

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DU
DOCTORAT EN GÉNIE
Ph. D.

PAR
YVES DION

OPTIMISATION DE LA GESTION EN TEMPS RÉEL
DES RÉSEAUX URBAINS DE DRAINAGE
BASÉE SUR LA QUALITÉ DES EAUX

MONTRÉAL, LE 22 OCTOBRE 2012



Yves Dion, 2012



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Saad Bennis, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Azzedine Soulaïmani président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Musandji Fuamba, membre du jury
Département de génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique de Montréal

M. Robert Hausler, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 22 OCTOBRE 2012

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier chaleureusement, mon directeur de recherche, le professeur Saad Bennis pour son soutien précieux, ses encouragements et ses conseils avisés. Son expertise liée au sujet ainsi que son encadrement lors de mes recherches et de la rédaction de cette thèse me furent d'un grand secours.

Je remercie également les villes de Montréal et Hamilton pour m'avoir donné accès aux données si essentielles à la conduite de cette recherche.

Je suis gré à mon épouse Lina pour sa patience et son amour; sans lesquels le présent ouvrage n'aurait jamais vu le jour. Je dédie enfin cette thèse à mon fils Jean-Philippe, qui a été emporté le jour du dépôt préliminaire de cette thèse. C'est en me remémorant sa présence, sa ténacité, sa soif d'agir, de créer et de découvrir que j'ai pu puiser la force intérieure nécessaire à la finalisation de ce travail, pour procéder aux dernières corrections et au dépôt du manuscrit final.

OPTIMISATION DE LA GESTION EN TEMPS RÉEL DES RÉSEAUX URBAINS DE DRAINAGE BASÉE SUR LA QUALITÉ DES EAUX

Yves DION

RÉSUMÉ

La gestion en temps réel des réseaux d'assainissement est de plus en plus privilégiée pour diminuer l'ampleur des inondations et réduire les impacts sur le milieu naturel. Cette gestion dynamique vise à suivre, analyser et contrôler le fonctionnement de ces réseaux avec un faible décalage dans le temps, par des actions correctives ou préventives. En temps de pluie, ces actions consistent à télécommander des ouvrages de contrôle, dans le but de minimiser les rejets d'eaux usées, vers les cours d'eau récepteurs. Trois pré-requis sont essentiels à la réussite d'une gestion en temps réel des réseaux de drainage pour un réseau instrumenté. Le premier consiste à acquérir une connaissance juste du comportement hydraulique du réseau en ayant recours à cette fin à la modélisation. Puis, il faut procéder à la prévision quantitative et qualitative des flux pour enfin déterminer des consignes optimales de gestion. Les travaux exposés dans l'article 1 permettent de simuler le comportement hydraulique des réseaux de drainage, en utilisant deux approches de modélisation, en vue d'analyser leur performance respective. La première approche, globale, est basée sur la méthode rationnelle généralisée; où l'ensemble du réseau situé en amont du point de régulation ou du tronçon de conduit à évaluer est représenté par un seul nœud de drainage. Le modèle hydraulique global basé sur cette méthode utilise l'équation de Bernoulli généralisée appliquée à chaque conduit à évaluer. La deuxième approche, plus détaillée, est basée sur le couplage du modèle du réservoir non linéaire pour simuler le ruissellement à l'exutoire de chacun des sous-bassins de drainage avec les équations de Saint-Venant, pour laminer les hydrogrammes ainsi obtenus dans les différents conduits de drainage. L'étude de cas a permis de comparer les résultats obtenus par ces deux approches en les appliquant à des petits réseaux synthétiques et réels. Des résultats sensiblement équivalents ont été obtenus par l'utilisation des deux approches. La méthode rationnelle généralisée, possède cependant, l'avantage d'atteindre les objectifs poursuivis en nécessitant, comparativement à la méthode du réservoir non linéaire, beaucoup moins de données de terrains et d'efforts de modélisation. En conclusion de ce premier article, le constat est à l'effet que le modèle proposé permet de simuler adéquatement le comportement d'un réseau d'égout avec un niveau de précision acceptable en vue de son utilisation pour gérer en temps réel ce réseau et pour des besoins d'évaluation de son comportement hydraulique. Les travaux présentés dans l'article 2 se rapportent au développement de modèles de prévision en temps réel des flux et des charges à l'exutoire de bassins de drainage urbain. Ces modèles visent à générer des hydrogrammes et des pollutogrammes à l'aide d'approches globales utilisant un minimum de paramètres du bassin versant. Pour atteindre cet objectif, une procédure structurée basée sur le couplage de la méthode de l'hydrogramme rationnel amélioré (IRH) et du modèle de Muskingum généralisé est proposée. L'équation du modèle hydrologique IRH, permet de générer les flux quantitatifs et qualitatifs du ruissellement directement à partir des données pluviométriques en se basant sur un nombre minimal de paramètres intrinsèques au bassin de drainage. Le modèle de Muskingum, transformé en modèle autorégressif, permet de simuler la

propagation dans le réseau de drainage et la transformation des hydrogrammes et pollutogrammes ainsi obtenus. Le système d'équations est résolu en utilisant le filtre de Kalman pour réajuster en temps réel les paramètres des modèles utilisés, en fonction des erreurs de prévision calculées à chaque pas de temps. Ce filtre assure également de surmonter le manque de reproductibilité qui peut arriver lors d'un événement de pluie et d'un événement de pluie à un autre. Il permet par ricochet de s'affranchir de la procédure d'étalonnage, traditionnellement requise en modélisation statique classique. L'utilisation combinée des modèles de Muskingum généralisé et du modèle de l'IRH modifié a permis d'améliorer sensiblement les performances comparativement à leur utilisation séparée. De plus, le filtre de Kalman permet de prendre en considération les modèles non stationnaires dont les paramètres varient dans le temps, et améliore par ce fait, la précision des prévisions. L'article 3 est spécifiquement axé sur l'établissement de points de consigne optimaux à des exutoires de réseaux d'égouts urbains pour la conduite en temps réel en se basant sur des paramètres de la qualité de l'eau, afin de permettre le contrôle de l'interception des eaux usées urbaines en temps de pluie. La tâche principale de ce travail était d'évaluer la performance de cette approche qualité. La méthodologie a été testée avec succès en utilisant un réseau d'interception simplifié générique et les mesures issues de la campagne 2010 de caractérisation de la qualité de l'eau des débordements d'eaux usées du programme de surveillance de la Ville d'Hamilton (Ontario). Ce travail avec un réseau d'interception simplifié générique a démontré que cette approche permet d'intercepter plus de polluants que le scénario statique et que celui consistant à procéder dynamiquement à la maximisation des débits. L'étude de cas a montré que, malgré le fait que l'intercepteur générique est une représentation simplifiée, les résultats montrent qu'une approche de gestion basée sur la qualité de l'eau pourrait être une approche appropriée pour lutter contre la pollution. Les deux scénarios dynamiques faisant appel d'une part à une méthode d'optimisation mathématique des charges de pollution et d'autre part à une méthode heuristique de maximisation des charges de pollution à base de règles, considérés dans cette étude ont offert un meilleur rendement que le scénario de maximisation du débit, ce qui a confirmé la validité de la proposition de cette étude qui consiste à axer la conduite en temps réel d'un réseau sur une approche basée sur la qualité. Bien que le gain en performance pour un scénario de maximisation de débit en comparaison avec un scénario statique témoin est de 53%, il atteint 83% pour le scénario de maximisation des charges à base de règles et 100% pour le scénario d'optimisation mathématique des charges en utilisant la méthode du simplex. Cette approche, telle que proposée dans cette étude, pourrait constituer un moyen efficace pour prioriser des sites de débordements moins vulnérables sur la base de paramètres de qualité de l'eau, afin de tirer parti au maximum de la capacité disponible dans le système de collecte, afin d'acheminer la composante la plus polluée à être traitée à l'usine de traitement. Par conséquent, cet outil, tout en utilisant très peu de données, pourrait être considéré comme étant un outil complémentaire adéquat pour être utilisé comme une extension d'une approche de maximisation de flux, dans un système plus large de contrôle de la pollution, pour la gestion des réseaux d'égouts urbains.

Mots-clés: gestion en temps réel, qualité, réseaux d'assainissement, modélisation, prévision, consignes, Muskingum, filtre de Kalman, calibration dynamique, exutoire, charges de polluants.

OPTIMISATION DE LA GESTION EN TEMPS RÉEL DES RÉSEAUX URBAINS DE DRAINAGE BASÉE SUR LA QUALITÉ DES EAUX

Yves DION

ABSTRACT

Real-time control of sewerage systems is increasingly preferred to reduce the magnitude of floods and overflows impacts on the natural environment. This dynamic control approach allows monitoring, analyzing and controlling the operation of these networks with a small lag time, by corrective or preventive actions. These actions consist in remotely control regulation structures in order to minimize wastewater discharges to receiving waters during rain events. However, three prerequisites are essential to the success of real-time control. The first one is to acquire accurate knowledge of the network hydraulics' behavior by using modeling. Then proceed with the quantitative and qualitative forecast of flows and loads to finally establish optimal set points. The work outlined in Article 1 allows the simulation of drainage networks hydraulics' behavior, using two modeling approaches. The first, which is a global approach, is based on the Generalized Rational Method for which the entire network upstream of a regulation location or of the pipe section to be evaluated is aggregated as a single node. The global hydraulic model based on this method uses the generalized Bernoulli equation applied to each pipe to be evaluated. The second approach, more detailed, is based on the coupling of the Nonlinear Reservoir Model to simulate runoff at the outlet of each sub-network with the Saint-Venant equations, to laminate the resulting hydrographs within the network. The case study was conducted to compare the results obtained by these two approaches by applying them to small synthetic and real networks. Substantially equivalent results were obtained. The Generalized Rational Method however, when compared with the Non-Linear Reservoir method, has the advantage of achieving the pursued objectives by requiring much less field data and modeling efforts. Conclusions of this first article are to the effect that the proposed model can adequately simulate networks behaviors with an acceptable degree of accuracy for its use for controlling in real-time sewer systems and for hydraulic behavior needs assessment purpose. The primary focus of article 2 is to develop a simple but still efficient real-time flow and load prediction tool using only a minimal set of watershed data at the outfall of an urban sewer shed. This tool is aiming at emulating sewer sheds inclination to attenuate hydrographs, without requiring any detailed modeling of a given sewer network to get the final hydrograph. For such reason and in order to allow computation of direct runoff of desired magnitude and duration at an outlet, a structured procedure is proposed through the use of a linked Improved Rational Hydrograph (IRH) method with a Modified Linear Muskingum semi-empirical model transfer function. The IRH equation allows generating realistic flows and loads from a minimal rainfall and sewersheds data set. The modified Muskingum model, once transformed in an autoregressive model enables the simulation of routing hydrographs within the networks. The system of equations is solved by coupling the resulting discrete convolution equation with a Kalman Filter, to enable in real time a dynamic calibration of the Muskingum model coefficients and parameters, by readjusting them using the computed prediction errors at each time steps. Using this Filter has allowed to overcome the lack of reproducibility that can happen during an event, and from one event to another.

As an indirect result, the use of this filter has permitted to get rid of the calibration procedure traditionally required under classic static modeling. Using both models in combination has generated a noteworthy gain in performance in comparison with their separate utilization. In addition, the proposed algorithm has allowed managing non stationary models which parameters vary over time, and in doing so has improved the accuracy of the desired forecast. Article 3 is specifically focused on establishing optimal set points for RTC based on water quality parameters at outfalls of urban sewer networks, to enable the control of the capture of urban wet weather wastewater. The main task of this work was to assess the performance of this water quality-based approach. The methodology was tested successfully using a simplified generic interceptor network and measurements from the City of Hamilton's (Ontario) 2010 CSO Water Quality Characterization and Monitoring Program. This work with a generic simplified interceptor network has demonstrated that this approach can capture more pollutants than a static scenario or a flow maximization scenario. The case study has shown that despite the fact the generic interceptor is a simplify representation, results are showing that a water quality-based management approach could be a suitable approach to pollution control. Both Mathematical Loads Optimization and Rules based Loads Maximization scenarios considered in this study performed better than the Flow Maximization scenario and at the same time, confirmed the validity of the proposed quality-based approach. While the gain in performance for a Flow Maximization scenario in comparison with a Static Base scenario is 53%, it reached 83% for the Rules based Loads Maximization scenario and 100% for the Mathematical Loads Optimization scenario respectively. This approach, as proposed in this study, could be an efficient mean to prioritize overflows at less vulnerable locations based on water quality parameters, in order to make maximum use of available capacity within the collection system, to carry the most polluted component of the wet weather flow to be treated at the treatment plant. Consequently, this tool, while using very little data, could be considered as being an adequate complementary tool to be used as an extension of a flow maximization approach, within a broader efficient pollution control system, for the management of urban sewer networks.

Keywords: real time control, prediction tool, sewer network, outlet, Muskingum, Kalman filter, forecast, dynamic calibration, runoff, pollutants loadings.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE LA RECHERCHE	5
1.1 Contexte	5
1.2 Respecter les contraintes réglementaires	5
1.3 Monitoring opérationnel des réseaux	8
1.4 Une approche globale	9
1.5 Problématique	10
1.6 Contrecarrer les impacts de l'urbanisation	12
1.7 Atteinte des objectifs environnementaux de débordement	15
1.8 Objectifs de la recherche	16
1.9 Méthodologie de la recherche	18
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES OUTILS DE LA GESTION EN TEMPS RÉEL	21
2.1 Introduction	21
2.2 Gestion en temps réel	21
2.3 Modélisation des réseaux	27
2.4 Prévision des flux	29
2.5 Optimisation de la commande	30
2.6 Baser la conduite sur la qualité	31
2.7 Contribution et originalité de la démarche	37
CHAPITRE 3 ARTICLE 1: « A GLOBAL MODELING APPROACH TO THE HYDRAULIC PERFORMANCE EVALUATION OF A SEWER NETWORK »	41
3.1 Abstract	41
3.2 Introduction	42
3.3 Peak discharge estimation	44
3.4 Hydraulic performance	45
3.5 Application	47
3.6 Hypothetical network case	48
3.7 Real network case	49
3.8 Conclusion	53

CHAPITRE 4	ARTICLE 2: « FORECASTING OF FLOWS AND POLLUTANTS LOADS FOR QUALITY BASED REAL TIME CONTROL»	55
4.1	Abstract.....	55
4.2	Introduction.....	56
4.3	Objective.....	58
4.4	Methodology.....	58
4.5	The Improved Rational Hydrograph method.....	59
4.6	The Modified Muskingum transfer function.....	61
4.7	Pollutant Load Forecasting	63
4.8	The Kalman Filtering.....	65
4.9	Linking the Kalman Filter and the flow prediction model	67
4.10	Linking the Kalman Filter and the pollutant load prediction model.....	68
4.11	Flow Forecasting Case Study I	70
4.12	Flow Forecasting Case Study II.....	74
4.13	Pollutant Load Forecasting Case Study I.....	82
4.14	Pollutant Load Forecasting Case Study II	85
4.15	Conclusion	89
CHAPITRE 5	ARTICLE 3: «TOWARD A QUALITY BASED CSO REAL TIME CONTROL APPROACH»	91
5.1	Abstract.....	91
5.2	Introduction.....	92
5.3	Objective of the work.....	95
5.4	Methodology.....	95
5.5	Optimization method	96
5.6	Global modeling.....	98
5.7	Flows and loads forecasting.....	98
5.8	Case study	99
5.9	Quality-based RTC concept validation.....	103
5.10	Optimization using the Simplex method.....	106
5.11	Optimization using the rule-based method	107
5.12	Results.....	109
5.13	Conclusion	114
CONCLUSION.....		117
RECOMMANDATIONS		125
ANNEXE I	LA RECHERCHE DE CONSIGNES DE COMMANDE.....	127
ANNEXE II	THE AUTOREGRESSIVE [AR(2)] MODEL	137
ANNEXE III	CRITICAL KEY FACTORS RELATED TO RTC IMPLEMENTATION.....	139
ANNEXE IV	INLINE FLOW MEASUREMENT CONSTRAINTS.....	141

ANNEXE V	NEED FOR A GOOD RAIN GAUGE COVERAGE	143
ANNEXE VI	RTC STRATEGY ASSESSMENT	147
ANNEXE VII	PROGRAMMATION LINÉAIRE ET MÉTHODE DU SIMPLEX	155
ANNEXE VIII	MATHEMATICAL OPTIMIZATION DRAWBACKS	163
ANNEXE IX	ADVANTAGES AND DRAWBACKS OF RULE BASE CONTROL	165
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	167

