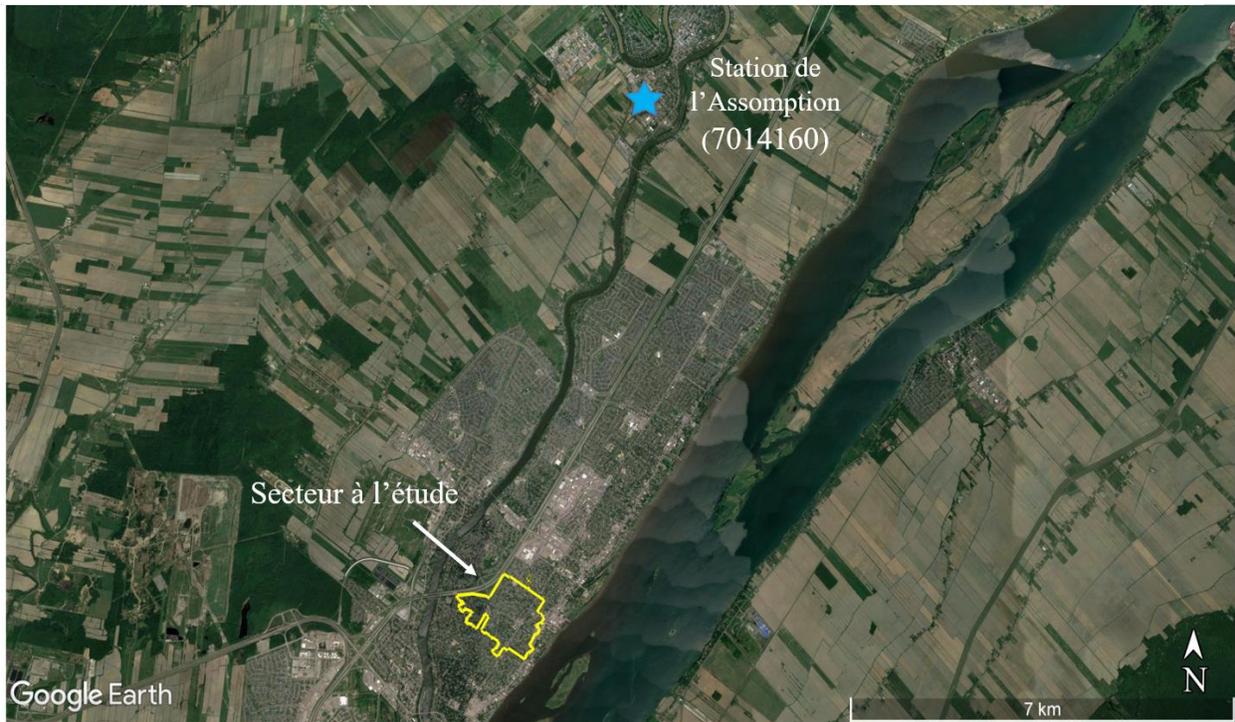


Figure 7.7 Localisation de la station météorologique de l'Assomption (7014160) par rapport au site à l'étude

Annexe G : Paramètres connus et paramètres estimés du réseau



Figure 7.8 Conduites du secteur dont les paramètres sont connus (en bleu) et conduites dont les paramètres sont estimés (en orange)

Annexe H : Paramètres de l'ensemble des sous-bassins du modèle

Tableau 7.2 : Paramètres de l'ensemble des sous-bassins du modèle

Nom du sous-bassin	Bassin	Superficie (ha)	Imperméabilité (%)	Pente (%)	Longueur d'écoulement (m)	Largeur (m)
A1	Argenson	0.39	46.0	0.35	101.4	152.3
A1.1	Argenson	0.76	42.1	0.5	92.4	184.7
A1.2	Argenson	0.73	44.8	0.4	89.7	178.1
A2	Argenson	0.93	41.2	0.2	108.1	203.6
A3	Argenson	0.74	41.6	0.25	86.5	161.8
A4	Argenson	1.00	65.5	0.3	113.0	216.2
Bo1	Argenson	1.06	38.3	0.3	123.2	203.8
Ci1	Argenson	1.80	32.5	0.45	208.5	410.9
Co1	Argenson	1.30	36.3	0.2	145.4	272.7
Co2	Argenson	1.03	45.7	0.45	78.7	123.2
Co2.1	Argenson	0.78	38.2	0.4	79.6	151.6
I1	Argenson	1.16	47.3	0.5	146.7	238.4
I2	Argenson	0.64	49.1	0.25	107.2	177.5
I1	Argenson	0.68	36.1	0.5	85.7	143.3
I2	Argenson	0.75	39.6	0.5	102.3	203.0
I3	Argenson	1.39	39.0	0.4	202.0	366.0
L2	Argenson	1.52	56.7	0.25	105.9	148.3
Lal	Argenson	2.31	50.8	0.25	201.1	340.1
Le1	Argenson	1.19	33.0	0.25	150.6	275.6
Lon1	Argenson	0.87	40.4	0.25	114.6	224.5
Lon2	Argenson	0.42	39.1	0.2	57.1	110.3
Lon3	Argenson	0.55	33.9	0.25	66.3	108.7
Lon4	Argenson	0.53	39.2	0.3	77.6	151.1
Lon5	Argenson	0.62	42.1	0.25	85.4	165.7
Lon1	Argenson	2.27	35.1	0.35	246.5	420.1
Mari1	Argenson	1.98	36.8	0.2	206.1	370.6
Martig4	Argenson	0.94	39.5	0.1	135.7	164.7
Martig5	Argenson	0.57	41.6	0.2	78.6	129.1
Martig6	Argenson	1.97	38.2	0.2	189.5	371.0
PC1	Argenson	1.05	32.2	0.2	65.1	129.7
PC2	Argenson	0.94	38.5	0.3	97.2	186.6
Pr1	Argenson	0.71	34.2	0.1	84.7	140.5
Pr6	Argenson	0.57	39.8	0.1	59.4	106.7
R1	Argenson	0.27	46.2	0.45	67.3	120.1
R2	Argenson	0.58	39.2	0.55	86.5	168.3
R3	Argenson	0.55	41.7	0.5	77.4	149.9
R4	Argenson	1.07	36.0	0.5	133.7	228.8

Nom du sous-bassin	Bassin	Superficie (ha)	Imperméabilité (%)	Pente (%)	Longueur d'écoulement (m)	Largeur (m)
Aml	Contributoire	0.87	46.9	0.1	117.3	222.4
Aq1	Contributoire	1.30	37.6	0.55	113.2	223.9
Aq2	Contributoire	0.63	43.9	0.45	89.4	152.6
Aq3	Contributoire	0.50	44.2	0.45	72.5	134.0
Aq4	Contributoire	0.65	45.0	0.45	88.3	175.0
Aq5	Contributoire	0.50	37.5	0.45	68.3	135.9
Aq6	Contributoire	0.77	30.3	0.5	111.5	209.3
Ch6	Contributoire	1.32	45.7	0.15	173.2	308.5
Ch9	Contributoire	0.97	39.6	0.4	228.4	307.8
Cha1	Contributoire	1.61	35.4	0.5	197.9	375.5
Cha2	Contributoire	0.93	34.3	0.5	118.1	220.5
Che1	Contributoire	1.01	41.3	0.5	73.8	124.0
Che10	Contributoire	1.11	53.1	0.4	225.5	313.4
Che11	Contributoire	1.35	48.9	0.5	150.2	234.3
Che11.1	Contributoire	1.34	68.9	0.5	118.3	212.3
Che12	Contributoire	0.41	47.5	0.45	63.8	71.1
Che13	Contributoire	0.84	38.9	0.45	105.2	164.4
Che13.1	Contributoire	0.76	35.2	0.5	85.8	107.5
Che13.2	Contributoire	0.40	40.2	0.5	55.5	106.1
Che14	Contributoire	0.39	47.4	0.5	102.7	128.7
Che14.1	Contributoire	1.44	70.9	0.5	114.4	217.5
Che3	Contributoire	0.73	46.5	0.15	63.5	107.5
Che4	Contributoire	1.34	42.9	0.15	173.1	336.2
Che5	Contributoire	0.78	46.5	0.2	53.6	102.5
Che5.1	Contributoire	0.69	38.2	0.1	73.8	139.6
Che5.2	Contributoire	0.16	33.9	0.1	53.5	53.5
Che5.3	Contributoire	0.62	41.4	0.1	85.8	164.1
Che5.4	Contributoire	0.73	41.3	0.1	62.0	104.0
Che5.5	Contributoire	0.70	84.6	0.1	103.7	150.0
Che7	Contributoire	1.11	41.3	0.1	143.8	248.8
Che8	Contributoire	0.66	38.7	0.1	144.8	222.5
F1	Contributoire	0.76	40.7	0.3	76.9	76.9
Fab1	Contributoire	1.46	39.3	0.45	179.1	335.5
Fau1	Contributoire	1.13	42.5	0.1	119.8	222.7
Fil	Contributoire	1.82	40.8	0.1	133.6	252.6
Fi2	Contributoire	1.52	35.2	0.5	69.8	89.0
For1	Contributoire	1.64	41.3	0.1	210.6	398.2
For1.1	Contributoire	1.26	41.1	0.45	149.5	282.4
Fou1	Contributoire	1.42	42.3	0.45	189.0	371.2
Fra1	Contributoire	0.86	44.9	0.15	117.4	223.5
Fro1	Contributoire	2.19	37.9	0.45	252.0	491.1
Fro2	Contributoire	0.82	42.3	0.5	131.1	212.9
Fro2.1	Contributoire	0.44	42.1	0.4	60.0	117.8
G2	Contributoire	1.10	43.0	0.15	161.0	202.5
Gn1	Contributoire	0.58	39.5	0.45	151.9	171.7
Gn1.1	Contributoire	0.63	46.2	0.5	69.1	129.3
Gn1.2	Contributoire	0.29	45.0	0.15	70.0	98.1
Ge1	Contributoire	1.20	32.5	0.2	124.9	218.3
Ge1.1	Contributoire	0.80	39.1	0.2	74.2	142.3

