

## Optimisation des coûts de la réhabilitation hydraulique d'un réseau de drainage urbain

Anas Sebti et Saad Bennis

Volume 25, numéro 2, 2012

URI : [id.erudit.org/iderudit/1011603ar](http://id.erudit.org/iderudit/1011603ar)

DOI : [10.7202/1011603ar](https://doi.org/10.7202/1011603ar)

[Aller au sommaire du numéro](#)

Éditeur(s)

Université du Québec - INRS-Eau, Terre et Environnement (INRS-ETE)

ISSN 0992-7158 (imprimé)  
1718-8598 (numérique)

[Découvrir la revue](#)

Citer cet article

Anas Sebti et Saad Bennis "Optimisation des coûts de la réhabilitation hydraulique d'un réseau de drainage urbain." *Revue des sciences de l'eau* 252 (2012): 121–137. DOI : [10.7202/1011603ar](https://doi.org/10.7202/1011603ar)

Résumé de l'article

L'examen d'un certain nombre de réseaux de drainage urbains permet souvent de faire le constat, que ceux-ci deviennent progressivement le siège d'écoulements en charge, voire de refoulements et de débordements. Les impacts sur l'équilibre du milieu aquatique sont préoccupants et peuvent avoir des conséquences graves sur la salubrité des ressources en eau potable et sur l'usage récréatif de ces milieux. Ces dysfonctionnements sont souvent dus à l'augmentation des débits de ruissellement engendrée par l'urbanisation et les changements climatiques et à la réduction de la capacité hydraulique causée par l'usure et le manque de maintenance du réseau. Afin de pallier ces dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux, nous avons mis en oeuvre un programme pour optimiser la réhabilitation d'un réseau de drainage urbain. Les interventions potentielles sont principalement axées sur les pratiques de gestion optimales (PGO) qui visent la réduction du débit et du volume de ruissellement. Ces interventions peuvent aussi inclure les méthodes classiques de réhabilitation, voire même le redimensionnement et la reconstruction des conduites problématiques pour améliorer la capacité hydraulique du réseau. Le programme développé a été appliqué sur un réseau synthétique et sur un réseau réel selon plusieurs scénarios de rétention et sous différentes pluies de conception. L'application de la méthodologie au réseau synthétique a permis d'illustrer les avantages d'intégration des PGO dans la conception pour optimiser les coûts de construction et de gestion à court terme tout en évitant les problèmes hydrauliques et environnementaux à long terme. L'étude de cas réels porte sur le réseau de l'arrondissement de Verdun, qui est l'objet de nombreux dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux. Le programme proposé a permis de définir la meilleure combinaison entre volume de rétention, réhabilitation et redimensionnement de collecteurs qui conduit aux performances hydrauliques et environnementales visées avec un coût minimal.

Tous droits réservés © Revue des sciences de l'eau, 2012

Ce document est protégé par la loi sur le droit d'auteur. L'utilisation des services d'Érudit (y compris la reproduction) est assujettie à sa politique d'utilisation que vous pouvez consulter en ligne. [<https://apropos.erudit.org/fr/usagers/politique-dutilisation/>]

**é**rudit

Cet article est diffusé et préservé par Érudit.

Érudit est un consortium interuniversitaire sans but lucratif composé de l'Université de Montréal, l'Université Laval et l'Université du Québec à Montréal. Il a pour mission la promotion et la valorisation de la recherche. [www.erudit.org](http://www.erudit.org)

# OPTIMISATION DES COÛTS DE LA RÉHABILITATION HYDRAULIQUE D'UN RÉSEAU DE DRAINAGE URBAIN

*Cost-optimization of hydraulic rehabilitation of an urban drainage network*

---

ANAS SEBTI<sup>1</sup> et SAAD BENNIS<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup> École de technologie supérieure, Département de génie de la construction,  
1100, rue Notre-Dame Ouest, Montréal (Québec), Canada H3C 1K3

Reçu le 11 juin 2011, accepté le 8 mai 2012

---

## RÉSUMÉ

L'examen d'un certain nombre de réseaux de drainage urbains permet souvent de faire le constat, que ceux-ci deviennent progressivement le siège d'écoulements en charge, voire de refoulements et de débordements. Les impacts sur l'équilibre du milieu aquatique sont préoccupants et peuvent avoir des conséquences graves sur la salubrité des ressources en eau potable et sur l'usage récréatif de ces milieux. Ces dysfonctionnements sont souvent dus à l'augmentation des débits de ruissellement engendrée par l'urbanisation et les changements climatiques et à la réduction de la capacité hydraulique causée par l'usure et le manque de maintenance du réseau.

Afin de pallier ces dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux, nous avons mis en œuvre un programme pour optimiser la réhabilitation d'un réseau de drainage urbain. Les interventions potentielles sont principalement axées sur les pratiques de gestion optimales (PGO) qui visent la réduction du débit et du volume de ruissellement. Ces interventions peuvent aussi inclure les méthodes classiques de réhabilitation, voire même le redimensionnement et la

reconstruction des conduites problématiques pour améliorer la capacité hydraulique du réseau.

Le programme développé a été appliqué sur un réseau synthétique et sur un réseau réel selon plusieurs scénarios de rétention et sous différentes pluies de conception. L'application de la méthodologie au réseau synthétique a permis d'illustrer les avantages d'intégration des PGO dans la conception pour optimiser les coûts de construction et de gestion à court terme tout en évitant les problèmes hydrauliques et environnementaux à long terme.

L'étude de cas réels porte sur le réseau de l'arrondissement de Verdun, qui est l'objet de nombreux dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux. Le programme proposé a permis de définir la meilleure combinaison entre volume de rétention, réhabilitation et redimensionnement de collecteurs qui conduit aux performances hydrauliques et environnementales visées avec un coût minimal.

**Mots-clés :** Réseaux de drainage, débordement, performance hydraulique, performance environnementale, réhabilitation, rétention, optimisation et PGO.

## ABSTRACT

Assessment of urban drainage networks often reveals that some systems gradually become subject to pressurized flow, or even backups and overflows. The impacts on the balance of the aquatic environment are troubling, and can have serious consequences on the safety of drinking water resources and the recreational use of these environments. These dysfunctions are often due on one hand to the increases in runoff flow caused by urbanization and climate change and, on the other hand, by the reduced hydraulic capacity caused by wear and lack of network maintenance. To overcome these environmental and hydraulic dysfunctions, we have implemented an optimization program for rehabilitation interventions. Potential rehabilitation interventions mainly focus on Best Management Practices (BMPs), but may also include conventional methods of rehabilitation and even the resizing and reconstruction of problematic pipes in order to improve the network hydraulic capacity. The optimization program has been applied both to a real and to a synthetic network, according to several retention and design storm scenarios. The application of this methodology to the synthetic network allowed the illustration of the benefits of integration of BMPs during design in order to optimize construction and management costs in the short term, while avoiding long-term hydraulic and environmental problems.