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Table 3.1	Hydraulic performance index – detailed/global modeling (hypothetical network).....48
Table 3.2	Hydraulic performance index – detailed/global modeling (real network).....52
Table 4.1:	September 30, 1999 Results.....71
Table 4.2	October 13, 1999 Results.....72
Table 4.3	November 14, 2009 Results at location 376
Table 4.4	November 27, 2009 Results at location 376
Table 4.5	December 3, 2009 Results at location 3.....77
Table 4.6	November 14, 2009 Results at location 478
Table 4.7	November 27, 2009 Results at location 478
Table 4.8	December 3, 2009 Results at location 4.....79
Table 4.9	November 14, 2009 Results at location 780
Table 4.10	November 27, 2009 Results at location 780
Table 4.11	December 3, 2009 Results at location 7.....81
Table 4.12	September 30, 1999 Results.....82
Table 4.13	August 16, 2000 Results83
Table 4.14	September 12, 2000 Results.....84
Table 4.15	September 28, 2010 Laminated IRH Results at Wentworth.....87
Table 5.1:	Capture performances for September 28, 2010 rainfall.....109

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Atteinte des objectifs environnementaux et opérationnels16
Figure 1.2	Outil de gestion en temps réel basé sur la qualité.....17
Figure 3.1	Hydraulic parameters schematic representation46
Figure 3.2	Comparative simulated and measured flow (calibration stage).....50
Figure 3.3	Comparative simulated and measured flow (validation stage).....51
Figure 4.1	September 30, 1999 Runoff hydrographs for various forecast method72
Figure 4.2.	October 13, 1999 Runoff hydrographs for various forecast method73
Figure 4.3.	Collector Saint-Pierre sewer shed and main characteristics75
Figure 4.4	November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 3.....76
Figure 4.5.	November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 3.....77
Figure 4.6	December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 377
Figure 4.7.	November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 4.....78
Figure 4.8	November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 4.....79
Figure 4.9	December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 479
Figure 4.10	November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 7.....80
Figure 4.11.	November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 4.....81
Figure 4.12	December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 781
Figure 4.13	September 30, 1999 observed and forecasted TSS Pollutographs.....83
Figure 4.14	August 16, 2000 observed and forecasted TSS Pollutographs83
Figure 4.15	September 12, 2000 observed and forecasted TSS Pollutographs.....84
Figure 4.16	City of Hamilton’s interceptors and Wentworth outfall location85

Figure 4.17	Wentworth outfall rain gauge location	86
Figure 4.18	September 28, 2010 hydrographs at Wentworth for IRH and Laminated IRH.....	87
Figure 4.19	September 28, 2010 pollutographs at Wentworth.....	88
Figure 4.20	September 28 2010 Predicted Loads at Wentworth using [AR(2)] model	88
Figure 5.1	Generic city-wide interceptor system	95
Figure 5.2	Combined Area of Hamilton’s Sewer Network.....	99
Figure 5.3:	Four static flow regulators of the Western Sanitary Interceptor (WSI).....	100
Figure 5.4	September 28, 2010 rainfall	104
Figure 5.5	September 28, 2010 forecasted hydrographs	105
Figure 5.6	September 28, 2010 forecasted pollutographs	105
Figure 5.7	September 28, 2010 Capture performances of each scenarios	109
Figure 5.8	Gates movements generated by Volume Maximization	110
Figure 5.9	Gates movements generated by Rule Based Loads Maximization	110
Figure 5.10	Gates movements generated by Simplex Loads Maximization	111
Figure 5.11	Regulated flow at each regulators.....	112
Figure 5.12	Regulated loads at each regulators.....	113
Figure 5.13	Regulated flow at the entrance of the WWTP	113

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

a	Coefficient de débit du modèle de courbe de tarage
A	Surface du bassin, ha (Area of the basin)
$AAOV$	Average Annual Overflow Volume, m ³
A_{1N}^K	Muskingum Model Coefficient
$\hat{A}_{t,t-1}$	State variable \hat{A} at instant t on the basis of measurements at $t-1$
$ARIMA$	Modèle autorégressif intégré à moyenne mobile
$ARMAX$	Modèle autorégressif à moyenne mobile et variables exogènes
A_t	State vector compute at present time t
b	Coefficient de pollution du modèle de courbe de tarage
b_p	Coefficient de la method des moindres carrés d'ordre p
b_j^k	Delay or response time between the input j and output k .
C	Coefficient de ruissellement (Runoff Coefficient)
C_0	Paramètre de calibration usuel du modèle Muskingum
C_1	Paramètre de calibration usuel du modèle Muskingum
C_2	Paramètre de calibration usuel du modèle Muskingum
C_{ij}	Concentration au lieu i et au temps j , mg/l
$C_{i,t}$	Pollutant concentration at the moment t at the regulation location i , mg/l
COG	Contrôle Optimal Global
CR	Capture Rate, m ³ /s
CRL	Contrôle Réactif Local
CSO	Eaux unitaires rejetées au milieu naturel (Combined Sewer Overflow)

$C_{(t)}$	Pollutant loadings at time step t (g/s)
<i>CWA</i>	Clean Water Act
d	Terme de décalage, min (lag term)
D	Diamètre, m (diameter)
DBO_5	Demande Biologique en Oxygène à 5 minutes, mg/l
<i>DCO</i>	Demande Chimique en Oxygène, mg/l
<i>DM</i>	Detailed Modeling
d_p	Intensité des pertes initiales, mm/h
<i>DSS</i>	Decision Support System
<i>DWA</i>	German Association for Water and Waste Water
<i>DWF</i>	Dry Weather Flow
E	Mathematical expectation
f	Capacité d'infiltration, mm/h (Infiltration)
f_o	Initial infiltration capacity, mm/h
f_∞	Final infiltration capacity, mm/h
<i>F-5-5</i>	CSO Ontario's provincial standard for water quality protection
g	Accélération due à la force de gravitation, m/s^2 (Acceleration due to gravity)
G_i	Depth at which the pipe i is buried, m
<i>GM</i>	Global Modeling
<i>GOC</i>	Global Optimal Control
<i>GOPC</i>	Contrôle global optimal prédictif (Global Optimal Predictive Control)
<i>GRM</i>	Méthode rationnelle généralisée (Generalized Rational Method)
<i>GTR</i>	Gestion en temps réel

h	Flow depth, m
h_f	Friction head losses, m
h_s	Minor head losses, m
<i>HHRAP</i>	Hamilton Harbour Remedial Action Plan
<i>HGL</i>	Hydraulic Grade Line, m
H_t	Matrice des mesures (Measurements Table)
H_1^{DS}	Effect of downstream surcharging on pipe 1 when surcharge H_i^{US} occurs, m
H_i^{US}	Height of maximum surcharge upstream of i, m
I	Intensité moyenne de la de pluie, mm/h (rainfall intensity)
I_i	Intensité de la de pluie au temps i, mm/h (rainfall intensity at i)
<i>IRH</i>	Méthode de hydrogramme rationnel amélioré (Improved Rational Method)
<i>IMP</i>	Taux de surface directement drainée (ratio of directly connected area)
<i>IWA</i>	International Water Association
K	Constante de conversion égale à 0.0028 en métrique pour 1 unité anglaise
L	Longueur de la conduite, m (Pipe length)
<i>LTCP</i>	Long Term Control Plan
<i>MA</i>	Modèle de moyenne mobile
<i>MDDEP</i>	Ministère du Développement Durable de l'Environnement et des Parcs
<i>MES</i>	Matière En Suspension
<i>MLD</i>	Million of Liter per Day
<i>MO</i>	Mathematical Optimization
<i>MOE</i>	Ministry Of Environment of the province of Ontario

N	Number of measurements taken at prior time steps
$NASH$	Coefficient de Nash
N_i	Rating expressed as a percentage of pipe burial depth, %
$NDPES$	National Pollutant Discharge Elimination System
NLR	Méthode du réservoir non linéaire (Non Linear Reservoir method)
OER	Objectifs Environnementaux de Rejets
$O\&M$	Operation and Maintenance
p	Initial abstraction, mm
P	Number of regulators
P_o	Variance-covariance matrix of state variables matrix \hat{A}_o
PGO	Pratiques de Gestion Optimales
PLC	Programmable Logic Controller
Q	Débit, m ³ /s (flow rate)
Q_{imp}	Débit des surfaces imperméables, m ³ /s (impervious flow rate)
Q_i	Interceptor capacity at regulator i , m ³ /s
$Q_{i,t}$	Flow at the moment t at the regulation location i , m ³ /s
$Q_{K,t}^{downstream}$	Downstream flow of section K at time step t , m ³ /s
Q_{MAXi}	Capacity of a given regulator, m ³ /s
$Q_{meas}(i)$	Flow measured at time i , m ³ /s
\bar{Q}_{meas}	Measured mean flow, m ³ /s
Q_p	Débit de pointe, m ³ /s (Peak flow rate)
Q_{pl}	Contribution from directly drained impervious areas, m ³ /s

Q_{p2}	Contribution from pervious and indirectly drained impervious area, m ³ /s
Q_{per}	Débit des surfaces perméables, m ³ /s (pervious flow rate)
$Q_{sim}(i)$	Flow simulated at time i, m ³ /s
Q_{STEP}	Capacity of the WWTP, m ³ /s
$Q(t)$	Débit au temps t, m ³ /s (flow rate at time step t)
Q_{TOT}	Cumulative capture flow in the interceptor, m ³ /s
$Q_{1,t-b_1^k-N\Delta t}^{upstream}$	Upstream inflow measurement at the N th previous time step Δt , m ³ /s
R_i	Given regulator at locaton i
$RQSM$	Runoff Quality Simulation Model
R_p	Peak flow rate between simulated and measured runoff
R_t	Matrice de variance-covariance des bruits de mesure
$RSPS$	Raw Sewage Pumping Station
RTC	Real Time Control
R_v	Ratio of simulated over measured runoff volume
$SCADA$	Système de Commande et d'Acquisition de Données Automatique
SCS	Soil Conservation Service
S_0	Pente du fond, m/m (bottom slope)
S_t	Matrice de variance-covariance des bruits de modélisation
$SWMM$	Storm Water Management Model
t	Temps de prédiction, min
t'	Measurement time steps, min
t_c	Temps de concentration, min (Concentration time)

t_r	Durée de la pluie, min (Rainfall duration)
T	Durée de la pluie totale, min
T	Matrice transposée
TSS	Total Suspended Solid, mg/l
u_{imp}	Réponse impulsionnelle des surfaces imperméables
u_{per}	Réponse impulsionnelle des surfaces perméables
$USEPA$	United-States Environmental Protection Agency
V	Vitesse, m/s (velocity)
V_t	Measurements noise vector
$V_{k,t}$	Measurements and modeling noise at section K and future time step t
WEF	Water Environment Federation
WFD	Water Framework Directive
W_i	Vulnérabilité au point i , mg/l
W_t	Modeling noise vector
WWF	Wet Weather Flow
$WAWWTP$	Woodward Avenue Wastewater Treatment Plant
WSI	Western Sanitary Interceptor
$WWTP$	Wastewater treatment Plant
$X_{i,t}$	Variable expressing the percentage of captured flow Q at t at location i
Z	Invert elevation, m
Z_t	Observation vector at present time t
Δt	Pas de temps, min
Δt_{ji}	Transit time in the interceptor from regulator j to regulator i , min

Φ_t	Transition matrix between present time ``t`` and future time ``t+1``
$\delta_{t,t}$	Kronecker symbol

INTRODUCTION

Depuis les débuts de la pratique de l'assainissement en milieu urbain, de nombreuses méthodes furent explorées et développées pour soustraire les populations aux désagréments reliés à la pollution de l'eau. Ce n'est néanmoins que tout récemment que l'on assiste à une augmentation marquée du désir de protéger l'environnement, contre tout ce qui pourrait mener à sa dégradation et à sa destruction.

En temps de pluie, l'augmentation du débit des effluents urbains engendre des débordements de polluants. Ceux-ci résultent de la croissance démographique des populations qui habitent au sein des villes et aussi à l'occurrence sur leurs territoires d'orages qui par ruissellement se chargent de matières polluantes et dont l'intensité excède la capacité des réseaux qui les desservent.

Les débordements des réseaux d'égout combinés sont en conséquence clairement l'une des sources principales de rejets non traités et de polluants dans l'environnement. Cette pollution compromet de nombreux usages de l'eau et réduit l'intégrité des eaux de surface par l'agression d'une contamination qui dépasse largement la capacité d'auto-épuration des cours d'eau récepteurs.

Pour pallier à cette problématique, la mise en service des stations d'épuration a certes permis une baisse notable des concentrations de matières polluantes et une diminution de la turbidité et de la concentration bactériologique dans les cours d'eau. Pourtant, beaucoup reste à faire afin de retrouver une qualité d'eau qui permettrait de récupérer un nombre significatif d'usages. Compte tenu du rythme de l'urbanisation, de la vétusté des réseaux d'assainissement et de l'augmentation corrélative des surfaces imperméables, de plus en plus de citoyens sont aux prises, en temps de pluie importantes, avec de graves problèmes d'inondation ou de refoulement d'égouts.

Le milieu naturel n'est guère épargné car les débordements fréquents d'eaux usées en provenance des réseaux unitaires ont fait perdre aux rivières, aux lacs et aux fleuves la plupart de leurs usages tout en menaçant la santé publique. Ces débordements sont communément désignés par le vocable CSO pour (*Combined Sewer Overflow*). En aval de ces débordements, l'approvisionnement en eau des populations est actuellement menacé partout dans le monde et ne peut être assuré sans difficulté.

De nos jours, remédier à la pollution générée par les CSO constitue un défi de taille. L'ampleur des problèmes à combler en matière d'assainissement de l'eau contraint les spécialistes de ce domaine à mettre en place des moyens plus efficaces et économiques. Ainsi, en regard des rejets en aval des stations d'épuration et des débordements de réseaux d'égouts unitaires, la réglementation concernant les CSO oriente de plus en plus les gestionnaires des systèmes d'assainissement vers un meilleur contrôle sur leur réseau.

Ainsi, la gestion en temps réel (GTR) s'appuie sur une automatisation du système d'assainissement, un traitement informatisé de l'information et l'utilisation de nouvelles technologies de mesure en continu. Cet outil se présente aujourd'hui comme un complément prometteur pour remédier au problème des débordements et assurer un meilleur contrôle des réseaux.

Cette approche est perçue de plus en plus, à juste titre comme une pratique de gestion optimale des réseaux. Elle vise à suivre, à analyser et à contrôler avec un faible décalage dans le temps le fonctionnement d'un réseau. Ceci a pour but d'intervenir sur son fonctionnement par des actions correctives ou préventives.

Les stratégies de contrôle des réseaux peuvent ainsi varier d'un contrôle statique local de régulateurs à capacité fixe à l'utilisation d'un système de contrôle prédictif intégré extrêmement complexe intégrant des modèles de validation, de prévision des flux et d'optimisation des consignes de gestion sur l'ensemble du réseau.

Beaucoup de villes en Amérique du Nord ont projeté par le passé de mettre en opération un type semblable de gestion centralisé, mais seulement Québec, Montréal au Canada et aussi Seattle et Louisville aux U.S.A. ont mis en œuvre avec succès un système utilisant une stratégie optimale de contrôle centralisé, global et prédictif GOPC (*Global Optimal Predictive Control*)(Pleau *et al.*, 1996).

Les méthodes de gestion en temps réel des débordements permettent de plus en plus d'intégrer des considérations touchant la protection des milieux récepteurs en temps de pluies, grâce aux avancées technologiques qui permettent d'avoir recours à des équipements plus fiables et efficaces (Schutze *et al.*, 2004)

Bien qu'extrêmement attrayante cette approche tarde à s'imposer. Tandis que les résultats théoriques demeurent très prometteurs, les raisons de ne pas aller de l'avant avec la mise en opération de tels systèmes ont été longtemps attribuées aux risques de dysfonctionnement.

La fiabilité des sondes, des actionneurs de vannes, des systèmes de communication, la capacité de traitement limitée des ordinateurs ou des automates programmables et l'incapacité des systèmes de commande à réagir aux situations d'urgence furent toutes des raisons évoquées. De plus, les revendications syndicales des services de travaux publics et les confrontations avec les administrations municipales qui résultent de l'obligation de devoir définir de nouvelles tâches relativement à l'opération et à l'entretien de ce type d'équipements constituent encore un frein à leur déploiement.