Nom du sous-bassin	Bassin	Superficie (ha)	Imperméabilité (%)	Pente (%)	Longueur d'écoulement (m)	Largeur (m)
Ge2	Contributoire	1.52	34.9	0.2	168.7	324.7
Ge3	Contributoire	1.16	36.0	0.2	126.7	223.5
Ge3.1	Contributoire	0.52	44.4	0.1	80.8	155.1
Ge3.2	Contributoire	0.33	39.9	0.1	51.3	95.1
Ge3.3	Contributoire	0.29	39.5	0.1	52.6	87.3
I3	Contributoire	1.06	40.7	0.5	101.3	188.3
I4	Contributoire	1.33	42.6	0.55	141.4	231.7
Jo1	Contributoire	1.18	41.8	0.15	183.9	364.7
L1	Contributoire	0.77	41.4	0.2	106.2	209.2
Lab1	Contributoire	0.98	39.3	0.1	107.8	205.9
Lab2	Contributoire	0.60	39.2	0.1	68.4	133.8
Lab3	Contributoire	0.54	35.2	0.1	58.1	101.7
Lab3.1	Contributoire	0.27	41.9	0.1	77.7	77.7
Lab4	Contributoire	0.66	38.7	0.5	96.3	180.2
Lab5	Contributoire	0.55	34.0	0.6	60.9	118.2
Lab6	Contributoire	0.89	43.6	0.2	60.7	109.6
Lab6.1	Contributoire	0.25	32.5	0.45	58.0	58.0
Lab6.2	Contributoire	0.37	34.5	0.13	76.4	76.4
LabLeg1	Contributoire	1.95	38.7	0.15	224.9	430.8
Laj1	Contributoire	0.62	23.9	0.3	61.0	61.0
Laj2	Contributoire	0.27	46.8	0.3	88.6	125.6
Lar1	Contributoire	1.16	34.9	0.2	157.0	285.7
Lar2	Contributoire	0.73	48.5	0.1	94.4	185.3
Marc1	Contributoire	0.94	39.5	0.5	117.2	224.8
Marc1.2	Contributoire	0.38	41.5	0.55	52.3	95.9
Marc2	Contributoire	0.25	49.8	0.55	104.9	165.1
Martig1	Contributoire	1.36	43.4	0.1	184.9	355.8
Martig1.1	Contributoire	0.64	44.1	0.15	79.2	138.2
Martig1.2	Contributoire	0.55	45.7	0.45	128.0	177.7
Martig2	Contributoire	0.51	46.8	0.5	99.9	192.8
Martig7	Contributoire	1.20	44.3	0.1	117.3	168.7
Martin1	Contributoire	1.21	40.0	0.15	153.6	283.4
Martin2	Contributoire	0.59	43.4	0.15	87.0	171.3
Mas1	Contributoire	1.72	42.2	0.15	194.6	324.5
Mau1	Contributoire	1.25	39.7	0.45	167.2	272.6
Pa1	Contributoire	1.07	40.0	0.45	141.0	276.5
Pr2	Contributoire	0.35	35.9	0.1	38.0	59.2
Pr3	Contributoire	0.62	41.2	0.2	84.4	162.1
Pr4	Contributoire	0.54	42.6	0.2	76.5	150.6
Pr5	Contributoire	0.40	41.1	0.2	79.4	101.7
Ro1	Contributoire	1.49	45.1	0.5	175.3	326.0
Ro1.1	Contributoire	2.52	43.2	0.5	170.5	271.3
Ro1.2	Contributoire	1.02	36.0	0.5	176.6	341.9
Ro1.3	Contributoire	0.98	39.5	0.45	126.5	233.7
T1	Contributoire	1.35	43.2	0.45	196.9	377.6
V1	Contributoire	1.05	37.7	0.15	161.6	241.3
V1.1	Contributoire	1.29	39.3	0.1	171.1	337.8
V2	Contributoire	0.84	36.2	0.1	106.6	204.5

Annexe I : Redirection des apports pluviaux provenant du bassin contributoire

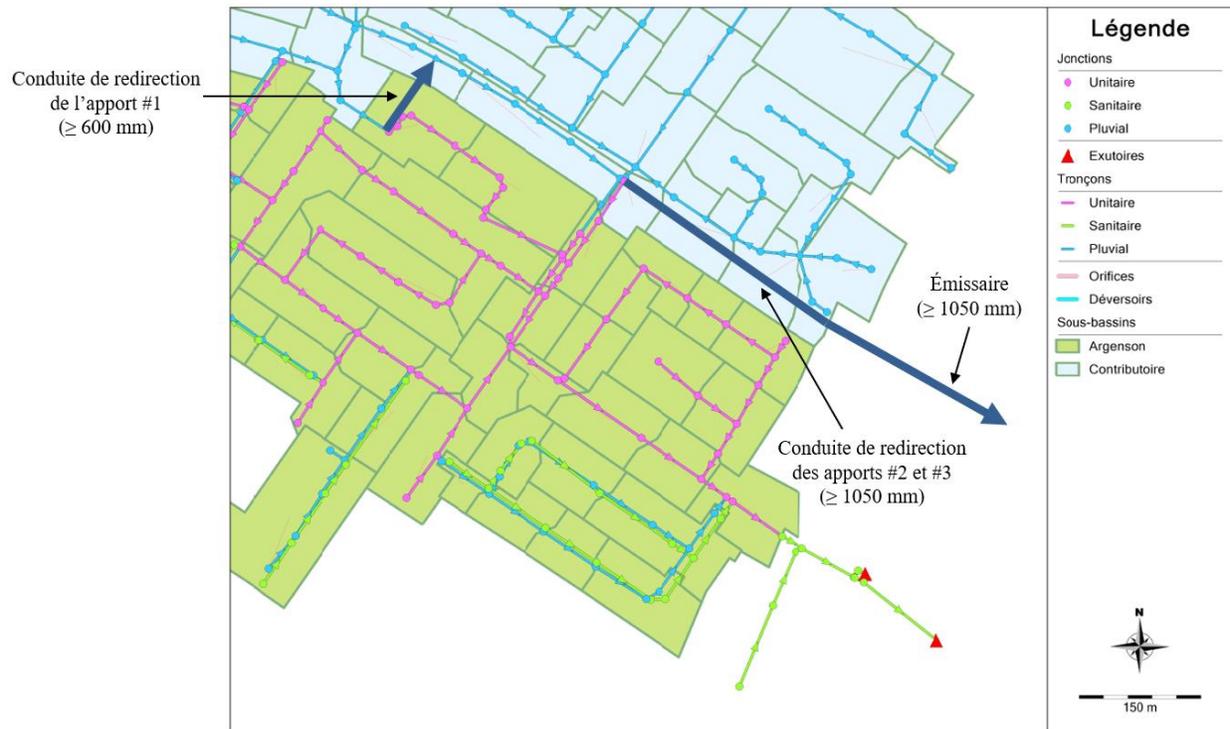


Figure 7.9 Redirection des apports pluviaux du bassin contributoire vers le milieu récepteur par l'ajout d'une conduite sur la rue Cherrier (≥ 1050 mm), d'une conduite reliant les rues Leber et Cherrier (≥ 600 mm) et d'un nouvel émissaire pluvial (≥ 1050 mm)

Annexe J : Paramètres détaillés des solutions de contrôle à la source incluses dans l'analyse pour chaque sous-bassin du secteur

Tableau 7.3 : Paramètres des toitures résidentielles pour chaque sous-bassin du secteur

Solution	Sous-bassin	Superficie du sous-bassin (m ²)	Imperméabilité initiale du sous-bassin (%)	Superficie de toitures résidentielles (m ²)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie du sous-bassin (%)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie imperméable du sous-bassin (%)
Redirection des gouttières résidentielles	A1	3891,1	0,46	407,7	10,5	22,8
	A1.1	7610,2	0,42	972,5	12,8	30,3
	A1.2	7339,7	0,45	1170	15,9	35,5
	A2	9292,5	0,41	1762,4	19	46
	A3	7413,9	0,42	1215,2	16,4	39,4
	A4	9997,5	0,65	589,9	5,9	9
	Am1	8718,9	0,47	2042,5	23,4	49,9
	Aq1	13021,9	0,38	2019,8	15,5	41,3
	Aq2	6343,8	0,44	1102,8	17,4	39,6
	Aq3	5000	0,44	1002,1	20	45,4
	Aq4	6496,7	0,45	1091,5	16,8	37,3
	Aq5	4997,7	0,38	762,9	15,3	40,7
	Aq6	7701,9	0,3	809,7	10,5	34,7
	Bo1	10570,3	0,38	1660,5	15,7	41
	Ch6	13199,5	0,46	2491,9	18,9	41,4
	Ch9	9662,5	0,4	1507,4	15,6	39,4
	Cha1	16098,5	0,35	2473,3	15,4	43,4
	Cha2	9326,6	0,34	1420,9	15,2	44,4
	Che1	10126,3	0,41	1880,9	18,6	45
	Che10	11051,5	0,53	865,1	7,8	14,7
	Che11	13502,6	0,49	313,3	2,3	4,7
	Che11.1	13441,6	0,69	2617,7	19,5	28,3
	Che12	4099,8	0,48	590,5	14,4	30,3
	Che13	8445	0,39	1322,8	15,7	40,2
	Che13.1	7568,6	0,35	1038,6	13,7	39
	Che13.2	4037,6	0,4	735,5	18,2	45,3
	Che14	3857,6	0,47	730,3	18,9	39,9
	Che14.1	14369,6	0,71	347,4	2,4	3,4
	Che3	7331,6	0,46	1282,7	17,5	37,6
	Che4	13427,7	0,43	2433	18,1	42,2
	Che5	7834,4	0,46	316,9	4	8,7
	Che5.1	6916,9	0,38	1066,4	15,4	40,3
	Che5.2	1594,4	0,34	277,1	17,4	51,2
Che5.3	6166,2	0,41	1138,7	18,5	44,6	