The case study focuses on the network in the borough of Verdun, which is subjected to many environmental and hydraulic dysfunctions. The proposed program has allowed a definition of the best balance between retention, rehabilitation and pipe resizing, leading to the targeted hydraulic and environmental performances at the least cost.

**Keywords:** *Drainage networks, overflows, hydraulic performance, environmental performance, rehabilitation, retention, optimization, best management practice*

## 1. INTRODUCTION

L'urbanisation rapide et les changements climatiques ont une incidence sur le débit et le volume des eaux de ruissellement et sur la qualité de l'eau des plans récepteurs (MAILHOT et DUCHESNE, 2010). 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, sur les plans d'eau récepteurs et sur les habitats connexes (INFRAGUIDE, 2003). Ces accroissements de flux rejetés en périodes d'orages pluvieux sont d'autant plus importants que les capacités hydrauliques des canalisations se trouvent

dépassées par les effets du temps et de l'urbanisation. Sur le plan hydraulique, on constate des mises en charge et des refoulements pour des fréquences d'orage égales ou même inférieures aux fréquences initiales de conception.

La formulation d'un programme d'optimisation pour minimiser le coût global 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 de minimiser le coût total actualisé des équipements (IBRAHIM, 2008).

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. Cette approche monocritère 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).

Afin de combler cette lacune, 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 permet l'utilisation d'un système d'indicateurs exprimés dans leur propre unité (et non agrégés) en se basant sur des critères de performance. Dans ce sens, REYNA *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 structurale et hydraulique, les coûts sociaux et les coûts d'entretien. La performance hydraulique d'une conduite est évaluée localement avant et après réhabilitation dans le modèle MARESS. Or, la mise en charge d'une conduite peut affecter plusieurs conduites situées en amont et la réhabilitation de cette conduite peut affecter d'autres conduites situées en aval. 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 *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, des mesures, des plaintes, etc. La détermination de ces priorités est faite à l'aide d'une approche multicritère mais

aucune procédure de réalisation de la méthode n'a été proposée (LE GAUFFRE *et al.*, 2004).

L'approche méthodologique développée dans le cadre du projet RERAU a été appliquée récemment par NAFI et WEREY (2009) sur un sous-bassin du réseau d'assainissement d'Alsace en France. Ces chercheurs ont proposé une démarche de réalisation 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) qui 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, ou par 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.

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 (PGO), 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 PGO peuvent être structurales ou non structurales. Elles peuvent être appliquées à la source, sur les terrains privés ou publics ou dans le réseau.

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 *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 *et al.*, 2004). Le choix, les dimensions et l'emplacement des techniques retenues sont basés sur le coût, sur la disponibilité des terrains, sur la sécurité et sur 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 présent travail. Une telle approche permet de trouver la solution optimale pour améliorer la performance hydraulique et éviter les débordements en minimisant les coûts.

## 2. PROGRAMME D'OPTIMISATION

### 2.1 Fonction objectif

Afin d'illustrer le concept d'optimisation proposé, considérons dans un premier temps un seul bassin versant drainé par une seule conduite, en bon état structural, 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 ces mises en charge peut être réalisée soit par la réduction du débit d'entrée dans cette conduite, soit par l'augmentation de sa capacité. La réduction du débit d'entrée peut être réalisée par la rétention d'un volume  $V$  dans un bassin situé directement en amont de cette conduite. L'augmentation de la capacité de la conduite peut être réalisée soit par l'amélioration de son coefficient de Manning ou soit par l'augmentation de sa dimension. Nous voulons donc intervenir pour éviter ces mises en charge en utilisant la rétention et/ou l'augmentation de la capacité de la conduite, tout en minimisant le coût total de cette intervention. Pour un réseau comprenant  $n$  conduites, la fonction objectif peut être formulée comme suit :

$$\text{Minimiser: } \sum_{i=1}^n \left( CR_i \times V_i + CRE_i \times Y_i \times L_i + \sum_{k=1}^r CC_{i,k} \times X_{i,k} \times L_i \right) \quad (1)$$

$n$  : nombre de sous-bassins constituant le bassin versant total;  
 $CR_i$  : coût associé à la rétention d'un  $m^3$  d'eau au sous-bassin  $i$  (en \$);  
 $V_i$  : volume à retenir sur le sous-bassin  $i$  (en  $m^3$ );  
 $CRE_i$  : coût par mètre linéaire, 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;  
 $L_i$  : longueur de la conduite drainant le sous-bassin  $i$  (en m);  
 $r_i$  : nombre de diamètres commerciaux disponibles sur le marché, supérieurs au diamètre actuel de la conduite  $i$ ;

$CC_{i,k}$  : coût unitaire associé au remplacement de la conduite  $i$  par la conduite de diamètre  $D_{S_{i,k}}$  (en \$);

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

$D_{S_{i,k}}$  :  $k^{\text{ème}}$  diamètre commercial choisi en cas de redimensionnement de la conduite  $i$  (en m).

## 2.2 Contraintes du modèle

### 2.2.1 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 de Manning fournit alors la capacité à surface libre des conduites circulaires  $Q$  selon leur coefficient de Manning  $n$ , leur diamètre  $D$  (en m) et leur pente  $S_0$  (BENNIS, 2007).

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

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 ( $A_j$ ) constituant  $BV_i$ , soit :

$$A_{BV_i} = \sum_{j=1}^i A_j \quad (3)$$

- un coefficient de ruissellement ( $CBV_i$ ) qui est égal à la somme des coefficients de ruissellement des différents sous-bassins ( $C_j$ ) pondérés par leur contribution en surfaces respectives :

$$C_{BV_i} = \frac{\sum_{j=1}^i A_j \times C_j}{A_{BV_i}} \quad (4)$$

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

$$t_{BV_i} = \text{Max} \left( t_{c_i}, \left( t_{c_j} + t_{f_{ji}} \right)_{j \leq i} \right) \quad (5)$$

avec :

$t_{c_i}$  : temps de concentration du sous-bassin  $i$  (en min). Ce paramètre est défini comme le temps mis par l'eau pour 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 min).

