

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 PROBLÉMATIQUES DE TERRAIN ET DE RECHERCHE	5
1.1 Problématique	5
1.2 Objectifs	5
CHAPITRE 2 ÉTAT DE L'ART DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES	7
2.1 Impacts du développement	7
2.1.1 Aspect quantitatif	8
2.1.2 Aspect qualitatif	10
2.1.3 Impacts sur la morphologie des cours d'eau	10
2.2 Pratiques de gestion optimales (PGO)	11
2.2.1 Définition	11
2.2.2 Chaîne de traitement	11
2.2.3 Aspects généraux de conception	13
2.2.3.1 Prétraitement	13
2.2.3.2 Structure d'entrée et de sortie	14
2.2.3.3 Adaptation au climat froid	15
2.2.4 Contrôle à la source	15
2.2.5 Pratiques optimales au niveau du terrain	16
2.2.5.1 Réduction de la pente du terrain	16
2.2.5.2 Stockages sur le toit, en surface ou souterrain	17
2.2.5.3 Puits d'infiltration sur le terrain	18
2.2.5.4 Débranchement des gouttières	19
2.2.5.5 Réutilisation de l'eau de pluie	19
2.2.5.6 Bande de végétation filtrante	20
2.2.5.7 Biorétention ou Jardin de pluie	20
2.2.5.8 Toits verts	20
2.2.5.9 Blocs ou revêtements perméables	22
2.2.5.10 Séparateurs d'huiles et de sédiments	23
2.2.6 Pratiques de gestion optimales pour le transport des eaux pluviales	23
2.2.6.1 Fossé et noue engazonnés (sec)	23
2.2.6.2 Noue avec retenue permanente	23
2.2.6.3 Noue avec biorétention	24
2.2.6.4 Système de conduites perforées	24
2.2.6.5 Bassin de rétention sans retenue permanente (sec)	24
2.2.6.6 Bassin de rétention avec retenue permanente	25
2.2.6.7 Bassin d'infiltration	25
2.2.6.8 Marais artificiels	25
2.2.6.9 Filtre à sable	26
2.3 Coûts de construction et d'opération	26

2.3.1	Coûts d'acquisition des terrains	26
2.3.2	Coût de construction	27
2.3.3	Coût d'entretien	27
2.3.4	Programme d'optimisation intégrant les PGO	27
2.4	La gestion en temps réel des réseaux	28
2.5	La gestion en temps différé des réseaux	31
CHAPITRE 3 ÉLABORATION DU PROGRAMME D'OPTIMISATION		37
3.1	Rappel de la problématique et des objectifs	37
3.2	Fonction objectif	38
3.3	Contraintes du modèle	40
3.3.1	Contrainte sur les débits	40
3.3.2	Contrainte sur les diamètres	46
3.3.3	Contrainte sur les volumes de rétention	46
3.4	Programme d'optimisation	50
3.5	Simplification du programme	52
CHAPITRE 4 MÉTHODE DE RÉOLUTION		55
4.1	Méthodes d'optimisation	55
4.2	Programmation linéaire	55
4.2.1	Définitions	57
4.2.2	Algorithme du simplexe	61
4.3	Programmation linéaire en variables entières	62
4.3.1	Présentation de l'algorithme « Branch and Bound »	64
4.3.2	Adaptation à un programme linéaire en variables mixtes	66
4.3.3	Logiciel de résolution	66
CHAPITRE 5 MISE EN ŒUVRE DU PROGRAMME D'OPTIMISATION		67
5.1	Indice de performance hydraulique	68
5.2	Coûts	69
5.2.1	Coûts unitaires associés à la construction des bassins de rétention	69
5.2.2	Coûts unitaires associés à l'amélioration des conditions d'écoulement dans les conduites	70
5.2.3	Coûts unitaires associés aux changements de conduites	70
5.3	Présentation générale des applications	71
5.4	Applications	73
5.4.1	Réseau synthétique	73
5.4.1.1	Scénario 1 : Rétention sans borne supérieure	78
5.4.1.2	Scénario 2 : Limitation du débit post développement à l'exutoire	79
5.4.1.3	Scénario 3 : Limitation du débit post développement issu de chaque sous-bassin	81
5.4.1.4	Scénario 4 : Rétention avec borne supérieure	82
5.4.1.5	Conclusion	85
5.4.2	Cas du réseau de Verdun	85
5.4.2.1	Rétention en surface	91

5.4.2.2	Bassins ou conduites souterraines et rétention sur des toits plats	99
5.4.2.3	Conclusion	107
CONCLUSION.....		109
ANNEXE I	ESTIMATION DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT	113
ANNEXE II	FONCTION DE PERFORMANCE HYDRAULIQUE	117
ANNEXE III	DÉMONSTRATION	119
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		121

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1 Composantes pouvant servir de prétraitement	14
Tableau 2.2 Comparaison des systèmes de toits verts	22
Tableau 5.1 Coût de redimensionnement des conduites par mètre linéaire.....	71
Tableau 5.2 Caractéristiques du réseau synthétique	74
Tableau 5.3 Caractéristiques du réseau conçu	76
Tableau 5.4 Indice de performance hydraulique du réseau urbanisé.....	77
Tableau 5.5 Rétention sans borne supérieure	78
Tableau 5.6 Limitation du débit post développement à l'exutoire	80
Tableau 5.7 Limitation du débit post développement issu de chaque sous bassin	81
Tableau 5.8 Intervention avec les volumes de rétention disponibles.....	83
Tableau 5.9 Volumes de rétention limités et possibilité d'amélioration de la capacité hydraulique.....	84
Tableau 5.10 Objectifs environnementaux des rejets du MDDEP.....	88
Tableau 5.11 Les paramètres du bassin-versant.....	90
Tableau 5.12 Pluie de période de retour deux ans.....	92
Tableau 5.13 Pluie de période de retour cinq ans	93
Tableau 5.14 Pluie de période de retour dix ans	95
Tableau 5.15 Pluie de période de retour vingt cinq ans	97
Tableau 5.16 Estimation des volumes de rétention maximaux	99
Tableau 5.17 Pluie de période de retour deux ans.....	100
Tableau 5.18 Pluie de période de retour cinq ans	102
Tableau 5.19 Pluie de période de retour dix ans	103
Tableau 5.20 Pluie de période de retour vingt cinq ans	104

Tableau 5.21 Volumes de rétentions pour les pluies de période de retour 5 ans, 10 ans et 3 mois106

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 2.1 Modifications aux paramètres hydrologiques dus à l'urbanisation	8
Figure 2.2 Écoulement dans le cours d'eau.....	9
Figure 2.3 Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation.....	9
Figure 2.4 Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans le réseau de drainage.....	12
Figure 2.5 Pentés des terrains (adapté de MOE 2003).....	17
Figure 2.6 Exemple schématique d'une rétention avec conduites de grandes dimensions	18
Figure 2.7 Baril pour le stockage	19
Figure 2.8 Filtre à sable de surface.....	26
Figure 2.9 Schématisation d'une gestion en temps réel	30
Figure 2.10 Évolution des coûts d'un ouvrage	32
Figure 3.1 Volume de rétention.....	47
Figure 4.1 Illustration d'un problème de programmation linéaire.....	56
Figure 4.2 Illustration d'un problème de programmation en nombre entier.....	64
Figure 5.1 Réseau synthétique.....	73
Figure 5.2 Courbes IDF de la région de Montréal.....	75
Figure 5.3 Plan du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun	86
Figure 5.4 Portion retenue de réseau du secteur 1 de Verdun.....	89
Figure 5.5 Évolution des coûts d'intervention	98

LISTE DES ABRÉVIATIONS

ASCE	American Society of Civil Engineers
BMP	Best Management Practices
IDF	Intensité – Débit – Fréquence
INDIGAU	Indicateurs de performance pour la gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbain
MDDEP	Ministère de Développement durable, de l'Environnement et des Parcs
MES	Matières En Suspension
MOE	Ministère de l'Environnement de l'Ontario
PGO	Pratiques de Gestion Optimales
PL	Programmation Linéaire
PLVE	Programme Linéaire en Variables Entières
PLVM	Programme Linéaire en Variables Mixtes
STEP	Station d'Épuration
UDFCD	Urban Drainage and Flood Control District
WEF	Water Environment Federation

INTRODUCTION

L'urbanisation rapide et les changements climatiques ont une incidence sur le débit et le volume des eaux de ruissellement et la qualité de l'eau des plans récepteurs. Ces changements quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement sont à l'origine d'importantes modifications environnementales et hydrologiques susceptibles de se répercuter sur les cours d'eau, les plans d'eau récepteurs et les habitats connexes (InfraGuide 2003). Ces accroissements de flux rejetés en période d'orage pluvieux sont d'autant plus importants que les capacités de transport hydrauliques des canalisations se trouvent dépassées par les effets du temps et de l'urbanisation, liées souvent à la dégradation structurale des réseaux. Sur le plan hydraulique on constate des mises en charge, et des refoulements intempestifs, pour des fréquences d'orage égales ou même inférieures aux fréquences initiales de conception.

Il est donc apparu nécessaire de faire face à ces nuisances par des actions appropriées telles que le traitement des eaux unitaires avant de les restituer au milieu récepteur, d'où la construction des stations d'épuration (STEP). Néanmoins, et compte tenu des contraintes physiques et économiques, il était irréaliste d'acheminer la totalité du volume des eaux unitaires en temps de pluie vers les STEP.

Ainsi ces dernières furent généralement conçues pour le traitement de 2 à 3 fois le débit de temps sec alors que les débits de ruissellement pluvial peuvent atteindre, voire dépasser cent fois ce débit (Ayadi 2010). Dès lors, en temps de pluie le surplus des eaux unitaires est déversé sans traitement vers le milieu récepteur via les déversoirs d'orage. Selon les endroits, la fréquence annuelle de débordement des réseaux unitaires peut varier entre 10 et 100 alors que la directive 004 du MDDEP prescrit un débordement par mois pour les eaux courantes et un débordement par deux mois pour des eaux stagnantes durant la période estivale du 1 mai au 31 octobre (MDDEP 1989). L'impact de ces déversements d'eaux brutes sur le milieu naturel est devenu un sujet de préoccupation sociale et environnementale (Dion and Bennis 2010). Ces pollutions atteignent souvent des concentrations susceptibles de nuire et de

perturber sérieusement l'équilibre du milieu aquatique, la production d'eau potable, et l'usage récréatif de certaines portions des cours d'eau.

Plusieurs recherches ont été développées dans le but de réduire l'impact de ces déversements sur le milieu récepteur. La séparation des réseaux commença tout d'abord à paraître comme la solution parfaite pour atténuer le problème de pollution du milieu récepteur et elle a alors été imposée par réglementation. Malheureusement les eaux pluviales qu'on pensait relativement propres et ne constituant aucun danger pour l'environnement, se sont avérées beaucoup plus chargées en matières en suspension et en déchets solides de toutes sortes que les eaux sanitaires.

Pour faire face à l'augmentation des débits de ruissellement et à la baisse des capacités de transport d'un réseau, divers types d'interventions basées sur la réhabilitation ont été avancés, sans pouvoir rationaliser une approche d'optimisation de ces actions pour obtenir une solution économique et intégrée à l'échelle du bassin de drainage.

Ainsi, au début des années 90, simultanément en Amérique et en Europe, on commença à remplacer le principe du tout à l'égout, au plus vite et le plus loin possible, par le principe de la rétention le plus en amont et le plus longtemps possible (Chocat 1997).

Ces techniques, appelées pratiques de gestion optimales, favorisent la retenue des eaux de ruissellement à travers des pratiques qui se basent sur la rétention et l'infiltration pour éviter le refoulement et l'inondation à l'aval du système d'assainissement.

À cette problématique fonctionnelle des réseaux de drainage, vient s'ajouter la problématique structurale qui met en péril la pérennité des ouvrages. En effet, l'entretien et la maintenance des réseaux ont été déficients pendant plusieurs décennies dans un contexte budgétaire difficile. Les réseaux souterrains ont ainsi subi des dégradations majeures rendant leur état structural insatisfaisant et nécessitant des interventions majeures. La réhabilitation structurale des conduites comprend l'application d'enduits tels que le béton ou la résine projetés et les

méthodes de recouvrement par tubage et chemisage. La reconstruction des conduites par des méthodes sans tranchée ou avec tranchée à ciel ouvert fait partie aussi des méthodes de réhabilitation des réseaux. Certaines méthodes de réhabilitation structurale comme le tubage améliorent la performance structurale mais nuisent généralement à la performance hydraulique, pendant que d'autres méthodes de réhabilitation comme le chemisage ou la reconstruction peuvent améliorer simultanément les performances hydraulique et structurale. D'autres méthodes de réhabilitation comme le béton et la résine projetés, préviennent des problèmes structuraux à long terme et améliorent la performance hydraulique par réduction du frottement contre les parois des conduites.

Quoique la performance structurale des réseaux soit aussi importante que la performance hydraulique et environnementale, elle ne sera abordée dans le cadre de notre mémoire que dans la mesure où elle devient nécessaire pour améliorer la performance hydraulique.

Ainsi, le présent travail, vise les deux objectifs suivants:

- définir les mesures adéquates à coût minimum, pour éliminer les mises en charge et les refoulements dans un réseau existant hydrauliquement dysfonctionnel afin de le ramener à un fonctionnement régulier avec un écoulement partout à surface libre. Ces mesures consisteront à privilégier la mobilisation des capacités de rétention d'un site donné, et les combiner, en cas de besoin, avec d'autres mesures plus conventionnelles de réhabilitation ou de redimensionnement;
- pour un réseau projeté, le présent travail permet un dimensionnement économique calé sur les conditions actuelles, et de définir des volumes de rétention, pour faire face à l'accroissement des débits qui sera généré avec l'évolution urbanistique. Le recours à la rétention permet aussi d'éliminer les déversements sans traitement dans les milieux récepteurs lors des faibles précipitations.

Le choix des sites des bassins de rétention et les volumes appropriés sera fait à l'aide d'un modèle d'optimisation qui minimisera le coût total du projet tout en fixant l'indice de

performance hydraulique de chaque conduite du réseau considéré pour avoir en tout temps, l'écoulement à surface libre dans les conduites.

Pour atteindre ces deux objectifs, nous avons organisé notre mémoire en cinq (5) chapitres. Dans le premier chapitre nous allons présenter la problématique ainsi que les objectifs que nous voulons atteindre par le présent travail. Au deuxième chapitre, nous allons présenter l'état de l'art dans la gestion des eaux pluviales à travers les pratiques de gestion optimales (PGO). Le troisième chapitre est consacré aux développements théoriques pour la formulation du programme d'optimisation. Les méthodes de résolution de ce programme seront présentées au chapitre quatre. Et finalement le programme d'optimisation est mis en œuvre sur un réseau synthétique et un réseau réel au chapitre cinq.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUES DE TERRAIN ET DE RECHERCHE

1.1 Problématique

Souvent le gestionnaire fait face à la situation où il doit faire un choix de méthodes de réhabilitation, à coût raisonnable, qui lui permettront de réhabiliter un réseau dysfonctionnel de point de vue hydraulique et environnemental. Ce choix n'est pas toujours aisé compte tenu de la diversité des méthodes d'intervention disponibles. Les décisions sont alors prises sur la base de l'expertise spécifique du décideur et sur des considérations basées sur l'expression d'intérêts politiques, économiques, sociaux, environnementaux ou autres. Cette manière de faire manque de rigueur et entraîne des décisions subjectives, souvent non optimales, pour faire face aux différents dysfonctionnements du réseau de drainage.

1.2 Objectifs

L'objectif principal de cette recherche est de présenter une méthodologie d'intervention, basée sur l'utilisation des pratiques de gestion optimales, afin de réduire la fréquence des inondations et des débordements des réseaux de drainage urbain.

Les objectifs spécifiques de la recherche sont :

- développer une approche qui minimise le coût global de la réhabilitation d'un réseau incapable de drainer les eaux issues d'une pluie de période de retour donnée;
- baser la réhabilitation essentiellement sur la rétention des eaux dans les sous-bassins;
- combiner, lorsqu'il est nécessaire, la rétention avec l'augmentation de la capacité hydraulique des conduites problématiques sans créer de nouveaux problèmes en aval du réseau. Cette augmentation sera faite à l'aide d'une amélioration du coefficient de rugosité ou le redimensionnement du diamètre selon l'état du réseau.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

2.1 Impacts du développement

En milieu naturel, l'eau de ruissellement générée par les précipitations et la fonte des neiges suit des cheminements variés au sol. Elle peut s'infiltrer, ou être interceptée par la végétation comme elle peut ruisseler en surface, vers les cours d'eau. L'eau infiltrée rejoint la nappe phréatique ou s'écoule sous la surface du sol, vers les cours d'eau. Une partie de la quantité d'eau interceptée par le couvert végétal et l'eau des plans d'eau peut retourner à l'atmosphère par évapotranspiration (BOUCHER 2010).

Comme illustré sur la figure 2.1, dans un milieu non urbanisé, 10 à 40 % de l'eau de pluie s'infiltré profondément dans le sol pour rejoindre la nappe d'eau souterraine, 20 à 30 % de l'eau s'infiltré mais de façon moins profonde, 40 à 50 % retourne à l'atmosphère et seulement 1 % de l'eau de pluie ruisselle en surface (Curtis 2005).

Dans un quartier de faible à moyenne densité, aménagé de façon traditionnelle avec des rues très larges, des espaces de stationnement généreux et des toitures imperméabilisées (par opposition aux toits végétaux), le pourcentage de la superficie de sol imperméabilisé varient entre 35 à 50 % (FISRWG 1998; Curtis 2005). Dans ce cas, de 20 à 30 % de l'eau de pluie ruisselle sur le sol. L'infiltration profonde est de 10 à 20 % et l'infiltration peu profonde représente 0 à 30 % de l'eau de pluie. Environ 20 à 30 % de l'eau de pluie est retournée à l'atmosphère par évapotranspiration.

Dans les milieux urbains denses et artificialisés, tels qu'on les connaît, 75 à 100 % du territoire est imperméabilisé, seulement 15 % de l'eau s'infiltré, 30% retourne à l'atmosphère par évapotranspiration et 55 % de l'eau de pluie ruisselle au sol (FISRWG 1998; Curtis 2005).

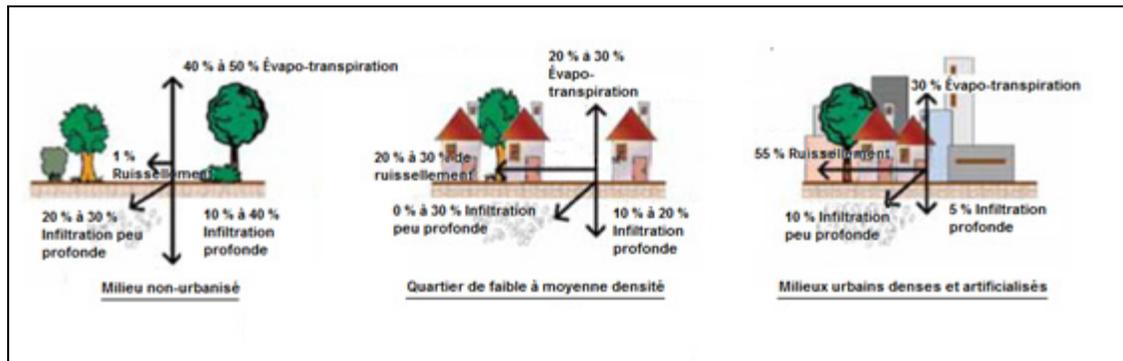


Figure 2.1 Modifications aux paramètres hydrologiques dus à l'urbanisation
Adapté du MDDEP (2011, p. 2-4)

Nous pouvons constater que l'urbanisation entraîne une diminution importante de la quantité d'eau infiltrée ainsi que celle évaporée, ce qui influence non seulement les volumes de ruissellement mais également les débits de pointe générés.

2.1.1 Aspect quantitatif

Selon (Schueler 1987), plusieurs modifications se produisent aux niveaux des conditions hydrologiques suite à l'urbanisation. Les plus importantes sont :

- l'augmentation du volume des eaux de ruissellement accompagnée d'un débit de pointe pouvant atteindre cinq fois celui d'avant urbanisation, non seulement pour des événements pluvieux importants mais aussi pour des petites pluies;
- l'augmentation de la vitesse de l'écoulement suite à l'imperméabilisation et la compaction des sols;
- la diminution du temps de concentration qui est une conséquence directe de l'augmentation de la vitesse d'écoulement;
- la baisse du débit de base des cours d'eau en temps sec causée par la réduction importante de l'infiltration des eaux de pluie;
- l'augmentation de la fréquence des inondations.

Les figures 2.2 et 2.3 illustrent ces différentes modifications.

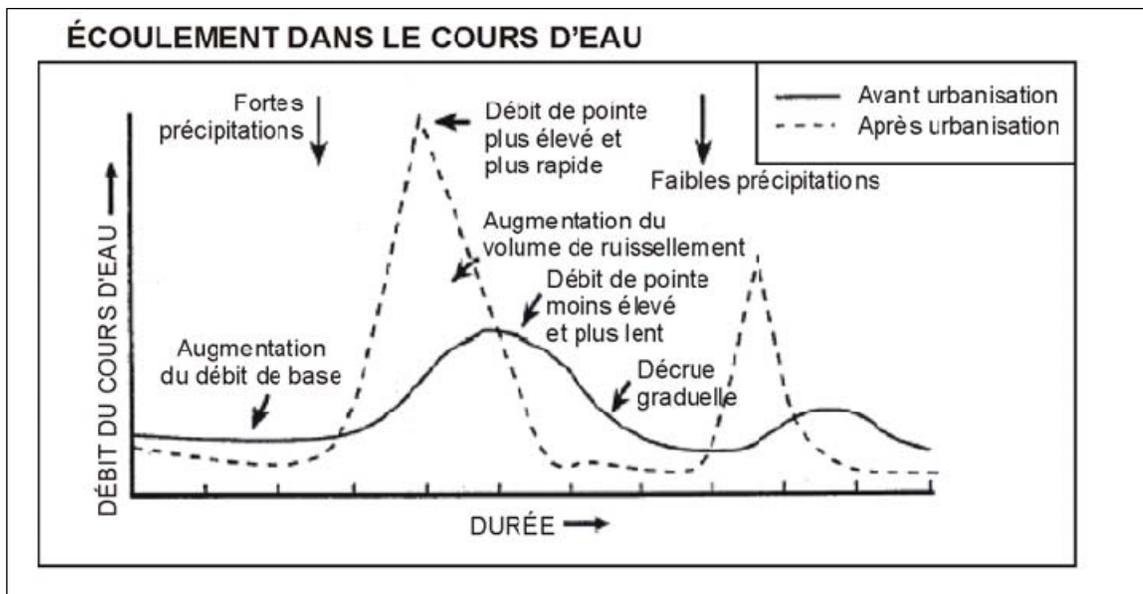


Figure 2.2 Écoulement dans le cours d'eau
Tirée de Schueler (1987, p. 1-3)

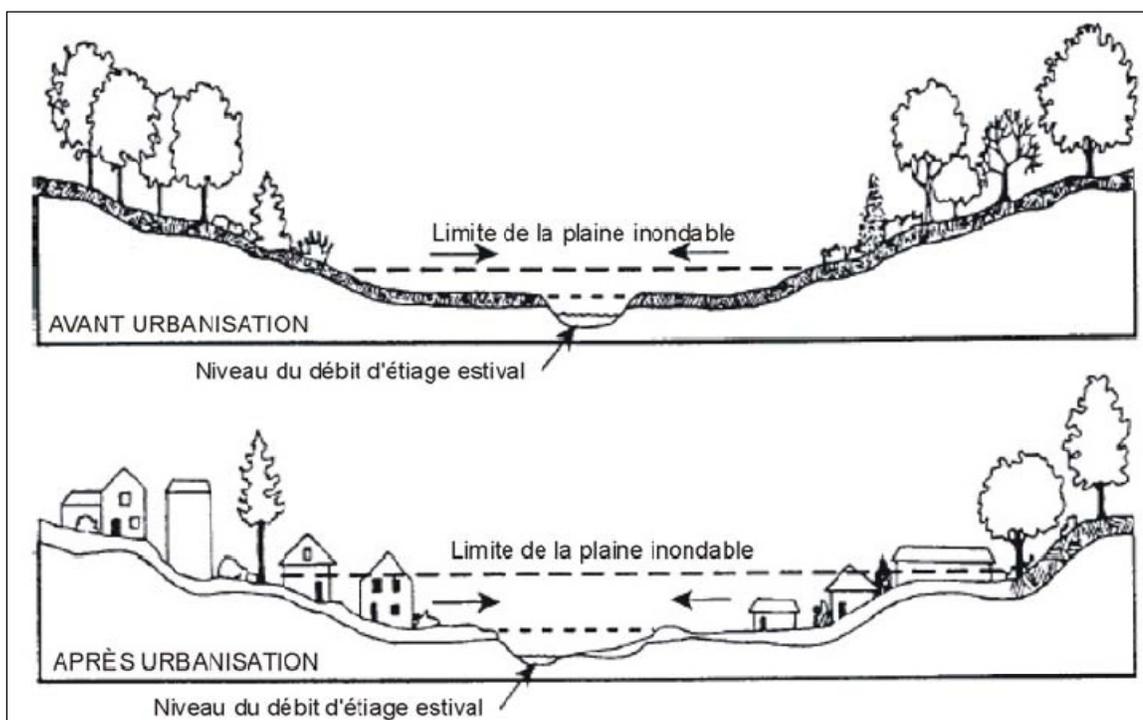


Figure 2.3 Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation
Tirée de Schueler (1987, p. 1-3)



2.1.2 Aspect qualitatif

L'urbanisation a plusieurs répercussions au niveau qualitatif. En effet, plusieurs études aux États-Unis, au Canada et en Europe ont démontré que ces répercussions peuvent être néfastes pour les cours d'eau. Elles ont été recensées dans le guide de gestion des eaux pluviales au Québec comme suit (MDDEP 2011):

- la réduction du taux d'oxygène dissous dans les cours d'eau suite à la décomposition de la matière organique lessivée lors du ruissellement;
- l'augmentation de la concentration des matières en suspension (MES) provenant des sols érodés, des rues et des airs de stationnement;
- l'augmentation des niveaux de nutriments qui favorisent la prolifération d'algues dans les lacs et les cours d'eau;
- la contamination microbienne suite aux débordements de réseaux d'égouts domestiques, aux installations septiques déficientes et aux déchets animaux;
- la pollution causée par les hydrocarbures, les matières toxiques ainsi que les produits de déneigement qui peut être très néfaste pour certaines espèces de poissons;
- l'augmentation de la température de l'eau due au réchauffement des eaux sur les surfaces étanches et aux installations de gestion des eaux pluviales à ciel ouvert;
- une baisse de l'utilisation récréative des eaux à proximité des rivages.