Solution	Sous-bassin	Superficie du sous-bassin (m ²)	Imperméabilité initiale du sous-bassin (%)	Superficie de toitures résidentielles (m ²)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie du sous-bassin (%)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie imperméable du sous-bassin (%)
Redirection des gouttières résidentielles	Che5.4	7299,8	0,41	906,4	12,4	30
	Che5.5	6977,9	0,85	0	0	0
	Che7	11122,6	0,41	1607,4	14,5	35
	Che8	6588,8	0,39	844,6	12,8	33,2
	Ci1	17978,1	0,33	3138,6	17,5	53,7
	Co1	13012,2	0,36	2212,2	17	46,8
	Co2	10294,2	0,46	1940,8	18,9	41,3
	Co2.1	7841,6	0,38	1335,6	17	44,6
	F1	7627,4	0,41	1211,4	15,9	39
	Fab1	14615,8	0,39	2612,2	17,9	45,5
	Fau1	11279,9	0,43	1963,4	17,4	40,9
	Fi1	18221,1	0,41	2576,6	14,1	34,7
	Fi2	15199,1	0,35	539,9	3,6	10,1
	For1	16440,2	0,41	2574,2	15,7	37,9
	For1.1	12610	0,41	1954,9	15,5	37,7
	Fou1	14178	0,42	2719,3	19,2	45,3
	Fra1	8591,6	0,45	1928,7	22,4	50
	Fro1	21886,4	0,38	3375	15,4	40,7
	Fro2	8233,9	0,42	1254,5	15,2	36,1
	Fro2.1	4372,8	0,42	832,4	19	45,2
	G2	10991,8	0,43	2128,8	19,4	45
	Gal	5760,2	0,4	1036,3	18	45,5
	Gal.1	6254,9	0,46	1049	16,8	36,3
	Gal.2	2919,6	0,45	437,2	15	33,3
	Ge1	11994,1	0,32	1458,4	12,2	37,4
	Ge1.1	8014,1	0,39	797,7	10	25,5
	Ge2	15248,4	0,35	2437,9	16	45,8
	Ge3	11579,6	0,36	1991,9	17,2	47,8
	Ge3.1	5169,1	0,44	1031,8	20	44,9
	Ge3.2	3329,9	0,4	469,2	14,1	35,3
	Ge3.3	2852,7	0,4	389	13,6	34,5
	I1	11582,4	0,47	1828,3	15,8	33,4
I2	6391,2	0,49	759,6	11,9	24,2	

Solution	Sous-bassin	Superficie du sous-bassin (m ²)	Imperméabilité initiale du sous-bassin (%)	Superficie de toitures résidentielles (m ²)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie du sous-bassin (%)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie imperméable du sous-bassin (%)
Redirection des gouttières résidentielles	I3	10557,8	0,41	1685,3	16	39,2
	I4	13347,4	0,43	2060,5	15,4	36,2
	J1	6825,8	0,36	1143,5	16,8	46,4
	J2	7466,7	0,4	1401	18,8	47,3
	J3	13865,3	0,39	2289,1	16,5	42,4
	Jo1	11792,8	0,42	2125,4	18	43,1
	L1	7686,2	0,41	1470	19,1	46,2
	L2	15206,3	0,57	1047,5	6,9	12,2
	La1	23086,8	0,51	329,4	1,4	2,8
	Labe1	9750,1	0,39	1967,5	20,2	51,3
	Labe2	5973,7	0,39	1193,5	20	50,9
	Labe3	5394,4	0,35	949,2	17,6	50
	Labe3.1	2748,3	0,42	670	24,4	58,1
	Labe4	6622,7	0,39	1032,8	15,6	40,3
	Labe5	5533,6	0,34	774,2	14	41,1
	Labe6	8879	0,44	1416,5	16	36,6
	Labe6.1	2506,1	0,33	414,1	16,5	50,8
	Labe6.2	3658,9	0,35	741,8	20,3	58,8
	LabeLeg1	19535,5	0,39	2892,9	14,8	38,3
	Laj1	6209,3	0,24	0	0	0
	Laj2	2663,6	0,47	450	16,9	36,1
	Lar1	11586,1	0,35	1386,7	12	34,3
	Lar2	7333,8	0,48	814,5	11,1	22,9
	Le1	11871,5	0,33	1954,9	16,5	49,9
	Lon1	8688,5	0,4	1472,9	17	42
	Lon2	4176,7	0,39	778,9	18,6	47,7
	Lon3	5531,4	0,34	984,6	17,8	52,5
	Lon4	5266,9	0,39	1015,9	19,3	49,2
	Lon5	6189,4	0,42	1407,6	22,7	54,1
	Lou1	22690,4	0,35	3699,6	16,3	46,5
	Marc1	9394,3	0,4	1539,2	16,4	41,4
	Marc1.2	3795,9	0,42	616,7	16,2	39,1
	Marc2	2539,7	0,5	298,4	11,8	23,6
	Maril	19824,1	0,37	3186,6	16,1	43,6

Solution	Sous-bassin	Superficie du sous-bassin (m ²)	Imperméabilité initiale du sous-bassin (%)	Superficie de toitures résidentielles (m ²)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie du sous-bassin (%)	Proportion des toitures résidentielles sur la superficie imperméable du sous-bassin (%)
Redirection des gouttières résidentielles	Martig1	13644,2	0,43	2500	18,3	42,2
	Martig1.1	6391	0,44	816,8	12,8	28,9
	Martig1.2	5451,7	0,46	655,8	12	26,3
	Martig2	5113,8	0,47	896,3	17,5	37,5
	Martig4	9364,2	0,39	1555	16,6	42,1
	Martig5	5731,8	0,42	966,3	16,9	40,5
	Martig6	19675,1	0,38	3139	16	41,7
	Martig7	11975,3	0,44	1394,7	11,6	26,3
	Martin1	12144,1	0,4	2375,5	19,6	48,8
	Martin2	5862,3	0,43	943,6	16,1	37,1
	Mas1	17151,7	0,42	3116	18,2	43,1
	Mau1	12538,9	0,4	2077,9	16,6	41,8
	Pa1	10712,8	0,4	1550,7	14,5	36,2
	PC1	10495	0,32	1567,4	14,9	46,4
	PC2	9370,7	0,38	1462,8	15,6	40,6
	Pr1	7052,8	0,34	1214,6	17,2	50,4
	Pr2	3532	0,36	617,5	17,5	48,7
	Pr3	6234,9	0,41	1283,4	20,6	49,9
	Pr4	5400,9	0,43	1023,9	19	44,5
	Pr5	3972,5	0,41	689,7	17,4	42,2
	Pr6	5674,4	0,4	836,6	14,7	37,1
	R1	2681,8	0,46	357,4	13,3	28,9
	R2	5825,3	0,39	954,3	16,4	41,8
	R3	5468,7	0,42	887,7	16,2	38,9
	R4	10712,7	0,36	1676,8	15,7	43,4
	Ro1	14872,6	0,45	2097,9	14,1	31,3
	Ro1.1	25240	0,43	1277,1	5,1	11,7
	Ro1.2	10246,6	0,36	1634,5	16	44,3
	Ro1.3	9840,4	0,4	1250,7	12,7	32,2
	T1	13498,2	0,43	2442,6	18,1	41,9
	V1	10493,5	0,38	1327,6	12,7	33,6
	V1.1	12934,2	0,39	2215,6	17,1	43,6
V2	8406,9	0,36	1313,2	15,6	43,1	

Tableau 7.4 : Aires de pavage perméable et de biorétention incluses dans l'analyse pour chaque sous-bassin du secteur