Pour le modèle de transformation pluie-débit, nous avons utilisé la méthode rationnelle (BENNIS, 2007) qui s'intègre facilement dans le programme d'optimisation. En effet, il est difficile d'utiliser une méthode qui se base sur des itérations pour calculer le débit comme c'est le cas du modèle du réservoir non linéaire. Dès lors, le débit de pointe qui sera considéré pour la conduite  $i$  sera :

$$Q_{BV_i} = K \times C_{BV_i} \times I(t_{BV_i}) \times A_{BV_i} \quad (6)$$

où :

$I(t_{BV_i})$  : intensité de pluie relative au sous-bassin  $BV_i$  (en  $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ). 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 4, l'équation 6 peut s'écrire comme suit :

$$Q_{BV_i} = K \times \frac{\sum_{j=1}^i A_j \times C_j}{A_{BV_i}} \times I(t_{BV_i}) \times A_{BV_i} \quad (7)$$

La simplification de l'équation 7 donne :

$$Q_{BV_i} = \sum_{j=1}^i K \times A_j \times C_j \times I(t_{BV_i}) \quad (8)$$

En multipliant et en divisant les termes de la somme de l'équation 8 par  $I_j$ , on obtient :

$$Q_{T_i} = \sum_{j=1}^i K \times A_j \times C_j \times I_j \times \frac{I(t_{BV_i})}{I_j} \quad (9)$$

avec  $I_j$  : intensité de la pluie relative au sous-bassin  $j$  (en  $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ).

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

$$Q_j = K \times A_j \times C_j \times I_j \quad (10)$$

et en posant :

$$f_{ji} = \frac{I(t_{CT_i})}{I_j} \quad (11)$$

nous obtenons finalement :

$$Q_{BV_i} = \sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \quad (12)$$

L'équation 12 du débit de ruissellement global provenant du nœud  $i$  constitue une généralisation de l'approche traditionnelle du calcul du débit par la méthode rationnelle qui nous affranchit du calcul du temps de concentration global du bassin.

Lors de la conception ou de l'évaluation d'une conduite de drainage, nous devons veiller à ce que la capacité de cette conduite soit supérieure au débit de conception 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 par l'inéquation 13 :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times D_i^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times n_i} \quad (13)$$

où :

$Q_j$  : débit maximal provenant de la conduite  $j$  (en  $m^3 \cdot s^{-1}$ );

$f_{ij}$  : coefficient de laminage du débit  $Q_j$ .

Si, lors de la conception ou de 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  $D_{S_{i,j}}$ , auquel cas l'inéquation 13 devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left( D_i + \sum_{k=1}^{r_i} \left( X_{i,k} \times (D_{S_{i,k}} - D_i) \right) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left( n_i + \sum_{k=1}^{r_i} \left( X_{i,k} \times (n'_i - n_i) \right) \right)} \quad (14)$$

où :

$n'_i$  : coefficient de Manning de la nouvelle conduite posée;

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

$X_{i,k}$  : variable binaire qui égale 1 dans le cas où la conduite drainant le sous-bassin  $i$  est redimensionnée et 0 sinon. Remarquons que lorsque  $X_{i,k} = 0$ , nous retrouvons l'inéquation 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) projeté ou le recouvrement de la conduite  $i$  par un procédé de chemisage font passer son coefficient de Manning 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 13 devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left( D_i + Y_i \times (D_{R_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left( n_i + Y_i (n_i'' - n_i) \right)} \quad (15)$$

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 13 où le diamètre de la conduite et son coefficient de Manning ne sont pas modifiés.

En combinant les inéquations 14 et 15, on obtient une formulation compacte de la contrainte sur les débits de conception de chacune des conduites :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times \left( D_i + \sum_{k=1}^{r_i} \left( X_{i,k} \times (D_{S_{i,k}} - D_i) \right) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}} \times S_{0i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}} \times \left( n_i + \sum_{k=1}^{r_i} \left( X_{i,k} \times (n'_i - n_i) \right) + Y_i (n_i'' - n_i) \right)} \quad (16)$$

### 2.2.2 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 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 lorsque la pente au sol  $S_0$  devient plus abrupte. L'équation 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, une 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'égout, nous devons ajouter une contrainte qui assure que le diamètre d'une conduite  $i$  est au moins égal au diamètre de la conduite située en amont.

$$D_i + \sum_{k=1}^n X_{i,k} \times (D_{S_{i,k}} - D_i) \leq D_{i+1} + \sum_{k=1}^{r_{i+1}} X_{i+1,k} \times (D_{S_{i+1,k}} - D_{i+1}) \quad (17)$$

Afin de forcer le programme à ne considérer que les solutions où au plus une méthode d'intervention est choisie, l'inéquation 18 doit être vérifiée :

$$Y_i + \sum_{k=1}^r X_{i,k} \leq 1 \quad (18)$$

En prenant en considération l'inéquation 18, on peut démontrer que (SEBTI, 2011) :

$$\frac{\left( D_i + \sum_{k=1}^r \left( X_{i,k} \times (D_{S_{i,k}} - D_i) \right) + Y_i \times (D_{R_i} - D_i) \right)^{\frac{8}{3}}}{\left( n_i + \sum_{k=1}^r \left( X_{i,k} \times (n_i' - n_i) \right) + Y_i (n_i'' - n_i) \right)^{\frac{8}{3}}} = \left( 1 - \left( \sum_{k=1}^r X_{i,k} \right) - Y_i \right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left( \sum_{k=1}^r X_{i,k} \times \frac{D_{S_{i,k}}^{\frac{8}{3}}}{n_i'} \right) + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n_i''} \quad (19)$$

Dès lors, l'inéquation 16 devient :

$$\sum_{j=1}^i Q_j \times f_{ij} \leq \frac{\pi \times S_{0_i}^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{3}{2}}} \times \left( \left( 1 - \left( \sum_{k=1}^r X_{i,k} \right) - Y_i \right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left( \sum_{k=1}^r X_{i,k} \times \frac{D_{S_{i,k}}^{\frac{8}{3}}}{n_i'} \right) + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n_i''} \right) \quad (20)$$

L'inéquation 20 est une contrainte linéaire équivalente à la contrainte non linéaire 16.

### 2.2.3 Contrainte sur les volumes de rétention

Comme la capacité de rétention à un endroit donné est limitée par l'espace disponible et la configuration des lieux, une troisième contrainte doit être imposée au volume de rétention.