2.1.3 Impacts sur la morphologie des cours d'eau

L'augmentation de la valeur des débits annuels moyens ainsi que l'augmentation du nombre de fois que se produisent ces débits ont un impact direct sur la stabilité des cours d'eau. Par ailleurs, le « niveau de débordement » est atteint deux à sept fois plus fréquemment, et le débit associé peut être jusqu'à cinq fois plus important (InfraGuide 2003). Plusieurs recherches ont démontré que le seuil de stabilité des cours d'eau en milieu urbain correspond à une imperméabilité d'environ 10 % du bassin versant. L'urbanisation du bassin versant au-

delà de ce seuil se traduit invariablement par l'instabilité et l'érosion des lits (InfraGuide 2003).

Les ministères de l'environnement du Québec et de l'Ontario dénombrent les différents impacts et ajustements que peuvent subir les cours d'eau comme suit :

- augmentation de la section hydraulique des cours d'eau;
- érosion des berges;
- perte des arbres et de la végétation des berges;
- changement dans les caractéristiques physiques des cours d'eau;
- dégradation des habitats à cause de l'érosion des berges et de la perte de végétation;
- réduction des débits de base;
- augmentation de la température de l'eau;
- diminution de la biodiversité.

2.2 Pratiques de gestion optimales (PGO)

2.2.1 Définition

Dans le domaine du drainage urbain, les pratiques de gestion optimales sont des techniques qui consistent à retarder ou infiltrer les eaux de ruissellement pour atténuer les impacts environnementaux sur le milieu récepteur et réduire l'ampleur des inondations. Ces pratiques de gestion optimales peuvent être structurales ou non structurales. Elles peuvent être appliquées à la source, sur les terrains privés ou publics ou dans le réseau.

2.2.2 Chaîne de traitement

Il existe plusieurs types de classification pour les différentes PGO. L'approche qui consiste à utiliser une PGO à niveaux multiples (UDFCD 1992; InfraGuide 2003; Fuamba, Walliser et al. 2010), fondée sur le concept de la chaîne de traitement est la plus efficace. Selon cette

approche, les gestions quantitative et qualitative des eaux de ruissellement s'appuient sur un ensemble de pratiques qui peuvent être appliquées l'une à la suite de l'autre, de la façon illustrée à la figure 2.4. En règle générale, plus on éloigne le traitement de la source de pollution, moins les mesures sont rentables. Il est habituellement plus rentable de prévenir la pollution en adoptant de bonnes pratiques de maintenance, ou en luttant contre la pollution à la source ou à proximité de celle-ci, que de traiter les eaux de ruissellement au moyen de PGO à la sortie de l'émissaire.

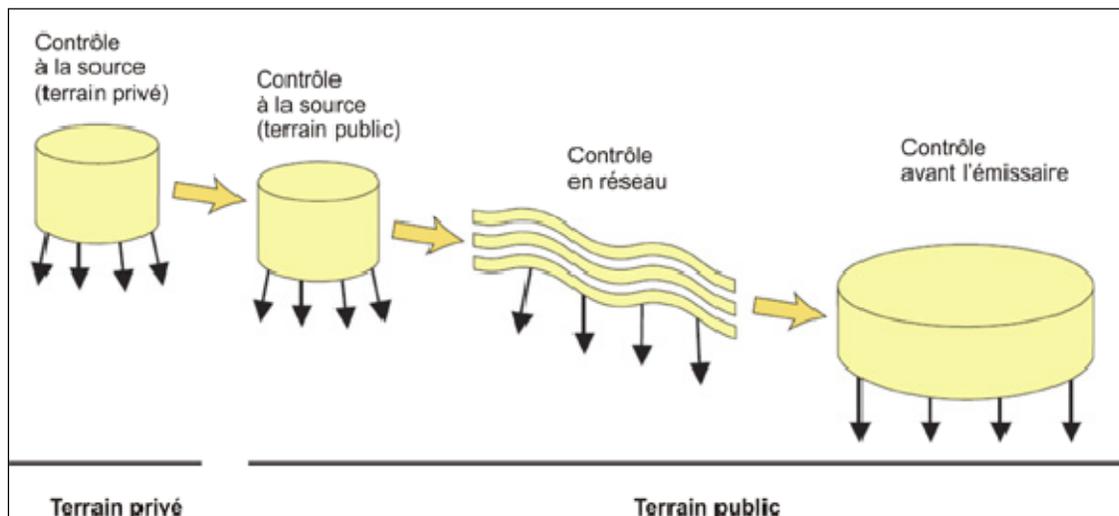


Figure 2.4 Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans le réseau de drainage

Tirée de MDDEP (2011, p. 11-5)

Comme l'indique la figure ci-haut, les différentes PGO peuvent être aménagées sur des terrains privés ou des terrains publics. Cette option peut avoir un impact important sur l'entretien qui pourra être assuré et, éventuellement, sur l'efficacité des PGO. Ce point devient particulièrement important à considérer pour des éléments de gestion qui sont mis en place sur des terrains privés (MDDEP 2011).

2.2.3 Aspects généraux de conception

Pour être efficaces, les PGO doivent être conçues adéquatement en fonction des débits et des charges polluantes. Certains aspects peuvent s'appliquer à plusieurs PGO comme exposé dans les paragraphes suivants.

2.2.3.1 Prétraitement

La mise en place de mesures de prétraitement en amont des PGO offre de nombreux avantages même si elle est souvent négligée. En effet, le prétraitement permet non seulement la réduction des besoins et des activités de maintenance et d'entretien, mais il contribue considérablement à l'augmentation de la longévité des différents ouvrages (MDDEP 2011). Un prétraitement est souvent suggéré si le niveau de qualité des eaux pluviales est tel qu'il risque de causer l'obstruction du réseau ou la détérioration de la nappe souterraine (Ayadi 2010). Plusieurs types d'ouvrages peuvent être utilisés pour assurer un prétraitement efficace. Ils peuvent s'utiliser seuls ou en combinaison pour créer une synergie entre les différents types de traitement. En particulier pour des PGO dont l'un des mécanismes essentiels est l'infiltration, il deviendra obligatoire de prévoir des ouvrages de prétraitement. Le tableau 2.1 contient les principales composantes pouvant servir de prétraitement.

Tableau 2.1 Composantes pouvant servir de prétraitement
Adapté du MDDEP (2011, p. 11-6)

Composante pour prétraitement	Description
Bandes filtrantes	Bandes de gazon ou de végétation sur lesquelles le ruissellement peut s'écouler lentement avant d'atteindre la PGO.
Fossé engazonné	Canaux engazonnés où les eaux peuvent être traitées avec de faibles vitesses.
Trappe à sédiments	Structure qui maintient une retenue permanente d'eau, réduit les vitesses et décante les particules de plus grandes dimensions.
Séparateurs à vortex	Structures favorisant la décantation ainsi que la collecte des sédiments et de certains polluants.
Systèmes de filtration commerciaux	Systèmes qui filtrent les eaux de ruissellement à travers divers matériaux.
Systèmes de captation dans les puisards	Systèmes insérés dans les puisards qui aident à enlever les sédiments, les débris et les huiles provenant du ruissellement des rues.
Séparateurs d'huile et de sédiments	Systèmes appliqués aux zones où des produits associés aux hydrocarbures sont présents (stations-services, aires de stationnement, aéroports, etc.).

2.2.3.2 Structure d'entrée et de sortie

Toutes les PGO ont une structure d'entrée et une structure de sortie combinées souvent avec une structure de contrôle pour permettre la limitation des débits de rejet.

Il est important d'envisager, autant pour l'entrée que pour la sortie, la protection contre les débris et le colmatage possible des ouvrages. Des grilles peuvent être utilisées mais elles nécessitent un suivi adéquat et un nettoyage régulier pour éviter tout problème susceptible de nuire au fonctionnement de l'ouvrage. Les principales raisons pour utiliser une grille sont (MDDEP 2011) :

- à l'entrée, pour limiter l'arrivée de débris qui devraient alors être récupérés dans le bassin ;
- à la sortie, pour empêcher que des débris viennent bloquer la conduite de sortie ;
- pour prévenir un accès non autorisé et potentiellement dangereux aux conduites d'entrée et de sortie.

2.2.3.3 Adaptation au climat froid

Avant de mettre en place une PGO, il faut prendre en considération plusieurs éléments qui peuvent aider à adapter la pratique au climat froid. Une étude menée par (Caraco and Claytor 1997) a démontré que les points suivants doivent avoir une attention particulière des concepteurs :

- un surdimensionnement de l'ouvrage de stockage pour tenir compte des effets de la glace et d'une fonte des neiges prolongée avec la pluie ;
- un dimensionnement et un positionnement adéquats des ouvrages d'entrée et de sortie pour éviter l'obstruction ou l'endommagement par la glace ;
- une vidange partielle des bassins au printemps pour éviter des débits hautement chargés en chlorures et autres contaminants ;
- la pente et le diamètre des conduites à l'entrée comme à la sortie doivent au moins être égaux à 1 % et 450 mm respectivement ;
- les entrées submergées ou partiellement submergées devraient être évitées autant que possible.

2.2.4 Contrôle à la source

Le contrôle à la source avec des approches non structurales est un moyen économique qui peut considérablement réduire les impacts des eaux de ruissellement urbain (InfraGuide 2003; MDDEP 2011). D'une manière générale, ce contrôle est basé sur trois composantes principales (ASCE/WEF 1998) :

- minimiser des impacts négatifs lors de la planification, la conception et la construction des sites ;
- entretenir adéquatement les surfaces imperméables et perméables afin de minimiser l'exposition et la relâche de polluants ;
- éduquer et former les citoyens pour promouvoir une prise de conscience des problèmes potentiels associés au ruissellement urbain et des PGO disponibles pour aider à résoudre ou minimiser ces problèmes.

Parmi les différentes pratiques qui peuvent s'effectuer à la source (InfraGuide 2003) :

- programme d'éducation du public;
- planification de l'aménagement du territoire;
- règlements relatifs aux égouts;
- pratiques de maintenance;
- contrôle des chantiers de construction.

2.2.5 Pratiques optimales au niveau du terrain

2.2.5.1 Réduction de la pente du terrain

Cette pratique consiste à réduire la pente du terrain de manière à favoriser la rétention de l'eau dans les dépressions du sol et l'infiltration naturelle. Les (MOE 2003; MDDEP 2011) recommandent de maintenir une pente d'au moins 2 % à une distance comprise entre deux et quatre mètres du bâtiment, et la niveler à 0,5 % au-delà de cette distance comme schématisé sur la figure 2.5.

Il faut cependant noter que ce type d'aménagement n'est pas convenable pour les sols argileux en raison de leur faible taux d'infiltration, qui peut restreindre l'usage du terrain si l'eau reste en surface durant une période prolongée.

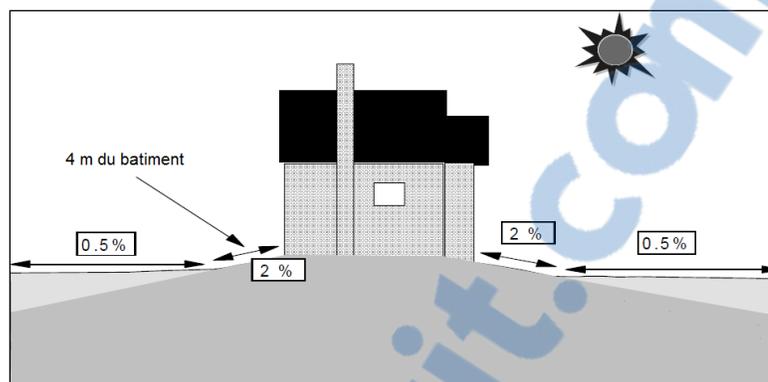


Figure 2.5 Pentés des terrains (adapté de MOE 2003)
Adaptée du MOE (2003, p. 4-16)

2.2.5.2 Stockages sur le toit, en surface ou souterrain

Les toits des bâtiments plats peuvent être utilisés pour stocker les eaux de ruissellement afin de réduire les débits de pointe. Cette technique demande peu de frais supplémentaires lors de la construction mais ne peut être appliquée que pour les bâtiments industriels et commerciaux ayant des grands toits plats (MOE 2003). Ces toits peuvent stocker de 50 à 80 mm d'eau selon leur capacité portante pour un temps de rétention variant de 12 à 24 heures. La profondeur maximale avant que l'eau ne s'écoule par les sorties prévues est limitée à 10 mm (MOE 2003).

L'emmagasinement sur les aires de stationnement est une pratique économique malgré qu'elle nécessite un coût légèrement plus élevé lors de la construction. Elle est généralement utilisée pour des terrains commerciaux assez éloignés des bâtiments. La pente minimale de ces zones ne doit pas être en-dessous de 0,5 % et les profondeurs d'accumulation d'eau ne doivent pas dépasser 300 mm pour une durée supérieure à une (1) heure (MOE 2003).

L'emmagasinement dans les conduites de grand diamètre enfouies dans le sol est une autre technique qui permet la réduction du débit de pointe (figure 2.6). Elle est généralement plus coûteuse que l'emmagasinement en surface et habituellement utilisée dans les zones où

l'espace est restreint. Le diamètre et la longueur des conduites sont dimensionnés selon le volume nécessaire pour le contrôle des débits de rejet. Le (MDDEP 2011) recommande une pente d'au moins 0,5 % pour faciliter le drainage. Les conduites doivent être munies de points d'accès pour faciliter l'entretien et des mécanismes de débordement en cas d'urgence.

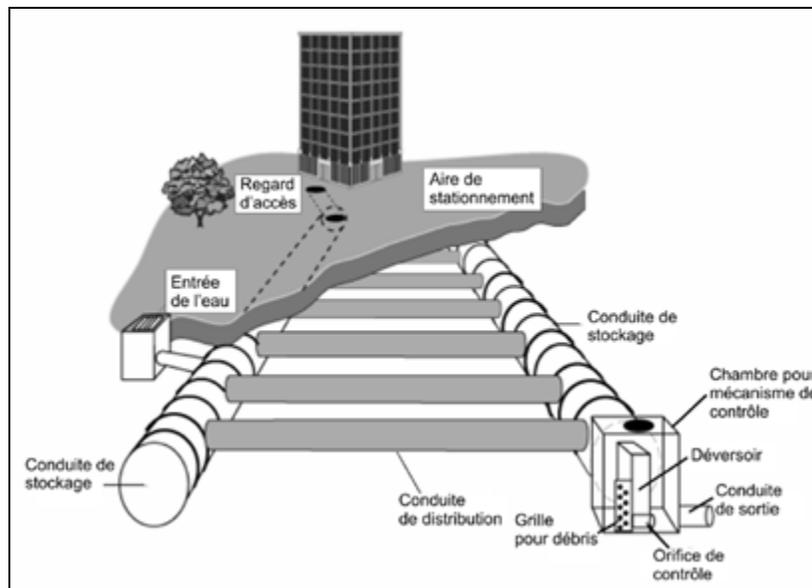


Figure 2.6 Exemple schématique d'une rétention avec conduites de grandes dimensions
Tirée du MDDEP (2011, p. 11-22)

2.2.5.3 Puits d'infiltration sur le terrain

Les puits d'infiltration ont pour objectif l'évacuation directe des eaux pluviales dans le sol. Ils drainent des bassins versant relativement petits comprenant surtout des habitations unifamiliales (Chocat 1997). Cette technique a l'avantage d'être appliquée sur des bassins qui ont subi une forte urbanisation mais qui ont des capacités importantes d'infiltration dans les couches profondes.

2.2.5.4 Débranchement des gouttières

Le débranchement des gouttières est une technique assez simple et efficace en plus d'être très économique. Elle consiste à détacher les gouttières du réseau et les diriger vers des surfaces perméables ou des puits d'infiltration.

2.2.5.5 Réutilisation de l'eau de pluie

La récupération de l'eau de ruissellement provenant des toits peut avoir un effet considérable sur les volumes de ruissellement et les débits générés par les petites pluies. De plus, l'eau récupérée dans des barils (figure 2.7) ou des citernes peut être utilisée pour l'irrigation ou l'arrosage des jardins. À titre indicatif, 25 mm de pluie sur un toit de 100 m² peut générer 2,3 m³ de ruissellement (MDDEP 2011).



Figure 2.7 Baril pour le stockage
Tirée du MDDEP (2011, p. 11-28)

2.2.5.6 Bande de végétation filtrante

Les bandes filtrantes sont des zones à pente douce et avec végétation, qui reçoivent les débits de façon diffuse et avec un écoulement en nappe. Elles sont généralement conçues pour contrôler les eaux provenant des routes et des petites aires de stationnement (inférieures à 2 ha). L'objectif de la bande est de retarder l'écoulement, de permettre une certaine infiltration et l'enlèvement de sédiments.

2.2.5.7 Biorétention ou Jardin de pluie

La biorétention est une pratique intégrée de gestion qui utilise les propriétés chimiques, biologiques et physiques des plantes et des sols pour effectuer un contrôle quantitatif et qualitatif (MDDEP 2011). Elle est généralement appliquée dans le but de reproduire le plus fidèlement possible les conditions hydrologiques naturelles en maximisant l'infiltration, le stockage et la relâche lente des eaux de ruissellement.

Les aires de biorétention (aussi appelées jardins de pluie) sont des dépressions peu profondes avec un aménagement paysager et un mélange de sols et de plantations adaptés aux conditions climatiques pour recevoir les eaux pluviales. Elles sont parfaitement adaptées pour les secteurs très imperméabilisés comme les aires de stationnement, toutefois leur coût de construction est relativement plus élevé que pour d'autres pratiques de gestion optimales.

2.2.5.8 Toits verts

L'utilisation des toits verts est une vieille pratique utilisée dans plusieurs pays. Les pays froids comme l'Islande et la Scandinavie utilisaient cette technique pour conserver la chaleur des bâtiments alors que pour les pays chauds comme la Tanzanie l'utilisaient pour refroidir leurs foyers (Peck, Kuhn et al. 2001). Toutefois cette technique est une innovation relativement récente dans le domaine de la gestion des eaux pluviales, y compris l'amélioration de la qualité de l'eau.

Le toit vert peut se définir comme un espace vert que l'on crée en installant plusieurs couches de substrat de croissance et des plantes sur une couverture traditionnelle. Il ne faut pas confondre cette technologie avec les jardins installés à des endroits accessibles d'un toit-terrasse ou d'une terrasse par l'ajout de pots à fleurs et de jardinières déplaçables. Il existe deux principaux types de toitures vertes (Peck, Kuhn et al. 2001) :

- la toiture verte extensive qui se caractérise par son faible poids, son faible coût d'immobilisation, la faible diversité de la végétation et le peu d'entretien;
- la toiture verte intensive, qui est souvent accessible, est dotée quant à elle d'une plus forte épaisseur de terre et d'une plus grande quantité et diversité de végétaux qui demandent davantage d'entretien.

Le tableau 2.2 contient les différents avantages et inconvénients des deux types de toitures.

Tableau 2.2 Comparaison des systèmes de toits verts
Tiré du MDDEP (2011, p. 11-47)

Toit vert extensif	Toit vert intensif
<ul style="list-style-type: none"> • substrat mince, peu ou pas d'irrigation; • conditions difficiles pour les plantes; • faible diversité dans le choix de plantes. 	<ul style="list-style-type: none"> • sol profond; • système d'irrigation; • conditions faciles pour les plantes; • grande diversité de plantes; • souvent accessible.
<p style="text-align: center;">Avantages</p> <ul style="list-style-type: none"> • léger; renforcement de la structure du toit rarement nécessaire; • idéal pour les grandes surfaces; • convient aux toits de 0 à 30 degrés de pente; • faible entretien et longue durée; • systèmes d'irrigation et de drainage spécialisés rarement nécessaires; • expertise technique moins cruciale; • s'intègre bien à des travaux de rénovation; permet une végétation spontanée; • peu onéreux; • apparence plus naturelle; • le service municipal d'urbanisme peut plus facilement l'exiger comme condition à l'autorisation de construire. <p style="text-align: center;">Inconvénients</p> <ul style="list-style-type: none"> • efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales moindres; • choix de plantes plus restreint; • rarement accessible pour des loisirs ou d'autres fonctions; • repoussant pour certains, surtout l'hiver. 	<p style="text-align: center;">Avantages</p> <ul style="list-style-type: none"> • plus grande diversité de plantes et habitats; • bonnes propriétés isolantes; • peut simuler un jardin naturel au sol; • peut être très beau; • souvent accessible et permet des fonctions variées : loisirs, espace vert, etc.; • efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales supérieures; • durée supérieure de la membrane. <p style="text-align: center;">Inconvénients</p> <ul style="list-style-type: none"> • charge sur le toit supérieure; • nécessité de systèmes d'irrigation et de drainage, d'où consommation d'énergie, d'eau et de matériaux; • coûts d'immobilisation et d'entretien supérieurs; • systèmes et expertise plus complexes.

2.2.5.9 Blocs ou revêtements perméables

Les revêtements perméables permettent l'infiltration dans des surfaces ayant normalement un coefficient de ruissellement élevé. L'eau peut être interceptée par des drains perforés pour s'acheminer vers un réseau de drainage ou s'infiltrer si les caractéristiques du sol le permettent. Il faut toutefois s'assurer lors de la conception de ces revêtements que leur capacité structurale est adéquate (MDDEP 2011).

Les sites les plus appropriés pour l'application de cette technique sont les zones à faible circulation.

2.2.5.10 Séparateurs d'huiles et de sédiments

Les séparateurs d'huile et de sédiments sont une variante du décanteur classique, dont le rôle est de capter les sédiments et de retenir les huiles contenues dans les eaux de ruissellement. C'est un ouvrage de rétention souterrain posé à la place d'un regard traditionnel dans le réseau d'égouts pluviaux (InfraGuide 2003). Ils n'apportent aucun contrôle sur le volume de ruissellement ou la réduction de débit mais ils sont efficaces pour la réhabilitation environnementale des petits sites urbains où la mise en place de PGO de plus grandes dimensions à la surface du sol n'est pas possible (MDDEP 2011).

2.2.6 Pratiques de gestion optimales pour le transport des eaux pluviales

2.2.6.1 Fossé et noue engazonnés (sec)

Les fossés et les noues engazonnés secs sont des fossés conçus pour le transport des débits de conception et le traitement des eaux pluviales. Ils permettent non seulement un certain contrôle des débits de pointe en réduisant les vitesses d'écoulement mais ils favorisent aussi la recharge de la nappe à travers l'infiltration qu'ils peuvent offrir. Ils nécessitent cependant un entretien régulier pour maintenir leur efficacité de traitement.

2.2.6.2 Noue avec retenue permanente

Contrairement aux noues sèches, les noues avec retenue permanente n'ont pas de lit filtrant et sont plus larges. Elles sont parfaitement adaptées pour les autoroutes.

2.2.6.3 Noue avec biorétention

La noue avec biorétention est une noue à laquelle on ajoute des éléments de biorétention pour améliorer la performance du contrôle qualitatif. Elle contient des plantations qui lui permettent une intégration parfaite aux secteurs résidentiels. Toutefois il faut prévoir un système pour l'évacuation des débits plus importants que le débit pour la qualité (MOE 2003).

2.2.6.4 Système de conduites perforées

Les conduites perforées sont des systèmes qui permettent l'exfiltration de l'eau tout en la transportant vers l'aval. Ce système permet une réduction assez importante du volume qui peut atteindre 60% (MDDEP 2011) et réduire les problèmes de mise en charge en aval. Toutefois il faut s'assurer que le sol où seront installées ces conduites est suffisamment perméable. Le guide du Québec considère que les sols ayant un taux d'infiltration supérieur à 15mm/h sont adéquats pour ce type de conduites.