Dans ce contexte, la planification d'un système visant à baser la conduite en temps réel des réseaux d'assainissement sur la qualité des eaux présente un défi particulier. Ainsi, le but de cette recherche est de développer un système visant à baser la conduite en temps réel des réseaux d'assainissement sur la qualité des eaux afin qu'ils répondent de façon optimale aux exigences d'un programme de réduction de la pollution en milieu urbain, par l'élaboration d'un outil s'appuyant sur une telle approche.

Cette thèse met de l'avant une démarche qui permettra à la fois d'utiliser des concepts et des moyens permettant de définir des stratégies de gestion basées sur la qualité des eaux qui seront également utilisables lors de la conduite du procédé en temps réel. Il faudra d'une part établir des approches simplificatrices et globales et d'autre part développer des méthodes, des concepts et des algorithmes pouvant s'intégrer à des systèmes de commande.

Ce document comporte cinq chapitres. Le premier chapitre aborde le contexte, la problématique et présente les principaux objectifs visés par ce travail. Une revue de la littérature sur la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement est présentée au deuxième chapitre. On y aborde les différentes notions de base associées à la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. Le troisième chapitre est un article qui a pour titre « a global modeling approach to the hydraulic performance evaluation of a sewer network ». Cet article décrit la méthode IRH et son utilisation pour l'évaluation fonctionnelle des réseaux. Cet article a été publié dans la revue de la Société Canadienne de génie civil, volume 37, numéro 11 en novembre 2011.

Le quatrième chapitre est un article intitulé « forecasting of flows and pollutant loads for quality based real time control » qui présente la validité d'un couplage de la méthode IRH (*Improved Rational Hydrograph*), d'un modèle Muskingum linéaire modifié afin de générer et laminier des hydrogrammes, dans le but de prédire des débits de ruissellement réalistes, et d'un modèle dynamique de prédiction des charges de pollution pour la conduite de procédé en temps réel. Cet article a été soumis à la revue «Journal of Hydrology» publié par Elsevier Science.

Le cinquième chapitre est un article qui a été soumis à la revue «Journal of Hydrologic Engineering» de l'ASCE et qui a pour titre «Toward a Quality Based CSO Real Time Control Approach». Ce dernier présente une approche méthodologique et un algorithme de prédiction des charges de pollution utilisables pour le développement de la stratégie de gestion en temps réel et pour la conduite du procédé. Finalement la conclusion présente une synthèse, les recommandations et les perspectives envisagées.

CHAPITRE 1

CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE LA RECHERCHE

1.1 Contexte

Pour faire obstacle aux effets de la pollution générée par le ruissellement en milieu urbain, les gestionnaires municipaux doivent désormais mettre en place des programmes de contrôle de la pollution et en assurer un suivi très serré. À cette fin, afin de satisfaire des cadres réglementaires de plus en plus rigides et exigeants, ils doivent élaborer des processus, faire un monitoring soutenu des programmes mis en œuvre et rendre compte des performances obtenues (USEPA, 1993).

La mise en place d'un programme de contrôle de la pollution exige des compétences dans des domaines diversifiés tels que les technologies de l'information, la métrologie, et la recherche opérationnelle. Il est extrêmement complexe de mettre en œuvre ce type d'approche dans les environnements cloisonnés, protectionnistes et conservateurs qui prévalent au sein des administrations de travaux publics.

Pour qu'une telle démarche soit un gage de succès, il faut maîtriser des processus qui ont cours en temps réel et celle-ci exige aussi, une évolution des pratiques de gestion, d'opération et d'entretien des différents ouvrages d'assainissement. Cette évolution doit se traduire par une mutation complète des approches de gestion traditionnelles en un nouveau paradigme d'exploitation des ouvrages d'assainissement. Ceci dans le but de respecter les contraintes réglementaires.

1.2 Respecter les contraintes réglementaires

D'un point de vue environnemental le niveau de performance visé consistera à rendre la fréquence des déversements conforme aux objectifs environnementaux de rejet établis.

Souvent, la capacité des réseaux d'assainissement est dépassée et les eaux usées sont déversées directement dans les cours d'eau par le biais d'émissaires existants ou de déversoirs d'orage. Ainsi un mélange d'eau domestique et pluviale est fréquemment rejeté directement dans les cours d'eau sans traitement. Ces déversements sont connus sous le nom de CSO (Combined Sewer Overflow).

Au Québec, les critères pour circonscrire de tels déversements sont qualifiés d'objectifs environnementaux de rejets (OER). Ces objectifs sont basés sur le contrôle du nombre de débordements en temps de pluie au cours d'une année dans le cours d'eau récepteur (Forget, 2000). Le dépassement du nombre de débordements permis suppose donc le dépassement de critères génériques. Le nombre de ces dépassements constitue donc une variable d'état de sortie du système.

Ainsi pour le contrôle des débordements, l'autorité régulatrice fixe des fréquences de débordement tolérables en fonction des usages de l'eau et des conditions hydrodynamiques du milieu récepteur.

En plus des objectifs, certaines exigences de base sont applicables à tous les ouvrages de débordements :

- aucune augmentation des débordements en temps de pluie dans le futur par rapport à la situation actuelle;
- aucun débordement d'eaux usées ayant de fortes charges en DBO_5 , toxiques ou à couleur prononcée et enlèvement des résidus flottants.

Cette problématique de déversements en temps de pluie n'est pas unique au Québec. Pour cette raison dans divers pays et notamment en Amérique du Nord, il existe plusieurs législations qui formulent des restrictions de rejet en fonction des usages et de la vulnérabilité du milieu récepteur. Ils ciblent une réhabilitation environnementale des réseaux d'assainissement. Ailleurs au Canada et en Ontario par exemple, en vertu de la directive F-5-5, l'autorité régulatrice oblige que 90% des volumes de ruissellement, générés par une

année de pluviométrie moyenne soient entièrement interceptés dans le réseau pour être acheminés à la station, afin de subir tout au moins un traitement primaire. Ici le critère n'est plus le nombre, ou la fréquence mais bien les volumes déversés.

Aux États-Unis, l'USEPA a mis de l'avant deux initiatives ayant pour objectif le contrôle des eaux d'orage dans les zones urbaines (Roesner et Traina, 1994). Cette loi impose à toute agglomération dont la population dépasse 100,000 individus la demande d'un permis de déversement des eaux pluviales selon le protocole NPDES (*National Pollutant Discharge Elimination System*). Le processus d'obtention du permis doit inclure, entre autres, un plan de réduction des charges polluantes jusqu'à une quantité maximale faisable (USEPA,1990).

Depuis janvier 1993, la publication d'une politique concernant la régulation des débordements des réseaux combinés spécifie des lignes directrices pour contrôler les débordements des réseaux unitaires. Cette politique impose neuf contrôles minimaux et l'obligation pour la municipalité soumise à cette réglementation de développer une politique à long terme pour le contrôle des débordements de ces réseaux.

Le plan de contrôle à long terme défini par cette politique offre aux municipalités le choix entre une approche de présomption qui fixe la fréquence admissible de débordements (4 à 6/année) et une approche de démonstration consistant à prouver qu'un mode de contrôle donné répond aux critères du CWA (*Clean Water Act*).

Les neuf points minimaux de contrôle selon cette réglementation sont :

1. Instaurer un programme régulier d'entretien, de maintenance et d'opération du réseau et des points de débordement;
2. Effectuer un usage maximal du système de collecte pour le stockage;
3. réviser et modifier les programmes de pré-traitement pour minimiser l'impact des débordements;
4. Maximiser les volumes acheminés aux stations d'épuration;
5. N'autoriser aucun débordement en temps sec;

6. Contrôler les matériaux solides et les flottants dans les rejets;
7. Programmer la réduction de la pollution à la source;
8. Informer le public sur les fréquences et les impacts des débordements;
9. Caractériser les effluents pour le suivi des impacts des déversements et l'efficacité des interventions.

Au Québec, le Ministère du Développement Durable de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) impose une approche de présomption avec un maximum d'un débordement par mois dans les zones d'écoulement continu et un débordement par deux mois dans les zones d'accumulation. Par ailleurs, aucun débordement n'est toléré à moins de 1 km en amont d'une prise d'eau potable ou d'une zone de cueillette de mollusques.

L'approche favorisée par le Ministère est ainsi basée sur le contrôle du nombre de débordements au cours d'eau récepteur en temps de pluie. Le Ministère fixe ainsi les fréquences de débordement admissibles en fonction des usages de l'eau, pour des sites sensibles et les conditions hydrodynamiques du milieu récepteur. Toutefois en Ontario, le règlement F-5-5 impose une approche de démonstration. Ceci est également le cas dans le reste du Canada et aux U.S.A.

1.3 Monitoring opérationnel des réseaux

Selon Temimi *et al.* (2002), il faut maîtriser le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement pour protéger les endroits les plus sensibles à la pollution (Temimi et Bennis, 2002).

Le monitoring d'un réseau en continu permet de détecter les dépassements de seuil et d'avertir les opérateurs. Ce suivi en continu permet donc de prévenir les risques en décelant assez tôt une tendance à un mauvais fonctionnement. Il permet dans ces conditions de mieux appréhender les phénomènes mis en cause pour exploiter plus aisément les réseaux.

La mesure en continu génère une quantité notable de données permettant de déterminer et de prédire leur comportement à un instant donné et même d'intervenir sur le procédé en temps réel.

Pour arriver à cette fin, le monitoring est essentiel pour avoir accès à toutes les variables d'état d'entrée. Il est possible à partir de cette information d'anticiper les actions à prendre.

La prévision ou l'anticipation des flux assure l'estimation de l'évolution de la pluie basée sur les informations produites par les différentes mesures afin d'anticiper les événements lors de la conduite du procédé. Ainsi, lors de la commande à distance les organes de régulation, c'est-à-dire les vannes doivent atteindre des positions que l'on voudrait optimales pour minimiser les déversements en regard des conditions qui prévalent sur l'ensemble du réseau et pour toute la durée de l'événement. On qualifie ce type d'approche de gestion en temps réel (GTR).

Afin d'assurer une conduite en temps réel, les modèles utilisés doivent permettre d'acquérir et de centraliser en temps quasi réel les informations liées aux flux et utiles au contrôle du réseau. Par la suite, des modèles doivent permettre de déterminer la stratégie de commande de chaque actionneur en fonction de la pluie et de transmettre les consignes aux ouvrages de régulation, tels les déversoirs d'orage, les stations de pompage, les vannes de régulation des bassins de retenue. La recherche de consignes de commande est un vaste domaine. Quelques exemples sont regroupés en annexe I comme complément utile à la compréhension.

1.4 Une approche globale

Pour qu'une implantation d'un système GTR soit porteuse de succès, il importe de mobiliser et responsabiliser les divers acteurs œuvrant dans un milieu municipal très conservateur et non réceptif au changement. Il faut développer de nouvelles compétences, gérer des informations et ce bien au-delà de la capacité normale de supervision d'un opérateur compétent.

Il faut gérer de multiples programmes et des ressources de toutes sortes. Le personnel de supervision doit gérer les risques et évaluer les performances en vue de l'atteinte d'objectifs et d'exigences opérationnelles, tout en assurant la qualité, la sécurité et la conformité aux objectifs visés. Le tout doit se réaliser à l'intérieur de budgets établis et incluant la coordination de bien d'autres tâches qui sont dévolues au personnel d'opération et d'entretien.

En vue de répondre aux exigences d'un programme de réduction de la pollution, il est impérieux de retenir une approche apte à appréhender globalement l'exploitation des systèmes urbains. Cette nouvelle approche doit tenir compte des préoccupations des usagers; dont la conscientisation environnementale toute récente vient désormais lier la récupération des usages des cours d'eau récepteurs aux nouvelles prérogatives du développement durable.

Il est dorénavant nécessaire de prendre en compte des considérations variées de gouvernance, d'administration, de planification, de gestion technique, d'opération, d'entretien, de suivi de la conformité, de suivi des performances et de la qualité conformément à une approche intégrée. À cette fin, il importe de mettre la planification d'un système de gestion en temps réel au centre d'un processus visant à répondre aux nombreux objectifs visés ou facteurs de décision du programme de contrôle de la pollution mis en œuvre (USEPA, 2006).

1.5 Problématique

La planification d'un système de gestion en temps réel pour la commande des réseaux d'assainissement est un processus complexe qui comporte de nombreux risques. Tel qu'exposé précédemment, les raisons évoquées par la majorité des administrations publiques pour ne pas aller de l'avant avec la mise en œuvre d'un système de gestion en temps réel ont été longtemps attachées aux craintes et aux risques de dysfonctionnement.

Assurer la fiabilité des équipements de commande pour réagir aux situations d'urgence constitue un défi de taille. Selon certains experts, le principal problème de la gestion en

temps réel est lié aux risques associés au système de gestion automatisée (Kroa, 1993), (Rossi, 2001).

Par exemple, une vanne de régulation peut être positionnée avec une erreur importante. Ce type de problème est particulièrement marqué si la représentation et l'anticipation des flux sont erronées. Les risques intrinsèques au système de décision en temps réel sont donc liés aux technologies mises en œuvre dans le système de décision et d'action.

Dans l'appréciation des risques reliés à la GTR, il faut prendre en compte que la mesure en assainissement n'est pas simple à réaliser et ce particulièrement à l'intérieur des réseaux. Les conditions d'écoulement, les épisodes de pluies sont aléatoires et les variations importantes de concentration sont difficiles à appréhender. La mesure en temps réel génère aussi une très grande quantité d'informations.

La mise en place adéquate d'un système de gestion en temps réel nécessite la constitution ou le renforcement de nombreuses compétences qui relèvent de domaines nombreux et diversifiés.

L'existence ou la disponibilité de ces compétences est toutefois essentielle pour fiabiliser les mesures et améliorer la qualité des modèles de représentation des phénomènes. Habituellement de telles ressources ne sont rarement sinon jamais mobilisées. Cet élément est donc une problématique majeure liée à la gestion en temps réel et conséquemment constitue une difficulté particulière pour le choix du système le plus adéquat en regard d'un contexte donné.

Pour la recherche de consignes, les incertitudes sur les mesures et les comportements non linéaires en temps de pluies constituent également une problématique particulière. Devant les difficultés à appréhender pour la recherche de consignes, il semble raisonnable d'adopter une approche conservatrice.

Cette approche consiste à analyser les données mesurées sur le terrain et d'en dériver le maximum possible de connaissance, plutôt que de faire appel à un modèle de comportement entièrement déterministe pour la conduite du procédé. Toutefois, cette approche est-elle toujours la plus appropriée?

Les fonctionnalités à intégrer sont nombreuses et diverses. De multiples questionnements quant au choix et à l'envergure des divers composants de même que leur implantation doivent trouver réponse.

Que faut-il privilégier? Soit le recours au déploiement d'un système de mesure en réseau très élaboré, à une modélisation détaillée, à l'emploi de nombreux pluviomètres ou à un service de prévision météorologique.

Quelle serait la sensibilité du système à la perte de prévision météo, à des troubles de communication, à une modélisation inadéquate pour la conduite en temps réel? Et si l'entretien et la calibration des équipements de mesure étaient négligés, qu'en serait-il des consignes et de leurs effets sur la conduite du procédé et sur l'atteinte des objectifs visés?

1.6 Contrecarrer les impacts de l'urbanisation

Pour contrecarrer les impacts hydrologiques et hydrauliques des réseaux existants et réduire les effets de l'urbanisation, selon les recommandations de l'USEPA (*The United States Environmental Protection Agency*), il faut mettre en œuvre des pratiques de gestion optimale PGO par un contrôle à la source sur le bassin de drainage et dans le réseau d'égout.

D'autre part, la gestion dynamique des réseaux se présente ainsi aujourd'hui comme un moyen efficace pour remédier au problème des débordements ou du moins l'atténuer sensiblement. Elle est donc complémentaire aux mesures mises en place, qu'elles soient structurales ou non structurales.

Ce type de gestion repose sur l'utilisation de l'informatique et de l'automatisation de procédé. Son implantation passe par la conception d'un système d'information adéquat et par la sélection de technologies de l'information adaptées.

En temps réel, ces systèmes électroniques permettent en premier lieu d'agir à distance sur les divers organes de contrôle pour une utilisation optimale de la capacité de transport, de stockage et de traitement. En second lieu, ces systèmes permettent en quelque sorte aux opérateurs de piloter le réseau avec efficacité et justesse.

Un système GTR vient ainsi en complément à tout ouvrage structurant visant à augmenter ou maximiser les capacités résiduelles disponibles de stockage ou de dérivation au sein d'un système d'assainissement.