Partant de l'hypothèse que l'hydrogramme d'entrée de la pluie se présente sous forme triangulaire, le volume d'eau retenue (en m<sup>3</sup>) à l'aide d'un bassin de rétention est illustré par la surface ombragée sur la figure 1 où :

$Q_{av}$  : débit de ruissellement maximal à l'entrée du bassin de rétention (en m<sup>3</sup>•s<sup>-1</sup>);

$Q_{ap}$  : débit maximal à la sortie du bassin de rétention (en m<sup>3</sup>•s<sup>-1</sup>);

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

$t_R$  : durée de la pluie (en min).

Au vu de la figure 1, le volume de rétention  $V$  est la somme de la surface du triangle OAD et celle du parallélogramme ABED. Ce volume est égal à (SEBTI, 2011) :

$$V = 60 \times t_R \times (Q_{av} - Q_{ap}) \quad (21)$$

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

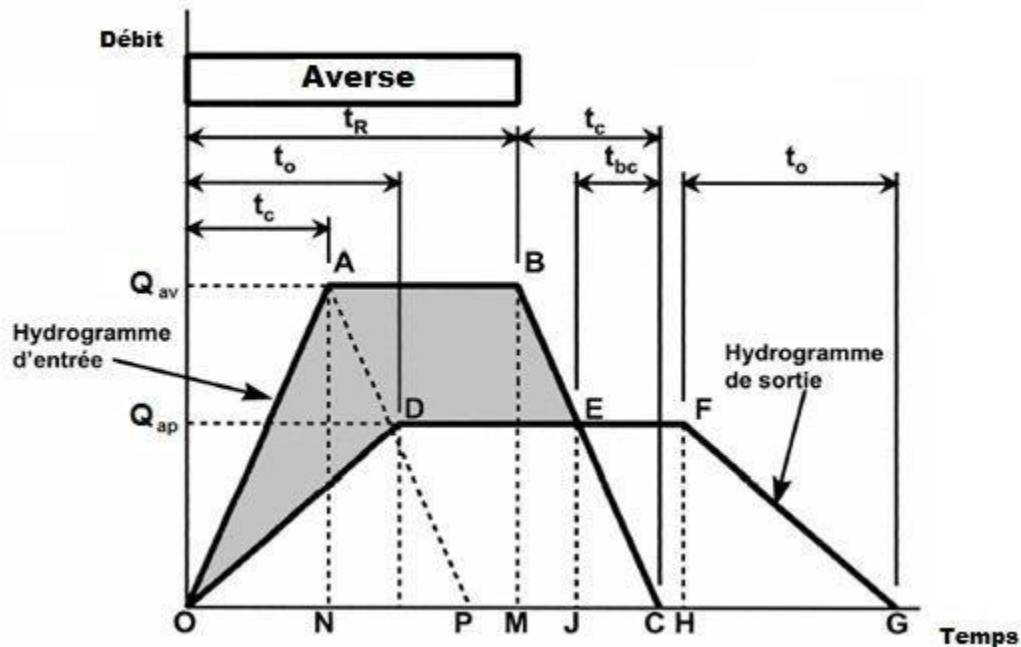


Figure 1. Volume de rétention.  
Retention volume.

$$V \leq V_M \tag{22}$$

Le débit à la sortie doit alors être supérieur au débit minimal  $Q_M$  :

$$Q_M = Q_{av} - \frac{V_M}{60 \times t_R} \tag{23}$$

Si la valeur maximale de ce débit à la sortie dépasse la capacité 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.

### 2.3 Présentation du modèle

Finalement, on obtient un problème linéaire sous la forme :

$$\text{Minimiser } \sum_{i=1}^n \left( CR_i \times 60 \times t_{R_i} \times (Q_{av_i} - Q_{ap_i}) + CRE_i \times Y_i \times L_i + \sum_{k=1}^{r_i} CC_{i,k} \times X_{i,k} \times L_i \right) \tag{24}$$

Sous contraintes

$$\sum_{j=1}^i Q_{ap_j} \times f_{ij} \leq Q_{ap_i} \tag{25}$$

$$D_{F_i} \leq D_{F_{i+1}} \tag{26}$$

$$Q_{ap_i} \geq Q_{M_i} \tag{27}$$

$$Y_i + \sum_{k=1}^{r_i} X_{i,k} \leq 1 \tag{28}$$

$$Y_i, X_{i,k} \in \{0,1\} \text{ et } Q_{AP_i} \geq 0 \tag{29}$$

avec :

$$Q_{ap_i} = \frac{\pi \times S_0^{\frac{1}{2}}}{4^{\frac{5}{3}}} \times \left( \left( 1 - \left( \sum_{k=1}^{r_i} X_{i,k} \right) - Y_i \right) \times \frac{D_i^{\frac{8}{3}}}{n_i} + \left( \sum_{k=1}^{r_i} X_{i,k} \times \frac{D_{S_{i,k}}^{\frac{8}{3}}}{n_i} \right) + Y_i \times \frac{D_{R_i}^{\frac{8}{3}}}{n_i} \right) \tag{30}$$

et

$$D_{F_i} = D_i + \sum_{k=1}^{r_i} X_{i,j} \times (D_{S_{i,k}} - D_i) \tag{31}$$

### 2.4 Critère de performance hydraulique

Pour évaluer la capacité hydraulique du réseau, nous avons calculé pour, chaque tronçon, l'indice de performance hydraulique. Cet indice de performance hydraulique est donné par la relation (BENNIS *et al.*, 2003) :

$$IPH_i = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \frac{H_i}{PR_i} \tag{32}$$

où

$IPH_i$  : 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 récurrence cinq ans). Cette hauteur est mesurée à partir de la couronne de la conduite;

$PR_i$  : 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 32), ceci signifie que la hauteur de mise en charge a atteint la surface du sol et que la conduite déborde; dans ce cas,  $IPH_i = N_{\max} = 100$ .

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

Entre ces deux extrêmes, la note  $IPH_i$  exprime directement le degré de mise en charge de la conduite exprimé en pourcentage de la profondeur d'enfouissement au regard amont. Dans les paragraphes 3.2 et 3.3, nous désignerons par  $IPH_{\text{avant}}$  l'indice de performance hydraulique initial avant intervention.

## 3. APPLICATIONS

### 3.1 Coûts

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 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 pompage sans inclure les prix des 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 les berges soient stables.

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

Les coûts de redimensionnement des conduites, exprimés au mètre linéaire, dépendent du diamètre et de la nature des canalisations. Nous avons pris comme hypothèse que toutes les conduites du réseau sont circulaires et en béton. Le tableau 1 présente les coûts que nous avons retenus dans nos simulations.