2.2.6.5 Bassin de rétention sans retenue permanente (sec)

Le bassin de rétention sans retenue permanente est un ouvrage d'assainissement destiné au stockage temporaire des eaux urbaines dans le but d'écarter les débits observés lors des fortes pluies (Chocat 1997). Par ailleurs, ce type de bassin contrôle essentiellement les aspects quantitatifs, avec un impact limité sur l'enlèvement des sédiments et des divers polluants.

L'une des principales caractéristiques des bassins de rétention est leur adaptation à tous les types de climats. Il faut toutefois s'assurer que la superficie du sous-bassin tributaire du bassin de rétention est supérieure à environ 5 ha, ce qui permet de ne pas avoir des dimensions trop petites pour les ouvrages de contrôle.

2.2.6.6 Bassin de rétention avec retenue permanente

Le bassin avec retenue permanente présente un plan d'eau permanent, même lors de périodes sèches de longue durée (Chocat 1997). Il se caractérise par sa grande capacité d'enlèvement des polluants associé au ruissellement urbain. De plus, il peut être agréablement intégré au paysage urbain en rehaussant la valeur esthétique du site où il est instauré.

Le principal inconvénient de ce type d'ouvrage est qu'il nécessite un entretien régulier pour éviter la dégradation de la qualité de l'eau.

2.2.6.7 Bassin d'infiltration

Le bassin d'infiltration est un type particulier de bassin de rétention qui permet le stockage temporaire des eaux et qui assure l'infiltration dans le sol. Il est généralement placé à l'exutoire du réseau d'assainissement ou disposé en parallèle au réseau où il sera alimenté par des événements pluviaux produisant des débits trop importants pour être évacués par le réseau (Chocat 1997; Ayadi 2010).

Ce type d'ouvrage est semblable au bassin de rétention dans la conception et l'apparence mais il est adéquat pour les zones dépourvues d'exutoire naturel du moment où il ne nécessite pas de collecteurs en aval. Le coût d'investissement de ces ouvrages, ainsi que les coûts d'exploitation et d'entretien sont faibles par rapport aux autres types d'ouvrages (Ayadi 2010).

2.2.6.8 Marais artificiels

Les marais artificiels sont des zones de faible profondeur qui offrent des conditions favorables à la croissance de plantes spécifiques. Ces systèmes sont conçus pour maximiser l'enlèvement des polluants afin d'améliorer la qualité des eaux en aval. Ils apportent une touche esthétique à l'environnement où ils sont implémentés sauf qu'ils nécessitent une

surface plus grande que d'autres types de PGO et demandent un entretien assez fréquent pour maintenir la végétation face aux différentes fluctuations de débits.

2.2.6.9 Filtre à sable

Les filtres à sable (sous terre ou en surface) sont des dispositifs de traitement à la sortie de l'émissaire. La filtration consiste à éliminer les particules contenues dans l'eau en la faisant passer à travers un milieu poreux ou perméable (Figure 2.8) (MOE 2003).

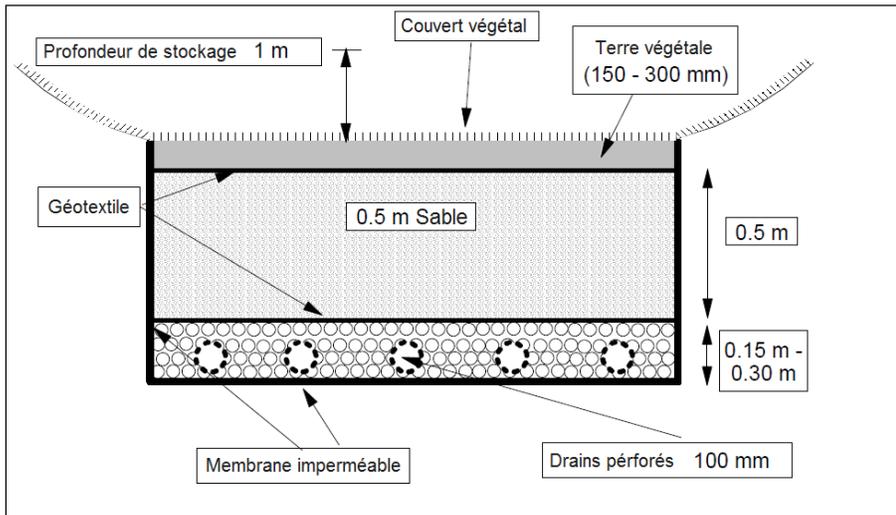


Figure 2.8 Filtre à sable de surface
Adaptée du MOE (2003, p. 4-89)

2.3 Coûts de construction et d'opération

2.3.1 Coûts d'acquisition des terrains

Le coût d'acquisition du terrain dépend principalement de la nature de la PGO. À titre d'exemple, un filtre à sable placé en dessous d'un parc de stationnement ne nécessite aucune superficie alors qu'un marrais artificiel conçu pour traiter le même volume de ruissellement

exigerait une importante superficie supplémentaire. Le coût dépend aussi de l'emplacement du terrain. Plus on s'éloigne des zones urbaines, plus le coût d'acquisition devient favorable (Weiss, Gulliver et al. 2005).

Compte tenu de la variabilité des coûts des terrains et la variété PGO qui pourraient être utilisées, l'évaluation du coût se fait selon le cas.

2.3.2 Coût de construction

Le coût de construction inclut généralement l'excavation de masse, les remblais et déblais, le nivellement, les structures, les coûts de matériaux ainsi que les contrôles à mettre en place lors de la construction pour l'érosion et la sédimentation (MDDEP 2011). Les coûts unitaires relatifs à chaque élément dépendent de la PGO et de la main d'œuvre locale.

2.3.3 Coût d'entretien

Les coûts d'exploitation et d'entretien durant la durée de vie des ouvrages peuvent avoir un impact important sur le choix des PGO. En général, le coût annuel de l'entretien est exprimé en pourcentage du coût de construction. Ce pourcentage peut, pour certains types de PGO, atteindre 180 % (Weiss, Gulliver et al. 2005).

2.3.4 Programme d'optimisation intégrant les PGO

Plusieurs villes à travers le monde ont déjà implanté le principe des PGO pour contrer l'impact de l'urbanisation sur les inondations et la pollution du milieu récepteur. (Villarreal, Semadeni-Davies et al. 2004). Nous pouvons citer à titre d'exemple le cas de la banlieue de Malmö en suède où l'instauration d'un ensemble de PGO s'est avérée très efficace pour contrer les problèmes d'inondation et de pollution (Villarreal, Semadeni-Davies et al. 2004). Le choix, les dimensions et l'emplacement des techniques retenues se sont basés sur le coût, la disponibilité des terrains, la sécurité et les attentes du public. Toutefois, aucune

méthodologie n'a été utilisée pour déterminer le choix optimal selon les contraintes énumérées.

Martin et al. (2007) ont développé un modèle multicritère permettant le choix le plus approprié des PGO pour un site donné. Par ailleurs, aucun modèle ne propose une approche hybride basée sur la combinaison des PGO et des méthodes classiques de réhabilitation des réseaux semblable à celle que nous proposons dans le chapitre 3 de notre mémoire. Une telle approche permet de trouver la solution optimale pour améliorer la performance hydraulique et éviter les débordements en minimisant les coûts.

2.4 La gestion en temps réel des réseaux

La gestion en temps réel des réseaux d'assainissement est de plus en plus privilégiée pour diminuer l'ampleur des inondations et réduire l'impact sur le milieu naturel. Cette gestion dynamique vise à suivre, analyser et contrôler le fonctionnement du système avec un faible décalage dans le temps, afin d'intervenir sur son fonctionnement par des actions correctives ou préventives (Chocat 1997). Ces actions consistent à télécommander les ouvrages de contrôle du réseau d'assainissement (vannes, pompes,...) dans le but de minimiser les rejets des surplus des eaux usées, vers les cours d'eau en temps de pluie. Les stratégies de gestion peuvent varier d'un contrôle statique local de régulateurs à capacité fixe, à l'utilisation d'un système de contrôle prédictif intégré extrêmement complexe (Dion and Bennis 2010). Un système de gestion basé sur le contrôle prédictif intégré contient plusieurs tâches telles : l'acquisition et la transmission des données, la validation de l'information, la prévision et l'optimisation des consignes. La maîtrise d'un tel système de gestion exige donc une approche basée sur la technologie de l'information, la métrologie et la recherche opérationnelle.

Deux pré-requis sont essentiels pour ce système de gestion. Il faut d'une part disposer d'alternatives de gestion sous forme de capacité de stockage, de dérivation, de délestage ou de filière de traitement et d'autre part disposer d'un délai d'intervention suffisant pour

autoriser une prise de décision en temps réel (Chocat 1997). L'utilisation d'un modèle simplifié de simulation hydrologique et hydraulique est alors indiquée pour minimiser le temps de calcul (Temimi 2002).

Le traitement des données est généralement établi en passant par trois phases : la validation des informations, la prévision ou l'anticipation des flux et la recherche de consignes (Assabbane and Bennis 2000). La validation des informations permet d'analyser la cohérence globale de ces informations. La prévision ou l'anticipation des flux assure l'estimation de l'évolution de la pluie basée sur les informations produites par les différentes de mesures. La recherche de consignes, quant à elle, consiste à trouver la solution d'un problème d'optimisation avec une fonction objectif qui peut être exprimée en termes de volumes totaux déversés au niveau de l'ensemble des régulateurs durant la période totale d'un événement pluviométrique (équation 2.1):

$$MIN \left(\sum_i \sum_j Q_i^j \right) \quad (2.1)$$

Où Q_i^j est le débit déversé au point de régulation i à l'instant j (figure 2.9).

La fonction objectif peut aussi être exprimée en termes de concentration de polluants totaux présents dans les eaux déversées (équation 2.2). Cette deuxième approche est plus novatrice dans le sens où elle intègre la sensibilité des différents sites de déversement en fonction de leur type d'usage et leur capacité de dilution. La figure 2.9 illustre le mécanisme de fonctionnement de ce système de gestion.

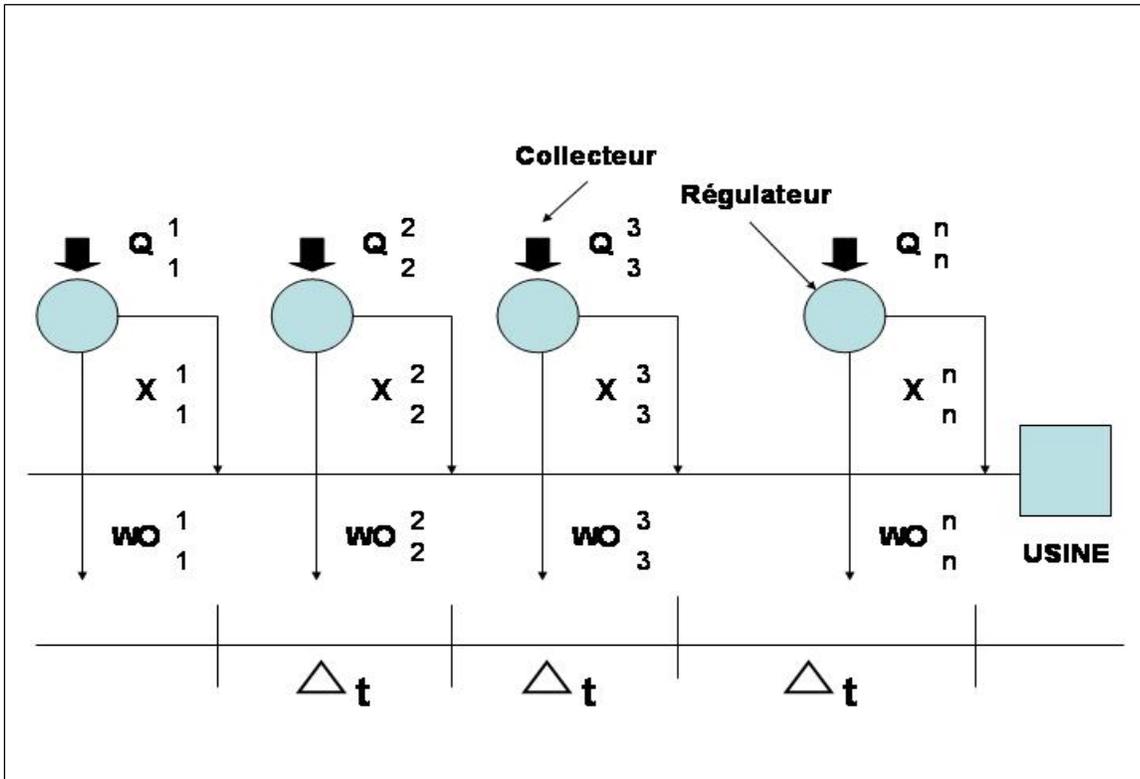


Figure 2.9 Schématisation d'une gestion en temps réel

Ainsi, il peut être plus judicieux d'augmenter préventivement les déversements dans un site amont, parce que la qualité des effluents y est acceptable pour les usages locaux. On peut aussi augmenter les déversements dans un site situé en amont pour le sacrifier au profit d'un site aval plus vulnérable qui renferme, par exemple, une prise d'eau potable ou abrite une frayère de poissons. En tout état de cause, la sensibilité propre au site de déversement peut être prise en compte en pondérant les débits déversés par les concentrations correspondantes C_i^j et les poids environnementaux de vulnérabilité W_i de la manière suivante :

$$MIN \left(\sum_i \sum_j w_i C_i^j Q_i^j \right) \quad (2.2)$$

La gestion en temps réel ne fait pas l'objet du présent mémoire. Mais les procédures de résolution exposées au chapitre 4 que nous avons utilisées pour optimiser les interventions de réhabilitation hydrauliques d'un réseau peuvent aussi être utilisées pour trouver les consignes de gestion optimale en temps réel.

2.5 La gestion en temps différé des réseaux

La gestion en temps différé d'un réseau consiste à analyser sa performance sur une période passée et de programmer les interventions futures. Toutes les actions de collecte d'informations, d'auscultation, de réhabilitation et d'entretien courant entrent aussi dans le cadre de la gestion en temps réel. Dans le cadre de notre mémoire, nous sommes principalement concernés par l'optimisation des interventions de réhabilitation hydraulique d'un réseau de drainage urbain. Cette optimisation passe par la définition et l'évaluation de plusieurs critères qui renvoient à des objectifs multiples et variés (réduire des risques, améliorer le service rendu, préserver l'environnement, réduire les coûts, etc.). La prise en compte explicite de plusieurs critères introduit une difficulté qui n'existe pas dans le cas du critère unique : dans la plupart des cas, les critères se trouvent en conflit et il n'existe pas une solution unique qui s'impose d'elle-même et l'élaboration d'une prescription unique devient plus complexe (Bengassem 2001; Ibrahim 2008). L'apparition et l'utilisation depuis quelques décennies de méthodes d'analyse multicritère pour l'étude de systèmes complexes ont intéressé les différents corps concernés par la gestion des réseaux (Bengassem 2001).

L'approche classique de l'aide à la décision en matière de gestion patrimoniale est une approche pour la programmation dans le temps des actions de réhabilitation. Elle est basée sur l'hypothèse selon laquelle l'état et le fonctionnement de chaque entité du patrimoine sont prédictibles. Les conséquences multiples de cet état de santé peuvent être prises en compte par la construction de coûts sociaux (Ibrahim 2008).

La formulation d'un programme d'optimisation pour minimiser le coût globale de la réhabilitation permet de définir une date optimale d'intervention. Ce coût comprend le coût

d'acquisition de chaque entité du réseau et le coût d'entretien qui augmente avec l'âge de l'équipement. L'objectif devient alors le remplacement des équipements dont le coût total actualisé est minimal (figure 2.10).

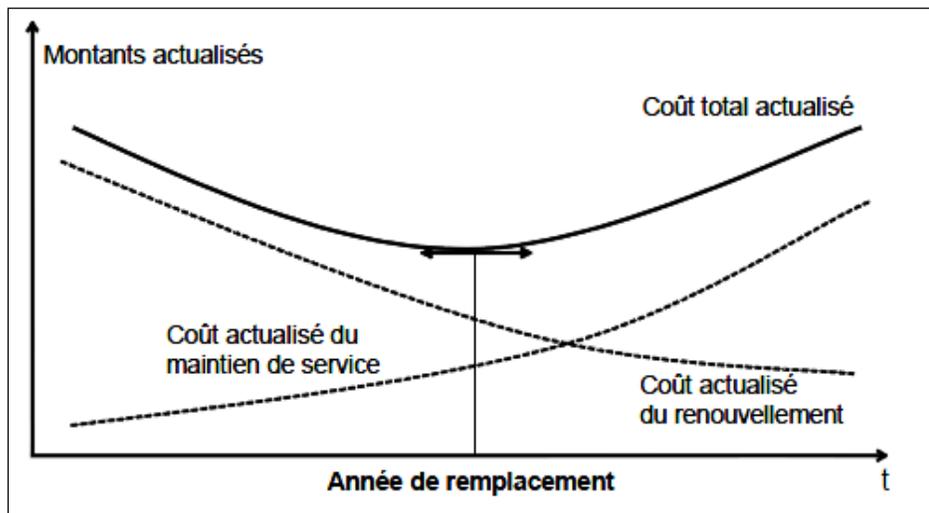


Figure 2.10 Évolution des coûts d'un ouvrage
Tirée de Ibrahim (2008, p. 27)

Durant les deux dernières décennies, plusieurs chercheurs ont élaboré des approches d'optimisation du coût de la réhabilitation s'inspirant de ce principe. Ariaratnam et MacLeod (2002) ont développé un modèle d'optimisation des interventions de réhabilitation sur le réseau d'assainissement de la Ville d'Edmonton au Canada. La fonction objectif utilisée est basée sur la somme des côtes de détérioration de toutes les classes pendant toute la durée prévue pour la réhabilitation. Pour prédire l'évolution de l'état futur du réseau, ils ont développé un modèle qui définit la probabilité de défaillance d'une conduite selon son âge, son diamètre, sa longueur, son matériau et le type du réseau auquel elle appartient. Ils ont ensuite scindé toutes les conduites en 89 classes et ont affecté à chaque classe une cote annuelle de détérioration. La principale contrainte de leur modèle était de respecter pour chaque année, le budget alloué à la réhabilitation.

Cette approche suppose que l'état et le fonctionnement de chaque entité du patrimoine sont prédictibles et peuvent se réduire à un seul indicateur dont l'évolution peut être modélisée (Ibrahim 2008). Le manque de données historiques nécessaires à l'élaboration des modèles de dégradations et la complexité des phénomènes en jeu constituent une limitation de cette approche. D'autre part, les conséquences multiples de dégradation conduisent à la construction de coûts sociaux autorisant le principe d'agrégation au sein d'une fonction de coût global dont la minimisation permet de définir une date optimale d'intervention.

Afin de combler ces deux lacunes, l'approche multicritère, issue de la théorie de décision, commença alors à être utilisée pour optimiser les interventions de réhabilitation des réseaux de drainage urbain. Cette approche, non compensatoire, permet l'utilisation d'un système d'indicateurs exprimés dans leur propre unité et non agrégés en se basant sur les indicateurs de performance. Adapter une approche multicritère consiste à construire un modèle appréhendant le problème de décision en prenant explicitement appui sur plusieurs critères. Dans ce sens, (Reyna, Delleur et al. 1994) ont développé un modèle de réhabilitation multicritère des réseaux d'assainissement pour la Ville d'Indianapolis aux États-Unis (MARESS). La première étape de leur approche consiste à déterminer les indices de performance structurale et hydraulique de chaque tronçon de conduite constituant le réseau de drainage. La fonction objectif élaborée est constituée de quatre fonctions traduisant les performances structurales, hydrauliques, les coûts sociaux et les coûts d'entretien. Plus récemment, un autre projet de réhabilitation des réseaux d'assainissement urbain (RERAU, 2004) a été développé en France. Ce projet a permis de développer plusieurs méthodologies concernant l'auscultation et la réhabilitation des réseaux d'assainissement dont deux guides méthodologiques concernant la gestion patrimoniale (Le Gauffre, Joannis et al. 2004). Ces guides visent à définir des priorités, tant en auscultation qu'en réhabilitation en se basant sur un ensemble d'indicateurs évalués à partir des observations visuelles, mesures, plaintes, etc. La détermination de ces priorités est faite à l'aide d'une approche multicritère mais aucune procédure d'implémentation de la méthode n'a été proposée (Le Gauffre, Joannis et al. 2004).

L'approche méthodologique développée dans le cadre du projet RERAU a été appliquée récemment par Nafi et Wery (2009) sur un sous-bassin du réseau d'assainissement d'Alsace en France. Ces chercheurs ont proposé une démarche d'implémentation d'une analyse multicritère pour la réhabilitation des réseaux d'assainissement en utilisant les indicateurs de performance spécifiques comme critères de décision et les conduites comme objets de la décision. La méthodologie proposée par le projet RERAU a certes apporté une amélioration dans la gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement mais elle a l'inconvénient de traiter du diagnostic structural des conduites sans se soucier des aspects hydrauliques et environnementaux (Bengassem 2001). Afin de combler cette lacune, Le Gauffre et Cherqui (2008) ont développé le modèle INDIGAU (Indicateurs de performance pour la gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbain) dont les objectifs sont :

- proposer des modèles et outils pour définir et hiérarchiser les besoins en réhabilitation;
- proposer des modèles et outils pour évaluer des indicateurs de dysfonctionnement à partir des résultats d'investigations;
- établir une méthodologie d'affectation des dysfonctionnements hydrauliques à des tronçons;
- améliorer la formulation des indicateurs de performance hydraulique par analyse de l'influence du contexte météorologique;
- élaborer une approche économique pour l'étude des impacts et des vulnérabilités;
- proposer une méthodologie pour l'exploitation d'indicateurs incomplets, incertains ou imprécis.

Dans sa mise en œuvre pratique, le modèle INDIGAU focalise sur les interventions structurales pour la réhabilitation. En effet, les approches d'intervention envisagées consistent à localiser les conduites détériorées afin de les réhabiliter par l'une des techniques connues de revêtement par mortier et résines ainsi que le chemisage et le tubage. Ceci suppose que seules les défaillances structurales sont responsables des mises en charge et des inondations observées alors que les défaillances hydrauliques engendrées par l'urbanisation et les changements climatiques peuvent aussi créer ou empirer ces problèmes.

Par ailleurs, nous démontrerons dans les chapitres qui suivent que la mise en place des PGO exposées au début de ce chapitre peut résoudre avantageusement ces problèmes de façon économique et durable.

CHAPITRE 3

ÉLABORATION DU PROGRAMME D'OPTIMISATION

3.1 Rappel de la problématique et des objectifs

L'imperméabilisation des surfaces par urbanisation, la réduction de la capacité des conduites usées par le temps et les changements climatiques sont à l'origine de l'augmentation des fréquences d'inondations et de déversements des eaux polluées dans le milieu récepteur.

Le but de ce travail est de développer un modèle qui permet une réhabilitation optimale d'un réseau unitaire ou pluvial existant afin de respecter les règles de l'art en matière de protection contre les refoulements et la réduction de l'impact sur le milieu récepteur. Le modèle permet également de concevoir économiquement un réseau neuf en le dimensionnant avec les conditions urbanistiques actuelles. Cette conception comprendra des mesures de rétention appropriées afin de faire face aux effets de l'urbanisation future et d'assurer, avec le coût minimum, la continuité du service rendu avec une performance hydraulique appropriée.

Les mesures de réhabilitation de réseau existant et d'accompagnement de réseau projeté, qui découlent du modèle mis au point, s'inscrivent dans le cadre d'une gestion intégrée des eaux pluviales à l'aide des pratiques de gestion optimales traitées dans le chapitre 2.

Ces pratiques favorisent la rétention des eaux dans des bassins et des conduites en amont du réseau ainsi que l'infiltration des eaux dans le sol si les conditions du site s'y prêtent.

Lorsque les moyens de contrôle de ruissellement disponibles n'arrivent pas seuls à régler les dysfonctionnements hydrauliques, il peut devenir nécessaire de recourir :

- aux méthodes classiques de réhabilitation, sans changement de section, par chemisage, tubage ou simple entretien pour obtenir une bonne amélioration du coefficient de Manning;

- aux redimensionnement et la reconstruction des conduites problématiques.

Mais lorsqu'on intervient sur une conduite pour améliorer sa capacité hydraulique à travers la réhabilitation ou la reconstruction, il faut tenir compte de l'impact sur le comportement hydraulique global du réseau en aval. Ainsi, il faut éviter les conséquences du déplacement des problèmes vers l'aval. Le programme d'optimisation développé permet de combiner judicieusement les approches rétention, réhabilitation et redimensionnement pour optimiser les interventions en tenant compte des contraintes propres au site.

3.2 Fonction objectif

Afin d'illustrer le concept d'optimisation, considérons dans un premier temps un seul bassin versant drainé par une seule conduite, intacte structurellement, mais qui se met en charge pour des pluies d'une période de retour inférieure à celle de la pluie de conception. L'élimination de cette mise en charge peut être réalisée soit par la réduction du débit d'entrée dans la conduite, soit par l'augmentation de la capacité de cette conduite. La réduction du débit d'entrée dans la conduite peut être réalisée par l'utilisation d'une ou plusieurs techniques exposées au chapitre 2. Pour faciliter l'exposé du concept développé, considérons à titre d'exemple la rétention d'un volume V dans le bassin situé directement en amont de la conduite. L'augmentation de la capacité de la conduite peut être réalisée soit par l'amélioration de son coefficient de Manning soit par l'augmentation de ses dimensions. Nous voulons donc intervenir pour éviter ces mises en charge en utilisant, la rétention et/ou l'augmentation de la capacité de la conduite sachant que généralement, les coûts d'intervention se classent dans un sens fortement croissant de la rétention, au redimensionnement en passant par la réhabilitation.