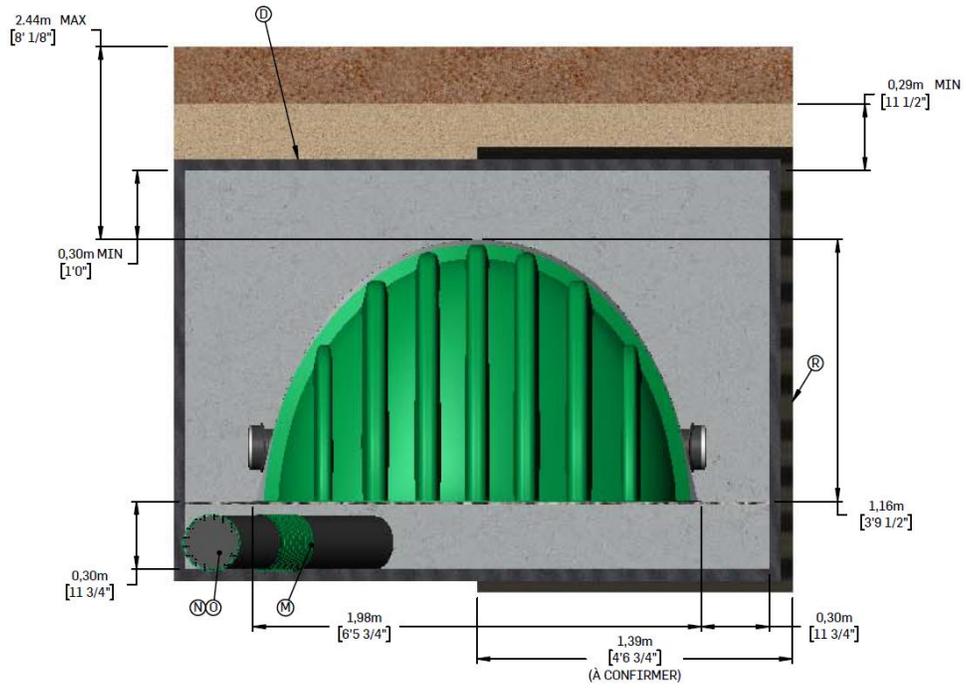
Solution	Boulevard/rue	Sous-bassin	Superficie du sous-bassin (ha)	Imperméabilité initiale du sous-bassin (%)	Superficie de la solution (m ²)	Proportion du sous-bassin occupée par la solution (%)	Superficie traitée (m ²)	Taux de traitement	Proportion de la superficie imperméable traitée (%)	Imperméabilité recalculée du sous-bassin (%)
Pavage perméable	Argenson	A4	1.00	65.5	2801.3	28	2801.3	1.0	42.8	37.5
	Cherrier	Che10	1.11	53.1	1110.5	10	1110.5	1.0	18.9	43
	Cherrier	Che11.1	1.34	68.9	2442.1	18.2	2442.1	1.0	26.4	50.7
	Cherrier	Che14.1	1.44	70.9	5424.6	37.8	5424.6	1.0	53.2	33.2
	Cherrier	Che5	0.78	46.5	1665.5	21.3	1665.5	1.0	45.7	25.2
	Cherrier	Che5.5	0.7	84.6	3340.1	47.9	3340.1	1.0	56.6	36.7
	Fiset	Fi2	1.52	35.2	3836	25.2	3836	1.0	71.7	9.9
	Leber	L2	1.52	56.7	4228.3	27.8	4228.3	1.0	49.1	28.9
	Lanoue	La1	2.31	50.8	4224.5	18.3	4224.5	1.0	36	32.5
	La Rochelle	Lar2	0.73	48.5	925.1	12.6	925.1	1.0	26	35.9
	Robert-Lussier	Ro1.1	2.52	43.2	5074.9	20.1	5074.9	1.0	46.6	23
	Argenson	A1	0.39	46	227.5	3.8	1797.25	7.9	100	40.9
	Argenson	A1.1	0.76	42.1	234.5	3.1	2345	10.0	73.1	39.5
	Argenson	A1.2	0.73	44.8	199.5	2.7	1995	10.0	60.6	42.5
	Argenson	A2	0.93	41.2	272.5	2.9	2725	10.0	71.1	38.6
Argenson	A3	0.74	41.6	220	3	2200	10.0	71.3	39	
Cellules de biorétention	Aqueduc	Aq1	1.3	37.6	139.7	1.1	1397	10.0	28.5	-
	Cherrier	Che6	1.32	45.7	445	3.4	4450	10.0	73.8	42.5
	Cherrier	Che1	1.01	41.3	184.5	1.8	1845	10.0	44.1	39.8
	Cherrier	Che3	0.73	46.5	158.8	2.2	1588	10.0	46.6	44.7
	Cherrier	Che4	1.34	42.9	430	3.2	4300	10.0	74.6	40
	Cherrier	Che8	0.66	38.7	372.5	5.7	2533	6.8	100	33.5
	Fiset	Fi1	1.82	40.8	386.3	1	1863	10.0	25.1	39.9
	Iberville	I1	1.16	47.3	432.3	3.7	4323	10.0	78.9	43.8
	Iberville	I2	0.64	49.1	392	6.1	3136	8.0	100	43.4
	Iberville	I3	1.06	40.7	308	2.9	3080	10.0	71.6	38.1
	Iberville	I4	1.33	42.6	507.5	3.8	5075	10.0	89.2	39
	La Rochelle	Lar1	1.16	34.9	392.5	3.4	3925	10.0	97	31.8
	Marin	Mar1	1.98	36.8	1472.1	7.4	7360.5	5.0	100	-
	Place Châteauguay	PC1	1.05	32.2	507.6	4.8	3350.16	6.6	100	-
	Robert-Lussier	Ro1	1.49	45.1	516.3	3.5	5163	10.0	76.9	41.8
	Robert-Lussier	Ro1.3	0.98	39.5	112	1.1	1120	10.0	28.8	38.7

Tableau 7.5 : Bassins de rétention souterraine inclus dans l'analyse pour chaque sous bassin du secteur

Solution	Boulevard/rue	Sous-bassin	Nombre de bassins de rétention	Volume total de rétention (m ³)
Rétention souterraine	Aqueduc	Aq2	1	103,3
	Aqueduc	Aq4	1	103,3
	Cherrier	Che13	1	103,3
	Cherrier	Che13.1	1	103,3
	Cid	Ci1	3	309,9
	Concorde	Co1	2	206,6
	Fabre	Fab1	2	206,6
	Fiset	Fi1	2	206,6
	Fortin	For1	2	206,6
	Foumier	Fou1	1	103,3
	Jean-Jallot	J2	1	103,3
	Jean-Jallot	J3	1	103,3
	Lanoue	La1	4	413,2
	La Rochelle	Lar2	1	103,3
	Longueuil	Lon2	1	103,3

Solution	Boulevard/rue	Sous-bassin	Nombre de bassins de rétention	Volume total de rétention (m3)
Rétention souterraine	Longueuil	Lon3	1	103,3
	Longueuil	Lon4	1	103,3
	Louisiane	Lou1	2	206,6
	Martigny	Martig1.1	2	206,6
	Martigny	Martig2	1	103,3
	Martigny	Martig7	1	103,3
	Prince	Pr2	2	206,6
	Prince	Pr4	1	103,3
	Prince	Pr5	1	103,3
	Prince	Pr6	2	206,6
	Rupert	R2	1	103,3
	Rupert	R3	1	103,3
	Robert-Lussier	Ro1.2	2	206,6
	Vimy	V1	1	103,3

Annexe K : Plan des chambres HydroStor (modèle HS180) de Soleno



Annexe L : Problématiques simulées à la surverse Parc St-Laurent, au collecteur d'Argenson et sur la rue Marin pour certains scénarios

Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1, 3, 8 et 9

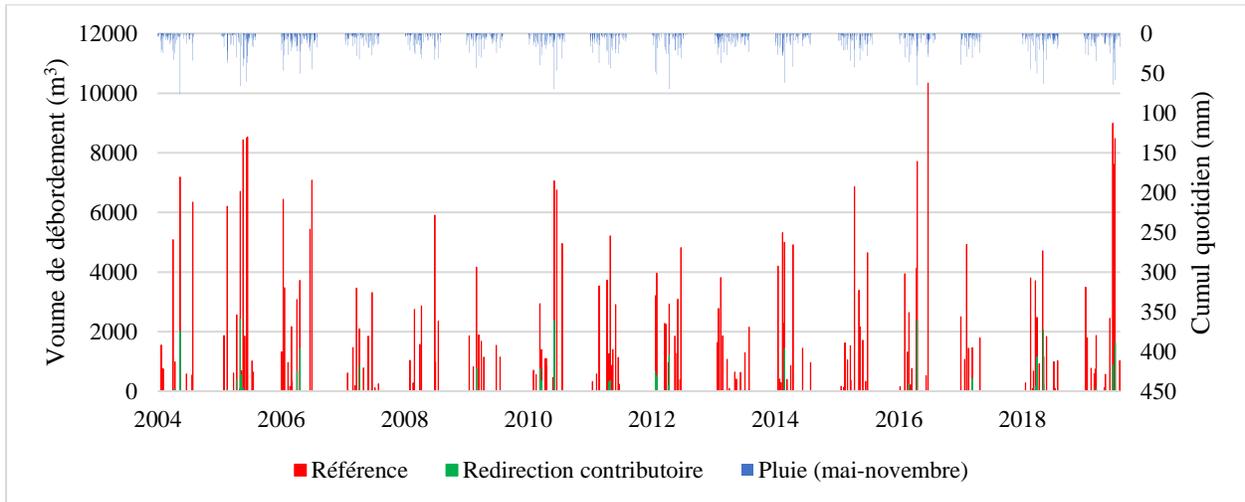


Figure 7.12 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

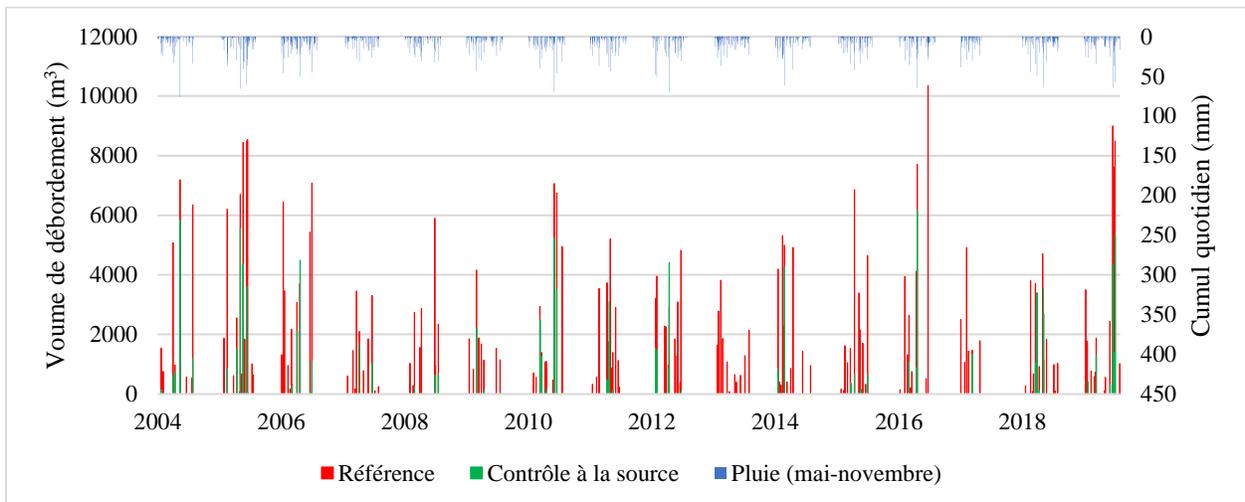


Figure 7.13 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019

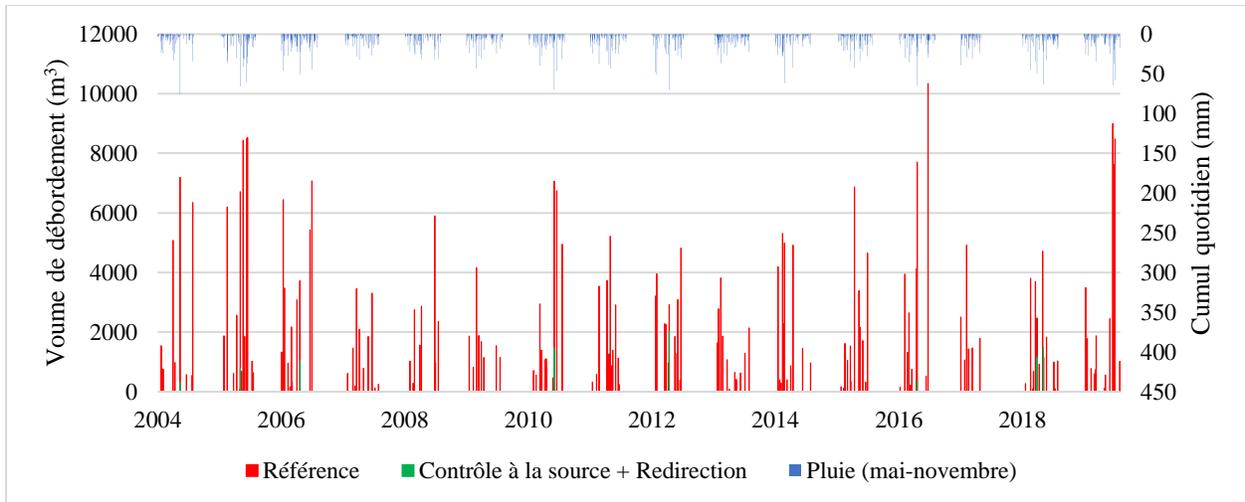


Figure 7.14 Comparaison des volumes de débordement simulés à la surverse Parc St-Laurent pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