### 3.2 Réseau synthétique

Le bassin synthétique est constitué de treize (13) sous-bassins de drainage (Figure 2) dont la superficie varie entre 2 ha et 10 ha pour un total de 67 ha. Le tableau 2 présente les caractéristiques des sous-bassins et des conduites drainantes.

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

Nous avons conçu le réseau selon les règles de l'art, avec une pluie de période de retour cinq ans en se basant sur les courbes intensité-durée-fréquence de la région de Montréal.

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 3).

L'indice de performance hydraulique de toutes les conduites du réseau est nul quand le coefficient de ruissellement égale 0,3. Par contre, quand le coefficient de ruissellement augmente à 0,5, la plupart des conduites se mettent en charge et trois d'entre elles (5, 10 et 13) débordent sur la chaussée ( $IPH_{0,5}$ ).

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

#### 3.2.1 Scénario 1 : Rétention sans borne supérieure

Pour le premier scénario, nous avons comme objectif d'éliminer les mises en charge en utilisant le programme d'optimisation présenté à la section 2. Dans ce premier scénario, aucune contrainte n'a été imposée à la disponibilité des volumes de rétention en amont de chacune des conduites de drainage.

Le volume  $V_i$  présenté dans la deuxième colonne du tableau 4 est le volume de rétention considéré au sous-bassin  $i$ . La solution obtenue propose de retenir des volumes pouvant

Tableau 1. Coût de redimensionnement des conduites.

Table 1. Cost of resizing pipes.

Diamètre (mm)	Coût (\$)
750	4 010
900	4 310
1 050	4 590
1 200	4 875
1 350	5 430
1 500	7 500
1 650	7 800
1 800	8 300
2 100	9 500

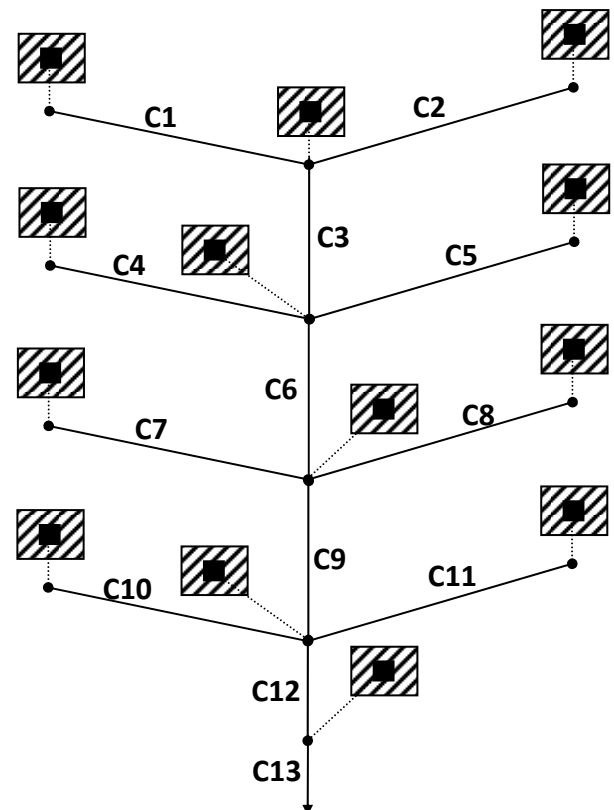


Figure 2. Réseau synthétique.  
Synthetic network.

**Tableau 2.** Caractéristiques du réseau synthétique.  
**Table 2.** Characteristics of the synthetic network.

Sous-bassin	Superficie du sous-bassin i	Temps de concentration du bassin i	Longueur de la conduite	Diamètre de la conduite i
	(ha)	(min)	(m)	(m)
1	8	52,16	200	0,60
2	2	36,88	100	0,38
3	9	53,72	210	0,75
4	10	55,15	230	0,60
5	3	40,82	120	0,38
6	2	36,88	100	0,90
7	4	43,86	140	0,45
8	8	52,16	200	0,60
9	5	46,38	160	1,05
10	3	40,82	120	0,38
11	4	43,86	140	0,45
12	2	36,88	100	1,05
13	7	50,45	180	1,05

**Tableau 3.** Indices de performance hydraulique du réseau.  
**Table 3.** Hydraulic performance indices of the network.

Tronçon	Débit (Pour C=0,3) ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Débit (Pour C=0,5) ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )	IPH (Pour C=0,5) %
1	0,288	0,591	18,1
2	0,092	0,187	21,9
3	0,669	1,375	78,8
4	0,345	0,710	69,2
5	0,129	0,263	100,0
6	1,153	2,363	43,8
7	0,163	0,334	47,0
8	0,288	0,591	18,1
9	1,716	3,512	63,1
10	0,129	0,263	100,0
11	0,163	0,334	47,0
12	1,996	4,071	64,2
13	2,200	4,473	100,0

atteindre 1 388 m<sup>3</sup> 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 sont assez importants par rapport aux coûts de la rétention et de la 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 est d'environ 380 000 \$.

### 3.2.2 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 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 égal au débit qui est généré avec le coefficient de ruissellement 0,3.

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

Comme on peut le remarquer, le volume total retenu sur tout le bassin versant avec cette nouvelle contrainte est de 5 885 m<sup>3</sup>, comparativement à 3 235 m<sup>3</sup> dans le scénario précédent, 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 % (Tableau 4).

La rétention a été favorisée par rapport au redimensionnement et la réhabilitation des conduites. En effet, mis 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 précédent sont gardées telles quelles dans le scénario actuel.

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

Pour ce scénario, nous avons imposé une contrainte plus sévère au niveau environnemental 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, l'objectif 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 égal au débit provenant des sous-bassins quand le coefficient de ruissellement était 0,3 (Tableau 4).

La limitation du débit issu de chaque sous-bassin nécessite une rétention sur tous les points du réseau. En effet, pour atteindre les débits postdéveloppement, chaque sous-bassin doit retenir l'eau produite par le débit supplémentaire 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 5 825 m<sup>3</sup>. Ce volume est inférieur à celui retenu pour le scénario précédent, 5 885 m<sup>3</sup>, 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 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.

### 3.2.4 Scénario 4 : Rétention avec borne supérieure

Pour ce scénario, nous avons travaillé avec le programme complet. Comme il est souvent le cas en pratique, les volumes de rétention disponibles sont limités (Tableau 4).