Le coût total de cette intervention sera :

$$\text{Coût} = CR \times V + CC \times L + CRE \times L \quad (3.1)$$

Avec :

CR : Coût unitaire (en \$) associé à la rétention d'un (1) m³ d'eau;

V : Volume à retenir (en m³);

CC : Coût unitaire (en \$), associé au changement d'un (1) mètre linéaire de la conduite selon son diamètre;

L : La longueur de la conduite (en m);

CRE : Coût unitaire (en \$), associé à la réhabilitation d'un (1) mètre linéaire de la conduite selon son diamètre.

La rétention de la totalité des eaux de ruissellement où l'installation de la conduite ayant un plus grand diamètre commercial pourrait résoudre le problème des mises en charge. Mais en termes de coût, ce n'est peut-être pas la solution optimale.

Notre objectif est donc de trouver une solution qui élimine les mises en charge, tout en minimisant le coût total de la réhabilitation par la combinaison judicieuse de la rétention, réhabilitation et le redimensionnement. Ceci se traduit par :

$$\text{Minimiser} : CR \times V + X \times CC \times L + Y \times CRE \times L$$

Où :

X : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite est redimensionnée et 0 sinon;

Y : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite est réhabilitée et 0 sinon.

Ainsi, d'une manière plus générale, pour un bassin versant constitué de plusieurs sous-bassins, la fonction objectif sera :

$$\text{Minimiser : } \sum_{i=1}^n (CR_i \times V_i + CC_i \times X_i \times L_i + CRE_i \times Y_i \times L_i)$$

n : Nombre de sous-bassins versants constituant le bassin total;

CR_i : Coût associé à la rétention d'un m³ d'eau au sous-bassin i (en \$);

V_i : Volume à retenir sur le sous-bassin i (en m³);

CC_i : Coût par mètre, associé au changement de la conduite drainant le sous-bassin i (en \$);

L_i : Longueur de la conduite drainant le sous-bassin i (en m);

X_i : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite drainant le sous-bassin i est redimensionnée et 0 sinon;

CRE_i : Coût par mètre, associé à la réhabilitation de la conduite drainant le sous-bassin i (en \$);

Y_i : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite drainant le sous-bassin i est réhabilitée et 0 sinon.

3.3 Contraintes du modèle

3.3.1 Contrainte sur les débits

Lors de la conception des nouveaux réseaux de drainage ou de l'évaluation de leur performance hydraulique selon les règles de l'art, nous veillons à ce que les conduites coulent pleines à surface libre et non en charge. L'équation 3.2 de Manning fournit alors le débit capable des conduites circulaires selon leur coefficient de Manning, leur diamètre et leur pente (Bennis 2007).

$$Q = \frac{\pi}{4^{5/3} \times n} \times D^{8/3} \times S_0^{1/2} \quad (3.2)$$

Avec:

n : Coefficient de Manning de la conduite;

D : Diamètre de la conduite (en m);

S₀ : Pente de la conduite.

Pour calculer le débit maximal (i.e. débit de pointe) qui s'achemine à une conduite, nous considérons que la partie de réseau située en amont de cette conduite est représentée par un seul sous-bassin versant BV_i équivalent à l'ensemble des sous-bassins qui le composent avec les caractéristiques suivantes :

- une superficie égale à la somme des superficies des sous-bassins constituant BV_i , soit :

$$A_{BV_i} = \sum_{j=1}^i A_j \quad (3.3)$$

- un coefficient de ruissellement qui égale à la somme des coefficients de ruissellement des différents sous-bassins pondérés par leur contribution en surfaces respectives :

$$C_{BV_i} = \frac{\sum_{j=1}^i A_j \times C_j}{A_{BV_i}} \quad (3.4)$$

Le coefficient de ruissellement est l'un des paramètres de la méthode rationnelle. Il englobe le degré d'imperméabilité, les pertes dues à l'infiltration, le stockage dans les dépressions, la pente du terrain, l'intensité de l'averse et les conditions d'humidité du sol (Bennis 2007).

- un temps de concentration qui égale à la valeur maximale entre le temps de concentration du sous bassin i et ceux des sous-bassins amonts j additionnés au temps d'écoulement entre les conduites j et i, soit :
-

$$t_{BV_i} = \text{Max}(t_{c_i}, (t_{c_j} + t_{f_{ji}})_{j \leq i}) \quad (3.5)$$

Avec :

t_{c_i} : Temps de concentration du sous-bassin i. Ce paramètre est défini comme le temps mis par l'eau pour pouvoir parcourir la distance entre le point le plus éloigné hydrauliquement de l'exutoire et ce dernier (Bennis 2007);

$t_{f_{ji}}$: Temps d'écoulement entre le nœud de drainage j et la conduite i.

En utilisant la méthode rationnelle (Bennis 2007), le débit de pointe qui sera considéré lors de la conception ou l'évacuation de la conduite i sera :

$$Q_{BV_i} = K \times C_{BV_i} \times I(t_{BV_i}) \times A_{BV_i} \quad (3.6)$$

Où

$I(t_{BV_i})$: Intensité de pluie relative au sous-bassin BV_i en (mm/h). Cette intensité est calculée normalement à l'aide des courbes intensité-durée-fréquence de la région considérée (Bennis 2007);

K : Constante de conversion (S.I 0,0028).

En prenant en considération l'équation 3.4, l'équation 3.6 peut s'écrire comme suit :

$$Q_{BV_i} = K \times \frac{\sum_{j=1}^i A_j \times C_j}{A_{BV_i}} \times I(t_{BV_i}) \times A_{BV_i} \quad (3.7)$$

La simplification de l'équation 3.7 donne :

$$Q_{BV_i} = \sum_{j=1}^i K \times A_j \times C_j \times I(t_{BV_i}) \quad (3.8)$$

En multipliant et en divisant les termes de la somme 3.8 par I_j , on obtient :

$$Q_{T_i} = \sum_{j=1}^i K \times A_j \times C_j \times I_j \times \frac{I(t_{BV_i})}{I_j} \quad (3.9)$$

Avec I_j : Intensité de la pluie relative au sous-bassin j (en mm/h).

Nous savons que pour chaque sous-bassin j, le débit produit par le ruissellement égale :

$$Q_j = K \times A_j \times C_j \times I_j \quad (3.10)$$

Et en posant :

$$f_{ij} = \frac{I(t_{CT_i})}{I_j} \quad (3.11)$$

Nous obtenons finalement :

$$Q_{BV_i} = \sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \quad (3.12)$$

La formulation 3.12 du débit de ruissellement global provenant au nœud i constitue une généralisation de l'approche traditionnelle du calcul du débit par la méthode rationnelle. De plus, cette approche de calcul nous affranchit du calcul du temps de concentration global du bassin.

Lors de la conception d'une conduite de drainage ou lors de l'évaluation fonctionnelle d'une conduite existante, nous devons veiller à ce que le débit capable de cette conduite soit supérieur au débit de design hydrologique. De cette manière nous assurons que l'écoulement se fera à surface libre dans la conduite de drainage pour le débit de conception. Cette condition se traduit en écrivant que le débit de design hydrologique obtenu par la formule 3.12 est inférieur ou égale au débit capable de la conduite exprimé par la formule 3.2 :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times D_i^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times n_i} \quad (3.13)$$

Où :

Q_j : Débit de pointe provenant du sous-bassin j (en m³/s);

f_{ij} : Coefficient de laminage du débit Q_j .

Si lors de la conception ou l'évaluation de la performance hydraulique de la conduite, cette condition n'est pas respectée, une des interventions potentielles est le redimensionnement de la conduite pour augmenter son diamètre D_i à la valeur D_{S_i} , auquel cas l'inéquation 3.13 devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left(D_i + X_i \times (D_{S_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left(n_i + X_i \times (n'_i - n_i) \right)} \quad (3.14)$$

Où :

n'_i : Coefficient de Manning de la nouvelle conduite posée;

D_{S_i} : Le diamètre commercial directement supérieur au diamètre de la conduite i (en m);

X_i : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite drainant le sous-bassin i est redimensionnée et 0 sinon.

Remarquons que lorsque $X_i = 0$, nous retrouvons l'inéquation 3.13 où le diamètre de la conduite n'est pas modifié.

Une autre intervention potentielle pour améliorer la capacité hydraulique consiste à réduire les pertes de charge par frottement contre les parois de la conduite. L'application d'une couche mince de béton ou de résine projetés ou le recouvrement de la conduite par un procédé de chemisage font passer le coefficient de Manning de la conduite i de sa valeur actuelle n_i à la valeur n_i'' . Mais dans ce cas, le diamètre de la conduite D_i se verra réduit au diamètre D_{R_i} auquel cas l'inéquation 3.13 devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left(D_i + Y_i \times (D_{R_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0_i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left(n_i + Y_i (n_i'' - n_i) \right)} \quad (3.15)$$

Où :

Y_i : Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite drainant le sous-bassin i est réhabilitée et 0 sinon;

n_i'' : Coefficient de Manning de la conduite réhabilitée.

Remarquons encore que lorsque $Y_i = 0$, on retrouve l'inéquation 3.13 où le diamètre de la conduite et son coefficient de Manning ne sont pas modifiés.

En combinant les inéquations 3.14 et 3.15, on obtient une formulation compacte de la contrainte sur les débits de conception de chacune des conduites :

Contrainte-1-

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left(D_i + X_i \times (D_{S_i} - D_i) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0_i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left(n_i + X_i \times (n_i' - n_i) + Y_i (n_i'' - n_i) \right)} \quad (3.16)$$

3.3.2 Contrainte sur les diamètres

Au fur et à mesure qu'on se déplace de l'amont vers l'aval d'un réseau, les débits cumulatifs augmentent à l'entrée des nœuds de drainage et les diamètres doivent naturellement varier aussi dans ce sens comme exprimé par l'équation 3.2. Mais il arrive une situation où le diamètre nécessaire pour véhiculer un débit plus grand en aval peut être plus petit que celui de la conduite en amont. C'est le cas où la gravité devient plus favorable avec une pente au sol S_0 qui devient plus abrupte. L'équation 3.2 permet de calculer le diamètre optimal selon la variation de la pente pour un débit donné. Mais nonobstant ce qu'on vient de mentionner, la conception hydraulique adéquate d'un réseau ne permet pas de réduire le diamètre des conduites lorsqu'on se déplace de l'amont vers l'aval d'un réseau.

Ainsi, pour respecter les règles de l'art dans la conception des réseaux d'égouts, nous devons ajouter une contrainte qui assure que le diamètre d'une conduite i est au moins égale au diamètre de la conduite juste en amont.

Contrainte-2-

$$D_i + X_i \times (D_{S_i} - D_i) \leq D_{i+1} + X_{i+1} \times (D_{S_{i+1}} - D_{i+1}) \quad (3.17)$$

3.3.3 Contrainte sur les volumes de rétention

Comme la capacité de rétention à un endroit donné n'est pas infinie, mais plutôt limitée par l'espace disponible et la configuration des lieux, une troisième contrainte peut être formulée.

Partant de l'hypothèse que l'hydrogramme d'entrée de la pluie se présente sous forme triangulaire, le volume d'eau retenue (en m^3) à l'aide d'un bassin de rétention est illustré par la surface ombragée sur la figure 3.1.

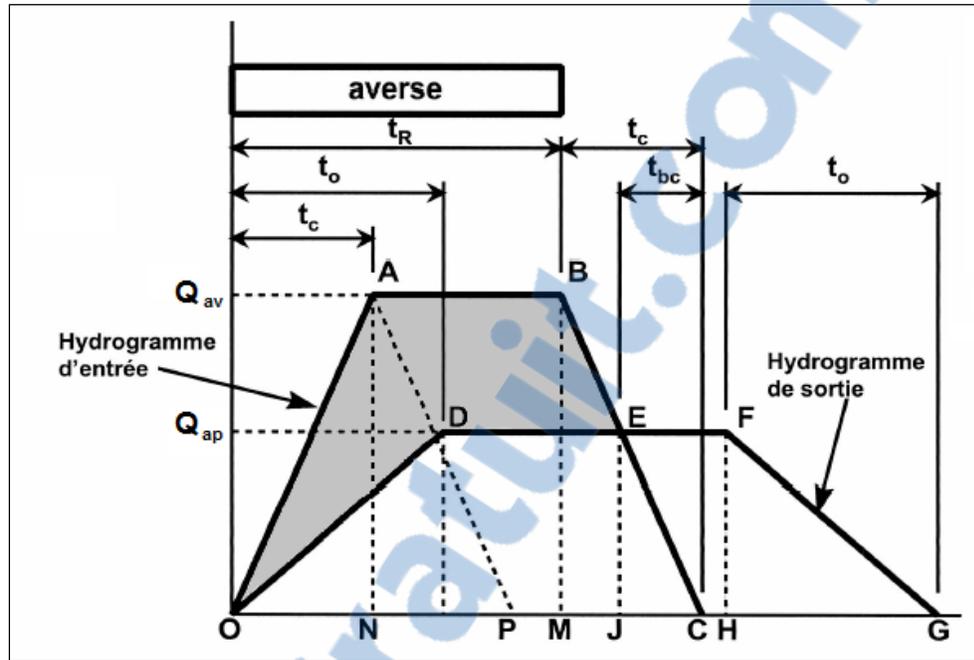


Figure 3.1 Volume de rétention

Avec :

Q_{av} : Débit de ruissellement à l'entrée du bassin de rétention (en m^3/s);

Q_{ap} : Débit à la sortie du bassin de rétention (en m^3/s);

t_c : Temps de concentration du bassin versant (en min);

t_R : Durée de la pluie.

Au vu de la figure 3.1, le volume de rétention V peut se calculer comme suit :

$$V = \text{triangle OAP} - \text{triangle ODP} + \text{parallélogramme ABED} \quad (3.18)$$

Or

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{triangle } OAP = 60 \times Q_{av} \times t_c \quad (3.19) \\ \text{triangle } ODP = \frac{60 \times Q_{ap} \times t_o}{2} + \frac{60 \times Q_{ap} \times t_{bc}}{2} \quad (3.20) \\ \text{parallélogramme } ABED = 60 \times (Q_{av} - Q_{ap}) \times (t_R - t_c) \quad (3.21) \end{array} \right.$$

Des équations 3.18, 3.19, 3.20 et 3.21, nous avons :

$$V = 60 \times \left(Q_{av} \times t_c - Q_{ap} \times \frac{(t_o + t_{bc})}{2} + (Q_{av} - Q_{ap}) \times (t_R - t_c) \right) \quad (3.22)$$

D'autre part nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{t_{bc}}{t_c} = \frac{Q_{ap}}{Q_{av}} \quad (\text{Thalès}) \quad (3.23) \\ t_o = 2 \times t_c - t_{bc} \quad (3.24) \end{array} \right.$$

Alors

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{bc} = \frac{Q_{ap}}{Q_{av}} \times t_c \end{array} \right. \quad (3.25)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_o = 2 \times t_c - \frac{Q_{ap}}{Q_{av}} \times t_c \end{array} \right. \quad (3.26)$$

En utilisant les équations 3.22, 3.25 et 3.26, nous obtenons finalement le volume de rétention (en m³) :

$$V = 60 \times t_R \times (Q_{av} - Q_{ap}) \quad (3.27)$$

Comme le volume de rétention V doit être inférieur à un volume maximal V_M :

Contrainte-3-

$$V \leq V_M \quad (3.28)$$

Le débit de fuite doit alors être supérieur au débit minimal Q_M :

$$Q_M = Q_{av} - \frac{V_M}{60 \times t_R} \quad (3.29)$$

Si la valeur maximale de ce débit de fuite dépasse le débit capable de la conduite située directement en aval, il sera nécessaire de réhabiliter ou de redimensionner cette conduite si l'on désire éliminer sa mise en charge.

3.4 Programme d'optimisation

En remplaçant l'expression du volume trouvé 3.27 dans la fonction objectif, la formulation mathématique du programme d'optimisation se présente comme suit :

$$\text{Minimiser } \sum_{i=1}^n (CR_i \times 60 \times t_{R_i} \times (Q_{av_i} - Q_{ap_i}) + CC_i \times X_i \times L_i + CRE_i \times Y_i \times L_i)$$

Sous les contraintes :

$$\forall i \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^i Q_{av_j} \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times (D_i + X_i \times (D_{S_i} - D_i) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i))^{\frac{8}{3}} \times S_0^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times (n_i + X_i \times (n'_i - n_i) + Y_i(n''_i - n_i))} \quad (3.30) \\ D_i + X_i \times (D_{S_i} - D_i) \leq D_{i+1} + X_{i+1} \times (D_{S_{i+1}} - D_{i+1}) \quad (3.31) \\ Q_{ap_i} \geq Q_{M_i} \quad (3.32) \\ Y_i + X_i \leq 1 \quad (3.33) \\ X_i, Y_i \in \{0,1\} \quad \text{et} \quad Q_{ap_i} \geq 0 \quad (3.34) \end{array} \right.$$

Avec :

$$Q_{M_i} = Q_{av_i} - \frac{V_{M_i}}{60 \times t_{R_i}} \quad (3.35)$$

L'inéquation 3.33 découle du fait qu'une conduite peut drainer le débit reçu sans intervention, après réhabilitation ou après redimensionnement. Le « ou » dans ce cas est exclusif.

La formulation actuelle du problème d'optimisation, ne permet la modification du diamètre d'une conduite que par le diamètre commercial directement supérieur. Cette supposition n'est pas toujours vraie pour les réseaux largement sous dimensionnés ou pour lesquels une protection accrue contre les inondations est souhaitée. Donc il serait intéressant que le programme choisisse les véritables diamètres optimaux en cas de redimensionnement.

Pour combler cette lacune nous supposons que pour chaque conduite i , il y a un nombre r_i de diamètres commerciaux supérieurs à D_i . Dès lors, au lieu d'avoir une seule variable X_i responsable sur le redimensionnement de la conduite i , nous allons avoir r_i variables binaires $X_{i,j}$.

La fonction objectif s'écrit alors comme suit :

$$\text{Minimiser } \sum_{i=1}^n \left(CR_i \times 60 \times t_{R_i} \times (Q_{av_i} - Q_{ap_i}) + CRE_i \times Y_i \times L_i + \sum_{j=1}^{r_i} CC_{i,j} \times X_{i,j} \times L_i \right)$$

Avec la même logique les inéquations 3.30, 3.31 et 3.33 s'écrivent comme suit :

$$\sum_{j=1}^i Q_{ap_i} \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left(D_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i)) \right) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i)^{\frac{8}{3}} \times S_{0_i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left(n_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (n'_i - n_i)) + Y_i (n''_i - n_i) \right)} \quad (3.36)$$

$$D_i + \sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i) \leq D_{i+1} + \sum_{j=1}^{r_{i+1}} X_{i+1,j} \times (D_{S_{i+1,j}} - D_{i+1}) \quad (3.37)$$

$$Y_i + \sum_{j=1}^{r_i} X_{ij} \leq 1 \quad (3.38)$$

Avec :

r_i : Nombre de diamètres commerciaux disponibles sur le marché, supérieures au diamètre actuel de la conduite i ;

$D_{S_{i,j}}$: $j^{\text{ème}}$ diamètre commercial choisi en cas de redimensionnement de la conduite i ;

$X_{i,j}$: Variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite i doit être remplacée par une conduite de diamètre $D_{S_{i,j}}$ et 0 sinon ;

$CC_{i,j}$: Coût unitaire associé au remplacement de la conduite i par la conduite de diamètre $D_{S_{i,j}}$.

3.5 Simplification du programme

Il est clair que la difficulté de la résolution de ce problème évolue dans le même sens que la dimension du réseau et du nombre de diamètres commerciaux disponibles sur le marché. Ceci s'explique par la présence de $(\sum_{i=1}^n n \times r_i)$ variables non linéaires et binaires (X_{ij} et Y_i).

La non-linéarité des variables provient de la contrainte 1 où les variables $X_{i,j}$ et Y_i sont à une puissance différente de 1. Donc pour faciliter la résolution, il faut trouver une contrainte linéaire équivalente.

L'inéquation 3.37 force le programme à ne considérer que les solutions où au plus une méthode d'intervention est choisie. En effet, une conduite peut avoir besoin de :

- un redimensionnement;
- une réhabilitation;
- aucune intervention.

Cette situation peut être traduite sous la forme :

$$Y_i + \sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \in \{1,0\} \quad (3.39)$$

Dans ce cas, nous avons démontré que (Annexe III):

$$\frac{(D_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i)) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i))^{\frac{8}{3}}}{(n_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (n'_i - n_i)) + Y_i(n''_i - n_i))} = \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) - Y_i\right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) \times \frac{D_{S_{i,j}}^{\frac{8}{3}}}{n'_i} + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n''_i} \quad (3.40)$$

En substituant l'équation 3.40 dans l'inéquation 3.36, la contrainte (1) devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_{ap_i} \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}}} \times \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) - Y_i\right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) \times \frac{D_{S_{i,j}}^{\frac{8}{3}}}{n'_i} + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n''_i} \quad (3.41)$$

Et finalement on obtient un problème linéaire sous la forme :

$$\text{Minimiser } \sum_{i=1}^n \left(CR_i \times 60 \times t_{R_i} \times (Q_{av_i} - Q_{ap_i}) + CRE_i \times Y_i \times L_i + \sum_{j=1}^{r_i} CC_{i,j} \times X_{i,j} \times L_i \right)$$

Sous Contraintes

$$\sum_{j=1}^i Q_{ap_i} \times f_{ij} \leq Q_{ap_{Ti}} \quad (3.42)$$

$$D_{F_i} \leq D_{F_{i+1}} \quad (3.43)$$

$$Q_{ap_i} \geq Q_{M_i} \quad (3.44)$$

$$Y_i + \sum_{j=1}^{n_i} X_{ij} \leq 1 \quad (3.45)$$

$$Y_i, X_{i,j} \in \{0,1\} \quad \text{et} \quad Q_{AP_i} \geq 0 \quad (3.46)$$

Avec :

$$Q_{ap_{Ti}} = \frac{\pi \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}}} \times \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \right) - Y_i \right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \right) \times \frac{D_{S_{ij}^{\frac{8}{3}}}}{n'_i} + Y_i \times \frac{D_{R_i^{\frac{8}{3}}}}{n''_i} \quad (3.47)$$

Et

$$D_{F_i} = D_i + \sum_{j=1}^{n_i} X_{ij} \times (D_{S_{ij}} - D_i) \quad (3.48)$$

CHAPITRE 4

MÉTHODE DE RÉOLUTION

4.1 Méthodes d'optimisation

Le problème formulé au chapitre précédant consiste à minimiser le coût global d'intervention sur un réseau de drainage incapable de drainer une pluie de période de retour donnée. Cette minimisation est faite tout en s'assurant que les écoulements produits au réseau se produisent sans mise en charge.

Lors de la formulation du problème, nous nous sommes assurés que la fonction objectif ainsi que toutes les contraintes soient linéaires. La linéarité du problème facilite sa résolution et évite toute complexité pouvant corrompre l'obtention d'un optimum global.

Une fois le problème d'optimisation posé, le choix de la méthode de résolution doit être fait. Puisque le problème est linéaire, une multitude de méthodes peuvent être appliquées. Les plus utilisées proviennent de la programmation linéaire et comprennent la programmation en nombres entiers, en nombres binaires et en variables mixtes. Cette dernière est un problème classique, étudiée depuis longtemps et a fait de grands progrès ces dernières années (Billionnet 2007).

La résolution de ce genre de programmes se base sur une procédure d'énumération implicite. Cette technique repose sur le principe général des procédures par séparation et évaluation « Branch and Bound » que nous allons exposer dans ce chapitre.

4.2 Programmation linéaire

La programmation mathématique est le nom donné aux problèmes d'optimisation liés à l'optimisation sous contraintes. Il s'agit alors de rechercher l'optimum d'une fonction de

variables, étant donné que celles-ci doivent vérifier un certain nombre d'équations et/ou d'inéquations appelées contraintes (Teghem 2003).