Le but principal recherché est de minimiser les impacts des déversements et prévenir les inondations. Il faut à cette fin recueillir constamment des informations sur le terrain. Depuis un centre de surveillance informatisé, le système doit établir une stratégie de commande pour chaque organe de régulation, en fonction des caractéristiques de la pluie, de la réponse en réseau ou à la station d'épuration et transmettre ces consignes aux divers équipements.

À titre d'exemple pour la rétention en ligne, la capacité de stockage est disponible en réseau et ne requiert pas la construction de réservoirs supplémentaires. Dans ce cas, l'installation d'un système GTR revêt un rapport coûts/bénéfices très bas comparativement à d'autres PGO structurantes. C'est ce qui a motivé la plupart des administrations municipales qui ont eu recours à cette approche par le passé.

Dans cette configuration autonome, l'implantation d'un système GTR peut être considérée à juste titre comme une PGO en elle-même. Elle vise à suivre, analyser et contrôler avec un faible décalage dans le temps, l'évolution du comportement d'un réseau. Le but étant d'intervenir sur son fonctionnement par des actions correctives ou préventives.

Toutefois, limiter les bénéfices d'un système GTR uniquement à son aptitude à combler les volumes disponibles résiduels et les alternatives de dérivation est une vision réductrice des bénéfices inhérents à l'implantation et à l'opération d'un système GTR.

Cette approche nécessite des moyens en réseaux de type Contrôle Réactif Local (CRL) permettant d'acquérir et d'utiliser localement des données à des fins de commande. Elle doit parfois recourir à d'autres moyens centralisés de type Contrôle Optimal Global (COG) qui permettent de canaliser ce contrôle, ce qui a comme résultat d'optimiser globalement et simultanément le processus en cours grâce aux informations dynamiques utiles à la régulation (mesure de hauteur, de débit, de pluie, etc.). Ainsi, les stratégies de contrôle peuvent varier d'un contrôle statique local de régulateurs à capacité fixe à l'utilisation d'un système de contrôle prédictif intégré extrêmement sophistiqué intégrant des modèles de validation, de prévision et d'optimisation de consignes de gestion sur l'ensemble du réseau.

Ce type de système s'appuie sur des prévisions météorologiques, des mesures de pluie et des mesures de niveau et de vitesse dans le réseau et à la station, dans le but de minimiser la fréquence ou l'ampleur des débordements. À cette fin, les opérateurs du réseau ont recours à des mesures par radar et à des pluviomètres.

Pour mettre en œuvre toutes les fonctionnalités d'un système de gestion en temps réel, il faut donc inévitablement déployer un Système de Commande et d'Acquisition de Données Automatique (SCADA). Toutes les implantations existantes de systèmes GTR sont pourvues de tels systèmes.

La gestion de ces fonctionnalités est donc intimement reliée au problème de la gestion de l'information. Elle doit être maîtrisée en tout temps à des fins de coordination instantanée pour réduire les risques de débordement et/ou de pollution du milieu naturel et en optimisant l'usage du réseau à l'aide d'un système de prise d'informations et d'un système de régulation automatisée (Kroa, 1993).

Les principaux obstacles à l'implantation de ce genre d'approche résident d'une part dans les nombreux risques reliés à la conduite du procédé tel qu'évoqué précédemment. Mais d'autre part et d'une façon tout aussi importante, ils résident au niveau des risques managériaux, opérationnels et procéduraux que peuvent engendrer une mise en œuvre qui aurait négligé d'assurer l'adhésion de tous les acteurs mobilisés par le programme de lutte à la pollution.

1.7 Atteinte des objectifs environnementaux de débordement

Aux États-Unis, l'USEPA définit un système de gestion en temps réel comme étant un ensemble d'outils et de pratiques permettant de gérer activement l'opération d'un réseau et des ouvrages d'assainissement. Cet ensemble vise, à l'intérieur d'un cadre réglementaire donné, à réduire les impacts hydrologiques et hydrauliques de l'urbanisation et de la pollution urbaine afin d'améliorer les performances globales d'un système urbain d'assainissement (USEPA, 1993).

Une façon d'atteindre ce but est de placer le système de gestion en temps réel au cœur d'une boucle de rétroaction de l'information visant l'atteinte des objectifs environnementaux et opérationnels, tel qu'illustré à la Figure 1.1.

Cet arrangement met en lumière l'aptitude du système GTR à acquérir, traiter, transformer et valoriser les informations essentielles à la conduite du procédé. Il permet par la suite de les canaliser vers l'atteinte des objectifs environnementaux et opérationnels. Cette approche permet de valoriser les données permettant d'ajuster les actions des différents acteurs dévolus à la mise en œuvre du programme, sur l'état instantané et la dynamique du système sous supervision (USEPA, 1993).

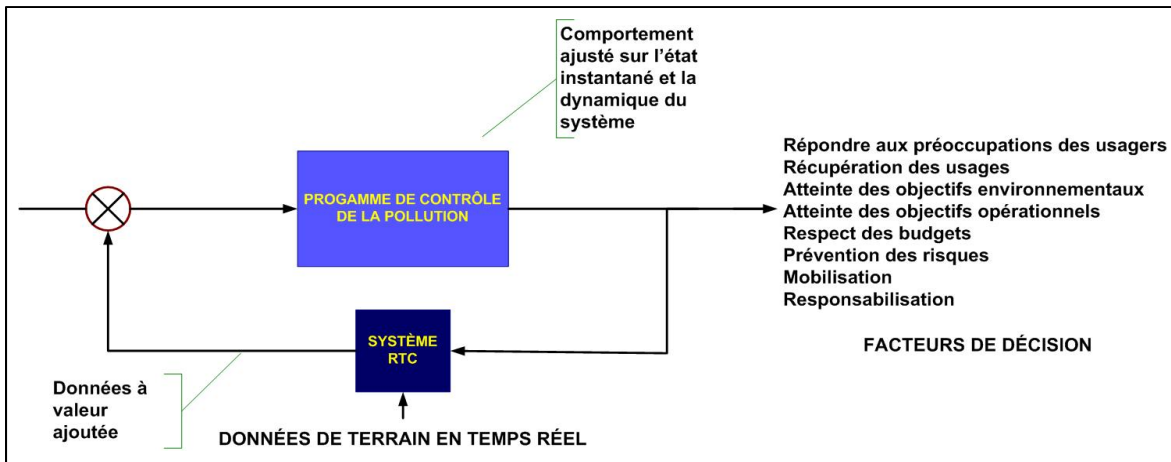


Figure 1.1 Atteinte des objectifs environnementaux et opérationnels

En contrepartie, cet arrangement illustre aussi la dépendance du programme de contrôle de la pollution, face aux nombreux risques de fonctionnement découlant d'une gestion, d'une opération ou d'un entretien déficients du système mis en place, puisque son comportement s'ajuste sur l'état instantané et la dynamique du système.

1.8 Objectifs de la recherche

L'objectif général de cette recherche est de développer un système visant à gérer en temps réel les réseaux d'assainissement en se servant de paramètres de la qualité des eaux pour un réseau instrumenté afin que ces réseaux répondent de façon optimale et directe aux exigences d'un programme de réduction de la pollution en milieu urbain en maximisant les charges de polluants interceptés et traités. Comme illustré par la Figure 2.1, l'atteinte de cet objectif principal passe par la réalisation de trois objectifs spécifiques soit :

- la modélisation hydraulique et hydrologique globales des bassins de drainage qui fait l'objet de l'article 1;
- le développement de modèles fiables de prédiction qualitative et quantitative des flux qui fait l'objet de l'article 2 ;
- et enfin le développement de procédures d'optimisation basée sur des paramètres de la qualité pour trouver les consignes optimales de gestion, qui fait l'objet de l'article 3.

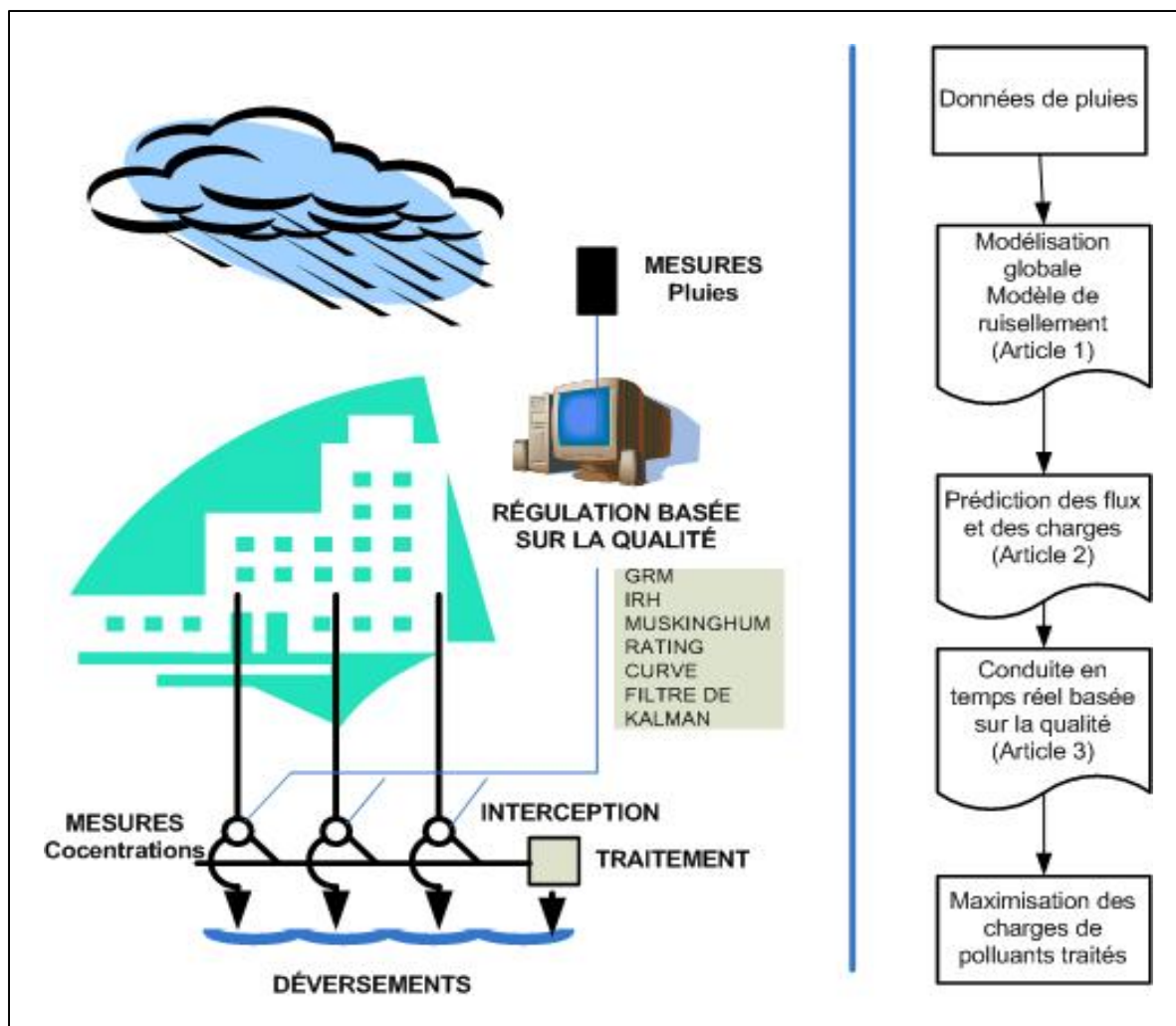


Figure 1.2 Outil de gestion en temps réel basé sur la qualité

L'objectif à long terme du projet de recherche est d'étendre l'approche méthodologique développée à d'autres infrastructures du génie civil, comme à titre d'exemple pour l'ajustement des pressions dans un système d'alimentation en eau potable, pour réduire les fuites et l'occurrence des bris. Ce développement est souhaitable dans la perspective d'une gestion en temps réel intégré de l'ensemble des infrastructures.

1.9 Méthodologie de la recherche

Cette section aborde la méthodologie qui sera utilisée pour l'atteinte des objectifs visés par la présente étude et incluant les outils nécessaires pour la réalisation du projet (matériels, logiciels, etc).

Afin de développer un outil de planification de système GTR permettant d'analyser les bénéfices marginaux d'un mode de gestion basé sur les critères de la qualité par rapport à un mode de gestion basé sur les paramètres de la quantité, une méthodologie systématique utilisant une approche multi paramètres est proposée pour rendre les conclusions versatiles et universelles.

Ce processus se subdivise en six étapes :

1. Caractériser adéquatement le processus de gestion d'un programme de contrôle de la pollution résultant du ruissellement urbain;
2. Caractériser adéquatement le processus visant à exploiter et augmenter les potentiels de gestion des débordements par la mise en œuvre d'une approche de gestion basée sur la qualité des eaux;
3. Analyser et proposer des approches possédant l'aptitude d'être régulées en temps réel pour réduire les dysfonctionnements hydrauliques et les impacts des débordements sur les milieux récepteurs.
4. Définir et intégrer des méthodes d'acquisition des données, de validation des mesures, de prévision qualitative et quantitative, de modélisation, de traitement de l'information et d'optimisation des consignes dans un système de GTR basé sur les paramètres de la qualité.

5. Élaborer et développer des outils aptes à permettre l'analyse de stratégie de gestion et la conduite du procédé basé sur la qualité des eaux et établir les bénéfices d'une GTR locale, globale, prédictive et basée sur les paramètres de la qualité comparativement à une gestion axée uniquement sur les paramètres de la quantité des eaux de ruissellement.
6. Valider le scénario de mise en œuvre le plus apte à répondre aux divers contextes susceptibles d'être rencontrés.

La diversité des variables intrinsèques au système telles que la taille, la pente et le pourcentage d'imperméabilité des bassins de drainage, l'envergure des réseaux, les taux de maillage et de ramification, le nombre de points de débordement et leur espacement, l'existence de bassins de rétention, leur position et leur capacité sont tous des facteurs qui peuvent influencer grandement les conclusions.

D'autres variables extrinsèques au réseau telles que l'intensité de la pluie et sa durée, la direction des orages et les types d'occupation des sols peuvent aussi influencer l'efficacité relative des différents modes de gestion.

Les difficultés liées à la mesure en assainissement doivent être considérées. En effet, particulièrement pour les réseaux d'assainissement la mesure doit prendre en compte un certain nombre de spécificités qui se traduisent le plus souvent par des contraintes. On peut distinguer les contraintes liées au réseau, et les contraintes particulières liées au suivi des événements pluvieux. Il faut aussi prendre en compte que les grandeurs à mesurer sont nombreuses : pluie, débit, polluants, hauteur de nappe, cotes du milieu récepteur pour bien appréhender le fonctionnement du système.

La performance d'un transmetteur n'a aucune valeur si sa configuration et son étalonnage ne sont pas réalisés avec soin grâce à des outils de haute qualité. Le système de mesures doit être prêt à fonctionner à tout moment, ce qui requiert l'installation d'un matériel important et une disponibilité suffisante du personnel pour assurer la maintenance préventive, intervenir le

cas échéant durant les pluies et faire un contrôle de l'ensemble du système après chaque épisode pluvieux.

Le système de mesures doit pouvoir démarrer ou opérer en fonction de grandeurs mesurées en temps réel, soit par exemple une hauteur d'eau, une augmentation de débit, une détection de débordement, la détection d'une précipitation ou la variation de grandeurs physico-chimiques.

Ainsi, la mise en place adéquate d'un système de gestion en temps réel basé sur la qualité des eaux nécessite la constitution ou le renforcement de nombreuses compétences alliant connaissances hydrauliques et informatiques. Le développement d'approches en mesure de fonctionner adéquatement avec une représentation simple et un minimum d'instruments installés en réseaux est donc essentiel pour assurer la viabilité d'une telle démarche de gestion. Elle en est en quelque sorte la pierre angulaire.

Pour chacune des configurations retenues, l'efficacité des différents modes de gestion sera calculée pour des orages réels de différentes intensités. Les performances seront appréciées en regard de leur capacité à prédire et à reproduire les comportements attendus avec la précision et la rapidité requises pour une conduite en temps réel et leur aptitude à être mises en œuvre dans le cadre d'un programme de contrôle de la pollution. Les scénarios étudiés devront donc générer des impacts minimaux en regard des contraintes de gestion, d'opération, de suivi et de maintenance.

Le nombre de simulations sera établi pour permettre la comparaison et tirer les bonnes conclusions. La méthodologie est ensuite validée sur un bassin réel tel que ceux de Verdun et Montréal au Québec et d'Hamilton en Ontario.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES OUTILS DE LA GESTION EN TEMPS RÉEL

2.1 Introduction

Cette recherche traite de l'élaboration d'un système d'aide à la gestion en temps réel de la qualité des eaux. Afin de situer ce travail et d'en démontrer l'originalité par rapport à de nombreux travaux portant sur la modélisation, la prévision des flux et l'optimisation de la commande et visant à gérer en temps réel les réseaux d'assainissement, une revue critique de la littérature sera exposée dans le présent chapitre.