En plus d'une utilisation quasi totale des volumes de rétention disponibles, cinq conduites doivent être réhabilitées et deux autres conduites doivent être redimensionnées. En effet, les volumes maximaux disponibles ne peuvent pas réduire suffisamment les débits issus des sous-bassins versants. Dès lors, l'augmentation de la capacité hydraulique des conduites est nécessaire pour assurer des écoulements sans mise en charge.

Une élimination complète des mises en charge nécessitera alors un coût d'environ 1 800 000 \$, soit une augmentation de l'ordre de 380 % par rapport au coût nécessaire lorsque la rétention était non contrainte. Cette différence importante de coût illustre l'avantage de la rétention, quand elle est possible, par rapport aux autres méthodes d'intervention. De plus, la rétention améliore le comportement hydraulique de la conduite située directement en aval ainsi que de toutes les conduites qui suivent. Par contre, la réhabilitation et le redimensionnement d'une conduite améliorent la performance de ladite conduite mais risquent de créer des problèmes plus loin en aval.

## 3.3 Cas du réseau de Verdun

Le bassin problématique qui est le cas d'étude réel de ce travail est celui du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun à Montréal, présenté à la figure 3a. Ce bassin est desservi par un réseau unitaire, limité à l'ouest par le canal de l'aqueduc

Tableau 4. Scénarios de rétention.  
Table 4. Retention scenarios.

Tronçon	Scénario 1				Scénario 2				Scénario 3				Scénario 4			
	Volume retenu (m <sup>3</sup> )		Redimentionnement		Volume retenu (m <sup>3</sup> )		Redimentionnement		Volume retenu (m <sup>3</sup> )		Redimentionnement		Volume retenu (m <sup>3</sup> )		Redimentionnement	
	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement	Réhabilitation	Redimentionnement
1	1 388	non	non	non	1 388	non	non	712	non	non	non	non	400	non	non	non
2	59	non	non	non	59	non	non	158	non	non	non	non	350	non	non	non
3	0	non	non	non	1 575	non	non	809	non	non	non	non	450	non	non	non
4	443	non	non	non	443	non	non	907	non	non	non	non	300	oui	non	non
5	203	non	non	non	203	non	non	246	non	non	non	non	350	non	non	non
6	0	non	non	non	284	non	non	158	non	non	non	non	100	oui	non	non
7	171	non	non	non	171	non	non	337	non	non	non	non	150	oui	non	non
8	598	non	non	non	1 388	non	non	712	non	non	non	non	200	non	non	non
9	0	non	non	non	0	non	non	429	non	non	non	non	250	oui	non	non
10	203	non	non	non	203	non	non	246	non	non	non	non	0	non	oui (1)	non
11	171	non	non	non	171	non	non	337	non	non	non	non	200	non	non	non
12	0	oui	non	non	0	non	non	158	non	non	non	non	250	oui	non	non
13	0	oui	non	non	0	non	non	617	non	non	non	non	200	non	oui (1)	non
Total	3 236	2	0	0	5 885	0	0	5 826	0	0	0	0	3 200	2 741	5	2
Coût (\$)	377 107 \$				428 945 \$				451 774 \$				1 787 750 \$			

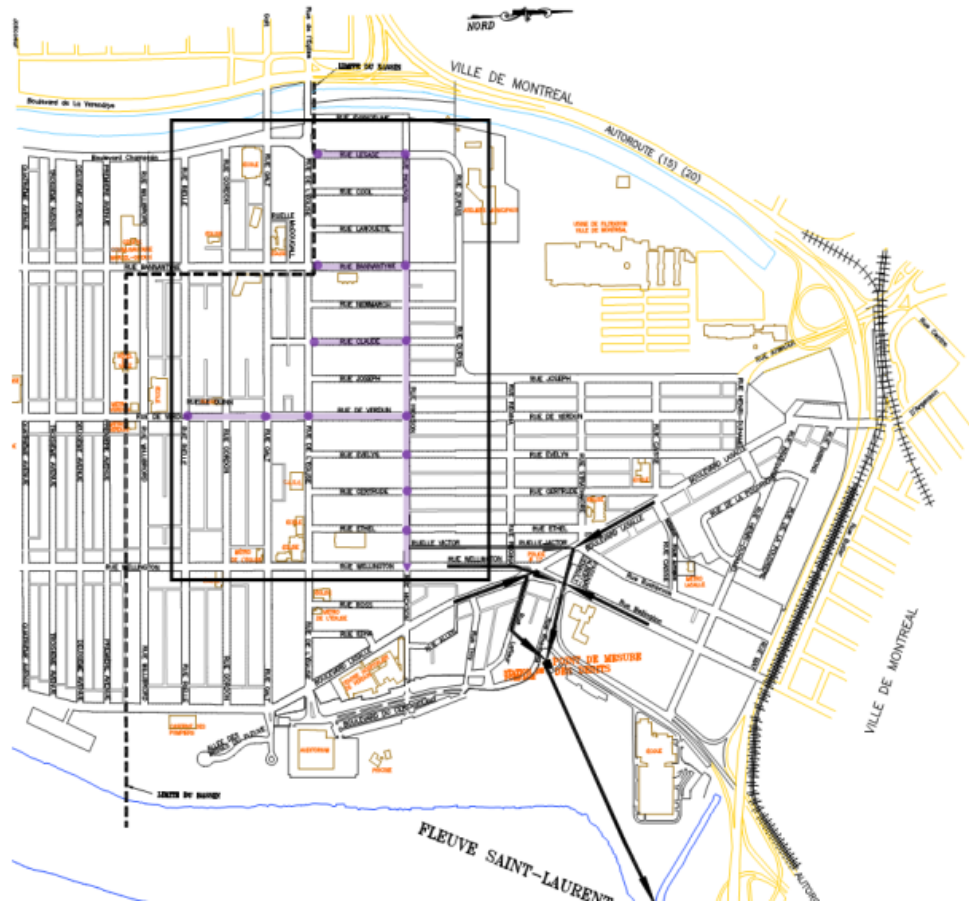


Figure 3a. Plan du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun.  
 Map of sector 1 of the Verdun arrondissement..