Comparaison des durées de surcharge simulées sur le collecteur d'Argenson pour les scénarios 1, 3 et 8

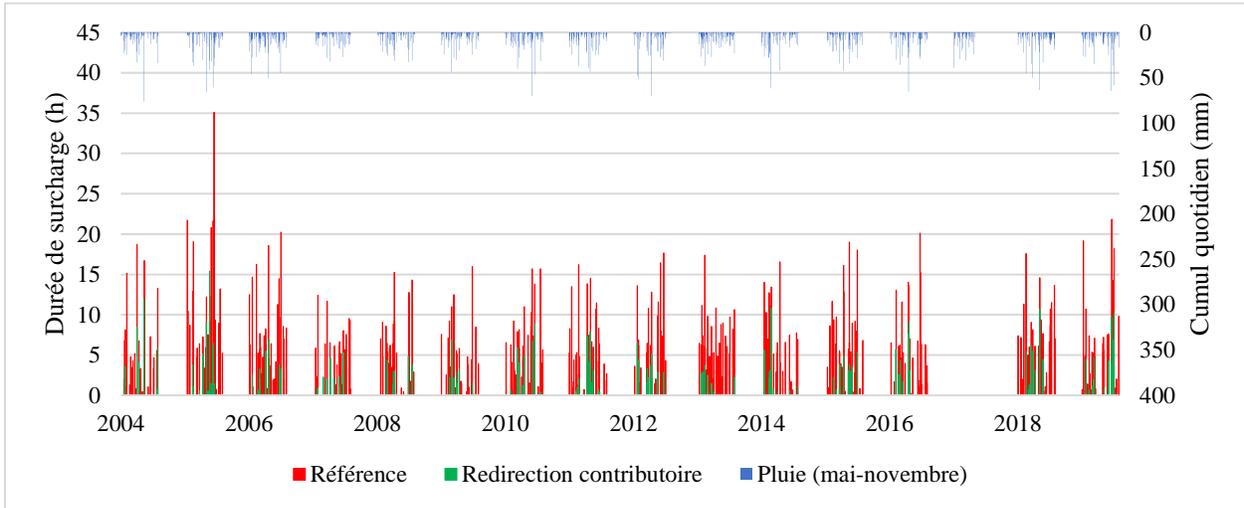


Figure 7.15 Comparaison des durées de surcharge simulées sur le collecteur d'Argenson pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

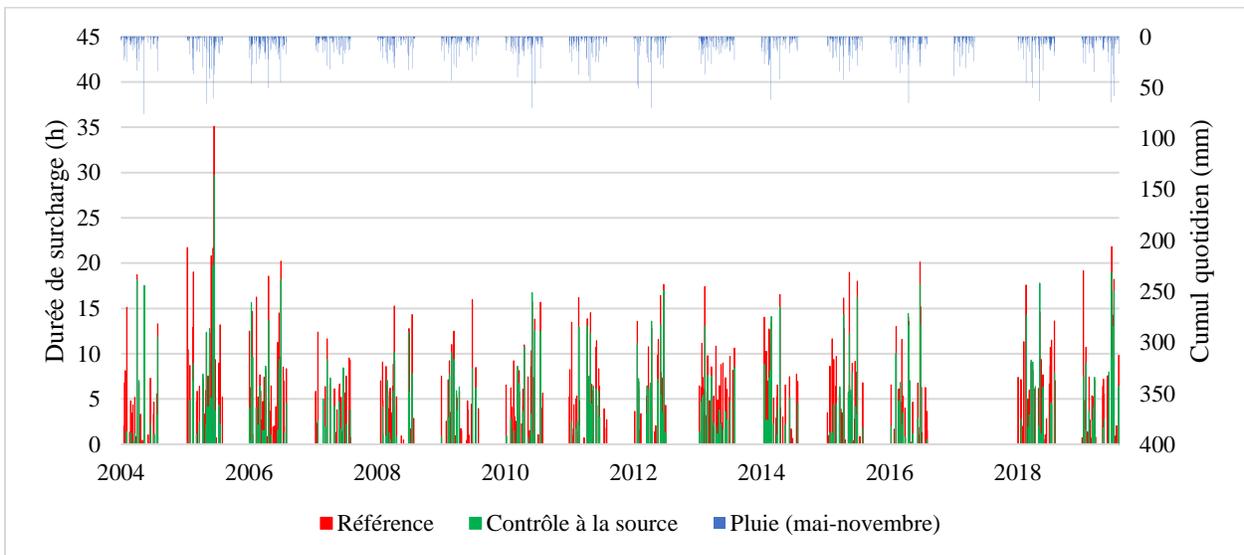


Figure 7.16 Comparaison des durées de surcharge simulées sur le collecteur d'Argenson pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019

Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 à 9

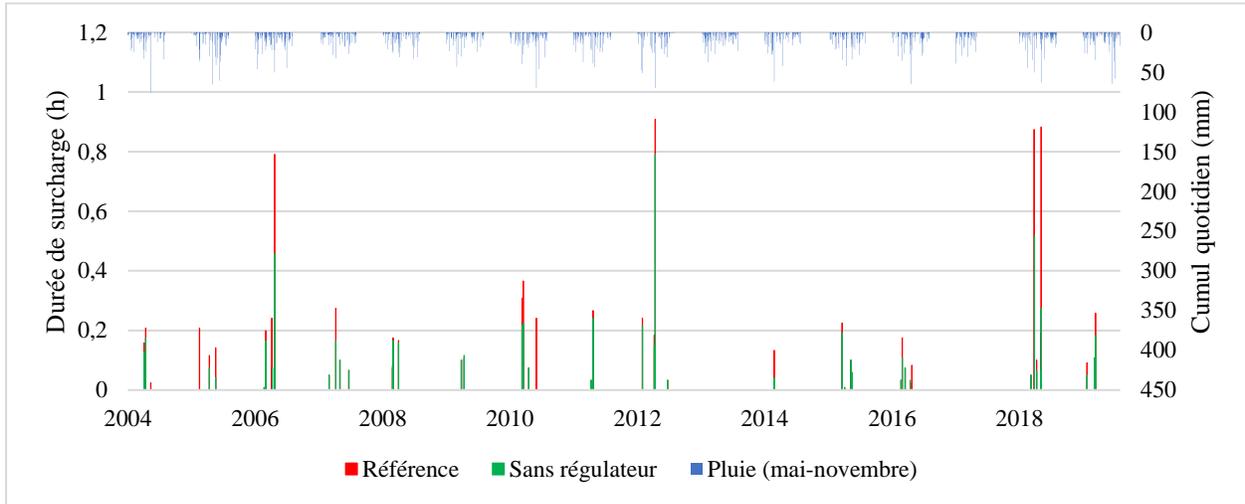


Figure 7.17 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 2 (référence sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019