2.2 Gestion en temps réel

Dans l'encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, Chocat offre une définition de la gestion en temps réel (GTR). La GTR des réseaux d'assainissement désigne la gestion des écoulements fondée sur l'automatisation du système d'assainissement et sur le traitement informatisé des données hydrauliques et hydrologiques. Cette gestion dynamique repose sur l'utilisation des nouvelles technologies de l'information et d'automatisation pour suivre, analyser et contrôler avec un très faible décalage de temps, le fonctionnement de tout ou d'une partie de ce système. Le but est d'éventuellement intervenir sur son fonctionnement (Chocat, 1997).

Rossi (2001) complète cette définition en ajoutant que l'application de l'approche GTR à un réseau d'assainissement repose sur l'idée essentielle selon laquelle les intensités de pluie présentent une très grande variabilité spatio-temporelle et de ce fait, les différents ouvrages d'un réseau d'assainissement sont inégalement sollicités dans l'espace et dans le temps. En conséquence, une amélioration du contrôle des débits des ouvrages de stockage et de répartition du réseau permet d'évacuer sans risque des quantités de flux supérieures à celles qui auraient pu transiter dans le réseau de par sa seule capacité d'autorégulation mécanique (Rossi, 2001).

Ce type de gestion apparu dans les années 1960 se présente aujourd'hui comme un moyen efficace pour remédier au problème des débordements. La GTR vise à réduire les risques de débordement et/ou de pollution du milieu naturel en optimisant l'usage du réseau à l'aide d'un système de prise d'informations et un système de régulation automatisée (Kroa, 1993).

À cette fin, et en ce qui concerne plus particulièrement la gestion des réseaux d'assainissement, dès les années 70, des systèmes SCADA (Supervisory Control And Data Acquisition) furent mis en opération dans de nombreuses villes en Amérique du Nord (Winn et Moore, 1973) et en Europe (Schilling, 1989) et (Gonwa et Novotny, 1993).

À cette époque, la plupart des systèmes de gestion des réseaux se réduisaient à une simple commande réactive locale (Colas *et al.*, 2004). La commande réactive locale emploie un régulateur dynamique pour ajuster le débit acheminé vers la station d'épuration en fonction des conditions hydrauliques présentes à l'endroit du point d'interception.

Durant les années 80 et 90, avec l'avènement des technologies de l'information et des moyens rapides de calcul, de véritables systèmes de contrôle prédictif intégré ont vu le jour (Pleau, *et al.*, 1996).

Beaucoup de villes américaines ont donc projeté entre 1992 et 1995 de mettre en application un certain type de contrôle centralisé (Pleau, *et al.*, 1996), mais seulement Seattle a mis en œuvre dès lors un système utilisant une stratégie de contrôle optimale centralisée et globale GOC (Global Optimal Control) utilisant ce type de stratégies (Marinaki *et al.*, 2005).

Dans ce mode d'opération, les consignes de gestion sont fournies par un optimisateur qui utilise l'information sur les conditions actuelles et futures d'écoulement dans l'ensemble du réseau (Pleau, *et al.*, 1996).

Ce mode d'opération est encore peu utilisé de nos jours. En effet, le groupe de travail de l'International Water Association (IWA, 2012) qui travaille sur le contrôle en temps réel des

systèmes de drainage urbains n'ont répertorié dans la littérature, qu'une dizaine de projets aux Etats-Unis. Minneapolis-Saint Paul au Minnesota, Seattle dans l'état de Washington, Rochester dans l'état de New-York, Cleveland et Lima en Ohio, Détroit au Michigan, Chicago en Illinois, Milwaukee au Wisconsin et San Francisco en Californie. La plupart d'entre eux ayant été initiés dans les années 1970 et mis en œuvre dans les années 1980 (IWA, 2012).

Tous ces projets ont mis en place des systèmes opérant avec des logiques de commande réactive locale. Seattle avait été la seule à avoir implanté un contrôle automatique central, mais il a été mis hors service dès 1995 (IWA, 2012).

Au Canada, après avoir identifié les stratégies de gestion optimales les mieux adaptées pour contrôler les débordements par temps de pluie (Lessard et Lavallée, 1985), ce n'est que depuis 1999, après la construction des stations de traitement des eaux usées et plusieurs années d'études, qu'un premier projet d'implantation d'une GOC et prédictive a été mise en opération pour la Ville de Québec (Pleau, *et al.*, 1996). Ainsi, la Communauté Urbaine de Québec a implanté en 1999 un système de gestion utilisant un simulateur optimisateur pour contrôler les débordements des réseaux unitaires dans la rivière Saint-Charles (Pleau *et al.*, 2001).

Aujourd'hui, ce projet a permis de réduire les épisodes de débordements par période estivale, permettant le respect des exigences de rejet, le retour aux activités aquatiques et l'accès au cours d'eau (Pleau *et al.*, 2011).

La Communauté urbaine de Montréal a également réalisé des stations de contrôle local pour gérer leur système de traitement des eaux usées très tôt dans les années 1980 (Pleau *et al.*, 2000) et un système centralisé est toujours en développement (Duong, 2005).

D'autres développements similaires sont toujours en cours dans les villes de Louisville au Kentucky (Charron *et al.*, 2000), Welmington au Delaware (Colas *et al.*, 2004), New York,

(Schutze *et al.*, 2006). La ville d'Hamilton en Ontario planifie aussi depuis longtemps l'implantation d'un système GTR (Stirrup *et al.*, 1997).

Le groupe de travail de l'IWA rapporte qu'en Europe, les projets ont débuté plus tardivement que les expériences nord-américaines. Ce n'est qu'au début des années 80 que de tels projets ont vu le jour à partir de quelques expériences, comme celle à Hambourg (Allemagne) et de Seine-Saint-Denis (France). L'élan n'a toutefois jamais disparu, et a même pris de l'ampleur au cours des dernières années (IWA, 2012).

Les structures de ces systèmes sont assez similaires à celles des Etats-Unis. Ils ont tous des systèmes de supervision centraux, et sauf pour quelques cas d'applications, tous ont mis en place un contrôle réactif local plutôt qu'un contrôle centralisé.

L'IWA a aussi répertorié qu'en France, le Conseil Général des Hauts de- Seine a de longue date, équipé la plupart de ses déversoirs d'orage de dispositifs de mesure en continu; dans le but d'une part d'élaborer des bilans mensuels et annuels de rejet vers le milieu récepteur, mais aussi d'autre part pour recueillir des données de référence pour l'interprétation du fonctionnement du réseau de collecte et de transport (IWA, 2012).

En recueillant ces données pour l'étude des projets d'optimisation à venir pour ce réseau, Roux a développé une approche visant une consolidation des bilans d'auto-surveillance à l'aide de la modélisation hydraulique, dans le but ensuite de s'appuyer sur l'ensemble ainsi harmonisé, pour enrichir l'interprétation des bilans d'auto-surveillance (Roux *et al.*, 2010). Selon Roux, cette démarche s'avère être un important levier d'amélioration conjoint du dispositif de mesure et de l'outil de modélisation; laissant ainsi percevoir une convergence des deux outils à moyen terme (Roux *et al.*, 2010).

Il y a ainsi en France, actuellement huit systèmes en opération soient à Bordeaux, Hauts-de-Seine, Marseille, Metz, Nancy, Seine-Saint-Denis, Val-de-Marne et l'agglomération parisienne (IWA, 2012).

En Allemagne, quatre projets de gestion en temps réel sont répertoriés par le groupe de travail sur le contrôle en temps réel de l'IWA, soit Brême, Hambourg, Munich et Stuttgart (IWA, 2012). De plus un groupe de travail sur ce type de contrôle de procédé de l'Association Allemande pour l'eau (DWA) a préparé un guide de planification de systèmes de contrôle en temps réel pour les bassins de drainage urbain. Ceci dans le but de fournir des directives qui aideront les praticiens afin d'estimer le potentiel d'amélioration des performances de leurs systèmes et pour la planification et le développement de systèmes de contrôle en temps réel d'une manière structurée (Schütze *et al.*, 2005).

En Suisse, quatre systèmes de ce type sont aussi en exploitation (Berne, Fribourg, Genève et Lausanne), en Suède seulement un (Göteborg), et au Danemark deux (Copenhague, Aalborg) (IWA, 2012).

Au Pays-Bas, une approche intégrée a été développée afin d'évaluer la qualité des eaux du milieu récepteur et la contribution relative d'un système de drainage urbain en rapport avec les problèmes de qualité perçus des eaux du milieu récepteur (IWA, 2012).

Cette approche est illustrée par l'étude de cas d'Arnhem (Beenen *et al.*, 2010), où la qualité des eaux du milieu récepteur restait insatisfaisante même après la transformation d'un système d'assainissement unitaire en système d'assainissement séparatif. Cette étude de cas, en combinant des bilans massiques avec des modèles relativement simples d'impact sur les eaux du milieu récepteur a mis en lumière la nécessité de changer l'approche actuelle basée sur les émissions de polluants et d'adopter une approche intégrale basée sur les immissions (Beenen *et al.*, 2010).

D'autres projets sont toujours en préparation à Flensburg, à Bamberg, Krefeld, Dresde, Vienne et Barcelone (Schutze *et al.*, 2006).

Au Japon on a fait également état de développements en ce sens, notamment pour la ville de Tokyo (Fujita, 2002) et (Maeda, Mizushima et Ito, 2005).

Tous ces développements sont le fait d'importantes avancées technologiques. Les sondes de niveau sont de plus en plus précises et fiables et les débitmètres qui furent développés pour les applications dans les réseaux d'égouts sont désormais à la portée de petites municipalités. Aujourd'hui, l'équipement et des configurations efficaces nécessaires pour la mise en application des technologies GTR et COG sont disponibles (Schutze *et al.*, 2002).

Pourtant, depuis le développement de ce type de systèmes, ce ne sont pas principalement les aspects technologiques qui limitent le plus leur utilisation pour la gestion des réseaux d'assainissement. En effet, il existe encore une forte résistance de la part des opérateurs et un manque de coordination entre ces opérateurs et les services d'ingénierie par rapport aux opérations des réseaux de collecte et des stations d'épuration.

L'USEPA a notamment publié un manuel en vue d'aider les praticiens à planifier, concevoir et implanter des systèmes GTR et contrer cette perception (Stinson et Vitasovic, 2006).

L'IWA a de plus répertorié que les raisons évoquées pour ne pas aller de l'avant avec un contrôle central comprennent: la communication non fiable (Cleveland), les pannes matérielles (Detroit) et la résistance au changement des opérateurs (Rochester, Détroit). Le système de contrôle n'a jamais fonctionné comme prévu (Minneapolis-Saint-Paul) et a été abandonné (San Francisco) (IWA, 2012).

De façon à palier à ces lacunes, de nombreux travaux entrepris durant les dix (10) dernières années s'inscrivent dans une démarche à long terme portant sur les pratiques de gestion optimales des infrastructures urbaines. Le bilan des activités reliées à ces recherches concerne le développement de modèles d'estimation des données manquantes et de validation des mesures relatives à la qualité et la quantité des eaux de ruissellement et le développement de modèles de simulation de la quantité et la qualité des eaux de ruissellement. Tous ces développements s'intègrent dans une certaine mesure au sein d'une démarche visant à créer les outils qui permettront de mieux maîtriser la conduite en temps réel (Bennis, Berrada et Bernard, 2000).

2.3 Modélisation des réseaux

Sur les plans hydrologique et hydraulique, il s'est développé une panoplie de modèles et de logiciels d'évaluation et de conception des réseaux d'assainissement dont les plus connus sont probablement : XP-SWMM (Ashley *et al.*, 1999), Mouse (Hernebring *et al.*, 2002), Simba (Rauch *et al.*, 2002), Hydroworks (Schütze *et al.*, 2002), Flupol et Csoft™ (Pleau, 2005).

À l'exception de Csoft™ (Pleau, 2005) spécialement conçu pour l'optimisation d'une conduite en temps réel d'un réseau d'assainissement et Hydroworks qui possède un module dédié à la gestion, ces modèles et logiciels sont basés sur le modèle hydraulique de type Saint-Venant et sont destinés plutôt à la conception et pour le diagnostic hydraulique des réseaux en temps différé (Marinaki *et al.*, 2005). Par ailleurs, Hydroworks n'intègre pas de fonctionnalité permettant la conduite du procédé basé sur des prévisions météorologiques comme dans Csoft™.

Il faut souligner qu'il est inconcevable d'utiliser le modèle hydraulique de type Saint-Venant dans la procédure globale d'optimisation en temps réel, car ces équations sont difficiles à intégrer dans un schéma de gestion optimal en temps réel (Marinaki *et al.*, 2005). En effet, les modèles hydrauliques utilisant les équations complètes de Saint-Venant ne peuvent être intégrés efficacement dans un schéma de contrôle pour la conduite des réseaux d'assainissement en temps réel, compte tenu du court délai de réponse exigé par la gestion en temps réel. Pour cette raison, la plupart des approches basées sur des modèles pour le contrôle des réseaux d'égouts utilisent des modèles d'optimisation simplifiés et se réduisent souvent à une simple translation d'onde avec parfois un amortissement artificiel (Marinaki *et al.*, 2005).

Il en découle que les systèmes de GTR basés sur ces modèles simplifiés conduisent à une gestion sub-optimale des réseaux.

Dans la littérature récente, plusieurs approches pour la simplification des modèles hydrodynamiques sont traitées. Kroll (2010) a examiné la possibilité d'établir une procédure semi automatisée assez simple et robuste, capable de simplifier la structure hydrodynamique des réseaux d'assainissement, dans la mesure où le temps de simulation et la précision sont dans une portée acceptable. Dans le cadre d'une étude de cas (2010), Kroll a révélé que la procédure développée a le potentiel de simplifier des modèles hydrodynamiques arbitraires et de fournir des modèles très précis. Le gain de temps de simulation dépend largement du potentiel de simplification des modèles et de la stabilité de la simulation (Kroll, 2010).

Pour le développement de modèles de simulation de la quantité et de la qualité des eaux de ruissellement plusieurs modèles de simulation en temps différé furent élaborés. L'un d'eux, baptisé IRH (*Improved Rational Hydrograph*) permet de simuler les débits de ruissellement selon plusieurs variantes (Crobeddu *et al.*, 2007). Le modèle IRH possède tous les avantages des modèles complets de simulation tout en utilisant exclusivement des paramètres physiques facilement accessibles.

Un autre modèle, baptisé RQSM (Runoff Quality Simulation Model) permet de simuler les concentrations de polluants à l'exutoire d'un bassin. L'originalité du modèle RQSM découle de l'utilisation de l'énergie cinétique des précipitations pour modéliser la mise en suspension des particules solides. Le phénomène de transport et d'entraînement des matières en suspension est décrit par un modèle linéaire de convolution (Crobeddu et Bennis, 2008).

Ce modèle qui utilise uniquement les intensités de pluie pour calculer les concentrations de matières en suspension a été testé avec succès sur plusieurs bassins européens et nord américains (Crobeddu et Bennis, 2008) et pourrait permettre la validation des concepts mis de l'avant dans la présente étude pour l'intégration de la composante qualité.

2.4 Prévision des flux

Dans le domaine de la prévision des flux, Ribeiro (1998) a comparé un modèle de type conceptuel déterministe global pour la prévision en temps réel d'apports journaliers avec des modèles communément appelés « black-box »; une formulation généralisée des modèles autorégressifs à moyenne mobile avec variable exogène de Box et Jenkins (ARMAX). À cette fin, il a couplé un filtre de Kalman à ce modèle afin d'effectuer un ajustement au jour le jour des paramètres. La comparaison de ces modèles couplés avec un filtre de Kalman et du modèle déterministe a mené à la conclusion que les modèles ARMAX avec filtre de Kalman sont supérieurs au modèle déterministe pour la prévision pour un horizon court (Ribeiro *et al.*, 1998).

Le modèle de moyenne mobile (MA) a aussi été implanté avec succès à Québec et Montréal dans Csoft™ comme outil de calage en ligne. Il a été favorablement comparé au filtre de Kalman en utilisant des données simulées à partir d'un modèle SWMM 5 (Fradet *et al.*, 2010).

Des études comparatives de l'efficacité du contrôle prédictif intégré par rapport au contrôle statique ou réactif local ont tranché avantageusement en faveur du premier (Rainville, 1996) et (Colas *et al.*, 2004).