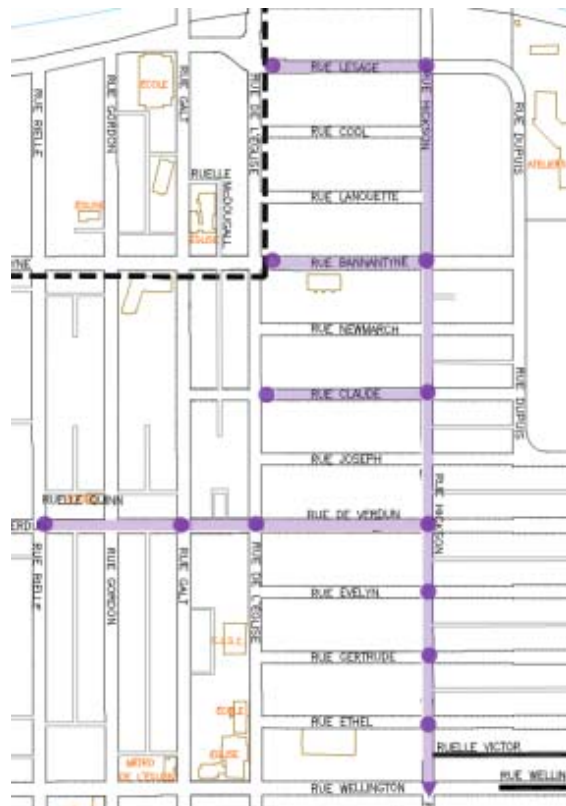


Figure 3b. Partie du secteur la plus exposée aux inondations.  
 Part of the sector most exposed to flooding.

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<sup>re</sup> 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 rues) 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 trois à quatre 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 Rhéaume. En temps de pluie, cette structure de régulation peut intercepter un débit maximal de  $4,25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , correspondant au débit de pointe d'une 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 vers le milieu récepteur des eaux provenant du réseau en temps de pluie dépasse la valeur prescrite par la Directive 004 du ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs. Il faut rappeler que cette directive prescrit un débordement par mois dans les eaux courantes et un débordement par deux mois dans les eaux stagnantes durant la période estivale du 1 mai au 31 octobre. 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).

Afin de pallier ces dysfonctionnements hydrauliques et environnementaux, nous avons mis en œuvre le programme développé à la section 2 pour réduire la fréquence des inondations ainsi que la fréquence des déversements des eaux polluées.

Compte tenu du fait que le réseau d'étude contient un grand nombre de conduites et de nœuds, nous avons fait une simulation hydraulique préliminaire à l'aide de SWMM5 pour focaliser notre étude sur le secteur problématique du point de vue des refoulements. Cette étude a démontré, en accord avec les plaintes rapportées, que la plupart des inondations sont localisées à la figure 3b.

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. Les tronçons de conduite sont identifiés par le nom agrégé de la rue ou l'intersection des rues où ils sont placés. Le temps de concentration et le coefficient de ruissellement retenus pour chaque sous-bassin sont respectivement 35 minutes et 0,5.

Les intensités de pluie utilisées pour le calcul des débits de pointe sont tirées des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de la région de Montréal.

### 3.3.1 Bassins ou conduites souterraines et rétention sur des toits plats

Pour le cas synthétique, nous avons supposé que le volume de rétention maximal disponible sur chaque sous-bassin pouvait 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, 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  $70 \text{ \$} \cdot \text{m}^{-3}$  et  $100 \text{ \$} \cdot \text{m}^{-3}$  par  $\text{m}^3$ ) par des coûts unitaires de rétention souterraine et sur les toitures qui varient généralement entre  $600 \text{ \$} \cdot \text{m}^{-3}$  et  $900 \text{ \$} \cdot \text{m}^{-3}$ . Quant aux volumes maximaux, les estimations utilisées pour les différents types de rétention sont présentées au tableau 6.

### 3.3.2 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 7.

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

Compte tenu du fait que la plupart des propriétés dans ce quartier ont des sous-sols, et que 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 3 850 000 \$. Il inclut le coût de la rétention appliquée aux sous-bassins drainés par neuf tronçons ainsi que la réhabilitation des conduites de trois tronçons.

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

**Tableau 5. Les paramètres du bassin-versant.**  
**Table 5. Watershed parameters.**

Tronçon	Longueur de la conduite (m)	Superficie		
		Longueur de la conduite (m)	Superficie drainée par la conduite (ha)	Diamètre de la conduite (m)
HicLes	86,3	5,38	0,65	1,53
HicCoo	84,7	3,64	0,87	1,00
Lanouette	234,7	2,37	0,58	1,81
HicLan	86,0	0,00	1,30	0,43
HicBan	88,4	5,70	1,30	1,22
HicNew	83,8	3,38	1,30	1,53
Claude	243,0	1,93	0,72	2,84
HicCla	74,7	1,74	1,30	2,05
HicJos	99,1	2,87	1,45	1,87
Riever	194,5	10,63	0,87	2,60
GalVer	97,5	8,97	0,87	2,08
EglVer	236,2	3,83	0,87	2,77
HicVer	91,4	2,54	1,45	1,99
HicEve	76,2	2,99	1,44	1,57
HicGer	76,2	2,06	1,45	0,89
HicEth	251,5	2,06	1,74	0,90

**Tableau.6. Volumes de rétention maximaux.**  
**Table 6. Maximum retention volumes.**

Tronçon	Bassins sous terre (m <sup>3</sup> )	Conduites de grand diamètre (m <sup>3</sup> )	Toits plats (m <sup>3</sup> )
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	1 000	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

**Tableau 7. Résultats pour la pluie de période de retour cinq ans.**  
**Table 7. Results for the five year return period rain fall.**

<b>Tronçon</b>	<b>Volume maximal disponible (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume retenu (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Réhabilitation (-)</b>	<b>Redimensionnement (-)</b>	<b>IPH<sub>avant</sub> (%)</b>
HicLes	1 100	0	non	non	0,0
HicCoo	850	611	non	non	17,8
Lanouette	1 200	398	non	non	0,0
HicLan	0	0	non	non	0,0
HicBan	1 200	260	non	non	0,0
HicNew	800	567	non	non	0,0
Claude	1 100	324	non	non	0,0
HicCla	550	292	non	non	7,4
HicJos	800	0	non	non	1,3
Riever	2 300	1 784	non	non	9,5
GalVer	1 750	0	non	non	57,0
EglVer	1 450	0	<b>oui</b>	non	100,0
HicVer	700	426	non	non	31,9
HicEve	750	95	<b>oui</b>	non	46,3
HicGer	600	0	<b>oui</b>	non	67,2
HicEth	1 200	0	non	non	0,0
<b>Coût total</b>		3 592 915 \$	253 196 \$	0 \$	
			3 846 111 \$		

### 3.3.3 Pluie de période de retour vingt-cinq ans

Pour drainer une pluie de période de retour 25 ans sans mise en charge (Tableau 8), 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 le 3<sup>e</sup> diamètre commercial supérieur à celui déjà en place. 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 4 300 m<sup>3</sup>. 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.