La programmation où à la fois la fonction à optimiser et les contraintes à respecter sont linéaires est appelée programmation linéaire (PL). La figure 4.1 visualise un problème de PL à deux variables :

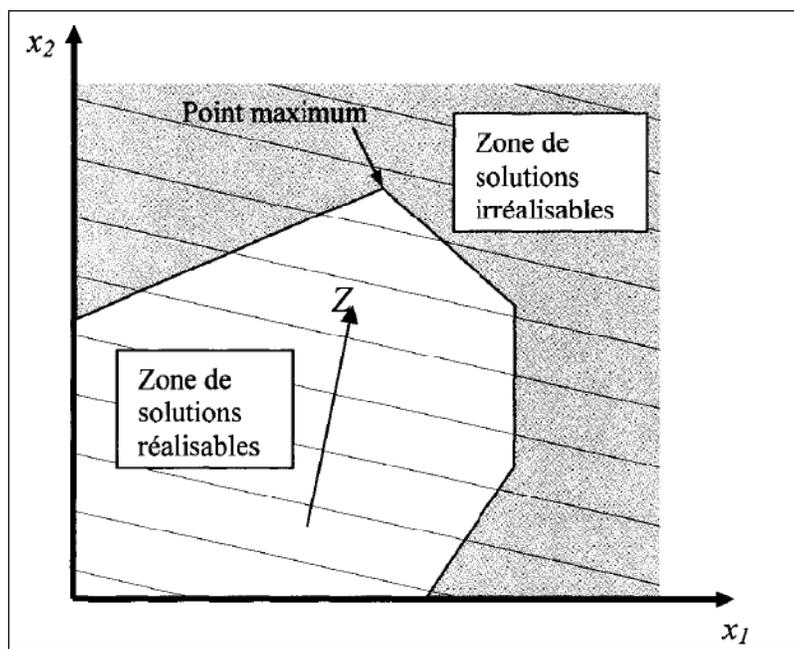


Figure 4.1 Illustration d'un problème de programmation linéaire

Tirée de Bruxelles (2005, p. 135)

Les contraintes déterminent les limites du domaine réalisable : elles le ceinturent afin d'obtenir une zone convexe. La convexité signifie que si une ligne relie deux points de la zone réalisable, elle est située entièrement dans celle-ci. La flèche indique la direction de la fonction Z à maximiser. La solution optimale est indiquée par le point maximum situé à la limite du domaine réalisable (Bruxelle 2005).

4.2.1 Définitions

Un programme linéaire peut s'écrire sous la forme générale PL1 :

$$\text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad (4.1)$$

Sous les contraintes :

$$(PL1) \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \quad i = 1, \dots, r \quad (4.2) \\ \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \leq b_i \quad i = r + 1, \dots, m \quad (4.3) \\ x_j \in R \quad j = 1, \dots, q \quad (4.4) \\ x_j \geq 0 \quad j = q + 1 \dots n \quad (4.5) \end{array} \right.$$

Avec : c_j ($j=1, \dots, n$), a_{ij} ($i=1, \dots, m$; $j=1, \dots, n$) et b_i ($i=1, \dots, m$) sont des coefficients réels, c'est-à-dire des données du problème; x_j ($j=1, \dots, n$) sont des variables, c'est-à-dire des inconnues.

L'objectif est de minimiser la fonction linéaire z . Les variables x_j ($j= 1, \dots, q$) peuvent prendre, a priori, n'importe quelle valeur réelle mais les variables x_j ($j=q+1, \dots, n$) ne peuvent prendre que des valeurs réelles positives ou nulles. Par ailleurs, les valeurs prises par les différentes variables doivent satisfaire les égalités (4.2) et les inégalités (4.3). Cette formulation d'un programme linéaire est tout à fait générale puisque le minimum d'une fonction z soumise à un ensemble de contraintes est égale à l'opposé du maximum de la fonction $-z$ soumise aux mêmes contraintes.

Tout programme linéaire peut aussi s'écrire sous les deux formes PL2 et PL3, appelées respectivement forme canonique et forme standard.

$$\text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad (4.6)$$

$$(PL2) \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \geq b_i \quad i = 1, \dots, m \quad (4.7) \\ x_j \geq 0 \quad j = 1 \dots n \quad (4.8) \end{array} \right.$$

$$\text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad (4.9)$$

$$(PL3) \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \quad i = 1, \dots, m \quad (4.10) \\ x_j \geq 0 \quad j = 1 \dots n \quad (4.11) \end{array} \right.$$

Un programme linéaire peut toujours être posé sous l'une de ces trois formes (général, canonique ou standard). Pour passer de la forme générale à la forme canonique il faut transformer les équations en inéquations, ce qui se fait de la façon suivante :

$$\sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \rightarrow \begin{cases} \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \geq b_i \\ \sum_{j=1}^n (-a_{ij}) x_j \geq (-b_i) \end{cases}$$

Il faut aussi transformer une variable réelle, non contrainte en signe, en une expression de variables réelles positives ou nulles, ce qui se fait de la façon suivante :

$$x_j \in R \rightarrow \begin{cases} x_j = x_j^1 - x_j^2 \\ x_j^1 \geq 0 \\ x_j^2 \geq 0 \end{cases}$$

Ainsi, une variable réelle peut s'exprimer comme la différence de deux variables réelles non négatives.

Pour passer de la forme générale à la forme standard, il suffit de transformer les inéquations en équations. Cela se fait à l'aide d'une variable s_i positive ou nulle, appelée variable d'écart :

$$\sum_{j=1}^n a_{ij}x_j \geq b_i \rightarrow \begin{cases} \sum_{j=1}^n a_{ij}x_j - s_i = b_i \\ s_i \geq 0 \end{cases}$$

Sous forme matricielle, le programme linéaire sous forme standard (P3) s'écrit :

$$\text{Min } cx \tag{4.12}$$

$$(P3) \left\{ \begin{array}{l} Ax = b \tag{4.13} \\ x \geq 0 \tag{4.14} \end{array} \right.$$

Avec :

$$c = (c_1, \dots, c_n); x = \begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix}; A = \begin{bmatrix} a_{11} & \cdots & a_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} & \cdots & a_{mn} \end{bmatrix}; b = \begin{bmatrix} b_1 \\ \vdots \\ b_m \end{bmatrix}$$

Toute sous-matrice carrée régulière, de dimension $m \times m$, extraite de la matrice A est appelée matrice de base du problème ou base du problème. Soit B une matrice de base. Une permutation adéquate des colonnes de A , pourra mettre A sous la forme :

$A = (B, N)$ où N est la sous-matrice de A formée des colonnes qui ne sont pas dans la matrice de base. De même, les vecteur x et c pourront être écrits sous la forme :

$$x = (x^B, x^N) \text{ et } c = (c^B, c^N)$$

Le vecteur x^B est le vecteur des variables associées aux colonnes de A qui sont dans la matrice de base, appelées variables de base. Le vecteur x^N est le vecteur des variables associées aux colonnes de A qui ne sont pas dans la matrice de base, appelées variables hors base. De la même façon, le vecteur c^B correspond aux coefficients de la fonction z associés aux variables de base et c^N correspond aux variables hors base.

Toute solution du programme linéaire vérifie le système d'équation $Ax = b$ et par suite, le système :

$$Bx^B + Nx^N = b \quad (4.15)$$

Une solution de base (associée à la base B) est la solution particulière de (4.15) obtenue en annulant toutes les variables hors base. Les variables de base sont alors déterminées, de façon unique puisque B est régulière, par la résolution du système :

$$Bx^B = b \quad (4.16)$$

La solution est alors égale à :

$$x^B = B^{-1}b \quad (4.17)$$

La solution de base obtenue est dite réalisable si toutes ses composantes sont positives ou nulles.

Une base correspondant à une solution de base réalisable est appelée base réalisable. Une solution est dite dégénérée si certaines variables de base sont nulles, c'est-à-dire si certaines composantes du vecteur $B^{-1}b$ sont nulles.

4.2.2 Algorithme du simplexe

Dantzig (1948) a proposé une méthode de résolution des problèmes de PL : l'algorithme du simplexe. Il a été une réussite importante dans le domaine de l'optimisation et engendra de nombreux développements théoriques, informatiques et pratiques (Billionnet 2007). Plusieurs logiciels permettent ainsi aujourd'hui de résoudre des programmes linéaires comportant plusieurs milliers de variables et de contraintes.

Cet algorithme permet d'obtenir une solution optimale d'un programme linéaire énoncé sous sa forme standard (P3). La présentation qui suit est une présentation général et théorique de cet algorithme (Billionnet 2007).

1. déterminer une solution de base admissible, x^B , du système $Ax = b$. Notons \mathcal{B} l'ensemble des indices de colonnes appartenant à la base B et \mathcal{N} , l'ensemble des indices des colonnes de A n'appartenant pas à B , c'est-à-dire appartenant à N ;
2. calculer $B^{-1}N$, de terme général \bar{a}_{ij} ($i \in \mathcal{B}, j \in \mathcal{N}$), et $B^{-1}b$, de terme général \bar{b}_i ($i \in \mathcal{B}$), et les coûts réduits des variables hors base, $\Delta_j = c_j - \sum_{i \in \mathcal{B}} c_i \bar{a}_{ij}$ ($j \in \mathcal{N}$);
3. si, pour tout $j \in \mathcal{N}, \Delta_j \geq 0$, alors la solution de base considérée est optimale. Dans le cas contraire, soit $J \subset \mathcal{N}$ l'ensemble des indices j tels que $\Delta_j < 0$;
4. si, pour au moins un indice j de J , $\bar{a}_{ij} \leq 0 \forall i \in \mathcal{B}$, alors il n'y a pas de solution optimale finie. Dans le cas contraire, déterminer l'indice e tel que $\Delta_e = \min\{\Delta_j : j \in J\}$ (critère d'entrée dans la base ou le premier critère de Dantzig) et déterminer s tel que $\bar{b}_s / \bar{a}_{se} =$

$\min\{\bar{b}_k/\bar{a}_{ke} : k \in \mathcal{B} \text{ et } \bar{a}_{ke} > 0\}$ (critère de sortie de la base ou deuxième critère de Dantzig);

5. considérer la nouvelle matrice de base formée, à partir de B, en remplaçant la colonne d'indice s par la colonne d'indice e. Appelons de nouveau B cette matrice de base et N la matrice hors base associée. Retour en 2.

Plus récemment, en 1984, Karmarkar a proposé un algorithme polynomial pour la résolution des PL qui a connu plusieurs variantes appelées méthodes de point intérieur et elles peuvent, sur certains problèmes, être beaucoup plus efficaces que l'algorithme du simplexe. Les logiciels récents proposent à la fois des algorithmes fondés sur la méthode du simplexe et des méthodes de point intérieur.

Dans de nombreuses situations, les variables du problème doivent prendre des valeurs entières. Dans ce cas, des nouvelles contraintes dites contraintes d'intégrité sont ajoutées au modèle afin d'imposer des valeurs entières aux variables. Ce type de programme est appelé programme linéaire en variables entières (PLVE).

4.3 Programmation linéaire en variables entières

La programmation en nombre entier est un cas particulier de la programmation linéaire dans lequel une contrainte supplémentaire est ajoutée. Un programme linéaire en nombre entier comportant n variable de décision peut être posé de la même façon qu'un programme linéaire mais il doit contenir une nouvelle condition aux contraintes qui impose que les variables x_j soient des nombres entiers. Le modèle est alors écrit sous la forme :

$$\text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad (4.18)$$

$$\sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \quad i = 1, \dots, r \quad (4.19)$$

$$\sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \leq b_i \quad i = r + 1, \dots, m \quad (4.20)$$

$$x_j \in R \quad j = 1, \dots, q \quad (4.21)$$

$$x_j \geq 0 \quad j = q + 1 \dots p \quad (4.22)$$

$$x_j \in N \quad j = p + 1 \dots n \quad (4.23)$$

(PLVM) {

Dans le cas où $q = p = 0$, toutes les variables sont entières et le programme est appelé « programme linéaire totalement en nombre entier », dans le cas contraire le programme est appelé « programme en nombre entier mixte ».

La figure 4.2 illustre les solutions admissibles pour un problème de programmation en nombre entier à deux dimensions (cas de maximisation). Comme pour la programmation linéaire, les contraintes spécifient les limites du domaine réalisable en le ceinturant.

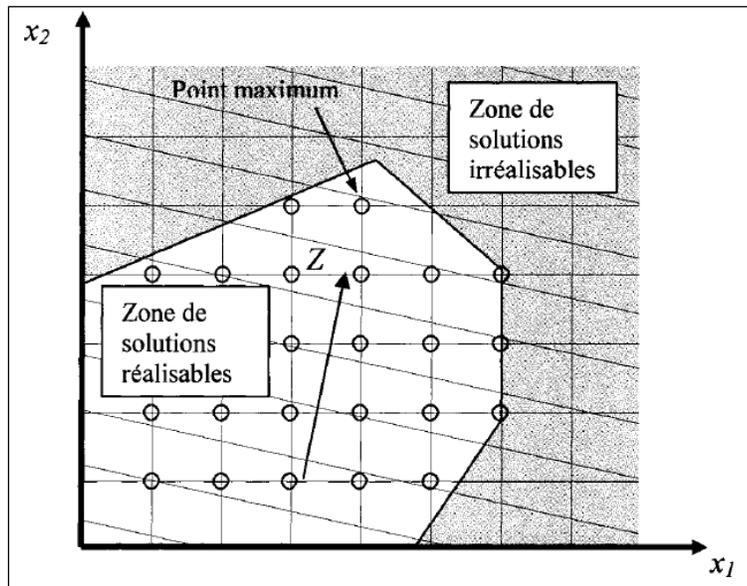


Figure 4.2 Illustration d'un problème de programmation en nombre entier
Tirée de Bruxelles (2005, p. 138)

La résolution d'un programme en nombre entier se base sur une méthode d'énumération implicite. Cette technique repose sur le principe général des procédures par séparation et évaluation « Branch and Bound ». Un arbre de recherche est associé à ces procédures. Chaque nœud de l'arbre correspond au problème initial auquel est ajouté un certain nombre de contraintes de borne sur les variables. L'évaluation en chaque nœud de l'arbre de recherche est égale à la valeur optimale de la relaxation continue du programme linéaire en variables entières correspondant. Cette évaluation donne une borne inférieure de la solution du problème en variables entières associé (Billionnet 2007). Le paragraphe qui suit présente une présentation générale de l'algorithme « Branch and Bound ».

4.3.1 Présentation de l'algorithme « Branch and Bound »

Les méthodes de « Branch and Bound » sont essentiellement constituées des trois éléments principaux suivants:

Procédure de séparation

Cette procédure déterminera, à chaque fois qu'il sera nécessaire de séparer un sous ensemble de solutions, le nombre de nouveaux sous-ensembles à considérer et comment les constituer. Le nombre de sous ensembles créés n'est pas nécessairement identique à chaque séparation, il peut dépendre du résultat de l'analyse du sous problème parent.

Procédure d'évaluation

Cette procédure consiste à analyser un sous problème : pour l'essentiel, cette analyse vise à évaluer la valeur optimale de la fonction objectif du sous problème, plus précisément à déterminer une borne inférieure de cette valeur.

Procédure de cheminement

Cette procédure indique quels sous ensemble analyser et dans quel ordre. Bien évidemment, il est souhaitable d'examiner le moins de sous ensembles possibles : certains d'entre eux pourront ne pas être séparés car, par exemple, leur analyse mettra en évidence qu'ils ne contiennent pas de solutions meilleures que celles déjà trouvées. Un tel sous ensemble - ou le nœud correspondant de l'arborescence - est alors sondé ou bien encore que cette branche de l'arborescence est élaguée. C'est parce que certains sous ensembles de solutions ne devront pas être examinés explicitement que les méthodes Branch and Bound sont appelées méthodes d'énumération implicite.

Lorsqu'un nœud de l'arborescence est sondé, il conviendra de remonter dans l'arborescence vers un autre nœud situé à un niveau inférieur ou égale dans l'arborescence.

4.3.2 Adaptation à un programme linéaire en variables mixtes

Une autre variante de la programmation linéaire est souvent utilisée quand certaines variables sont entières (ou binaires) et d'autres sont réelles. Ce type de programme est appelé programme linéaire en variables mixtes (PLVM) et c'est celui que nous avons utilisé pour la modélisation présentée au chapitre 3.

La procédure d'énumération implicite présentée pour les programmes en variables entières, s'adapte facilement aux problèmes en variables mixtes. Dans notre cas, les variables entières du problème sont toutes binaires, donc au niveau de la séparation, nous aurons toujours deux sous ensembles :

- un sous ensemble ou la valeur de la variable binaire $x_j = 0$;
- un sous ensemble ou la valeur de la variable binaire $x_j = 1$.

La résolution du sous problème relaxé avec l'algorithme du simplexe permettra de déterminer si ce sous ensemble va être sondé ou séparé.

4.3.3 Logiciel de résolution

Nous avons utilisé le logiciel LINGO, développé par LINDO SYSTEMS INC (LINDO 2011). C'est un langage de modélisation mathématique conçu en particulier pour la formulation et la résolution d'une variété de problèmes d'optimisation, y compris la programmation linéaire, programmation en nombres entiers et la programmation non linéaire.

CHAPITRE 5

MISE EN ŒUVRE DU PROGRAMME D'OPTIMISATION

Le programme développé permet :

- pour la conception d'un réseau neuf en projet, la mise en œuvre des PGO en utilisant les possibilités de rétention disponibles pour chaque sous bassin versant du site. Ce faisant, le coût du projet sera minimal;
- pour un réseau existant, qui est le siège de dysfonctionnements (pour un orage de fréquence de retour donnée) tels que la mise en charge des canalisations voire des débordements, définir les mesures curatives à coût minimal pour le ramener à un écoulement à surface libre, ces mesures sont la combinaison optimale de :
 - la mobilisation des possibilités de rétention nécessaire et disponible dans les différents sous-bassins versants du site;
 - la réduction de la rugosité (amélioration du coefficient de Manning) par divers mesures, de chemisage, tubage ou simple nettoyage;
 - le redimensionnement des tronçons problématiques.

Pour illustrer la mise en œuvre du programme, nous avons considéré :

- un réseau théorique synthétique selon différents scénarios.

Cette application illustrera principalement la méthodologie pour un nouveau réseau auquel on souhaite appliquer les PGO afin d'optimiser son coût de construction.

- un réseau réel dans l'arrondissement Verdun à Montréal qui est objet à de nombreux dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux.

Dans ce cas d'écoulements en charge, le programme permet de définir la meilleure combinaison entre capacité de rétention, réhabilitation et redimensionnement de collecteurs qui conduit à un écoulement gravitaire à surface libre avec un coût minimal.

Un nombre de contraintes doit cependant être vérifiées pour :

- assurer des écoulements à surface libre à l'intérieur des conduites;
- respecter certaines règles de conception des réseaux;
- s'adapter aux disponibilités des volumes de rétention sur chaque sous-bassin.

5.1 Indice de performance hydraulique

Pour évaluer la capacité hydraulique du réseau, nous avons calculé pour chaque tronçon, l'indice de performance hydraulique que nous définissons avec précision à l'annexe II.

Cet indice de performance hydraulique est donné par la relation (Bennis, Bengassem et al. 2003):

$$N_i = N_{min} + (N_{max} - N_{min}) \frac{H_i}{PR_i} \quad (5.1)$$

Où

N_i : est la cote allouée au tronçon i , elle varie de $N_{min} = 0$ à $N_{max} = 100$;

H_i : est la hauteur de mise en charge maximale dans le regard situé juste en amont du tronçon i quand le bassin drainé est sollicité par la pluie de projet (par exemple 1/5 ans);

PR_i : est la profondeur d'enfouissement de la conduite mesurée à partir de la surface du sol jusqu'à la couronne amont du tronçon i .

Quand $H_i = PR_i$ (dans l'équation 5.1), ceci signifie que la hauteur de mise en charge a atteint la surface du sol et que la conduite déborde, dans ce cas, $N_i = N_{max} = 100$.

À l'opposé, quand la hauteur de mise en charge $H_i = 0$, $N_i = N_{\min} = 0$, l'écoulement se fait à surface libre et la conduite est hydrauliquement adéquate.

Entre ces deux extrêmes, la note N_i exprime directement le degré de mise en charge de la conduite exprimé en pourcentage de la profondeur d'enfouissement au regard amont

5.2 Coûts

Avant l'application du programme d'optimisation, il faut en fonction du site, définir les coûts unitaires associés à chaque type d'intervention.

5.2.1 Coûts unitaires associés à la construction des bassins de rétention

Suite à une enquête sommaire et après consultation de divers intervenants dans le milieu, nous avons établi que les coûts de construction des bassins de rétention des eaux de pluies, varient entre 70\$ et 100\$ le mètre cube. Cet intervalle a été cependant établi pour des grands bassins à ciel ouvert. Il est important de noter que ces prix incluent les équipements associés à la rétention, tels des puisards, des conduites et des stations de pompages sans inclure les prix de terrains. De plus, il faut signaler que le volume de rétention est souvent plus petit que le volume excavé, car les niveaux piézométriques à protéger sont plus bas que le niveau du terrain récepteur. Quant aux pentes d'excavations, elles doivent être relativement « douces » pour que le terrain soit stable.

Dans nos simulations, nous avons adopté cet intervalle pour le calcul des volumes nécessaires de rétention.

5.2.2 Coûts unitaires associés à l'amélioration des conditions d'écoulement dans les conduites

Ces coûts, exprimés au mètre linéaire de conduites comprendront les coûts d'intervention dans le réseau, de chemisage ou tubage ou simple curage selon le cas. Ces coûts seront exprimés en % du coût de changement de conduite ci après.

Dans nos simulations, nous avons fixé ce pourcentage à 10 % pour toutes les interventions faute de disponibilité de données.

5.2.3 Coûts unitaires associés aux changements de conduites

Ces coûts exprimés au mètre linéaire de conduites qui dépendent du diamètre et de la nature des canalisations qui seront utilisées, comprendront en plus de la fourniture, le transport et la pose, les coûts des terrassements déblais des et remblais, les lits de pose et regards d'entretien.

Ils comprendront aussi les coûts de démolitions des chaussées et des conduites en place et l'évacuation des gravats à la décharge ainsi que les coûts liés à la réfection des chaussées et au maintien de la permanence du service de desserte des riverains, par l'accueil de leurs rejets pendant les travaux.

Ils comprendront enfin les coûts de ventilation et/ou protection pour limiter les impacts olfactifs sur les riverains pendant les travaux.

Nous prendrons comme hypothèse que toutes les conduites du réseau sont circulaires et en béton. Le tableau 5.1 contient les différents coûts. Ces coûts sont établis suivant trois scénarios : minimal, probable et maximal.

Tableau 5.1 Coût de redimensionnement des conduites par mètre linéaire

	Coût (\$)		
	Minimal	Probable	Maximal
750	1850	4010	7000
900	2000	4310	7500
1050	2125	4590	8000
1200	2250	4875	8500
1350	2750	5430	9000
1500	5600	7500	9400
1650	5800	7800	9800
1800	6300	8300	10300
2100	7500	9500	11500

Dans nos simulations nous avons adopté les coûts probables de ce tableau.

5.3 Présentation générale des applications

Une fois mis au point, le programme a été appliqué, dans un premier temps, sur un réseau théorique, de 13 sous-bassins versants (de 2 à 10 ha avec un total de 67 ha), conçu avec des débits correspondants à un coefficient de ruissellement de 0,3 et une fréquence d'orages quinquennale. Les écoulements dans ce réseau sont ainsi gravitaires sans refoulements pour cette période de retour de conception.

Afin de représenter l'impact de l'urbanisation, nous avons simulé dans ce réseau l'écoulement des débits engendrés par des coefficients de ruissellement de 0,5, il s'en suit des refoulements et débordements dans le réseau conçu avec $C=0,3$.

Le modèle mis au point a alors été utilisé pour redresser la situation en testant quatre scénarios, où l'on a examiné les conséquences sur les actions de réhabilitation à entreprendre et leur coût, selon l'importance :

- des volumes de rétention maximale disponible dans les bassins;
- des débits de fuite sortant des bassins de rétention.

Ce réseau théorique illustre la possibilité pour le programme, de faire le design d'un nouveau réseau, calé sur la base des conditions urbanistiques et d'habitat actuels ($C = 0,3$), et de simuler son fonctionnement avec ce programme pour définir les mesures de rétention à prévoir dès le départ pour faire face à l'évolution dans le temps (par densification de l'habitat et accroissement de l'urbanisation) que connaîtront les ruissellements ($C = 0,5$).

Dans un deuxième temps, le programme a été appliqué sur un réseau unitaire existant à la grande ville de Montréal, à l'arrondissement de VERDUN, qui cause de nombreux troubles par ses refoulements et débordements.

La réhabilitation de ce réseau a été analysée pour 5 périodes de retour des orages pluviaux : 3 mois, 2 ans, 5 ans, 10 ans et 25 ans et en tenant compte des capacités réelles de rétention de chaque bassin versant.