Selon Pleau, la mise en opération du système de contrôle optimal prédictif implanté en 1999 pour la Communauté Urbaine de Québec et le développement du logiciel d'optimisation Csoft™ sont des étapes importantes vers l'accomplissement d'une approche de gestion urbaine intégrée de l'eau (Pleau *et al.*, 2005). Ces développements tiennent compte des paramètres de l'écoulement dans la partie commandée du réseau d'égouts, de la capacité variable de traitement de la station de traitement et de la capacité hydraulique du cours d'eau récepteur (Pleau, *et al.*, 2005), (Schutze *et al.*, 2004a) et (Schutze, *et al.*, 2004b).

En France une étude récente portant sur l'estimation des flux d'eau et de polluants de temps sec (MES et DCO) pendant les événements pluvieux en réseau unitaire confirme l'intérêt du mesurage en continu à court pas de temps du débit et de la turbidité, pour la modélisation des flux polluants par temps de pluie en réseau d'assainissement (Métadier et Bertrand-Krajewski, 2010).

L'analyse des données de deux sites expérimentaux, dont Chassieu en réseau séparatif pluvial et Ecully en réseau unitaire à Lyon, a permis d'obtenir un modèle empirique des concentrations moyennes événementielles des matières en suspension des rejets urbains par temps de pluie qui pourrait s'intégrer à un schéma de gestion en temps réel (Dembélé *et al.*, 2010).

2.5 Optimisation de la commande

Des développements importants furent également réalisés pour l'optimisation de la conduite d'un réseau par l'utilisation de la technique de programmation non linéaire. Ce type d'approche présente l'intérêt de pouvoir prendre en compte un critère J non linéaire pour refléter les objectifs de gestion et une modélisation plus précise du système sous étude. Ainsi, plusieurs auteurs s'y sont intéressés et c'est pourquoi des développements récents furent réalisés en programmation non linéaire en utilisant la technique de résolution du système d'équations par la méthode primale (Marinaki et Papageorgiou, 2005).

De nombreuses approches sont aujourd'hui proposées pour l'optimisation de la commande. Marinaki et Papageorgiou ont produit en 2005 une monographie qui fournit une description détaillée du développement d'une application de simulation d'un système de commande centralisé. Ce document présente une synthèse comparative d'une commande centralisée de réseau d'égout basée sur deux des méthodes disponibles: la commande non linéaire optimale et la méthode de contrôle de rétroaction multi variable (Marinaki et Papageorgiou, 2005).

Les résultats obtenus ont démontré que la méthode de programmation non linéaire est efficace lorsqu'elle est utilisée en boucle fermée et pour la méthode du régulateur multi variables, lorsque les résultats intermédiaires sont réintroduits à des fins de prédiction à l'entrée de l'algorithme.

Tous ces développements s'appuient sur des paramètres principalement quantitatifs. De plus, actuellement, la plupart des stratégies de commande en temps réel sont fondées sur des études de modèles hypothétiques.

2.6 Baser la conduite sur la qualité

La GTR des réseaux d'assainissement a été reconnue comme un moyen efficace de réduire la pollution des rejets unitaires par temps de pluie, bien que ce mode de gestion ait été généralement traité uniquement selon une approche quantitative.

Suivant les progrès effectués en termes de mesure de la pollution des eaux usées, l'approche fondée sur la qualité pourrait se révéler d'un intérêt croissant. Des études récentes réalisées grâce à des mesures de turbidité en continu, issues du suivi intensif sur deux bassins-versants du réseau unitaire parisien ont permis de démontrer le potentiel des stratégies fondées sur la qualité. Notamment lorsque des dispositifs de mesures en continu sont disponibles (Lacour et Schütze, 2011).

Par ailleurs, Schutze a fait ressortir les percées et les lacunes des expériences passées dans la gestion en temps réel des réseaux. Les systèmes de gestion ont souvent été implantés sur des réseaux qui n'ont pas été conçus à cet effet (Schutze, *et al.*, 2004).

Le manque de maillage constitue un obstacle à la déviation des flux. Par ailleurs, l'absence de capacité de rétention limite la marge de manœuvre dans la temporisation des flux, rendant parfois minime le bénéfice d'une gestion en temps réel (Vanrolleghem *et al.*, 2005).

Les processus de contrôle en temps réel dans les systèmes d'égouts unitaires sont normalement basés sur des mesures de paramètres hydrauliques dans le système. Suivant les lacunes constatées, une approche de gestion visant à minimiser les masses de polluants plutôt que les volumes déversés, paraît attrayante (Dion *et al.* 2005).

Selon Tränckner, une condition préalable à une gestion intégrée des réseaux d'assainissement et des stations d'épuration qui leur sont tributaires est liée à la capacité de commander les débits à l'entrée de ces stations pour contrôler selon leur capacité (Tränckner *et al.*, 2007).

Cela nécessite des informations fiables sur l'état instantané des stations et de leur réaction face aux variations hydrauliques et des substances nutritives. Cet auteur a démontré, en se basant sur les valeurs mesurées en ligne de trois grandes stations d'épuration aux charges élevés par temps de pluie sur une période de plusieurs années, que l'efficacité d'une telle commande du débit, soutenus par un contrôle d'effluents basé sur l'émission varie de manière significative avec l'intensité de la pluie (Tränckner *et al.*, 2007).

En Suisse, une directive, mettant en parallèle les rejets pluviaux et leurs impacts potentiels a récemment été définie (Rossi, 2007). Elle fixe également de nouveaux critères de qualité des eaux qui prennent en compte la dynamique des polluants. La mise en place de solutions techniques permettant de limiter les impacts des rejets pluviaux urbains est traditionnellement basée sur une approche de type émission (end-of-pipe). Ce type d'approche n'est plus compatible avec la législation Suisse, pour laquelle le milieu récepteur représente le point de départ de toute réalisation technique. Selon cette directive, les incertitudes associées aux données utilisées de même que la variabilité des processus sont également intégrées dans une approche probabiliste (Rossi, 2007).

Toutefois, l'idée d'effectuer un contrôle en temps réel des débordements en s'appuyant sur des paramètres de la qualité de l'effluent n'est pas nouvelle (Weinreich *et al.*, 1997).

Rainville (1996) a mené une étude sur la performance relative des méthodes de gestion quantitative et qualitative sur un réseau comportant cinq régulateurs. Mais à l'époque, la faible variation dans la concentration des polluants et dans la sensibilité des sites de déversement, a rendu marginal l'écart entre les deux modes de gestion dans ce cas particulier.

Malgré cela, des développements récents concernent la conception et la mise en place de stations de mesure de flux polluants dédiées à la gestion intégrée d'un système d'assainissement.

La Ville de Romans s'est notamment engagée dans une stratégie de gestion intégrée de son réseau d'assainissement reposant sur la mise en place de stations de mesure en continu des flux polluants dans un réseau (Lombard, *et al.*, 2010). À cette fin, un turbidimètre et un spectromètre UV-visible et le couplage d'un conductimètre au turbidimètre permettent d'observer avec une incertitude quantifiable les flux de MES, de DCO et de sulfures dissous. En temps sec, ces flux sont traités dans l'usine de traitement. Par temps de pluie, les débits de pointe sont écrêtés par des déversoirs d'orage. Les rejets dans le milieu naturel sont ainsi quantifiés. Ces données sont utilisables en temps réel pour une gestion plus opérationnelle des ouvrages ou a posteriori pour la production des bilans réglementaires d'auto-surveillance (Lombard, *et al.*, 2010).

Dans le but d'améliorer la qualité des rivières, tout en garantissant la sécurité des populations, certains auteurs ont proposé un nouveau modèle dynamique de bassin d'orage et ont cherché à définir des règles de contrôle en temps réel pour la gestion de bassins équipés de vannes en sortie. Ceci a pour effet d'augmenter le temps de rétention de l'eau dans le bassin et ainsi permettre une décantation des particules les plus petites et des polluants associés. Ce modèle se base sur la superposition de couches complètement mélangées et inclut le comportement et les processus reliés aux polluants associés aux particules, dépendant notamment des différentes vitesses de sédimentation de ces dernières (Vallet *et al.*, 2010).

Par ailleurs, plusieurs études ont confirmé l'existence du premier flot dans le ruissellement urbain et ont préconisé par le fait même une gestion plus efficace basée sur la qualité des eaux (Chtepen *et al.*, 2005), (Vanrolleghem, *et al.*, 2005) et (Zacharof *et al.*, 2004).

La notion de premier flot découle du concept selon lequel, suite à une pluie, le premier lessivage du bassin de drainage et des collecteurs entraîne la plus grande partie de la pollution déposée durant la période de temps sec (Erbe *et al.*, 2005).

Autrement dit, la charge polluante contenue dans le ruissellement initial, juste après le début de la pluie, est beaucoup plus forte que celle véhiculée à la fin du ruissellement. Il devient donc pertinent de chercher à réduire la pollution du milieu récepteur en interceptant prioritairement au niveau de chaque régulateur le volume initial de ruissellement qui est le plus pollué (Claeys *et al.*, 2006).

Si le point focal d'intérêt est la réduction des charges de polluant émis, le processus de commande peut également être basé sur la qualité de l'effluent rejeté dans les eaux réceptrices, en réduisant le flux d'une eau usée vers une usine de traitement hydrauliquement surchargée et en acceptant une légère augmentation de la charge polluante déversée à une structure de débordement (Dion *et al.*, 2005).

Il a été démontré qu'une procédure de contrôle à une structure donnée basée sur une corrélation multiple entre le coefficient d'absorption spectrale et la turbidité, les deux étant mesurées en ligne avec une demande chimique en oxygène (DCO), peut être utilisée pour ajuster le débit pompé à une usine de traitement des eaux usées, en fonction de la concentration en DCO déversée à cette structure de régulation (Dion *et al.*, 2005) et (Klepiszewski, 2005).

Récemment en Corée (2010) un essai pilote a été conduit avec l'installation d'un système de contrôle des charges polluantes sur un exutoire d'orage à l'aide de sondes multi paramètres, mesurant la turbidité, l'oxygène dissout et la conductivité. Les débits furent également

mesurés à l'aide d'un débitmètre à ultrason. Le point de mesure était également équipé d'un système d'échantillonnage automatique et d'un pluviomètre pour suivre en temps réel la qualité de l'eau. Il a été possible d'établir simultanément les débits et la qualité de l'eau (Seo *et al.*, 2010). Cette approche demande toutefois une mobilisation importante d'équipements de mesure et exige des efforts considérables de calibration, d'opération et d'entretien.

Des travaux ont également adressé la problématique de la fiabilité des mesures. Fréquemment, la méthode largement répandue de mesure des débits à partir de mesures de vitesse moyenne et de la hauteur d'eau ne fournit pas des valeurs représentatives et ce principalement à cause du manque de fiabilité du capteur de vitesse. Pour palier cette situation (Kouyi *et al.*, 2010) ont proposé une méthodologie originale qui permet d'estimer le débit dans une canalisation d'assainissement complexe à partir d'une mesure de hauteur d'eau et de l'utilisation des outils de modélisation en une et trois dimensions.

Pour palier au manque de fiabilité des équipements, la redondance analytique et matérielle a été une autre voie poursuivie pour développer une méthodologie de validation des mesures et l'estimation des données manquantes (Bennis et Kang, 2000).

Selon cette approche, les données relatives à la qualité et la quantité des flux devant être validées ou estimées sont calculées selon les concepts développés à partir d'autres variables qui leur sont reliées par des modèles déterministes ou statistiques. Un système de vote logique pour détecter le capteur défaillant et estimer les données manquantes a aussi été développé. Ce système de vote est basé sur la comparaison des résidus entre la valeur prévue et les valeurs mesurées et estimées. En absence de données mesurées, la valeur estimée remplace la donnée manquante. Par ailleurs, plusieurs modèles monovariés de filtrage furent développés tels que le filtre ébarbeur et Winsoriseur qui sont plus robustes que le filtre fréquentiel (Berrada, Gagnon et Bennis, 1996).

Les développements les plus récents concernent les systèmes GTR basés sur les concentrations mesurées en cours d'eau (*Immission based RTC*). Cette approche s'appuie sur

une intégration des différents sous-systèmes et par une instrumentation du cours d'eau récepteur afin d'optimiser globalement et directement la qualité de ce cours d'eau (Erbe et Schutze, 2005) et (Vanrolleghem, Benedetti et Meirlaen, 2005). Il est aussi possible de contrôler les déversements de réseaux unitaires en optimisant le stockage inhérent dans le réseau afin d'éliminer ou réduire le recours à la construction de nouveaux réservoirs de stockages souterrains.

En matière de contrôle de déversement d'eau de ruissellement en temps de pluie par des déversoirs d'orage, de nouvelles lignes directrices précisent que l'évaluation des mesures de contrôle des CSO sera basée désormais sur la performance de contrôle à long terme. Ainsi, dans le futur des relevés pluviométriques seront nécessaires pour l'évaluation de la performance du contrôle à long terme. À cette fin, Chui et Li (2000) ont générés plusieurs séries pluviométriques à long terme en utilisant un modèle de génération stochastique des précipitations pour l'évaluation des performances en temps réel, afin de permettre leur utilisation lorsque les enregistrements à long terme des pluies ne sont pas disponibles.

Suite à l'analyse des propriétés statistiques de 48 paires de relevés pluviométriques historiques, Chui et Li (2000) ont constatés que les caractéristiques des événements de précipitations sont principalement distribuées de façon exponentielle et que la corrélation entre la durée de l'événement et le volume de l'événement ne varient pas en fonction de la durée de la période de temps (Chui et Li, 2000).

Ainsi, une série à long terme de pluies peut être générée stochastiquement, basée sur des propriétés statistiques, soit la distribution exponentielle et corrélées des caractéristiques de précipitations pouvant être extraites d'enregistrements de pluies historiques, suivant le constat que les propriétés statistiques entre les précipitations et la synthèse des documents historiques sont généralement bien corrélés (Chui et Li, 2000). Ce constat peut trouver son utilité pour baser la conduite d'un réseau d'assainissement en temps réel en utilisant un nombre des mesures de précipitations limité en cours d'évènement.

2.7 Contribution et originalité de la démarche

Pour la recherche des consignes de gestion pour la conduite du procédé basée sur la qualité, il semble a priori nécessaire d'explorer si l'utilisation de nouvelles approches de modélisation, de prévision des flux et d'optimisation, autres que la programmation linéaire, non linéaire et dynamique seraient adéquates.

En regard de la modélisation, afin de réduire la taille du problème d'optimisation, il semble à propos d'utiliser une approche 'agrégation désagrégation' des bassins et des réseaux.

La technique d'agrégation consiste, dans un premier temps, à adopter une approche macroscopique dans la modélisation des bassins de drainage et du réseau pour trouver rapidement les consignes optimales de gestion. Une fois la solution obtenue, la technique de désagrégation permet de remonter à la solution représentant le fonctionnement réel du réseau en utilisant les modèles de transformation qui permettent le passage d'une modélisation globale à une modélisation détaillée (Kamal, 2005).

En ce qui a trait à l'élaboration d'un système de gestion basé sur la qualité des eaux, deux prérequis sont essentiels à la réussite d'une gestion en temps réel des réseaux d'assainissement :

- l'implantation d'un système de monitoring en continu de la qualité;
- le développement d'un système de traitement de cette information.

En temps réel, le système de monitoring fournit différentes mesures hydrométéorologiques à des intervalles réguliers du temps. Ces mesures, une fois validées, doivent être exploitées pour identifier les paramètres des modèles de prévision afin d'améliorer leur précision.

Pour la prévision des flux, il faut cependant utiliser des méthodes rapides d'exécution pour maximiser la marge de manœuvre dans la prise de décision et l'opération des systèmes de contrôle. Un filtre peut être utilisé pour réajuster automatiquement les paramètres des

modèles en fonction de l'erreur de prévision. La récursivité des algorithmes de calcul devra permettre d'éviter l'inversion de grandes matrices et de tenir compte de l'évolution continue des paramètres en fonction du temps.

Concernant l'optimisation de la conduite du procédé, étant donné que le but premier d'une gestion en temps réel basée sur la qualité est la réduction des impacts sur le milieu récepteur, il paraît, a priori, plus pertinent d'intégrer explicitement les paramètres de la qualité des eaux dans la formulation de la fonction objective.

Par ailleurs, la sensibilité des différents sites de déversement varie avec les types d'usages et avec leur capacité de dilution. 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 milieu récepteur aval plus vulnérable qui renferme, par exemple, une prise d'eau potable ou abrite une frayère de poissons.