## 4. CONCLUSION

L'objectif principal de ce travail est de proposer une nouvelle approche pour optimiser la performance hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain. Cette approche est basée sur l'utilisation des pratiques de gestion optimales (PGO) combinées, au besoin, à la réhabilitation ou au redimensionnement des conduites jugées problématiques. Cette approche présente l'avantage de proposer un coût minimal tout en éliminant les risques de refoulement dans le réseau pour la période de retour choisie. Ainsi, nous avons mis en œuvre un programme d'optimisation ayant comme fonction objectif la minimisation du coût total de l'intervention. Ce coût est constitué de la somme des coûts associés à la rétention dans les différents sous-bassins, 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



**Tableau 8. Résultats pour la pluie de période de retour vingt-cinq ans.**  
**Table 8. for the twenty-five year return period rain fall.**

Tronçon	Volume Maximal disponible (m <sup>3</sup> )	Volume retenu (m <sup>3</sup> )	Réhabilitation	Redimensionnement	IPH <sub>avant</sub> (%)
HicLes	1 100	0	oui	non	54,6
HicCoo	850	396	oui	non	76,1
Lanouette	1 200	0	non	non	0,0
HicLan	0	0	non	non	0,0
HicBan	1 200	0	oui	non	7,1
HicNew	800	0	oui	non	14,8
Claude	1 100	0	non	non	0,0
HicCla	550	0	oui	non	26,4
HicJos	800	0	oui	non	20,8
Riever	2 300	2 300	non	non	82,1
GalVer	1 750	1 635	non	non	100,0
EglVer	1 450	0	oui	non	100,0
HicVer	700	0	oui	non	95,8
HicEve	750	0	non	oui(3)	100,0
HicGer	600	0	non	oui(3)	100,0
HicEth	1 200	0	non	oui(2)	100,0
<b>Coût total</b>		3 595 982 \$	474 749 \$	4 281 340 \$	
			8 352 071 \$		

en charge et, d'autre part, le respect des volumes maximaux disponibles pour la rétention et les règles de l'art dans la conception des réseaux.

Ce modèle a été appliqué dans un premier temps sur un réseau synthétique. 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 l'objet de nombreux dysfonctionnements. Le programme a permis de définir la meilleure combinaison, pour des pluies de période de retour de 5 et 25 ans, entre la capacité de rétention, la réhabilitation et le redimensionnement de conduites 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 celui de

toutes celles qui suivent. Par contre, la réhabilitation et le redimensionnement d'une conduite améliorent la performance de ladite conduite mais risquent de créer des problèmes plus loin en aval.

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 souffrant de dysfonctionnements causés par l'urbanisation.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ARIARATNAM, S.T. et C.W. MACLEOD (2002). Financial outlay modeling for a local sewer rehabilitation strategy. *J. Constr. Eng. Manage.*, 128, 486-495.
- AYADI, R. (2010). *Pratiques de gestion optimale (PGO) dans la gestion des eaux pluviales*. Mémoire de maîtrise en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal, QC, Canada, 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, École de technologie supérieure, Montréal, QC, Canada, 149 p.
- BENNIS, S. (2007). *Hydraulique et hydrologie*. 2<sup>e</sup> éd, Presses de l'université du Québec, Montréal, QC, Canada, 450 p.
- BENNIS, S., J. BENGASSEM, et P. LAMARRE (2003). Hydraulic performance index of a sewer network. *J. Hydraul. Eng.*, 129, 504-510.
- CHOCAT, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. LAVOISIER (Éditeur), Paris, France, 1124 p.
- COLAS, H., M. PLEAU, J. LAMARRE, G. PELLETIER et P. LAVALLÉE (2004). Practical perspective on real-time control. *Water Qual. Res. J. Can.*, 39, 466-478.
- DION, Y. (2006). *Restructuration hydraulique et environnementale des réseaux d'assainissement*. Mémoire de maîtrise en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal, QC, Canada, 143 p.
- IBRAHIM, M. (2008). *Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbain : évaluation et agrégation d'indicateurs de performance*. Thèse de doctorat en génie, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, France, 193 p.
- INFRAGUIDE (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, ON, Canada.
- LE GAUFFRE, P., C. JOANNIS, C. GIBELLO, D. BREYSSE, J.J. DESMULLIEZ et E. VASCONCELOS (2004). Indicateurs de performance et aide à la décision pour l'inspection et la réhabilitation des réseaux d'assainissement. *TSM, génie urbain génie rural.*, 9, 76-82.
- LE GAUFFRE, P., M. IBRAHIM et F. CHERQUI (2008). Sewer asset management: fusion of performance indicators into decision criteria. Dans : *Performance Assessment of Urban Infrastructure Services*. CABRERA et PARDO (Éditeurs). Drinking water, wastewater and solid waste. London (UK), IWA Publishing, 195-205.
- MAILHOT, A. et S. DUCHESNE (2010). Design criteria of urban drainage infrastructures under climate change. *J. Water Resour. Plan. Manage.*, 136, 201-208.
- MARTIN, C., Y. RUPERD, et M. LEGRET (2007). Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices. *Eur. J. Oper. Res.*, 181, 338-349.
- NAFI, A. et C. WEREY (2009). Multicriteria decision support for the hierarchisation of sanitation sections through an asset management. *Can. J. Civ. Eng.*, 36, 1207-1220.
- PLEAU, M., G. PELLETIER, H. COIAS, P. LAVALLÉE et R. BONIN (2001). Global predictive real-time control of Quebec Urban Community's westerly sewer network. *Water Sci. Technol.*, 43, 123-130.
- PLEAU, M., H. COLAS, P. LAVALLÉE, G. PELLETIER et R. BONIN (2005). Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system. *Environ. Model. Software*, 20, 401-413.
- RERAU (2004). *Méthodologie de programmation de réhabilitation des collecteurs visitables*. Ministère de Transport, Paris, France 68 p.
- REYNA, S.M., J.W. DELLEUR et J.A. VANEGAS (1994). Multi-attribute rehabilitation of storm or combined sewer systems. *Am. Soc. Civil Eng. (ASCE)*, 55-72.
- SEBTI, A. (2011). *Optimisation de la réhabilitation hydraulique et structurale d'un réseau de drainage urbain*. Mémoire de maîtrise en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal, QC, Canada, 142 p.
- VILLARREAL, E.L., A. SEMADENI-DAVIES, et L. BENGTTSSON (2004). Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecol. Eng.*, 22, 279-298.