5.4 Applications

5.4.1 Réseau synthétique

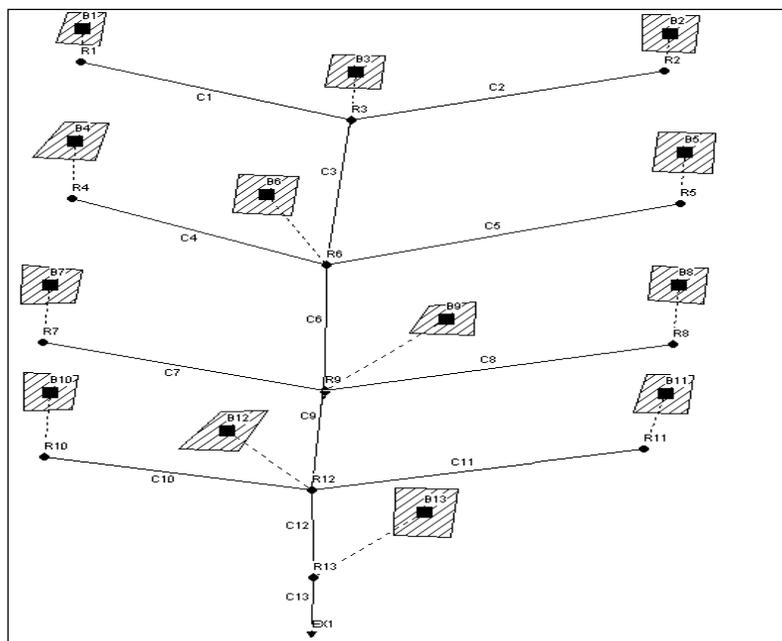


Figure 5.1 Réseau synthétique

Le bassin synthétique est constitué de treize (13) sous-bassins de drainage (Figure 5.1) dont la superficie varie entre 2 ha et 10 ha pour un total de 67 ha. Le tableau 5.2 contient les caractéristiques de chaque sous bassin :

Tableau 5.2 Caractéristiques du réseau synthétique

Sous-bassin	A_i	C_i	S_{0i}	L_i	t_{ei}
(-)	(ha)	(-)	(-)	(m)	(min)
1	8	0,3	0,01	400	52,16
2	2	0,3	0,01	200	36,88
3	9	0,3	0,01	424,26	53,72
4	10	0,3	0,01	447,21	55,15
5	3	0,3	0,01	244,95	40,82
6	2	0,3	0,01	200	36,88
7	4	0,3	0,01	282,84	43,86
8	8	0,3	0,01	400	52,16
9	5	0,3	0,01	316,23	46,38
10	3	0,3	0,01	244,95	40,82
11	4	0,3	0,01	282,84	43,86
12	2	0,3	0,01	200	36,88
13	7	0,3	0,01	374,17	50,45

Où :

A_i : Superficie du sous-bassin versant i ;

C_i : Coefficient de ruissèlement du sous bassin i ;

S_{0i} : Pente moyenne sous bassin i ;

L_i : Largeur du sous bassin i ;

$$L_i = 2 \times \sqrt{\frac{A_i}{2}}$$

t_{ei} : Temps de concentration du sous bassin i .

Nous avons supposé que tous les sous bassins ont le même coefficient de ruissèlement (0,3) et la même pente moyenne (1%). Cette supposition nous aidera à mesurer l'impact de la variation du coefficient de ruissèlement sur le coût de réhabilitation par rapport à la même base.

Le temps de concentration a été calculé par la formule de FAA (Federal Aviation Agency) :

$$t_{ei} = 3,26 \times (1,1 - C_i) \times \frac{\sqrt{L_i}}{S_i^{0,333}} \quad (6.1)$$

Nous avons conçu le réseau selon les règles de l'art, avec une pluie de période de retour cinq ans (Figure 5.2). Le tableau 5.3 contient les caractéristiques du réseau conçu où l'on représente pour chacun des tronçons, la longueur, la pente et le diamètre commercial de conception.

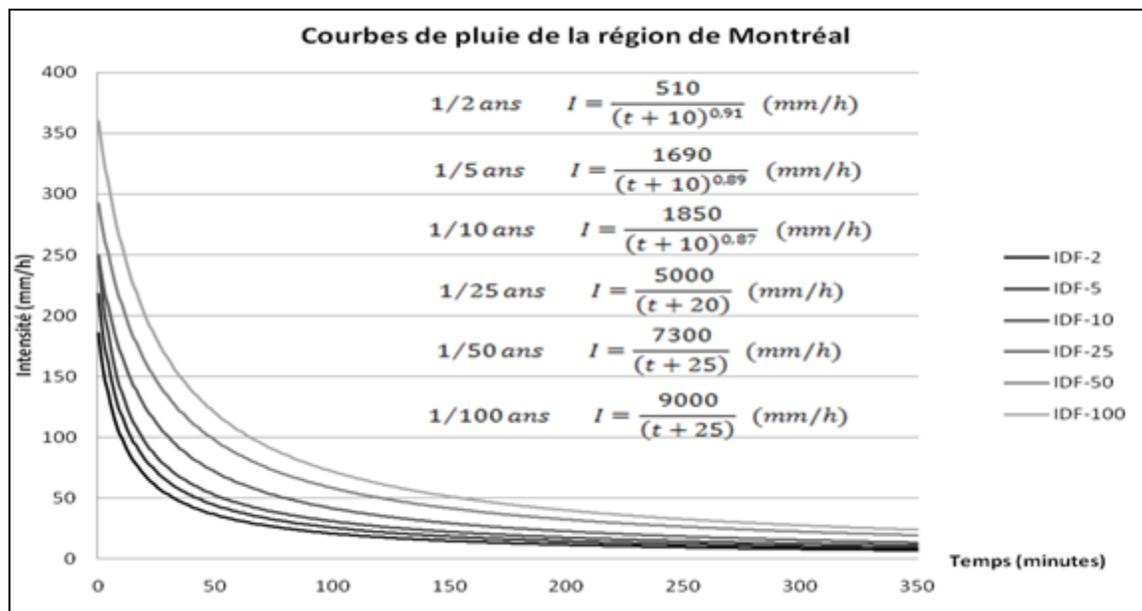


Figure 5.2 Courbes IDF de la région de Montréal
Adaptée d'Osseyrane (2006)

Tableau 5.3 Caractéristiques du réseau conçu

Tronçon	Longueur conduite	S_o	D_{i commercial}
(-)	(m)	(-)	(m)
1	200	0,01	0,6
2	100	0,01	0,38
3	210	0,01	0,75
4	230	0,01	0,6
5	120	0,01	0,38
6	100	0,01	0,9
7	140	0,01	0,45
8	200	0,01	0,6
9	160	0,01	1,05
10	120	0,01	0,38
11	140	0,01	0,45
12	100	0,01	1,05
13	180	0,01	1,05

Afin de simuler l'impact de l'urbanisation sur les débits et les volumes de ruissellement, nous avons majoré les coefficients de ruissellement des différents sous bassins versants puis nous avons calculé l'indice de performance hydraulique de chacune des conduites (tableau 5.4).

Tableau 5.4 Indice de performance hydraulique du réseau urbanisé

Tronçon	$Q_{i\ 0,3}$	$Q_{i\ 0,5}$	$IPH_{0,3}$	$IPH_{0,5}$
(-)	(m^3/s)	(m^3/s)	(%)	(%)
1	0,288	0,591	0	18,08
2	0,092	0,187	0	21,85
3	0,669	1,375	0	78,82
4	0,345	0,71	0	69,19
5	0,129	0,263	0	100
6	1,153	2,363	0	43,75
7	0,163	0,334	0	47,01
8	0,288	0,591	0	18,08
9	1,716	3,512	0	63,05
10	0,129	0,263	0	100
11	0,163	0,334	0	47,01
12	1,996	4,071	0	64,23
13	2,2	4,473	0	100

On rappelle que l'indice de performance hydraulique (IPH) est exprimé en pourcentage de la mise en charge d'une conduite par rapport à sa profondeur d'enfouissement. Quand $IPH = 0\%$, l'écoulement se fait à surface libre pour le débit de design et la conduite est très performante hydrauliquement. À l'inverse, quand $IPH = 100\%$, la mise en charge atteint la surface du sol et la conduite déborde dans la rue.

L'indice de performance hydraulique de toutes les conduites du réseau est nul quand le coefficient de ruissellement égale 0,3 ($IPH_{0,3}$). En effet, c'est avec ce coefficient de ruissellement que les conduites ont été conçues pour drainer les débits générés sans mise en charge. Par contre, quand le coefficient de ruissellement augmente à 0,5, la plupart des conduites se mettent en charge et trois entre elles (5, 10 et 13) débordent sur la chaussée ($IPH_{0,5}$).

Nous allons essayer de proposer une solution pour éliminer les mises en charge et les inondations tout en respectant les contraintes relatives à chaque scénario.

5.4.1.1 Scénario 1 : Rétention sans borne supérieure

Pour le premier scénario, nous avons essayé d'éliminer les mises en charge en utilisant le programme d'optimisation présenté au chapitre 3. Dans ce premier scénario, nous n'avons mis aucune contrainte sur la disponibilité des volumes de rétention en amont de chacune des conduites de drainage. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 Rétention sans borne supérieure

	SC1 (Pas de mises en charge)					
Tronçon	Q_i	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³ /s)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
1	0	1388	non	non	18,08	0
2	0,152	59	non	non	21,85	0
3	0,652	0	non	non	78,82	0
4	0,532	443	non	non	69,19	0
5	0,152	203	non	non	100	0
6	0,187	0	non	non	43,75	0
7	0,247	171	non	non	47,01	0
8	0,337	598	non	non	18,08	0
9	0,401	0	non	non	63,05	0
10	0,152	203	non	non	100	0
11	0,247	171	non	non	47,01	0
12	0,187	0	oui	non	64,23	0
13	0,53	0	oui	non	100	0
Coût (\$)	377 106,60 \$					

Le débit Q_i présenté dans la deuxième colonne du tableau 5.5 est le nouveau débit de pointe qui sera généré après la rétention du volume V_i présenté à la troisième colonne. La solution obtenue propose de retenir des volumes pouvant atteindre 1388 m³ dans les différents sous-

bassins versants. De plus, la réhabilitation des deux conduites situées à l'extrémité aval du réseau est nécessaire pour drainer convenablement les débits provenant de l'amont. Par ailleurs, pour certaines conduites performantes hydrauliquement, aucune rétention ou réhabilitation n'est nécessaire.

Dans ce scénario, aucun redimensionnement n'est requis. En effet, les coûts de redimensionnement étant assez importants par rapport aux coûts de rétention et de réhabilitation. Le programme d'optimisation favorise systématiquement la rétention dont le volume est considéré par ailleurs illimité. Le coût global de l'intervention pour ramener tous les IPH à zéro (dernière colonne) est d'environ 380 000 \$.

5.4.1.2 Scénario 2 : Limitation du débit post développement à l'exutoire

Il est de pratique courante dans plusieurs municipalités d'imposer aux promoteurs que le débit post développement ne dépasse pas le débit initial avant urbanisation pour une pluie de projet donnée. Afin d'analyser ce scénario, on a introduit une contrainte qui impose un débit à l'exutoire au plus égale au débit qui est généré avec le coefficient de ruissellement 0,3 (tableau 5.6).

Tableau 5.6 Limitation du débit post développement à l'exutoire

	SC2 (Q exutoire = Q exutoire 0,3)					
Tronçon	Q _i	V _i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³ /s)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
1	0	1388	non	non	18,08	0
2	0,152	59	non	non	21,85	0
3	0	1575	non	non	78,82	0
4	0,532	443	non	non	69,19	0
5	0,152	203	non	non	100	0
6	0,016	284	non	non	43,75	0
7	0,247	171	non	non	47,01	0
8	0	1388	non	non	18,08	0
9	0,401	0	non	non	63,05	0
10	0,152	203	non	non	100	0
11	0,247	171	non	non	47,01	0
12	0,187	0	non	non	64,23	0
13	0,53	0	non	non	100	0
Coût (\$)	428 944,70 \$					

Les indices de performances obtenus après optimisation sont nuls pour toutes les conduites. Ce qui prouve que les écoulements se font à surface libre dans tout le réseau.

La rétention a été encore favorisée par rapport au redimensionnement et à la réhabilitation des conduites. En effet, mise à part les coûts abordables de la rétention, l'augmentation de la capacité hydraulique des conduites par le biais du redimensionnement ou de la réhabilitation permet l'élimination des mises en charge et éventuellement les refoulements mais, cette augmentation ne permet pas de satisfaire la contrainte de limitation de débit à l'exutoire. Ainsi les conduites 12 et 13 qui faisaient l'objet d'une réhabilitation pour augmenter leur capacité hydraulique dans le scénario précédant sont gardées tel quel dans le scénario actuel.

Comme on peut le remarquer, le volume total retenu sur tout le bassin versant avec cette nouvelle contrainte est de 5885 m³, comparativement à 3235 m³ dans le scénario précédant,

soit une augmentation de 82 %. Par ailleurs, le coût total de l'intervention est passé d'environ 380 000 \$ à 430 000 \$, soit une augmentation de l'ordre de 13,5 %.

5.4.1.3 Scénario 3 : Limitation du débit post développement issu de chaque sous-bassin

Pour ce scénario, nous avons imposé une contrainte plus sévère au niveau environnementale dans le sens où le débit post développement doit être observé localement pour chaque sous bassin et non globalement sur le bassin total comme dans le scénario 2. Ainsi le contrat actuel consiste à limiter le débit $Q_{i,0,5}$ généré par chaque sous-bassin, au débit $Q_{i,0,3}$. Cette contrainte assurera, dans toutes les conduites du réseau, un débit de pointe au plus égale au débit provenant des sous bassins quand le coefficient de ruissellement était 0,3 (tableau 5.7).

Tableau 5.7 Limitation du débit post développement issu de chaque sous bassin

Tronçon	SC3 ($Q_i = Q_{i,0,3}$)					
	Q_i	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m^3/s)	(m^3)	(-)	(-)	(%)	(%)
1	0,288	712	non	non	18,08	0
2	0,092	158	non	non	21,85	0
3	0,317	809	non	non	78,82	0
4	0,345	907	non	non	69,19	0
5	0,129	246	non	non	100	0
6	0,092	158	non	non	43,75	0
7	0,163	337	non	non	47,01	0
8	0,288	712	non	non	18,08	0
9	0,196	429	non	non	63,05	0
10	0,129	246	non	non	100	0
11	0,163	337	non	non	47,01	0
12	0,092	158	non	non	64,23	0
13	0,258	617	non	non	100	0
Coût (\$)	451 774,50 \$					

La limitation du débit issu de chaque sous bassin nécessite une rétention sur tous les points du réseau. En effet, pour atteindre les débits post développement, chaque sous bassin doit

retenir l'eau produite par le débit résiduel pendant la durée de la pluie. Ceci explique le non recours à la réhabilitation ou au redimensionnement des conduites.

Le volume total d'eau retenu sur tout le bassin versant est 5825 m^3 . Ce volume est inférieur à celui retenu pour le scénario précédant, 5885 m^3 , même si le coût global de la rétention est supérieur. Ceci est dû, d'une part, à la différence de coût unitaire de rétention sur les différents sous bassins et, d'autre part, aux coefficients de laminage des débits. D'ailleurs, plus le sous bassin est situé loin en aval, plus le coefficient de laminage se rapproche de l'unité. Dès lors, une rétention dans ce sous bassin aura plus d'impact sur le débit total transitant dans la conduite.

5.4.1.4 Scénario 4 : Rétention avec borne supérieure

Pour ce scénario, nous avons travaillé avec le programme complet, présenté dans le chapitre 3. Les volumes de rétention disponibles ne sont pas infinis et sont donc limités, comme il est souvent le cas en pratique.

Dans un premier temps, on a éliminé la possibilité de réhabilitation ou du redimensionnement des conduites pour évaluer la nouvelle performance hydraulique de chaque conduite en n'utilisant que la rétention disponible. Le tableau 5.8 contient les résultats obtenus.

Tableau 5.8 Intervention avec les volumes de rétention disponibles

Tronçon	SC4 (volumes rétention limités)						
	$V_{i \max}$	Q_i	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³ /s)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
1	400	0,421	400	non	non	18,08	0
2	350	0	311	non	non	21,85	0
3	450	0,465	450	non	non	78,82	0
4	300	0,59	300	non	non	69,19	20,12
5	350	0,072	350	non	non	100	0
6	100	0,127	100	non	non	43,75	0,09
7	150	0,258	150	non	non	47,01	4
8	200	0,506	200	non	non	18,08	0
9	250	0,282	250	non	non	63,05	5,25
10	0	0,263	0	non	non	100	100
11	200	0,232	200	non	non	47,01	0
12	250	0,034	250	non	non	64,23	15,26
13	200	0,442	200	non	non	100	51,01
Coût (\$)	249 920,00 \$						

La rétention a permis d'améliorer les indices de performance de la plupart des conduites. En effet, les problèmes de refoulements observés au niveau des conduites 5 et 13 ont été réglés, les mises en charges dans les autres conduites ont diminué. Par contre, compte tenu de la limitation de la rétention, la conduite 10 affiche toujours un IPH = 100% indiquant que le problème demeure entier à cet endroit.

Du moment que la rétention seule ne peut éliminer tous les refoulements du réseau, nous avons envisagé le recours à la réhabilitation ou au redimensionnement lorsqu'ils sont nécessaires (tableau 5.9).

Tableau 5.9 Volumes de rétention limités et possibilité d'amélioration de la capacité hydraulique

SC4 (pas de mises en charge et volumes de rétention limités)							
Tronçon	$V_{i \max}$	Q_i	V_i	Réhab	Redim	IPH _{après}	IPH _{avant}
(-)	(m ³)	(m ³ /s)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
1	400	0,421	400	non	non	0	18,08
2	350	0	311	non	non	0	21,85
3	450	0,465	450	non	non	0	78,82
4	300	0,59	300	oui	non	0	69,19
5	350	0,072	350	non	non	0	100
6	100	0,127	100	oui	non	0	43,75
7	150	0,309	49	oui	non	0	47,01
8	200	0,506	200	non	non	0	18,08
9	250	0,282	250	oui	non	0	63,05
10	0	0,263	0	non	oui (1)	0	100
11	200	0,247	171	non	non	0	47,01
12	250	0,091	160	oui	non	0	64,23
13	200	0,53	0	non	oui (1)	0	100
Coût (\$)	1 787 750,00 \$						

En plus d'une utilisation quasi-totale des volumes de rétention disponibles, cinq conduites doivent être réhabilitées et deux autres conduites doivent être redimensionnées.

Une élimination complète des mises en charge nécessitera alors un coût d'environ 1800 000 \$, soit une augmentation de l'ordre de 380 % par rapport au coût nécessaire lorsque la rétention était illimitée. Cette différence importante de coût illustre l'avantage de la rétention, quand elle est possible, par rapport aux autres méthodes classiques d'intervention. De plus, la rétention améliore le comportement hydraulique de la conduite située directement en aval ainsi que toutes les autres conduites. Par contre, la réhabilitation et le redimensionnement d'une conduite améliorent la performance de la dite conduite mais risque de créer des problèmes plus loin en aval.

5.4.1.5 Conclusion

Les conclusions qui peuvent être déduites de ce premier cas sont :

- la solution la moins coûteuse est celle où le volume de rétention disponible n'est pas limité dans ce cas, le volume de rétention global nécessaire est minimum ainsi que le coût global du retour à l'écoulement gravitaire (respectivement 3 236 m³ et 377 k \$);
- par contre, dès que la rétention est limitée, le recours à la réhabilitation et au redimensionnement est très pénalisant en terme de coût (1780 k \$).

5.4.2 Cas du réseau de Verdun

Le bassin problématique qui a fait l'objet d'étude de cas réel dans ce travail est celui du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun à Montréal présenté dans la figure 5.3. Ce bassin est desservi par un réseau unitaire, limité à l'ouest par le canal de l'aqueduc et l'usine de filtration de la Ville de Montréal et inclut une partie du terrain occupé par cette usine. Au nord, le secteur est délimité par le territoire de la Ville de Montréal, au sud par la 1^{re} avenue et à l'Est par le fleuve Saint-Laurent. Le bassin est d'une superficie totale de 177 ha, avec une pente moyenne de 1 %. Le bassin comprend 41,4 hectares de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135,7 hectares de surfaces dont le pourcentage d'imperméabilité est de 38,5%.

Le réseau possède une capacité hydraulique limitée causant des mises en charge et des inondations à une fréquence plus grande que celle préconisée par les règles de l'art dans la conception des nouveaux réseaux. D'une façon générale, la municipalité subit de 3 à 4 inondations par année qui font l'objet de 60 à 80 réclamations dont le coût unitaire varie entre 1 000 \$ et 60 000 \$ (Dion 2006).

Les eaux collectées par le réseau s'acheminent à la station de pompage Réhaume. En temps de pluie, cette structure de régulation peut intercepter un débit potentiel maximal de 4.25 m³/s, correspondant à un débit de pluie de récurrence une fois par année. Ce débit est rarement intercepté car la Ville de Montréal commence à fermer les vannes dès que le niveau dans l'intercepteur dépasse le seuil de 95 % du diamètre. Dès lors, la fréquence des déversements des eaux provenant du réseau en temps de pluie, dépasse la valeur prescrite par la directive 004 du Ministère du Développement Durable, Environnement et Parcs. Il faut rappeler que cette directive prescrit un débordement par mois pour les eaux courantes et un débordement par deux mois pour des eaux stagnantes durant la période estivale du 1 mai au 31 octobre (Tableau 5.10). À titre d'exemple, au cours des années 1997, 1998 et 1999, la municipalité a enregistré respectivement 14, 10 et 14 déversements au droit de la station de pompage Rhéaume, ce qui est largement supérieur à la limite permise (Ayadi 2010).

Tableau 5.10 Objectifs environnementaux des rejets du MDDEP

Usages à protéger	Période critique	Objectifs environnementaux de rejets (OER)	
		Zones lotiques	Zones lenticques
Prises d'eau potable	À l'année	Aucun débordement à moins d'un KM en amont	
Zones de cueillette de mollusques			
Contact direct	1 Juin au 30 Septembre ou 1 Mai au 31 Octobre	Maximum un débordement par mois	Maximum un débordement par deux mois
Contact indirect	1 Mai au 31 Octobre		
Contact visuel	1 Mai au 31 Octobre		
Salubrité	1 Mai au 30 Novembre		
Irrigation	Selon les besoins	Selon le jugement professionnel	
Abreuvement de bétail			
Vie aquatique	À l'année	Aucun débordement sur le site de frai ou immédiatement en amont	

Afin de pallier à ces dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux, nous avons mis en œuvre la méthodologie développée dans le chapitre 3 pour réduire la fréquence des inondations ainsi que la fréquence des déversements des eaux polluées.

Compte tenu du fait que le réseau d'étude est étalé, nous avons fait une simulation hydraulique préliminaire à l'aide de SWMM5 pour focaliser notre étude sur le secteur problématique de point de vue refoulement. Cette étude a démontré, en accord avec les plaintes historiques rapportées, que la plupart des inondations sont localisées dans la portion du réseau présentée sur la figure 5.4.

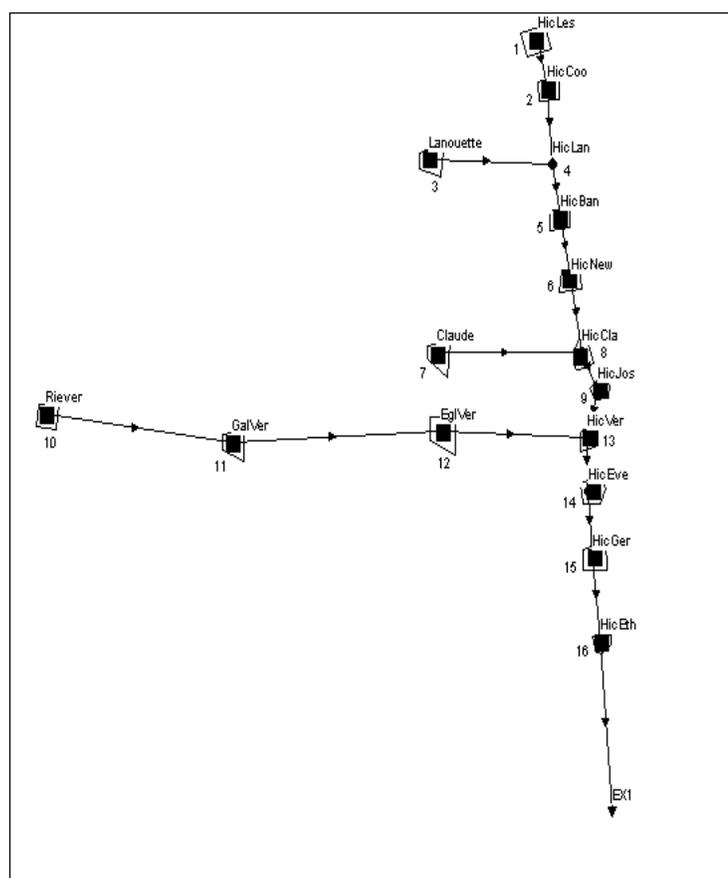


Figure 5.4 Portion retenue de réseau du secteur 1 de Verdun

La portion retenue du réseau draine une superficie totale de 60 ha. Elle est subdivisée en 15 sous-bassins versants. Les paramètres de chaque sous-bassin versant ainsi que les caractéristiques des conduites de drainage sont présentés dans le tableau 5.11. Les tronçons de conduite sont identifiés par le nom de la rue ou l'intersection des rues où ils sont placés.