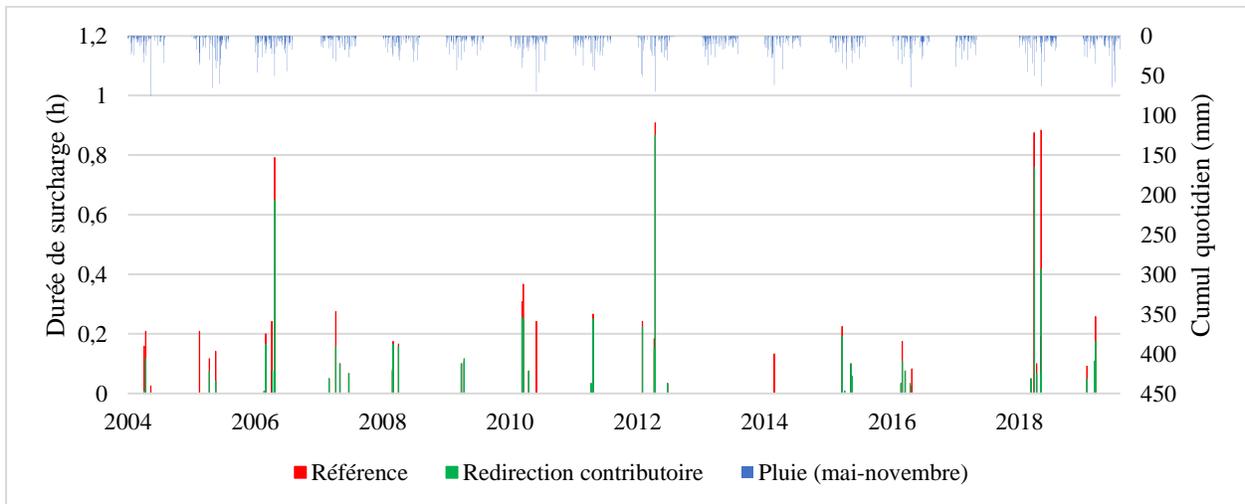


Figure 7.18 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

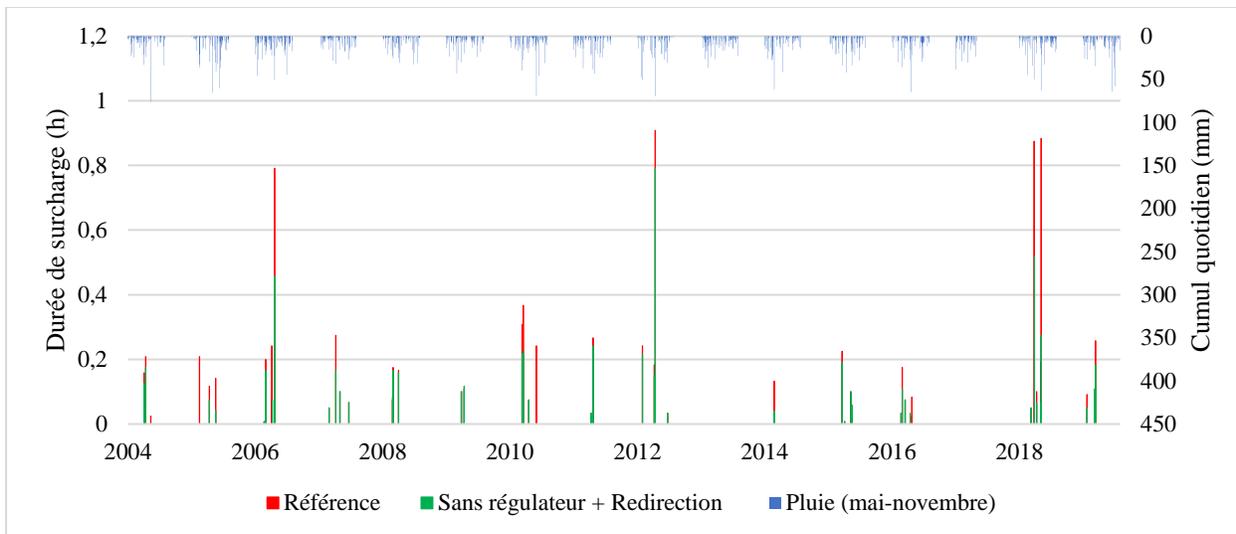


Figure 7.19 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 4 (redirection du bassin contributoire sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019

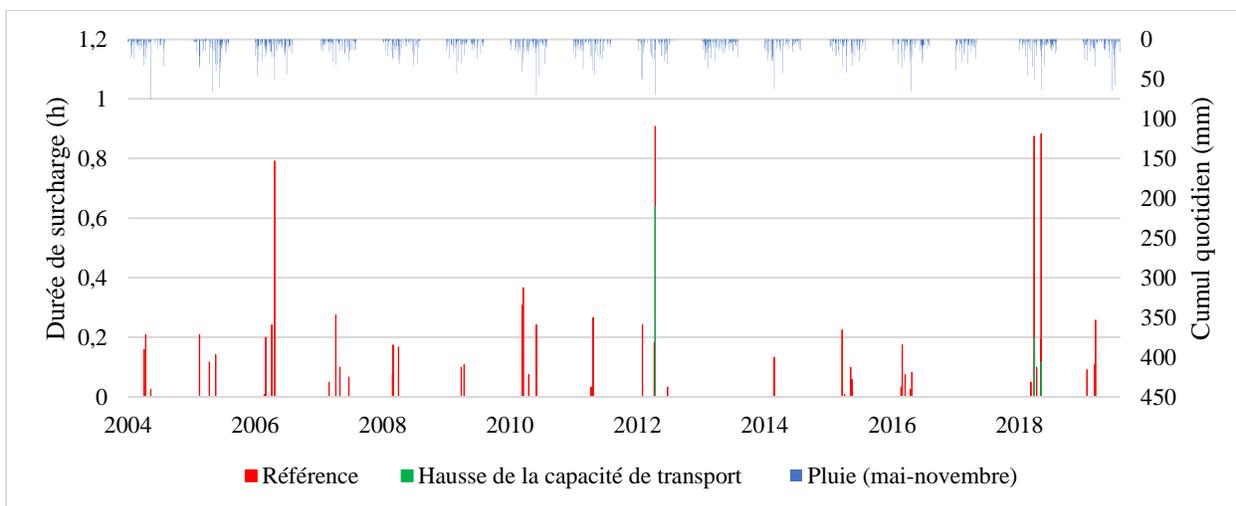


Figure 7.20 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 5 (hausse de la capacité de transport des conduites locales) de mai à novembre de 2004 à 2019

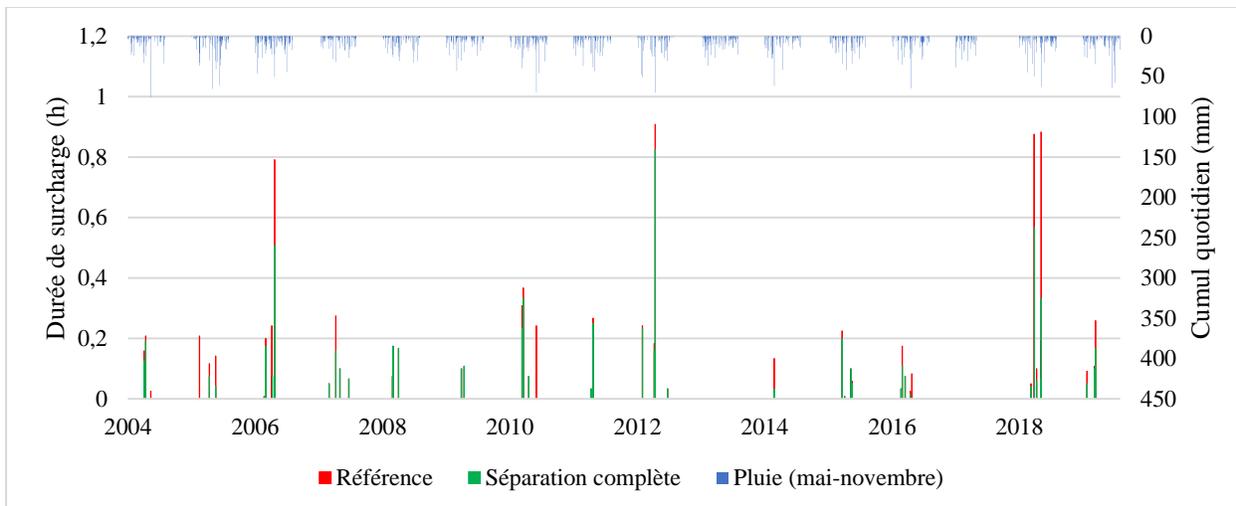


Figure 7.21 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 6 (séparation complète) de mai à novembre de 2004 à 2019

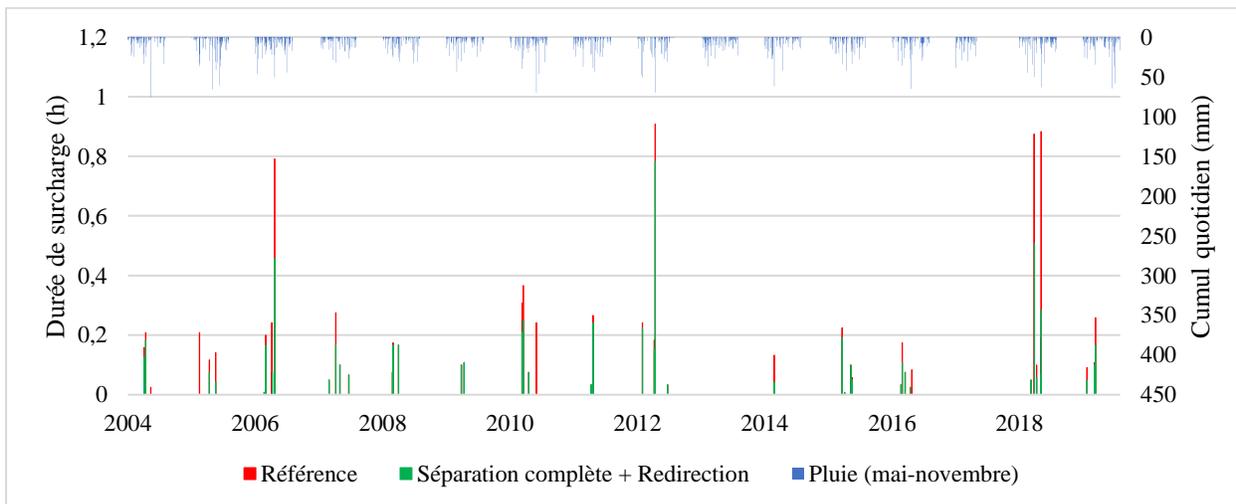


Figure 7.22 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 7 (séparation complète et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