Suivant l'approche classique d'optimisation, les consignes optimales de gestion sont la solution d'un problème d'optimisation d'une fonction objective qui peut être exprimée par la sommation des débits et conséquemment des volumes totaux déversés au niveau de l'ensemble des régulateurs situés le long d'un réseau d'interception durant la période totale d'un événement pluviométrique:

$$MIN \left(\sum_i \sum_j Q_{ij} \right) \quad \text{Où } Q_{ij} \text{ est le débit déversé au point de régulation } i \text{ à l'instant } j.$$

Comme l'optimisation doit porter à chaque instant sur la durée totale du ruissellement, il est nécessaire de disposer de modèles fiables mais simple de prévision hydrologique et hydraulique. Ainsi divers modèles, notamment le modèle hydrologique IRH et le modèle

hydraulique transférométrique pourraient être utilisés en principe à cette fin. Ils doivent cependant être adaptés au contexte de la gestion en temps réel avant de les intégrer dans le schéma global d'optimisation.

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_{ij} et les poids environnementaux de vulnérabilité W_i de la manière suivante :

$$MIN \left(\sum_i \sum_j w_i C_{ij} Q_{ij} \right), \text{ sous des contraintes hydrauliques.}$$

Cette formulation qui est novatrice par rapport aux systèmes de gestion développés jusqu'à maintenant pose plusieurs défis. Par le passé, la difficulté de simuler adéquatement les paramètres de la qualité et le manque de fiabilité dans l'instrumentation en continu des concentrations de polluants ont constitué un frein à l'implantation d'une démarche d'optimisation basée sur la qualité des eaux. L'horizon de prédiction pose également des difficultés. Cette formulation pourrait être comparée à des approches heuristiques à base de règles et de systèmes experts à base de connaissances. Dans le présent projet, il sera possible d'explorer si divers modèles développés pour un traitement différé de l'information de procédé pourraient être couplés à l'instrumentation du réseau et adapté au contexte de la gestion en temps réel basé sur des mesures de la qualité. Comme pour les modèles hydrauliques et hydrologiques, l'emploi d'un filtre permet aussi de considérer des modèles non stationnaires dont les paramètres sont réajustés en temps réel.

CHAPITRE 3

ARTICLE 1: « A GLOBAL MODELING APPROACH TO THE HYDRAULIC PERFORMANCE EVALUATION OF A SEWER NETWORK »

Yves Dion¹, Saad Bennis¹

¹Département de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans la revue de la Société Canadienne de génie civil, volume 37, numéro 11
en novembre 2011.

3.1 Abstract

The work outlined in this article allows the simulation of drainage networks hydraulics' behavior, using two modeling approaches. The first, which is a global approach, is based on the Generalized Rational Method for which the entire network upstream of a regulation location or of the pipe section to be evaluated is aggregated as a single node. The global hydraulic model based on this method uses the generalized Bernoulli equation applied to each pipe to be evaluated. The second approach, more detailed, is based on the coupling of the Nonlinear Reservoir Model to simulate runoff at the outlet of each sub-network with the Saint-Venant equations, to laminate the resulting hydrographs within the network. The case study was conducted to compare the results obtained by these two approaches by applying them to small synthetic and real networks. Substantially equivalent results were obtained. The Generalized Rational Method however, when compared with the Non-Linear Reservoir method, has the advantage of achieving the pursued objectives by requiring much less field data and modeling efforts. Conclusions of this first article are to the effect that the proposed model can adequately simulate networks behaviors with an acceptable degree of accuracy for its use for controlling in real-time sewer systems and for hydraulic behavior needs assessment purpose.

3.2 Introduction

New drainage systems are often designed to carry flows generated by design storm of selected return period which varies according to local practices and resources available for public works.

For existing sewers that are suffering from surcharging, flooding and CSO operation at an unacceptable frequency, the key to developing an effective solution lies in a thorough understanding of actual performance (Adams and Papa, 2000).

A computer-based simulation model is essential to this understanding (Rossman, 2008). Such software allows for the accurate modeling of surcharged flows and may be used to identify the location and cause of performance deficiencies.

The model most commonly used for this purpose in North America is the Storm Water Management Model (SWMM) developed for the USEPA (Rossman, 2008).

The SWMM generates maximum design flow ratios, duration of surcharge and duration of flooding which are used in assessing the hydraulic performance of a sewer system. These parameters can be used to form the basis of an evaluation index that quantifies sewer overloading (McCuen, 2005).

When sewer capacity is adequate (the maximum design flow ratio is less than one), a free-surface (i.e. non-pressure) condition is usually assumed. Conversely, when sewer capacity is exceeded, surcharge results from the passage from free-surface gravity flow to pressure flow (James *et al.*, 2005).

Unfortunately, this indicator neither reflects the extent of the surcharge or the flooding, nor does it take into account the pipe burial depth below the ground surface (Bennis *et al.*, 2003).

Rivard and Dupuis (2000) proposed a method for evaluating sewer network hydraulic performance based on the comparison between the hydraulic grade line (HGL) slope and the invert slope. The higher the HGL slope to sewer invert slope ratio, the greater the need for hydraulic rehabilitation.

The ratio between the two slopes however fails to provide a measurement of the effect of the hydraulic inadequacy of the section in question on each of the upstream sections. This is because the ratio does not consider key factors such as surface topography, pipe location in the system, site vulnerability, or the effects of overflow originating from other sources (Luijtelaar, 1999).

This is significant when the slopes in the network are mild rather than steep. Consequently, pipes that would normally have an open channel design flow rate are in fact surcharged because of the hydraulic insufficiency downstream.

The present work aims to develop a reliable methodology for hydraulic diagnosis of different sections of an urban drainage system that may require hydraulic rehabilitation.

The proposed approach makes it possible to evaluate the intrinsic hydraulic performance of a sewer by assigning a performance rating to each section that accurately reflects its share of responsibility in surcharging or flooding.

The proposed performance index takes into account the vulnerability of each site, thus providing the manager with a tool to modulate the severity of a surcharge. Hydraulic rehabilitation can then follow, allowing for rapid evacuation or retention of water from affected areas.

3.3 Peak discharge estimation

First, we will show how the hydrologic model allows for estimating the flow generated at the upstream basin in detailed and global modeling.

The hydrologic model used in detailed modeling is based on the non-linear reservoir model (NLR) established by coupling the continuity equation with Manning's equation (James *et al.*, 2005).

The hydrologic model we propose using in global modeling is a new formulation of the rational method. This generalized rational hydrograph method (GRM) is based on the linear system theory described by Bennis and Crobeddu (2007) and is expressed as a convolution product between rainfall intensity and impulse response function of catchments where rainfall intensity is sampled in discrete time and represented with a succession of constant rainfall intensities as expressed in equation (3.1) through (3.3):

$$Q(t) = \overbrace{\sum_{j=1}^{t \leq t_r} [(I(j) - dp(j)) u_{imp}(t-j+1)] \cdot \Delta t}^{Q_{imp}} + \overbrace{\sum_{j=1}^{t \leq t_r} [(I(j) - f(j)) u_{per}(t-j+1)] \cdot \Delta t}^{Q_{per}} \quad (3.1)$$

with

$$u_{imp}(t-j+1) = K IMP A \frac{1}{t_c} \quad \text{for} \quad 1 \leq (t-j+1) \leq t_c \quad (3.2)$$

and

$$u_{per}(t-j+1) = K (1 - IMP) A \frac{1}{t_c} \quad \text{for} \quad 1 \leq (t-j+1) \leq t_c \quad (3.3)$$

where $Q(t)$ is the runoff (m^3/s), Q_{imp} and Q_{per} are respectively the impervious and pervious areas flow contribution, u_{imp} is the impulse response function of the impervious area, u_{per} is

the impulse response function of the pervious area, d_p is the initial abstraction capacity (mm/h), f is the infiltration capacity (mm/h), I is the average rainfall intensity during Δt (mm/h), A is the catchment area (ha), IMP is the ratio of directly drained impervious area, t_c is the time of concentration (min), t_r is the rainfall duration (min), K is a constant equal to 0.0028 in the metric units or 1 for English units, Δt is the time step (min).

3.4 Hydraulic performance

The hydraulic failure of a pipe "i" is directly related to the height of maximum upstream surcharge H_i^{US} needed to convey the design runoff rate (Bennis *et al.*, 2003). The hydraulic performance index is expressed as a percentage of the pipe burial depth G_i in the following form:

$$N_i = 100\% \times \frac{H_i^{US}}{G_i} \quad (3.4)$$

where H_i^{US} is the height of maximum surcharge in the manhole situated immediately upstream from pipe "i" for the design flow, G_i is the depth at which the pipe is buried, measured from the ground surface to the upstream crown of pipe "i".

If basements are present, this depth should be measured from their floor to the upstream crown of the pipe, N_i is the rating expressed as a percentage of pipe burial depth, varying from 0 to 100% as shown in Figure. 3.1

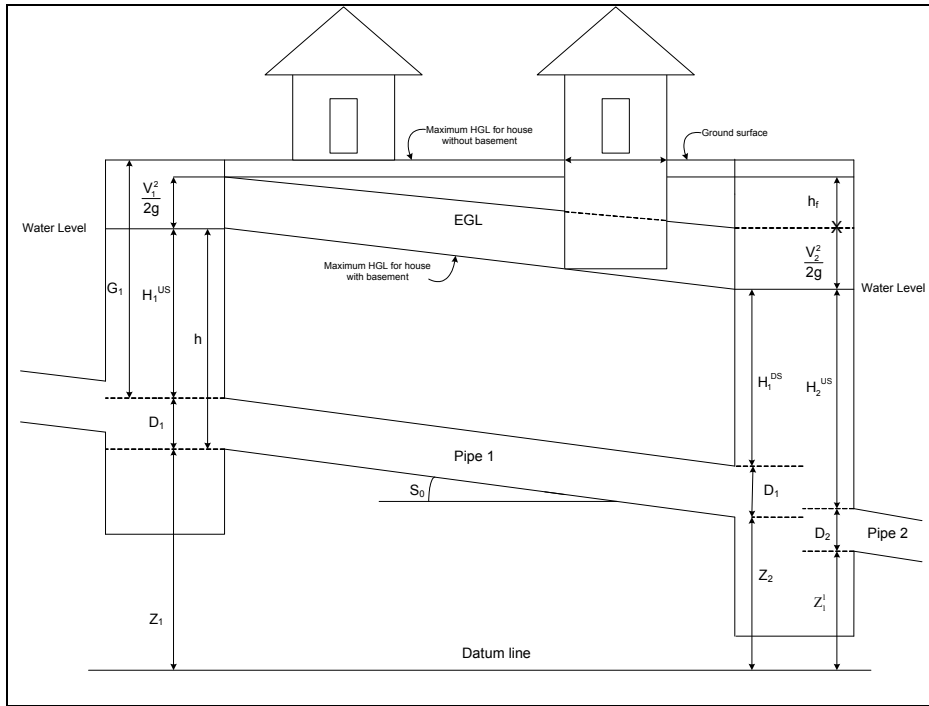


Figure 3.1 Hydraulic parameters schematic representation

Equation (3.4) is the simplest case where the design criterion is allowable HGL to ground surface ($N_{\max} = 100\%$) and where surcharge is defined at the pipe crown ($N_{\min} = 0\%$). Local design criteria may require a maximum HGL to be less than ground surface as shown on Figure 3.1. Equation (3.5) allows for flexibility to include variable design criteria:

$$N_i = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \frac{H_i^{US}}{G_i} \quad (3.5)$$

Now that we have shown how the hydrologic model allows for estimating the flow generated by the upstream basin, the next step is to compute the surcharge H_i^{US} .

In detailed modeling, dynamic wave equations are used for the routing of hydrographs generated by the non-linear reservoir model in the drainage network to obtain flow and level within the pipes and manholes (James *et al.*, 2005). These surcharge levels H_i^{US} are then used to compute the hydraulic performance index for each pipe.

In global modeling, the generalized Bernoulli equation for an unsteady incompressible fluid such as water can be simplified in a simple energy balance equation in the following form (Bennis, 2004):

$$H_1^{US} = \underbrace{H_1^{DS} - L \times \sin(S_0)}_{\text{effect of downstream conditions on surcharge}} + \underbrace{h_f + \sum h_s}_{\text{net effect of pipe 1 on surcharge}} \quad (3.6)$$

where S_0 and L are respectively the slope and length of the pipe; h_f and h_s are respectively the head lost in friction and minor head losses. The first term of the right side of equation (3.6) H_1^{DS} , expresses the effect of downstream surcharging on pipe 1 when the highest surcharge H_i^{US} occurs. The second term which varies with flow expresses the net surcharge that the pipe 1 causes within itself.

In the following application part, the head lost in friction h_f will be computed using Manning formula, while the minor head losses h_s will be neglected.

3.5 Application

Illustration and validation of the above methodology was obtained through sequential application to hypothetical and real networks. Hydraulic performance indexes for both networks were calculated using two different approaches while the entire drainage basin was subjected to a five (5) and then a twenty five (25) year return period storm.

In the first approach, based on detailed street section scale modeling, the NLR model from the XP-SWMM program was used to generate runoff hydrographs at each of the drainage basin outlets. Dynamic wave routing from the same software provided the routing of the drainage network hydrographs. The Saint-Venant model was used to obtain variations in

flow water, level and velocity within the pipes and manholes that were then used to compute the hydraulic performance index according to equation (3.5).

In the second approach, a global model for the entire upstream basin drained by the sewer was used to compute the performance index. The energy balance equation (Eq. 6) was used to compute the water levels at different manholes that were then used to compute the hydraulic performance index using equation (3.5).

3.6 Hypothetical network case

Table 3.1 lists the original design specifications for the components of the hypothetical storm water drainage system.

Table 3.1 Hydraulic performance index – detailed/global modeling
(hypothetical network)

Nodes		NLR	GRM			DM	GM	Gap
Upstream	Downstream	Design Flow m ³ /s	Design Flow m ³ /s	Design Diameter (m)	Undersized diameter	Performance index N%	Performance index N%	in %
1	3	4.57	4.57	1.5	1.05	50.75	50.89	-0.27
2	3	2.73	2.73	1.05	0.915	28.92	32.95	13.93
3	4	9.41	9.49	2.1	1.22	79.40	79.80	-0.5
4	5	10.21	10.24	2.7	1.83	58.34	56.03	3.95

The peak flow computed by the NLR and GRM models are nearly identical (columns 3 and 4). The design diameters computed by the two models are also identical (column 5). With this data, open channel flow occurs in all sections of the network.

In order to simulate the effect of under-sizing pipes, the diameters of the four sections were reduced (column 6) and the hydraulic index was computed in two ways. First, the hydraulic index was computed for each conduit while routing the non-linear reservoir model hydrographs through the network by the complete dynamic wave model (column 7).

Second, the hydraulic performance index was computed for each conduit by aggregating the entire upstream basin in a single node and computing the highest surcharge H^{us} by the energy balance equation given by equation 6 (column 8).

The two resulting indexes computed by detailed (DM) and global modeling (GM) agreed quite satisfactorily for all conduits. The difference between the two computed indexes was less than 1% for two cases and under 4% and 14% for the two other cases.

In the present context, we conclude that the simple approach based on the new generalized rational method (GRM) and the energy balance equation seems to be satisfactory for computing the proposed hydraulic index.

3.7 Real network case

The real case study consisted of the sewer network of the city of Verdun, a new borough of the city of Greater Montreal in Canada. This borough's sewer network catches the flow from three hydrologic basins, all of which are tributaries of the St. Lawrence River or of the southern interceptor of the city of Montreal.

The subject of the present study, Basin no. 1, has a 10,900 m long sewer network. At its outlet, the drainage basin comprises a total area of 177 hectares, consisting of 135.7 hectares

of pervious and indirectly connected areas and 41.4 hectares of directly connected impervious areas (roofs and roads).

The calibration and validation of the GRM and the NLR models was carried out with 8 rainfall events monitored at the outlet of the basin. The comparison between measured and simulated flows is shown in Figure 3.2 at the calibration stage and in Figure 3.3 at the validation stage.