Tableau 5.11 Les paramètres du bassin-versant

Tronçon	Longueur conduite	Coefficient de Manning	A_i	S_{0i}	t_{ei}	C_i	$D_{i \text{ posé}}$	G_i
(-)	(m)	(-)	(ha)	(-)	(min)	(-)	(m)	(m)
HicLes	86,3	0,02	5,38	0,93%	35	0,5	0,65	1,53
HicCoo	84,7	0,02	3,64	0,24%	35	0,5	0,87	1
Lanouette	234,7	0,02	2,37	1,23%	35	0,5	0,58	1,81
HicLan	86	0,02	0	0,21%	35	0,5	1,3	0,43
HicBan	88,4	0,02	5,7	0,35%	35	0,5	1,3	1,22
HicNew	83,8	0,02	3,38	0,36%	35	0,5	1,3	1,53
Claude	243	0,02	1,93	0,58%	35	0,5	0,72	2,84
HicCla	74,7	0,02	1,74	0,13%	35	0,5	1,3	2,05
HicJos	99,1	0,02	2,87	0,21%	35	0,5	1,45	1,87
Riever	194,5	0,02	10,63	0,50%	35	0,5	0,87	2,6
GalVer	97,5	0,02	8,97	0,84%	35	0,5	0,87	2,08
EglVer	236,2	0,02	3,83	0,17%	35	0,5	0,87	2,77
HicVer	91,4	0,02	2,54	0,20%	35	0,5	1,45	1,99
HicEve	76,2	0,02	2,99	0,04%	35	0,5	1,44	1,57
HicGer	76,2	0,02	2,06	0,25%	35	0,5	1,45	0,89
HicEth	251,5	0,02	2,06	0,59%	35	0,5	1,74	0,9

Où :

A_i : Superficie du sous-bassin versant i ;

S_{0i} : Pente de la conduite drainant le sous-bassin i ;

t_{ei} : Temps de concentration du sous-bassin i ;

C_i : Coefficient de ruissellement du sous-bassin i ;

$D_{i \text{ posé}}$: Diamètre de la conduite drainant le sous-bassin i ;

G_i : Différence entre la cote du terrain et la cote de la couronne de la conduite drainant le sous bassin i .

Les intensités de pluies sont tirées des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) présentées dans la figure 5.2.

5.4.2.1 Rétention en surface

Pluie de période de retour deux ans

Compte tenu de l'urbanisation très avancée du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun, il n'y a pratiquement plus de terrains disponibles pour la rétention en surface. La rétention doit donc être envisagée soit dans des bassins ou des conduites souterraines soit sur les toits plats.

Néanmoins, pour démontrer les avantages économiques d'une rétention planifiée en surface par rapport à la rétention souterraine, nous allons envisager un scénario de base où cette rétention en surface est disponible.

L'application du programme d'optimisation au réseau de Verdun pour une pluie de récurrence 1/2 ans a donné les résultats présentés dans le tableau 5.12.

Tableau 5.12 Pluie de période de retour deux ans

		1/2				
Tronçon	V _{i max}	V _i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	600	0	non	non	0	0
HicCoo	500	500	non	non	5,88	0
Lanouette	450	329,34	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	600	161,78	non	non	0	0
HicNew	500	469,7	non	non	0	0
Claude	450	268,2	non	non	0	0
HicCla	400	241,8	non	non	3,49	0
HicJos	400	0	non	non	0	0
Riever	500	500	non	non	0	0
GalVer	700	109,41	non	non	26,62	0
EglVer	600	311,89	oui	non	100	0
HicVer	400	352,97	non	non	18,92	0
HicEve	0	0	oui	non	31	0
HicGer	0	0	non	non	39,1	0
HicEth	0	0	non	non	0	0
Coût total		258 884,80 \$	180 805,80 \$	0,00 \$		
		439 690,60 \$				

L'IPH indiqué à l'avant dernière colonne du tableau 5.12 indique que même pour une pluie de période de retour 2 ans, plusieurs conduites (7) se mettent en charge. La conduite qui se trouve à l'intersection des rues de l'Église et Verdun déborde carrément dans la rue (IPH = 100%).

Compte tenu du fait que la plupart des propriétés dans ce quartier ont des sous-sols, et les conduites ne sont pas enfouies profondément, les débordements et les inondations vont apparaître dès les premières mises en charge. Le coût global d'intervention est d'environ 440 000 \$. Il contient le coût de la rétention appliquée aux sous bassins drainés par les tronçons

HicCoo, Lanouette, HicBan, HicNew, Claude, HocCla, Riever, GalVer, EglVer et HicVer ainsi que la réhabilitation des conduites des tronçons EglVer et HicEve.

Cette intervention a permis non seulement d'éliminer le refoulement qui se produisait au niveau du tronçon EglVer, mais elle a permis d'éliminer toutes les mises en charges dans le réseau.

Pluie de période de retour cinq ans

Le tableau 5.13 présente les résultats de la combinaison optimale de la rétention, la réhabilitation et le redimensionnement pour une mise à niveau du réseau de Verdun dans le cas où il est sollicité par une pluie de période de retour cinq ans.

Tableau 5.13 Pluie de période de retour cinq ans

Tronçon	$V_{i \max}$	1/5				
		V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	600	0	non	non	0	0
HicCoo	500	500	non	non	17,79	0
Lanouette	450	397,76	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	600	600	non	non	0	0
HicNew	500	500	non	non	0	0
Claude	450	323,92	non	non	0	0
HicCla	400	292,03	non	non	7,36	0
HicJos	400	316,71	non	non	1,29	0
Riever	500	500	non	non	9,52	0
GalVer	700	676,23	non	non	57	0
EglVer	600	423,1	oui	non	100	0
HicVer	400	400	non	non	31,87	0
HicEve	0	0	oui	non	46,27	0
HicGer	0	0	non	non	67,17	0
HicEth	0	0	non	non	0	0
Coût total		408 617,80 \$	180 805,80 \$	0,00 \$		
		589 423,60 \$				

Comme on pouvait s'y attendre, la pluie de période de retour 5 ans produit des mises en charge plus sévères comparativement à la pluie de période de retour 2 ans. Toutefois, c'est le même tronçon (EgIVer) qui affiche un IPH = 100%.

Compte tenu de l'augmentation des volumes de ruissellement, la rétention a été utilisée à plus d'endroits (11) que le cas précédent(10) alors que les conduites à réhabiliter sont restées les mêmes. Le coût global d'intervention est d'environ 590 000 \$, soit une augmentation de l'ordre de 20 % par rapport à une pluie de récurrence deux ans. Cette différence de coût, relativement faible, résulte du volume supplémentaire d'eau qui doit être retenue.

Le redimensionnement de conduites n'a pas été utilisé pour les pluies de période de retour inférieure à 5 ans. La rétention combinée à la réhabilitation de certaines conduites a été suffisante pour permettre au réseau de véhiculer adéquatement les débits générés.

Pluie de période de retour dix ans

Pour ce cas, nous avons appliqué une pluie de période de retour dix ans et nous avons mis en œuvre à nouveau le programme d'optimisation. Le tableau 5.14 contient les résultats obtenus.

Tableau 5.14 Pluie de période de retour dix ans

		1/10				
Tronçon	$V_{i \max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	600	172,03	non	non	6,48	0
HicCoo	500	500	non	non	32,78	0
Lanouette	450	0	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	600	0	non	non	0	0
HicNew	500	500	non	non	0	0
Claude	450	177,6	non	non	0	0
HicCla	400	344,96	oui	non	12,25	0
HicJos	400	0	non	non	6,28	0
Riever	500	500	oui	non	28,21	0
GalVer	700	0	oui	non	95,24	0
EglVer	600	373,47	0	oui(3)	100	0
HicVer	400	0	oui	non	48,23	0
HicEve	0	0	non	oui(2)	65,56	0
HicGer	0	0	non	oui(2)	100	0
HicEth	0	0	non	oui(2)	0	0
Coût total		203 835,60 \$	255 974,10 \$	4 988 525,00 \$		
		5 448 038,00 \$				

Les valeurs introduites dans la colonne « Redim » s'expliquent comme suit :

non : pas de redimensionnement;

oui(1) : le diamètre commercial directement supérieur à celui de la conduite existante est choisi;

oui(2) : le diamètre commercial directement supérieur à « 1 », qu'on appellera deuxième rang. Cette logique sera utilisée pour les autres valeurs.

La pluie de période de retour 10 ans produit des mises en charge plus sévères que précédemment et par le fait même des IPH plus élevés. Pour cette période de retour, une

deuxième conduite située à l'intersection des rues Hickson et Gertrude déborde aussi dans la rue.

Pour drainer le ruissellement généré lors d'une pluie de période de retour 10 ans, il faut :

- utiliser la rétention dans sept points du réseau (tableau 5.14);
- redimensionner les conduites des tronçons EglVer, HicEve, HicGer et HicEth avec les diamètres commerciaux de rang 3, 2, 2, et 2 respectivement;
- réhabiliter les conduites des tronçons HicCla, Riever, GalVer et HicVer.

En effet, cette combinaison est celle qui minimise le coût d'intervention. Par ailleurs, la rétention est moins utilisée comparativement au cas précédent. Par conséquent, le coût global de la rétention est passé de 409 000 \$ à 204 000 \$. Le coût global de l'intervention est d'environ 5 500 000 \$.

Pluie de période de retour vingt cinq ans

Le tableau 5.15 contient la liste des interventions nécessaires pour permettre au réseau de Verdun de drainer une pluie de période de retour 25 ans.

Tableau 5.15 Pluie de période de retour vingt cinq ans

		1/25				
Tronçon	$V_{i\max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	600	437,31	non	non	54,63	0
HicCoo	500	500	oui	non	76,08	0
Lanouette	450	450	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	600	210,48	non	non	7,05	0
HicNew	500	500	non	non	14,75	0
Claude	450	450	non	non	0	0
HicCla	400	400	oui	non	26,43	0
HicJos	400	0	non	non	20,77	0
Riever	500	500	oui	non	82,13	0
GalVer	700	7,77	oui	non	100	0
EglVer	600	600	non	oui(4)	100	0
HicVer	400	0	oui	non	95,8	0
HicEve	0	0	non	oui(3)	100	0
HicGer	0	0	non	oui(3)	100	0
HicEth	0	0	non	oui(3)	100	0
Coût total		331 853,90 \$	292 479,80 \$	5 563 906,00 \$		
		6 188 240,00 \$				

La combinaison d'interventions est presque similaire à celle utilisée pour une pluie de période de retour 10 ans. Cependant :

- les conduites du tronçon HicCoo doivent aussi être réhabilitées;
- la rétention dans les sous bassin drainés par les tronçons Lanouette et HicBan est nécessaire;
- les conduites redimensionnées le cas précédent doivent l'être avec des diamètres commerciaux de rang supérieur.

Le coût global d'intervention s'élève à environ 6 200 000 \$, soit une augmentation de 13 % par rapport au cas précédent.

L'IPH avant présenté dans l'avant dernière colonne du tableau 5.15 montre que lors d'une pluie de période de retour 25 ans, les mises en charge sont très sévères dans la plupart des conduites et cinq tronçons affichent un IPH = 100%. Ceci signifie que non seulement les sous-sols des habitations sont menacés mais les entrées de commerces peuvent l'être aussi.

La figure 5.5 illustre l'évolution des différents coûts d'intervention par rapport aux périodes de retour de pluies de conception:

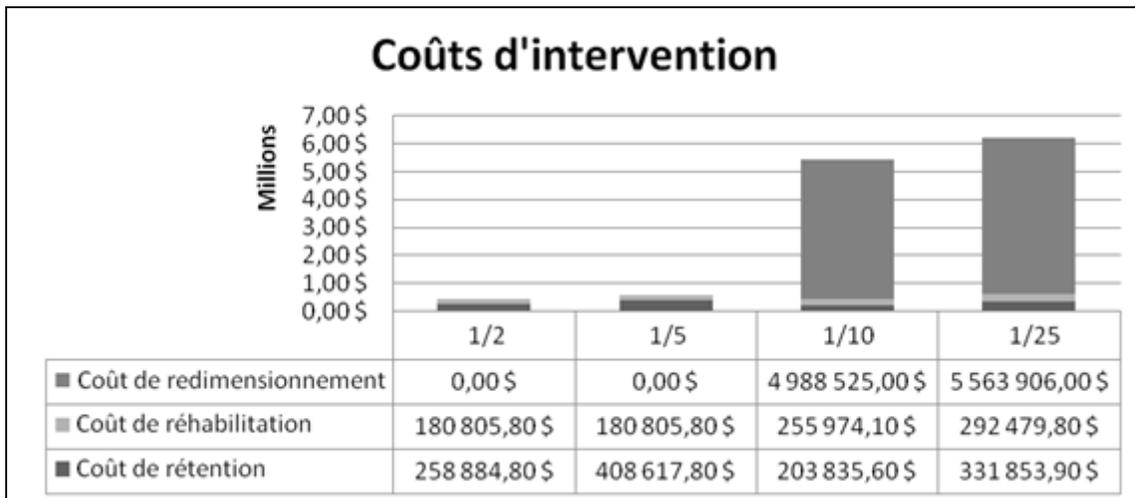


Figure 5.5 Évolution des coûts d'intervention

L'augmentation de la capacité hydraulique des conduites par le biais de la réhabilitation est plus économique tout en aidant le réseau à transporter les débits reçus lors de pluies de période de retour inférieure à cinq(5) ans. Mais dès que la période de retour des pluies dépasse cinq(5) ans le redimensionnement des conduites devient incontournable à des coûts beaucoup plus élevés.

5.4.2.2 Bassins ou conduites souterraines et rétention sur des toits plats

Pour les scénarios précédents, nous avons supposé que le volume de rétention maximal disponible sur chaque sous-bassin pourra être exploité à l'aide d'un bassin de rétention à ciel ouvert. Ce qui nous a permis de considérer des coûts de construction relativement bas. Malheureusement, Ce scénario qui aurait été envisageable au moment de l'aménagement du territoire est maintenant irréaliste car pour le bassin urbanisé considéré, il n'y a pas de terrain disponible en surface pour la rétention. Nous avons alors envisagé la rétention dans des bassins ou des conduites souterraines et la rétention sur des toits plats. Dès lors, nous avons remplacé les coûts unitaires de rétention en surface considérés précédemment (entre 70\$ et 100\$) par des coûts unitaires de rétention souterraine et sur les toitures qui varient généralement entre 600\$ et 900\$. Quant aux volumes maximaux, les estimations utilisées pour les différents types de rétention sont présentées au tableau 5.16

Tableau 5.16 Estimation des volumes de rétention maximaux

Tronçon	Bassins sous tr	Conduites gd diamètre	Toits plats
(-)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
HicLes	500	300	300
HicCoo	350	300	200
Lanouette	250	800	150
HicLan	0	0	0
HicBan	570	300	330
HicNew	330	280	190
Claude	190	800	110
HicCla	180	250	120
HicJos	300	350	150
Riever	1000	650	650
GalVer	900	350	500
EglVer	400	800	250
HicVer	250	300	150
HicEve	300	250	200
HicGer	200	250	150
HicEth	200	900	100

Nous avons mis en œuvre le programme d'optimisation pour les mêmes périodes de retour que précédemment.

Pluie de période de retour deux ans

L'application du programme d'optimisation au réseau de Verdun pour une pluie de période de retour 2 ans a donné les résultats présentés dans le tableau 5.17.

Tableau 5.17 Pluie de période de retour deux ans

		1/2				
Tronçon	$V_{i\max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	1100	0	non	non	0	0
HicCoo	850	505,83	non	non	5,88	0
Lanouette	1200	329,34	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	1200	0	non	non	0	0
HicNew	800	469,7	non	non	0	0
Claude	1100	268,2	non	non	0	0
HicCla	550	241,8	non	non	3,49	0
HicJos	800	0	non	non	0	0
Riever	2300	1310,85	non	non	0	0
GalVer	1750	0	non	non	26,62	0
EglVer	1450	0	oui	non	100	0
HicVer	700	0	non	non	18,92	0
HicEve	750	7,14	oui	non	31	0
HicGer	600	0	oui	non	39,1	0
HicEth	1200	0	non	non	0	0
Coût total		2 327 585,00 \$	253 195,80 \$	0,00 \$		
		2 580 780,00 \$				

D'une manière similaire à la rétention en surface considérée dans le paragraphe précédent, aucun redimensionnement n'a été envisagé pour améliorer la performance hydraulique.

Cependant, en plus des conduites des tronçons EglVer et HicEve, celle de HicGer doit aussi être réhabilitée. Cette réhabilitation par béton projeté ou par chemisage s'avère suffisante pour ramener l'IPH à 0% à un coût économique comparativement à la reconstruction. Ceci permet aussi d'utiliser un volume total de rétention plus faible que celui utilisé dans le cas précédent. En effet, avec des coûts de rétention plus importants, le programme d'optimisation choisit de réhabiliter les conduites du tronçon HicGer au lieu d'utiliser plus de rétention. Dès lors, cette combinaison d'intervention est à coût minimum.



Pluie de période de retour cinq ans

Pour une pluie de période de retour cinq ans, nous avons procédé à la résolution du programme d'optimisation pour trouver la combinaison à coût minimum des différents types d'interventions. Les résultats sont présentés au tableau 5.18.

Tableau 5.18 Pluie de période de retour cinq ans

		1/5				
Tronçon	$V_{i\max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	1100	0	non	non	0	0
HicCoo	850	610,91	non	non	17,79	0
Lanouette	1200	397,76	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	1200	259,63	non	non	0	0
HicNew	800	567,27	non	non	0	0
Claude	1100	323,92	non	non	0	0
HicCla	550	292,03	non	non	7,36	0
HicJos	800	0	non	non	1,29	0
Riever	2300	1784,06	non	non	9,52	0
GalVer	1750	0	non	non	57	0
EglVer	1450	0	oui	non	100	0
HicVer	700	426,29	non	non	31,87	0
HicEve	750	95,06	oui	non	46,27	0
HicGer	600	0	oui	non	67,17	0
HicEth	1200	0	non	non	0	0
Coût total		3 592 915,00 \$	253 195,80 \$	0,00 \$		
		3 846 111,00 \$				

Comparativement au cas précédent, la rétention est réalisée dans deux bassins supplémentaires drainés par les conduites des tronçons HicBen et HicVer. Le coût total de la rétention est passé d'environ 2 320 000 \$ à 3 590 000 \$. Quant aux conduites à réhabiliter ou à redimensionner, la combinaison choisie est identique à la pluie de période de retour 2 ans traité précédemment.

Pluie de période de retour dix ans

Le tableau 5.19 contient les interventions nécessaires sur le bassin considéré pour permettre au réseau de Verdun de drainer, sans mise en charge, les eaux générées par une pluie de période de retour dix ans.

Tableau 5.19 Pluie de période de retour dix ans

		1/10				
Tronçon	$V_{i\ max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	1100	65,99	non	non	6,48	0
HicCoo	850	721,65	non	non	32,78	0
Lanouette	1200	469,86	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	1200	807,78	non	non	0	0
HicNew	800	670,1	non	non	0	0
Claude	1100	382,63	non	non	0	0
HicCla	550	344,96	non	non	12,25	0
HicJos	800	0	non	non	6,28	0
Riever	2300	2107,45	non	non	28,21	0
GalVer	1750	0	non	non	95,24	0
EglVer	1450	206,35	oui	non	100	0
HicVer	700	503,57	non	non	48,23	0
HicEve	750	187,63	oui	non	65,56	0
HicGer	600	0	oui	non	100	0
HicEth	1200	0	non	non	0	0
Coût total		4 955 017,00 \$	253 195,80 \$	0,00 \$		
		5 208 213,00 \$				

Comme les débits générés sont plus importants que ceux produits dans le cas précédent, le programme d'optimisation favorise l'utilisation d'un volume plus important de rétention que le recours à la réhabilitation ou au redimensionnement d'autres conduites. Par ailleurs, le

coût de la réhabilitation et du redimensionnement sont restés les mêmes et le coût global est estimé à environ 5 200 000 \$.

Pluie de période de retour vingt cinq ans

Les résultats d'optimisation pour une pluie de période de retour 25 ans sont présentés au tableau 5.20

Tableau 5.20 Pluie de période de retour vingt cinq ans

		1/25				
Tronçon	$V_{i\max}$	V_i	Réhab	Redim	IPH _{avant}	IPH _{après}
(-)	(m ³)	(m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)
HicLes	1100	0	oui	non	54,63	0
HicCoo	850	395,78	oui	non	76,08	0
Lanouette	1200	0	non	non	0	0
HicLan	0	0	non	non	0	0
HicBan	1200	0	oui	non	7,05	0
HicNew	800	0	oui	non	14,75	0
Claude	1100	0	non	non	0	0
HicCla	550	0	oui	non	26,43	0
HicJos	800	0	oui	non	20,77	0
Riever	2300	2300	non	non	82,13	0
GalVer	1750	1634,95	non	non	100	0
EglVer	1450	0	oui	non	100	0
HicVer	700	0	oui	non	95,8	0
HicEve	750	0	non	oui(3)	100	0
HicGer	600	0	non	oui(3)	100	0
HicEth	1200	0	non	oui(2)	100	0
Coût total		3 595 982,00 \$	474 749,50 \$	4 281 340,00 \$		
		8 352 071,00 \$				

Pour drainer une pluie de période de retour 25 ans sans mise en charge, des modifications majeures doivent être réalisées. D'une part, les trois conduites situées en aval du réseau

doivent toutes être redimensionnées avec des conduites ayant un diamètre commercial atteignant le troisième ordre. Et d'autre part, 60 % des conduites restantes doivent être réhabilitées par béton projeté ou par chemisage afin d'améliorer leur capacité hydraulique. Quant à la rétention, elle n'est utilisée que dans trois sous bassins avec un volume total d'environ 4300 m³. En effet, le redimensionnement qui s'est avéré nécessaire dans ce scénario permet d'améliorer la performance hydraulique des trois conduites situées en aval. Ce redimensionnement permet aussi d'abaisser la ligne piézométrique de toutes les conduites situées en amont du réseau. Dès lors, la rétention est moins utilisée que dans le scénario précédent.

Aspect environnemental

Pour les quatre scénarios que nous avons traités, nous nous sommes assurés qu'après l'application du programme d'optimisation, toutes les mises en charge seront éliminées. Cependant, nous n'avons pas pris en considération l'aspect environnemental. En effet, quand le modèle choisit une intervention autre que la rétention, la capacité du réseau se voit augmentée. Cette augmentation se traduit par un débit à l'exutoire plus important et par conséquent, le risque de déversement dans le milieu récepteur devient préoccupant.

Lorsqu'on analyse la problématique des refoulements et des inondations dans les réseaux de drainage urbain, on doit utiliser des pluies de période de retour variant entre cinq(5) ans et vingt cinq (25) ans. Le dimensionnement des bassins de rétention et l'analyse des réseaux majeurs et mineurs peuvent même faire appel à des pluies de période de retour cinquante (50) ans voire cent (100) ans. Par contre, lorsqu'on analyse le problématique du débordement des réseaux unitaires en temps de pluie dans la perspective de réduire la fréquence des déversements, on utilise souvent une hauteur de pluie cible à traiter avant que les déversements commencent. Cette hauteur varie généralement entre 10 mm et 25 mm selon les moyens financiers disponibles, la réglementation en vigueur et la sensibilité du milieu. L'analyse de la fréquence des déversements peut faire aussi appel à une pluie de projet de période de retour variant entre 2 et 6 fois par an. Il faut alors se donner les moyens pour

éviter tout débordement pour une pluie de période de retour inférieure à cette pluie de projet. La contrainte de débit à ne pas dépasser à l'exutoire peut aussi être dictée par la capacité de l'intercepteur ou de la STEP. Comme dans notre cas, le réseau étudié n'est pas directement connecté à la STEP ou à l'intercepteur, nous nous sommes fixés comme contrainte à l'exutoire le débit avant développement lorsque le coefficient de ruissellement $C = 0,3$.

Le tableau 5.21 contient les volumes de rétention nécessaire pour atteindre cet objectif ($V_{4/1i}$), comparés aux volumes trouvés lors des simulations concernant les pluies de période de retour cinq ans ($V_{1/5i}$) et ($V_{1/10i}$).

Tableau 5.21 Volumes de rétentions pour les pluies de période de retour 5 ans, 10 ans et 3 mois

Tronçon	$V_{1/5i}$	$V_{1/10i}$	$V_{4/1i}$
(-)	(m^3)	(m^3)	(m^3)
HicLes	0	65,99	0
HicCoo	610,91	721,65	142,71
Lanouette	397,76	469,86	92,92
HicLan	0	0	0
HicBan	259,63	807,78	223,47
HicNew	567,27	670,1	132,51
Claude	323,92	382,63	75,67
HicCla	292,03	344,96	68,22
HicJos	0	0	0
Riever	1784,06	2107,45	173,13
GalVer	0	0	0
EglVer	0	206,35	0
HicVer	426,29	503,57	99,58
HicEve	95,06	187,63	117,22
HicGer	0	0	0
HicEth	0	0	0

Mis à part le sous bassin drainé par les conduites du tronçon HicVer, les volumes de rétention nécessaires pour la protection qualitative sont tous inférieurs à ceux nécessaires pour la protection quantitative contre les pluies de période de retour cinq ans et dix ans. Ces résultats nous mènent à conclure que pour ces pluies, la solution basée sur la rétention des eaux permet de réduire simultanément les fréquences d'inondations et des déversements.