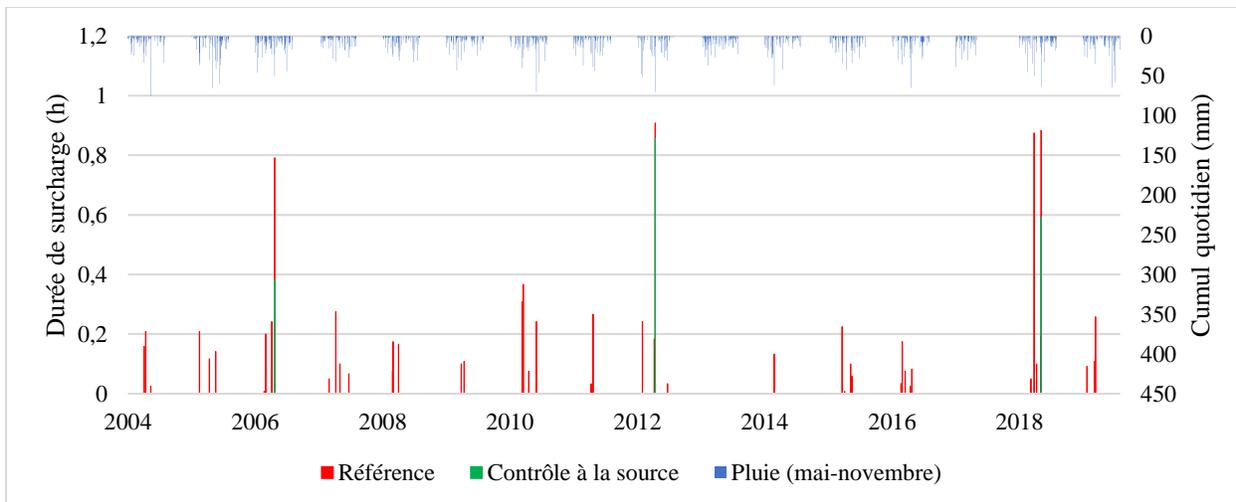


Figure 7.23 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019

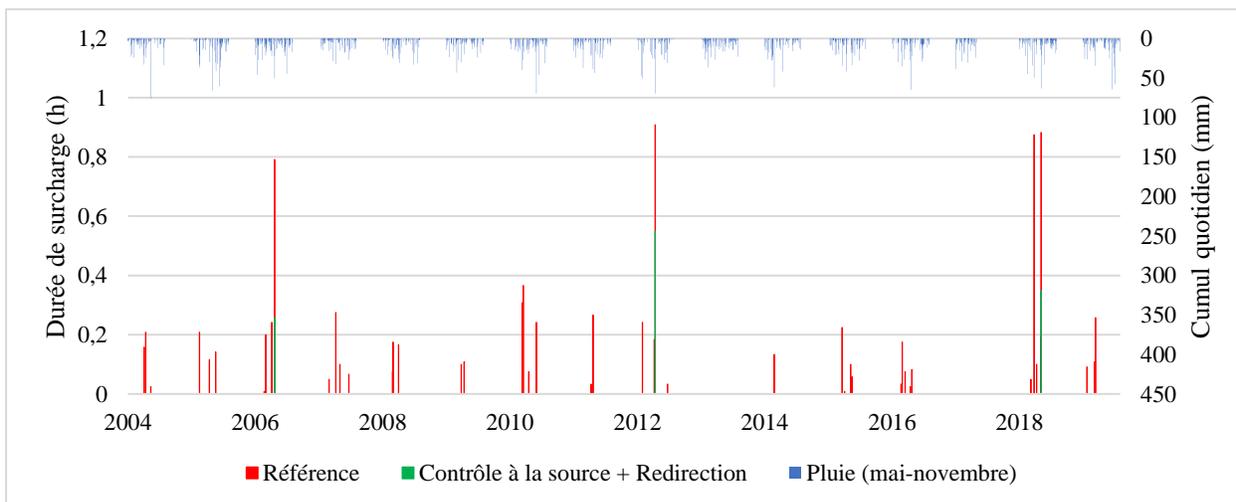


Figure 7.24 Comparaison des durées de surcharge simulées sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 à 9

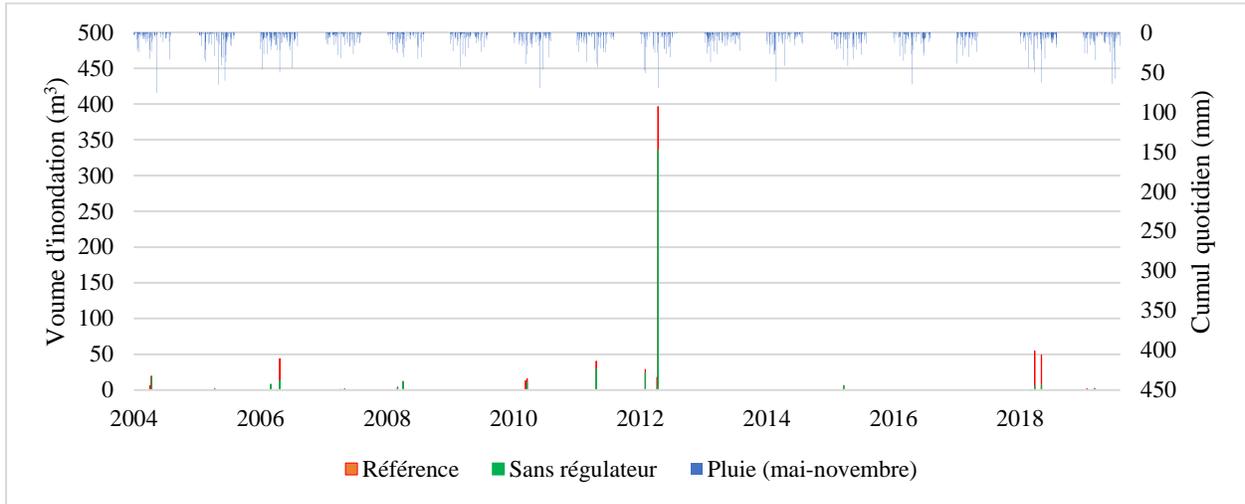


Figure 7.25 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 2 (référence sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019

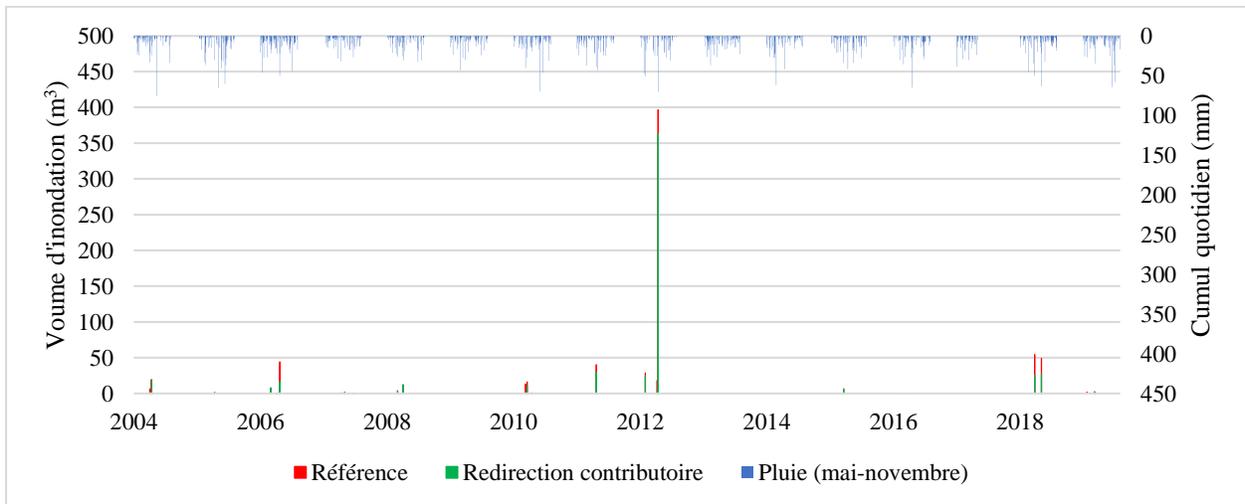


Figure 7.26 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 3 (redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

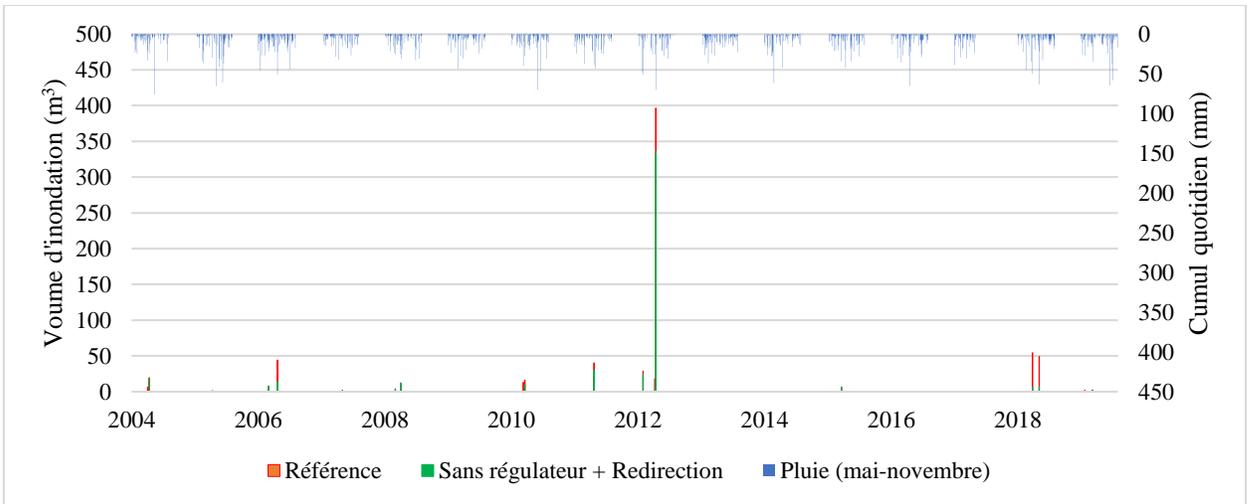


Figure 7.27 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 4 (redirection du bassin contributaire sans régulation à l'aval) de mai à novembre de 2004 à 2019

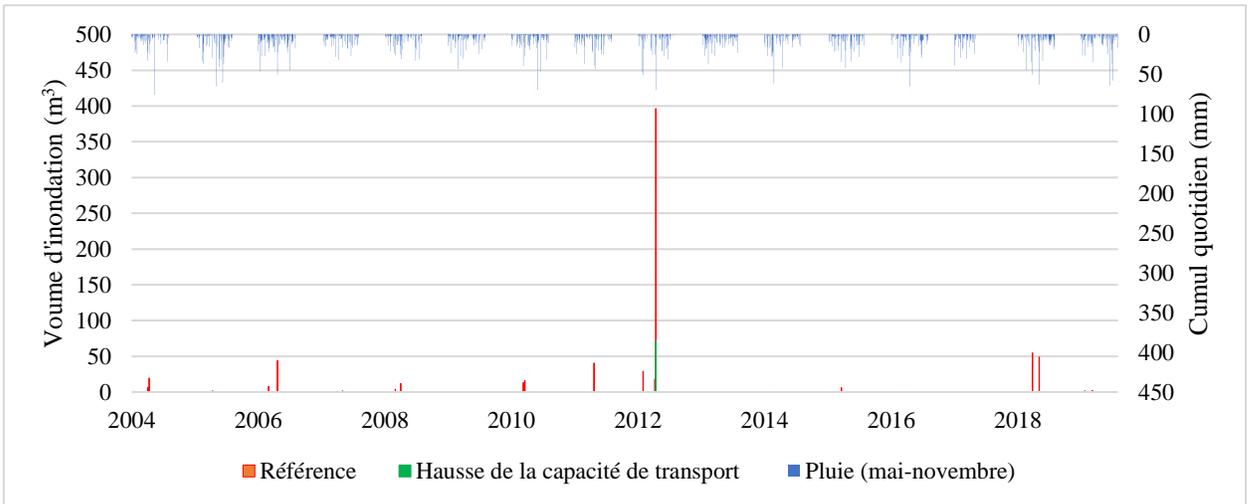


Figure 7.28 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 5 (hausse de la capacité de transport des conduites locales) de mai à novembre de 2004 à 2019

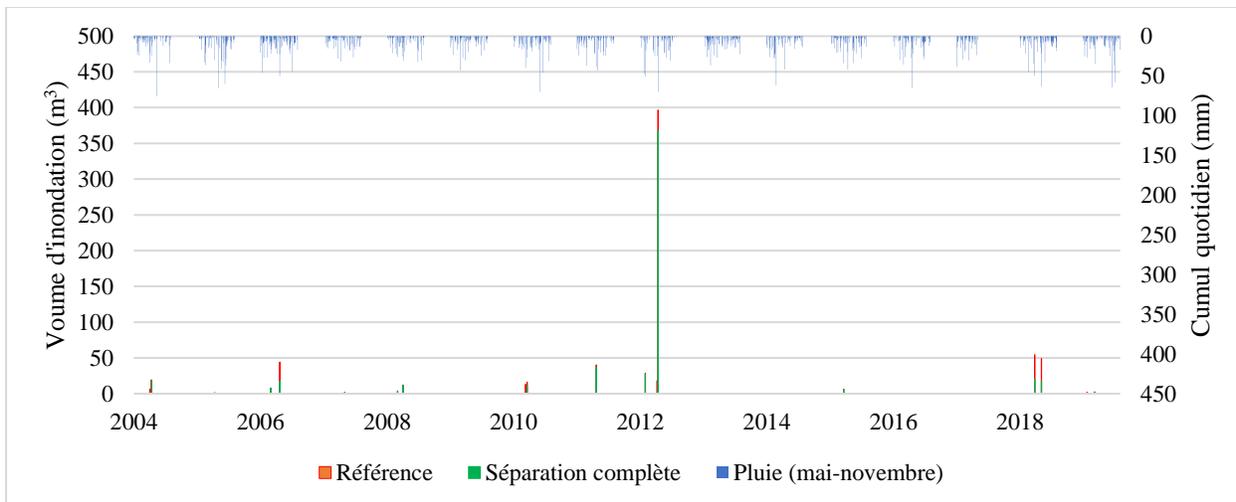


Figure 7.29 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référéncie) et 6 (séparation complète) de mai à novembre de 2004 à 2019

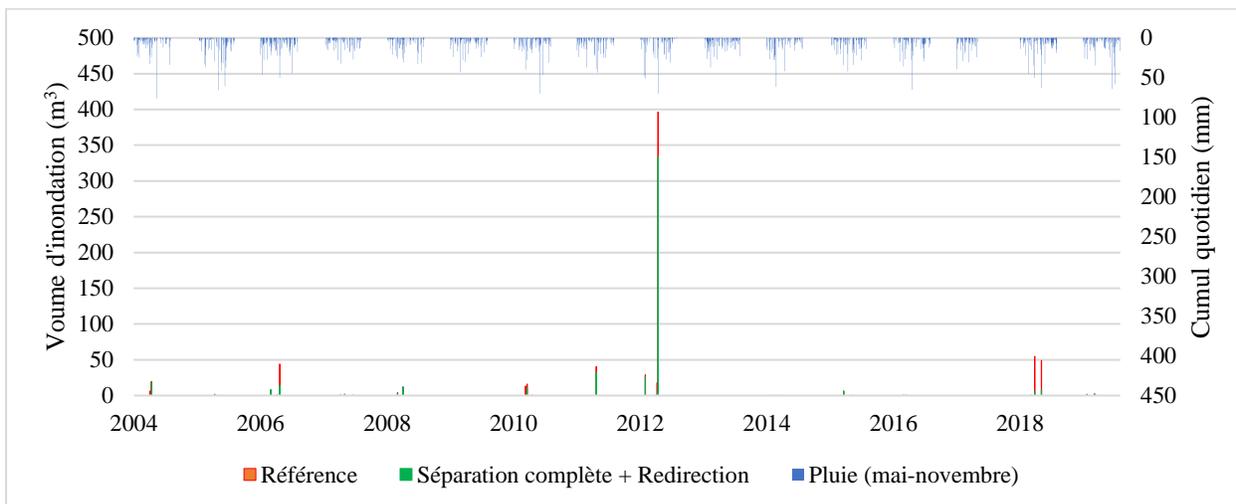


Figure 7.30 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référéncie) et 7 (séparation complète et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019

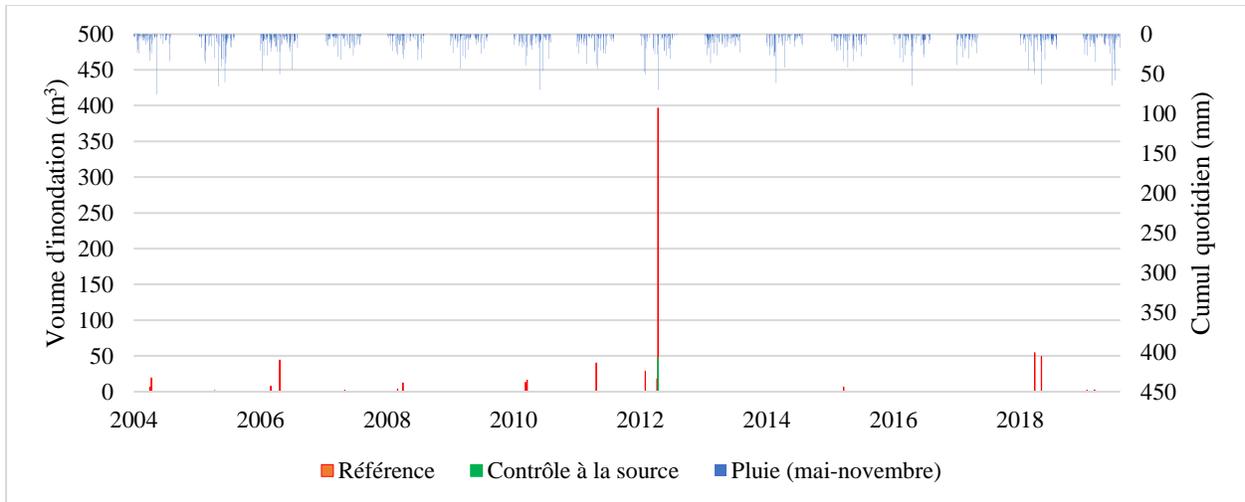


Figure 7.31 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 8 (contrôle à la source) de mai à novembre de 2004 à 2019

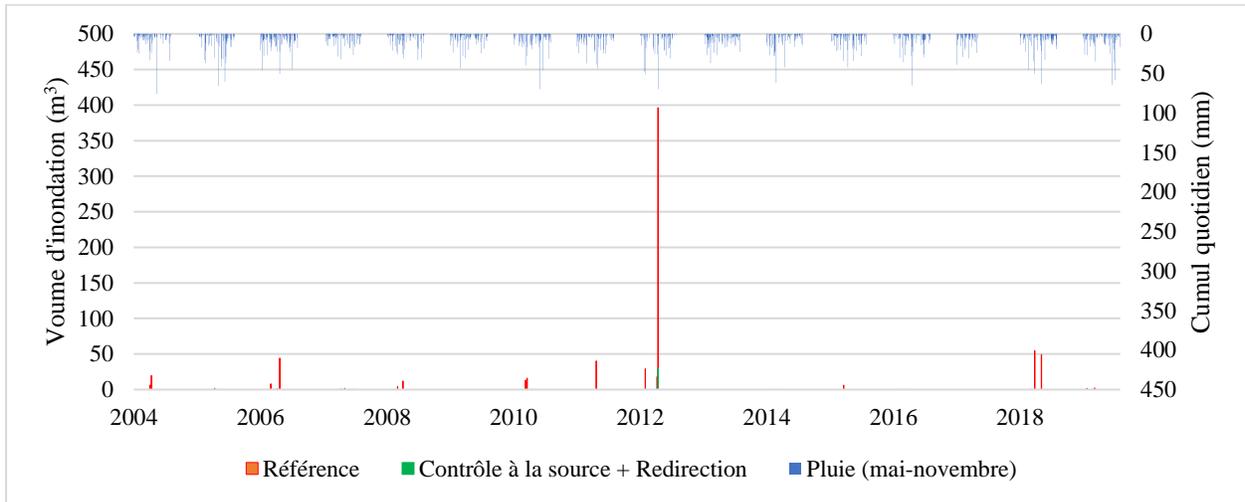


Figure 7.32 Comparaison des volumes d'inondation de surface simulés sur la rue Marin pour les scénarios 1 (référence) et 9 (contrôle à la source et redirection du bassin contributoire) de mai à novembre de 2004 à 2019