5.4.2.3 Conclusion

Les conclusions qui peuvent être tirées de l'étude de cas sur Verdun sont :

- Le coût nécessaire à la réhabilitation du réseau est étroitement lié à l'importance du débit de ruissellement à évacuer et donc à la période de retour de l'orage considéré; Ainsi, pour des pluies de période de retour 2 ans, 5 ans ou 10 ans, le coût d'intervention atteint sa valeur minimal quand :
 - aucun redimensionnement n'est effectué;
 - les conduites des tronçons EglVer, HicEve et HicGer sont réhabilitées;
 - la différence des débits d'eau générée par les différentes pluies est complètement absorbée par la rétention.
- Pour des pluies ayant une période de retour inférieure à 10 ans et un coût de rétention unitaire inférieur à 900 \$, la rétention est l'intervention la plus utilisée pour éliminer les mises en charge;
- Une protection contre les inondations produites par les pluies de période de retour cinq ans et dix ans à l'aide du modèle, est suffisante pour éliminer aussi les déversements pour les petites pluies;
- Quand le réseau reçoit une pluie de période de retour supérieure à 10 ans, le coût d'intervention est très élevé. Ceci peut amener les décideurs à envisager d'autres types de solutions que la reconstruction des conduites.

CONCLUSION

L'objectif principal de ce mémoire est de proposer une nouvelle approche pour optimiser la performance hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain. Cette approche doit être basée sur l'utilisation des pratiques de gestion optimales (PGO) combinées, au besoin, à la réhabilitation ou le redimensionnement des conduites jugées problématiques. Cette approche présente l'avantage de proposer un coût minimal tout en éliminant les risques de refoulements dans le réseau pour la protection choisie. Ainsi, nous avons mis en œuvre un programme d'optimisation ayant comme fonction objectif, le coût total de l'intervention. Ce coût est constitué de la somme des coûts associés à la rétention dans les différents sous bassins constituant le bassin considéré, ainsi que les coûts relatifs à la réhabilitation et au redimensionnement des conduites problématiques. Cette fonction est soumise à un ensemble de contraintes qui assurent d'une part, l'élimination des mises en charges et d'autre part le respect des volumes maximaux disponibles pour la rétention et les règles de l'art dans la conception des réseaux.

La nature linéaire de la fonction objectif ainsi que des contraintes nous a permis d'utiliser les méthodes de résolution basées sur la programmation linéaire. Ces méthodes nous ont permis de gagner en termes de temps de résolution et de convergence.

Ce modèle a été appliqué dans un premier temps sur un réseau synthétique que nous avons conçu. Quatre scénarios ont été traités pour permettre d'illustrer la méthodologie à adopter lors de la construction d'un réseau neuf. Cette méthodologie a l'avantage d'axer la réhabilitation sur les PGO afin de minimiser d'une part, le coût de construction du réseau et d'autre part, la fréquence des déversements sans traitement dans les milieux naturels.

Dans un deuxième temps, le modèle a été appliqué sur un réseau existant dans l'arrondissement de Verdun qui est objet à de nombreux dysfonctionnements. Le programme a permis de définir la meilleure combinaison, pour des pluies de période de retour 2 ans, 5

ans, 10 ans et 25 ans, entre capacité de rétention, réhabilitation et redimensionnement de collecteurs conduisant à un écoulement gravitaire à surface libre avec un coût minimum.

La rétention améliore le comportement hydraulique de la conduite située directement en aval ainsi que toutes les autres conduites. Par contre, la réhabilitation et le redimensionnement d'une conduite améliorent la performance de la dite conduite mais risque de créer des problèmes plus loin en aval.

Un des résultats importants qu'il faut souligner est que les volumes de rétention nécessaires pour protéger les citoyens contre les refoulements lors des pluies de période de retour cinq (5) et dix (10) ans, permettent aussi de protéger le milieu récepteur contre les déversements lors des pluies de période de retour 3 mois.

Les résultats obtenus confirment l'intérêt de l'intégration des PGO aux nouveaux réseaux et mettent en évidence leur apport dans la réhabilitation des réseaux souffrants de dysfonctionnements causés par l'urbanisation et les changements climatiques.

Dès lors, nous sommes convaincus que ce travail vient s'inscrire dans un ensemble de voies prometteuses dans la gestion des eaux pluviales et que d'autres études pourront le bonifier afin d'intégrer systématiquement les PGO dans la gestion urbaine. D'ailleurs c'est ce qui est préconisé dans de nombreuses villes européennes et nord américaines.

RECOMMANDATIONS

Comme suite à ce travail, plusieurs recommandations sont proposées pour améliorer le programme d'optimisation et aboutir à un outil complet pour une réhabilitation optimale des réseaux de drainage urbain.

L'intégration de l'aspect structural de la réhabilitation permet d'obtenir un programme compact et élargir l'applicabilité de ce programme. De plus, ceci permettra de prendre en considération les différentes interactions qui existent entre l'aspect structural, hydraulique et environnemental. En effet, l'utilisation de certaines méthodes de réhabilitation comme le tubage peut améliorer la performance structurale mais nuit généralement à la performance hydraulique, pendant que d'autres méthodes de réhabilitation comme le chemisage ou la reconstruction peuvent améliorer simultanément les performances hydraulique et structurale.

L'intégration des coûts actualisés d'entretien et de maintenance des bassins de rétention et les coûts sociaux peut avoir un impact sur la combinaison optimale d'interventions. En effet, si les coûts d'entretien des bassins de rétention sont importants, le programme pourrait favoriser la réhabilitation ou le redimensionnement des conduites alors que si ce sont les coûts sociaux engendrés par le redimensionnement des conduites qui sont importants, le programme d'optimisation aurait tendance à utiliser au maximum les volumes de rétention disponibles avant d'opter pour le redimensionnement.

La validation des données relatives aux conduites peut s'avérer très utile dans le sens où la mesure des paramètres comme le coefficient de rugosité ou le coefficient de ruissellement n'est pas exacte.

Finalement la prise en compte de l'effet d'échelle dans l'estimation des coûts de la rétention et de la réhabilitation pourrait rendre plus réalistes les résultats d'optimisation. En effet, le coût unitaire de la rétention est décroissant avec le volume total de cette rétention. Le même phénomène s'applique au coût unitaire de redimensionnement des conduites.

ANNEXE I

ESTIMATION DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT

La méthode rationnelle traditionnelle est basée sur les hypothèses suivantes :

1. l'intensité de la pluie I est constante dans le temps et dans l'espace;
2. toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont ramenées à un coefficient de ruissellement C constant dans le temps;
3. la surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin A au temps $t =$ temps de concentration (t_c).

Lors de la conception d'une conduite de drainage pluviale, on choisit une pluie de projet de période de retour T . Afin de faire contribuer simultanément l'ensemble de la superficie du bassin au ruissellement à l'exutoire, la durée de cette pluie doit égaler le temps de concentration t_c du bassin versant. Dans ce cas, le débit de pointe Q_p (m^3/s) à l'exutoire du bassin de drainage est donné par la formule :

$$Q_p = KCIA \quad (\text{A-1.1})$$

Où K : coefficient de conversion (0,0028 en SI)
 C : coefficient de ruissellement
 I : intensité de la pluie (mm/h)
 A : superficie du bassin (hectares)

L'intensité de la pluie I est tirée des courbes intensité - durée - fréquence de la région sous étude. Cette courbe peut avoir la forme suivante :

$$I(t, T) = \frac{a(T)}{t^{b(T)} + c(T)} \quad (\text{A-1.2})$$

Où $a(T)$, $b(T)$ et $c(T)$ sont des constantes qui dépendent de la région et de la fréquence T . En supposant qu'il y a une relation linéaire entre le temps écoulé depuis le début de la pluie et la surface contributive cumulative du bassin, l'hydrogramme correspondant à une pluie de durée t_c est donné par l'équation A-1.2. Lorsque la durée de la pluie est inférieure ou supérieure au temps de concentration t_c , l'hydrogramme de débit correspondant est donné l'équation (A-1.1).

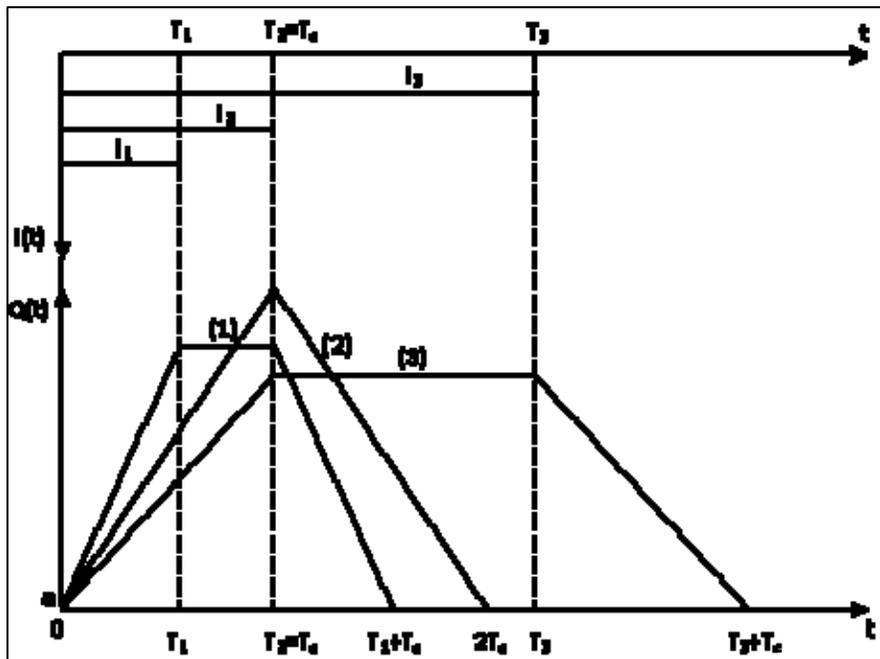


Figure-A I-1 Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie

On comprend donc à partir de la figure A I-1 pourquoi la durée critique de la pluie qu'on choisit lors de la conception doit équaler le temps de concentration du bassin. Pour des durées supérieures au temps de concentration, l'intensité de la pluie diminue comme l'indique l'équation (A-1.2) mais la surface contributive ne peut excéder la surface totale du bassin. Pour des durées de pluie inférieures au temps de concentration l'intensité augmente mais ne peut pas compenser la diminution de la surface contributive (Smith *et al.*, 1984).

Un système de drainage est conçu pour acheminer les débits de ruissellement générés par des pluies de période de retour variant avec les habitudes locales et les moyens financiers disponibles pour les travaux d'assainissement. En Amérique du Nord, elle varie en général de deux à dix ans. Dans certains pays d'Europe, elle est de dix ans et parfois plus grande. En réalité, la période de retour de la pluie de projet n'est pas la même que celle des débits de ruissellement générés dans les différents nœuds du réseau. En effet, les coefficients d'abattement et les temps de concentration peuvent varier sensiblement pour la même intensité de précipitations en fonction des conditions de saturation des sols, de la répartition temporelle des précipitations, du règlement local, du jugement de l'ingénieur qui fait la conception et de l'urbanisation.

Il paraît à priori difficile d'établir un critère universel pour évaluer la performance hydraulique d'un réseau d'assainissement. En effet, pendant qu'à certains endroits stratégiques du réseau, l'amélioration de la performance hydraulique d'un tronçon de

conduite consiste à augmenter sa capacité pour véhiculer le débit total et éviter tout débordement ou mise en charge, dans d'autres sites, les nouvelles techniques de réduction des débits de pointe à l'aval du réseau consistent à favoriser le stockage sur le bassin ainsi que dans les conduites et puisards à l'aide de vannes spéciales ou diaphragmes et utiliser éventuellement des techniques alternatives, des concepts de réseau & majeur et mineur pour éviter les inondations (Wisner et Kassam,1983). L'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau d'assainissement peut être accomplie selon les critères suivants :

- capacité hydraulique des tronçons ;
- fréquence des mises en charge et leur durée ;
- volumes débordés ;
- durée de débordement ;
- étendue des débordements dans l'espace ;
- importance stratégique des zones touchées.

Ces différents critères peuvent être évalués à l'aide d'un modèle de simulation hydraulique. Ce dernier permet, d'un côté, de reproduire les conditions hydrauliques du système existant, et d'un autre côté, de simuler le comportement après les interventions de réhabilitation. Il permet aussi de montrer l'effet des différentes techniques et scénarios de réhabilitation sur le comportement hydraulique global du réseau. Toutefois, le modèle de simulation hydraulique doit être préalablement calibré et validé afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement hydraulique du réseau.

Les caractéristiques des écoulements dans les tronçons et les nœuds (débits, vitesses, niveaux d'eau) sont obtenues en utilisant deux modèles. Le modèle hydrologique permet de transformer les hyétogrammes réels ou synthétiques en hydrogrammes à l'exutoire de chacun des bassins de drainage. Le modèle hydraulique simule la propagation de ces hydrogrammes à travers les différents tronçons du réseau d'assainissement et fournit comme résultats les séries de débits, des niveaux d'eau et des vitesses d'écoulement dans les conduites.

Comme le réseau d'assainissement est un ouvrage enterré, il est le siège d'un certain nombre de contraintes qui vont être déterminées notamment par sa profondeur qui varie généralement entre 2 et 5.5 m. Un égout sanitaire est conçu pour être autonettoyant et écouler le débit de design à surface libre. Un égout pluvial ne doit pas normalement se mettre en charge et doit lui aussi être autonettoyant. On rappelle par ailleurs que pour une canalisation circulaire le débit maximum à surface libre est obtenu pour un tirant d'eau voisin de 93.5% du diamètre. Cette valeur de débit dépasse de 7% le débit obtenu pour une section pleine et non en charge. La figure A-1.1 montre la variation du débit Q en fonction de la hauteur h . À partir de la zone transitoire, h représente la charge nécessaire pour écouler le débit Q . À surface libre, cette grandeur mesure la profondeur d'écoulement dans la conduite, en charge, elle est supérieure au diamètre de la conduite et peut même induire des hauteurs d'eau aux puisards susceptibles de provoquer des débordements et des dégâts dans le réseau lui-même et sur la chaussée.

D'un point de vue théorique, on peut représenter le phénomène de refoulement comme une variation de l'énergie spécifique entre des tronçons successifs provoquant une remontée de l'écoulement vers l'amont (Bourrier, 1985).

Sur le plan pratique, la remontée de la ligne piézométrique dans un réseau d'assainissement peut être due à une ou plusieurs des raisons suivantes :

- insuffisance du diamètre de la conduite pour drainer le ruissellement qui va en augmentant de l'amont vers l'aval du réseau;
- diminution de la pente ou augmentation de la rugosité dans le sens de l'écoulement;
- présence d'obstacles provoquant des pertes de charge singulières (dépôt de graisse, accumulation de sédiments et d'objets de grande taille, grille, seuil, etc,...);
- remontée du niveau dans le regard aval ou du cours d'eau où se déverse l'égout.

ANNEXE II

FONCTION DE PERFORMANCE HYDRAULIQUE

Pour évaluer la performance hydraulique d'un tronçon de conduite, on lui assigne la note suivante :

$$N_i = N_{min} + (N_{max} - N_{min}) \left[1 - \left(\frac{PR_i - H_i}{PR_i} \right)^n \right] \quad (A-2.1)$$

Où

N_i : est la cote allouée au tronçon i , elle varie de $N_{min} = 0$ à $N_{max} = 100$;

H_i : est la hauteur de mise en charge maximale dans le regard situé juste en amont du tronçon i quand le bassin drainé est sollicité par la pluie de projet (par exemple 1/5 ans);

PR_i : est la profondeur d'enfouissement de la conduite mesurée à partir de la surface du sol jusqu'à la couronne amont du tronçon i

Quand $H_i = PR_i$ dans la formule A-2.1, ceci signifie que la hauteur de mise en charge a atteint la surface du sol et que la conduite déborde, dans ce cas, $N_i = N_{max}$. À l'opposé, quand la hauteur de mise en charge $H_i = 0$, $N_i = N_{min}$, l'écoulement se fait à surface libre et la conduite est hydrauliquement adéquate. Entre ces deux extrêmes, la note N_i exprime directement le degré de mise en charge de la conduite exprimé en pourcentage de la profondeur d'enfouissement au regard amont. L'ordre de grandeur du paramètre n permet de moduler l'importance stratégique que l'on veut accorder à la mise en charge ou débordement d'une conduite en fonction de la vulnérabilité du site.

En effet, dans certaines situations, un des moyens de maîtriser les apports pour appréhender les inondations et la pollution du milieu récepteur consiste à temporiser par la mise en charge de certains tronçons afin d'augmenter le temps d'écoulement. On prendra dans ce cas $n = 0$ pour des tronçons drainant des terrains dont l'inondation est sans aucune conséquence et qui ne sont pas inter reliés à des tronçons critiques. À l'inverse, pour les tronçons drainant des surfaces commerciales ou résidentielles où aucune mise en charge n'est tolérée, on prendra les valeurs de $n=2$ ou 3 . Ceci peut-être aussi le cas lorsque le débit d'exfiltration, d'un réseau unitaire qui augmente avec la mise en charge, risque de contaminer une nappe d'alimentation. Il en est de même, pour un réseau vétuste entouré d'un sol à haut risque constitué d'un sable fin ou d'une argile de faible plasticité. La mise en charge provoque un débit d'exfiltration à travers les défauts de la conduite et une migration des particules fines. Ceci entraîne une formation de vides autour de la conduite qui n'est plus supportée par le sol et qui peut s'effondrer sous les charges statiques et dynamiques qu'elle subit. Il va de soi que ces conséquences se répercutent aussi directement sur les autres infrastructures.

Comme on utilise le principe de superposition qui fait appel à des modèles linéaires pour séparer les effets de refoulement, on adopte systématiquement la valeur $n = 1$ pour les

développements qui suivent. Ceci n'empêche pas d'adopter d'autres valeurs de n dans la mise en œuvre pratique de la méthodologie.

ANNEXE III

DÉMONSTRATION

Nous voulons démontrer que :

$$\frac{\left(D_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i))\right)^{\frac{8}{3}}}{\left(n_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (n'_i - n_i)) + Y_i(n''_i - n_i)\right)} = \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) - Y_i\right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) \times \frac{D_{S_{i,j}}^{\frac{8}{3}}}{n'_i} + Y_i \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n''_i}$$

Posons :

$$A = \frac{\left(D_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i)) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i)\right)^{\frac{8}{3}}}{\left(n_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (n'_i - n_i)) + Y_i(n''_i - n_i)\right)}$$

$$B = \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) - Y_i\right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j}\right) \times \frac{D_{S_{i,j}}^{\frac{8}{3}}}{n'_i} + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n''_i}$$

On a d'après 3.39 :

$$c = Y_i + \sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \in \{1,0\}$$

Cas 1 : c=0

Dans ce cas :

$$(Y_i = 0) \text{ et } (\forall j \in [1, r_i], X_{i,j} = 0)$$

En substituant les valeurs de Y_i et $X_{i,j}$ dans A et B, on trouve :

$$A = B = \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i}$$

Cas 2 : c=1

– Si $Y_i = 1$, donc :

$$\forall j \in [1, r_i], X_{i,j} = 0$$

En substituant les valeurs de Y_i et $X_{i,j}$ dans A et B, on trouve :

$$A = B = \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n_i''}$$

– Si $\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} = 1$, donc :

$$(Y_i = 0) \text{ et } \left(\exists j' \in [1, r_i] \text{ tel que } \forall j \neq j' (X_{i,j} = 0 \text{ et } X_{i,j'} = 1) \right)$$

En substituant les valeurs de Y_i et $X_{i,j}$ dans A et B, on trouve :

$$A = B = \frac{D_{S_{i,j'}}^{\frac{8}{3}}}{n_i'}$$

Finalement pour :

$$Y_i + \sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \in \{1, 0\}$$

Nous avons :

$$\frac{(D_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (D_{S_{i,j}} - D_i)) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i))^{\frac{8}{3}}}{(n_i + \sum_{j=1}^{r_i} (X_{i,j} \times (n_i' - n_i)) + Y_i(n_i'' - n_i))} = \left(1 - \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \right) - Y_i \right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left(\sum_{j=1}^{r_i} X_{i,j} \right) \times \frac{D_{S_{i,j'}}^{\frac{8}{3}}}{n_i'} + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n_i''}$$

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ASCE/WEF (1998). Urban Runoff Quality Management :
Manual of Practice No. 23
Manual and Report on Engineering Practice No. 87. Alexandria et Reston, (Virginie).
- Ariaratnam, S. T. and C. W. MacLeod (2002). "Financial outlay modeling for a local sewer rehabilitation strategy." Journal of construction engineering and management, vol 128, n 6, p.p. 486-495.
- Assabbane, A. and S. Bennis (2000). "Modèle de prévision pour la gestion en temps réel: application aux réseaux d'assainissement." Canadian Journal of Civil Engineering, vol 27, n 2, p.p. 327-337.
- Ayadi, R. (2010). Pratiques de gestion optimale (PGO) dans la gestion des eaux pluviales. Maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 185 p.
- Bengassem, J. (2001). Élaboration d'un système d'aide au diagnostic hydraulique et structural des réseaux d'assainissement urbains. Thèse de doctorat en génie, Montréal, École de technologie supérieure, 149 p.
- Bennis, S. (2007). Hydraulique et hydrologie, 2^{ème} éd, Montréal, Presses de l'université du Québec, 450 p.
- Bennis, S., J. Bengassem, et al. (2003). "Hydraulic performance index of a sewer network." Journal of hydraulic engineering, vol 129, n 7, p.p. 504-510.
- Billionnet, A. (2007). Optimisation discrète: de la modélisation à la résolution par des logiciels de programmation mathématique, Dunod, 446 p.

- Boucher, I. (2010). La gestion durable des eaux de pluie, Guide des bonnes pratiques sur la planification territoriale et le développement durable, ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire, coll. "Planification territoriale et développement durable", 118 p.
- Bruxelle, C. (2005). Élaboration d'un cadre de système d'aide à la gestion et à l'entretien (SAGE) des infrastructures civiles. Thèse de doctorat en génie, Montréal, École de technologie supérieure, 288 p.
- Caraco, D. and R. Claytor (1997). Stormwater BMP Design Supplement of Cold Climates, Ellicott City (Maryland), Center for Watershed Protection.
- Chocat, B. (1997). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, Technique & Documentation, Lavoisier, 1124 p.
- Curtis, H. (2005). Low impact development technical guidance manual for Puget Sound, Puget Sound Action Team, Washington State University Pierce, County Extension.
- Dion, Y. (2006). Restructuration hydraulique et environnementale des réseaux d'assainissement. Maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 143 p.
- Dion, Y. and S. Bennis (2010). "A global modeling approach to the hydraulic performance evaluation of a sewer network." Canadian Journal of Civil Engineering, vol 37, n 11, p.p. 1432-1436.
- FISRWG, Federal Interagency Stream Restoration Working Group. 1998. Stream corridor restoration: Principles, Processes, and Practices, 637 p.
- Fuamba, M., T. Walliser, et al. (2010). "Vers une gestion durable et intégrée des eaux pluviales: Application des propositions d'action publique au Québec." Canadian Journal of Civil Engineering, vol : 37, n 2, p.p. 209-223.

- Ibrahim, M. (2008). Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbain : évaluation et agrégation d'indicateurs de performance. Thèse de doctorat en génie, Lyon, Institut National des sciences appliquées, 193 p.
- InfraGuide, Guide national pour des infrastructures municipales durables (2003). Règle de l'art en matière d'eaux pluviales et eaux usées : Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux. Un partenariat du Conseil national de recherches Canada et de la Fédération canadienne des municipalités, Ottawa, Ontario.
- Le Gauffre, P., C. Joannis, et al. (2004). "Indicateurs de performance et aide à la décision pour l'inspection et la réhabilitation des réseaux d'assainissement : Performance indicators and decision support for the inspection and rehabilitation of sanitation networks." TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural, n 9, p.p. 76-82.
- Le Gauffre, C. and F. Cherqui (2008). "Indicateurs de performance pour la gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbains.
- LINDO, S. (2011). From
http://www.lindo.com/index.php?option=com_content&view=article&id=2&Itemid=10.
- MDDEP, Ministère de Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (2011). Guide de gestion des eaux pluviales. Quebec.
- MOE, Ministère de l'environnement de l'Ontario. (2003). Stormwater Management Planning and Design Manual. Toronto (Ontario).
- Martin, C., Y. Ruperd, ET M. legret. (2007). "Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices." European journal of operational research, vol 181, n 1, p.p. 338-349.
- Nafi, A. and C. Wery (2009). "Multicriteria decision support for the hierarchisation of sanitation sections through an asset management." Canadian Journal of Civil Engineering, vol 36, n 7, p.p. 1207-1220.
- Peck, S. W., M. Kuhn, et al. (2001). Design guidelines for green roofs, Canada Mortgage et Housing Corporation, Ontario Association of Architects.

- Reyna, S. M., J. W. Delleur, et al. (1994). Multi-attribute rehabilitation of storm or combined sewer systems, ASCE, p.p. 55-72.
- Schueler, T. R. (1987). Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs, Metropolitan Washington Council of Governments.
- Teghem, J. (2003). Programmation linéaire, Editions de l'Université de Bruxelles, Paris : Ellipses, 379 p.
- Temimi, M. (2002). La prevision en temps reel des charges de polluants dans un reseau d'assainissement urbain. Maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 90 p.
- UDFCD, Urban Drainage and Flood Control District (1992). Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3 - Best Management Practices, Drainage and Flood Control District, Denver (Colorado).
- Villarreal, E. L., A. Semadeni-Davies, et al. (2004). "Inner city stormwater control using a combination of best management practices." *Ecological Engineering*, vol 22, n 4-5, p.p. 279-298.
- Weiss, P.T., J.S. Gulliver, et al. (2005). The cost and effectiveness of stormwater management practices, Minnesota Department of Transportation, Research Services Section.