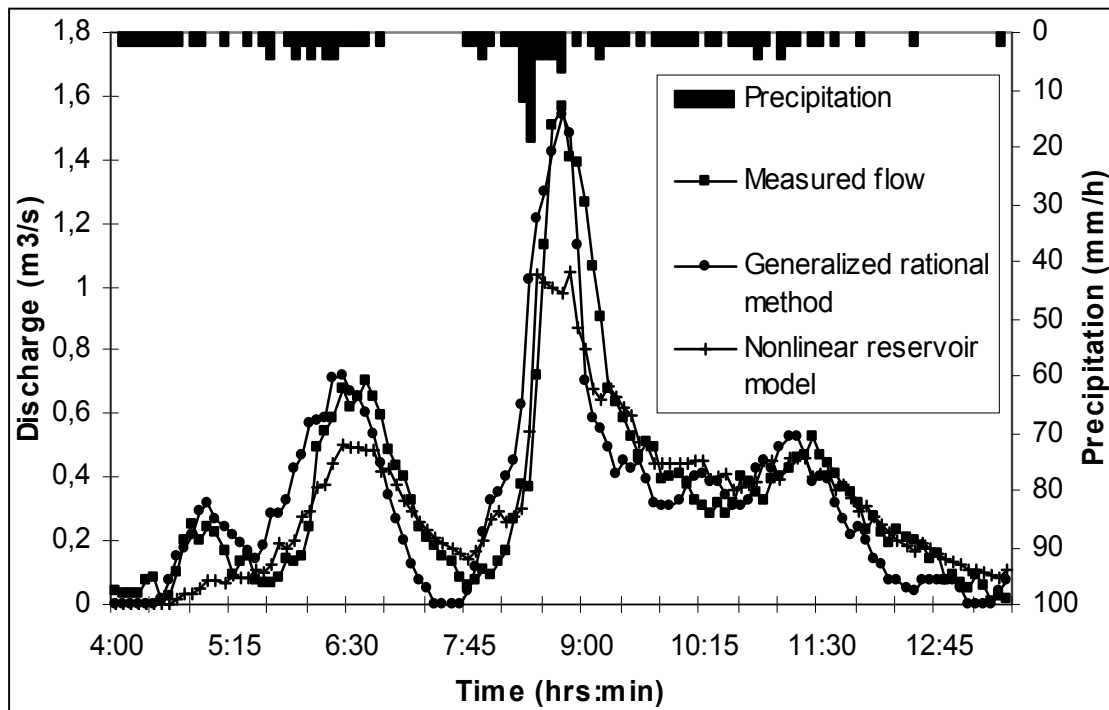


Figure 3.2 Comparative simulated and measured flow (calibration stage)

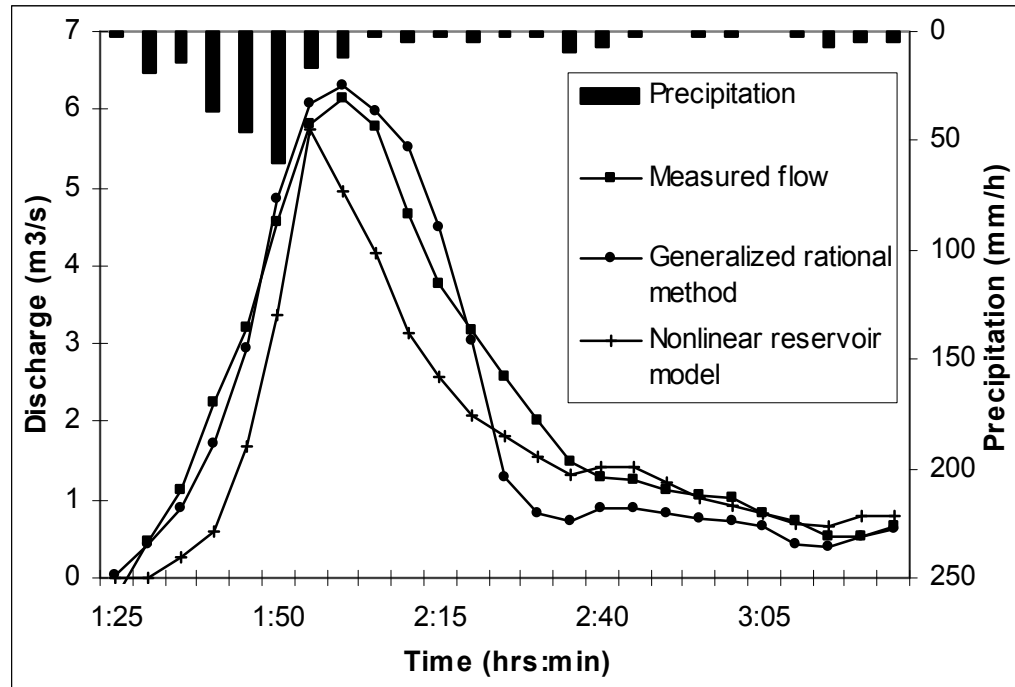


Figure 3.3 Comparative simulated and measured flow (validation stage)

Although the statistical t-tests carried out have not been able to detect significant differences in accuracy between the NLR model and the GRM model, the average and the standard deviation of the Nash for the NLR model (0.76-0.16) and the GRM method (0.78-0.12) would seem to indicate that the GRM method provides better results than the NLR model.

The predicted peak discharge is in good agreement with the measurements although the predicted sharp drop after the peak is not seen in the measurements.

This agreement does reach the objective of examining the impact of modeling scale on sewer hydraulic performance evaluation.

Table 3.2 provides the hydraulic performance rating each of seven conduits of the branch while the entire drainage basin was subjected to a one-hour duration Chicago-type storm with

a return period of 25 years. Peak flows computed with the NLR (column 3) and GRM (column 4) models are very similar.

Table 3.2 Hydraulic performance index – detailed/global modeling (real network)

Conduits		NLR	GRM		DM	GM	
Upstream node	Downstream node	Peak Flow m³/s	Peak Flow m³/s	Gap %	Performance index %	Performance index %	Gap %
1	2	0.74	0.71	4	31.67	24.43	22.86
2	3	1.34	1.29	3.73	61.46	57.59	6.29
3	4	1.80	1.72	4.44	35.99	39.31	-9.22
4	5	2.60	2.47	5	16.33	20.07	-22.90
5	6	3.12	2.95	5.44	33.79	28.27	16.33
6	7	3.65	3.46	5.20	36.40	37.13	-2
7	8	4.13	3.92	5.08	41.5	42.39	-2.14

The average difference between the values obtained by the two models is 4.67% (column 5). The hydraulic performance indexes computed by detailed (DM) and global modeling (GM) are presented in columns 6 and 7. Neither approach produced any systematic overestimation or underestimation of the hydraulic performance index.

The maximum difference between the values obtained by the two approaches was 22.90 % with an average difference value of 11.67%. Given the extent of the differences between the two approaches – with computations based on different parameters, different hydrologic and hydraulic models and different scales of modeling – the agreement between the two approaches would seem to be excellent.

The simple global approach based on the GRM and energy balance equation was therefore able to forecast measured discharges at the outlet of subcatchments with an acceptable level of accuracy to meet the needs of sewer network management and evaluation.

3.8 Conclusion

This paper presents a new approach for evaluating hydraulic performance for stormwater drainage systems based on original hydrologic and hydraulic models. The generalized rational (GRM) method explicitly considers the contribution of pervious and impervious areas, variability of rainfall intensity as well as losses due to infiltration and initial abstraction.

The simple hydraulic diagnostic model proposed here makes it possible to determine objectively the degree of contribution of each pipe to the surcharge or overflow of a sewer system. The proposed methodology was satisfactorily validated on both hypothetical and real networks. The global and detailed modeling hydraulic indexes are not only similar for the hypothetical network but also approximate the measured values for the real network.

The predicted peak discharge is in good agreement with the measurements, although the predicted sharp drop after the peak is not seen in the measurements. This agreement does reach the objective of examining the impact of modeling scale on sewer hydraulic performance evaluation. The simple, easy-to-implement technique is as good as more sophisticated modeling tools such as SWMM.

We conclude that the model therefore provides comparable results with those obtained with SWMM that can be used to measure the functional aspect of a pipe section. This model can furthermore be used to establish actionable priorities for reducing or eliminating surcharging and flooding. Finally, the hydraulic performance index can also be used in asset management software and decision support systems to maximize hydraulic and structural performance.

Acknowledgement

The authors gratefully acknowledge the financial support for this project provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada.

CHAPITRE 4

ARTICLE 2: « FORECASTING OF FLOWS AND POLLUTANTS LOADS FOR QUALITY BASED REAL TIME CONTROL »

Yves Dion¹, Anas Sebti¹, Saad Bennis¹

¹Département de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3
Article soumis à la revue «Journal of Hydrology» en août 2012.

4.1 Abstract

The main objective of the present paper is the real-time forecasting of flow and pollution loads in an urban sewer network. For flow forecasting, the proposed methodology is based on two models: the Improved Rational Hydrograph model is first used to compute the runoff hydrograph based on separate contributions of permeable and impermeable surfaces. This model is chosen for its simplicity and for the availability of the parameters that are required for its implementation. Secondly, the Modified Muskingum model, once transformed into an autoregressive model, enables the routing of the Improved Rational Hydrograph within networks. For pollutant load forecasting, the proposed methodology is based on the Rating Curve model, which computes the concentration of washed pollutants using the flow obtained from the Modified Muskingum model raised to a given power. The major weakness to overcome in using the Rating Curve model is the hypothesis of systematic synchronism between hydrograph and pollutograph peaks. The Rating Curve model was therefore modified by introducing a lag term between the hydrograph and the pollutograph that has been identified in real time. In the three models, the presence of constant parameters is another weakness, which must be solved when phenomena are to be reproduced during a given event or between different events. In order to overcome this second weakness, the Kalman Filter was used to identify the dynamic model parameters in relation to the forecasting errors detected at each time step. The proposed methodology was successfully tested in Verdun and Montreal, Quebec, and in Hamilton, Ontario. The developed model was

validated based on three performance criteria, namely, the Nash coefficient, the correlation coefficient, and the typical forecast error. According to these criteria, the flow and pollutant load forecasting obtained by the dynamic models agree satisfactorily with the measured values.

Keywords: Real-time, flow, load, prediction, rainfall, sewershed, Hydrograph, Muskingum, Kalman Filter, autoregressive model.

4.2 Introduction

Because of rising concerns for the environment, reducing pollution has now become as important as fighting against flooding. However, these objectives are conflicting: fighting against flooding requires overflowing more often and even greater volumes in receiving waters, while preventing pollution requires keeping highly polluted mixed volumes in the system, allowing them to be carried to a treatment plant. Since most combined sewer networks were not constructed to coherently solve these two incompatible objectives, hydraulic and environmental rehabilitations of urban networks are today two very costly tasks.

Negative impacts are associated with sewer rehabilitation. Separation cost, for example, is not always effective because of incidental infrastructure work (e.g., road repaving and the repair or replacement of miscellaneous utilities, such as water and cable lines). They usually lead to extensive construction and construction-related impacts (e.g., noise, dust, erosion), disruption to residents and businesses, possible disruptions in sewer service, and the need for storm water discharge mitigation, controls or best management practices (EPA, 2002).

Communities that adopt partial separation typically use other Combined Sewer Overflow (CSO) controls in the areas that are not separated, but these controls are also costly. Even Real Time Control (RTC), which is usually presented as being a very cost-effective means of environmental rehabilitation, is often not implemented because it requires the use of metering, control, communication and computerized devices and technologies whose cost of

operation and maintenance (O&M) are high and difficult to predict (Sherril J, 2008). Nevertheless, an increasing number of sewer systems are still being equipped with instrumentation for flow and level measurement, and new methods are proposed that focus on rainfall data in evaluating the effectiveness of CSO control measures (Wicke D., 2010). Previous work aimed at directly computing the runoff at the outlet of small urban catchments using limited data and no detailed model characterization of the pipe network, has shown the feasibility of using rain gauge data and variable intensity rainfalls to predict the resulting hydrograph, while simulating the initial abstraction on impervious areas and infiltration (Crobeddu, Bennis, & Rhouzlane, 2007).

The Improved Rational Hydrograph (IRH) method developed by (Crobeddu, et al., 2007) proposes an alternative to the lumped runoff coefficient of the traditional Rational Hydrograph method by introducing infiltration for pervious areas and initial abstraction for impervious ones. While this method has provided results equivalent to those of the more sophisticated Non Linear Reservoir model (NLR), the method however still lacks the accuracy limit required to be considered a robust runoff flow prediction tool for application in a quality-based RTC system. One specific limitation of the IRH method is that it does not take into consideration the fact that watersheds have the inherent characteristic of storing and delaying the flows that pass through it. This storage effect is seen in reservoirs as they attenuate the downstream hydrograph. A Muskingum transfer function is a classical tool commonly used to represent the hydraulic routing of the generated hydrograph.

Given that the simulation of the hydraulics behavior of drainage networks, using a global approach based on the IRH Method for which the entire network upstream of a regulation location to be evaluated is aggregated as a single node, it can be achieved with an acceptable degree of accuracy for controlling small synthetic and real networks (Dion, 2010).

Because recent efforts aimed at developing new techniques for the real-time flow control of suspended particles concentration in wastewater confirms the attention given to this type of water quality monitoring (Pallarès A, 2010).

Since it has been demonstrated in some studies (Gupta and Saul, 1996, Hogland *et al.*, 1984) that Total Suspended Solids (TSS) are fairly representative of water quality related to adsorption/absorption pollutants and that concentrations of TSS are strongly correlated with total metal concentrations (Wicke D., 2010). The possibility of achieving dynamical forecasting pollutants loads at the outfall of a sewer network will therefore be assessed using TSS data.

4.3 Objective

To optimize sewer system operation considering the stochastic nature of rainfalls and the dynamics of the system response (routing, travel times, etc...) a Quality Based RTC System must include forecasting of rainfall, resulting outflows and pollutant loads. This work proposes to assess if a good agreement could exist between simulated and measured runoff flows and loads with the use of a linked Improved Rational Hydrograph (IRH) method, a modified linear Muskingum semi-empirical model transfer function and a Rating Curve Water Quality Model.

4.4 Methodology

The proposed method is a sequential combination of three tools:

1. The IRH model;
2. The Modified Muskingum transfer function;
3. A Modified Rating Curve model.

The IRH model is first used to simulate the hydrologic process and generate the hydrograph at the basin outlet based on the precipitations hyetograph. Secondly, the use of a Modified Linear Muskingum semi-empirical model transfer function is selected to overcome the limitations of the IRH model to represent the hydraulic routing of the generated hydrograph. Finally a Modified Rating Curve model is used to compute the pollutant load based on the obtained flow. Kalman filtering is used to dynamically calibrate the parameters of the three

dynamic models, in relation to the forecasting errors detected at each time step, so the proposed algorithm could be integrated in a quality based RTC system.

In this work, automatic continuous rapid sampling is assumed available at the outfall, and so the [AR(2)] model, which is as fine-tuned version of random-walk and random-trend models, can be used to forecast pollutant loads based on pollutant measurements picked at the previous time step. This method can be seen as an alternative to the Rating Curve model, but it is tributary of the availability of automatic continuous rapid quality sampling data. Results obtained with the proposed methodology using a Modified Rating Curve model will be compared to those obtained using an [AR(2)] model. For ease of understanding [AR(2)] model development is presented in appendix II.

4.5 The Improved Rational Hydrograph method

The IRH method represents the urban catchment as a linear system where the impulse response function is rectangular shaped with duration equal to the time of concentration. The runoff is computed with a convolution product between the rainfall intensity and the impulse response function of the catchment (Crobeddu, et al., 2007). The runoff peak of the trapezoidal resulting hydrograph is consequently given by:

$$Q_p(t_0 + j\Delta t) = \begin{cases} KC \frac{j\Delta t}{T_c} IA & \text{if } j\Delta t \leq T_c \\ KCIA & \text{if } j\Delta t > T_c \end{cases} \quad (4.1)$$

where

K : coefficient of unit conversion (0.0028 in SI);

C : runoff coefficient;

I : the rainfall intensity (mm/h);

A : the area of the basin (hectares);

Δt :time step.

The IRH method is an extension of the rational method to develop hydrographs for storage design, rather than only peak discharges for storm sewer design. This method consists of considering the peak flow rate Q_p as the sum of two components:

$$Q_p = \overbrace{K \cdot IMP \cdot I \cdot A}^{Q_{p1}} + \overbrace{K(1 - IMP)(1 - f)A}^{Q_{p2}} \quad (4.2)$$

where

IMP = ratio of directly impervious area;

$f(t)$ = the infiltration rate.

The first term Q_{p1} on the right hand side of equation (4.2) represents the contribution from directly drained impervious areas, where the coefficient IMP equals the ratio of the directly drained impervious areas and the total area. This coefficient does not vary with a variety of rainfall intensity, storm duration or antecedent soil moisture. The second term Q_{p2} represents the contribution from the pervious area and from the indirectly drained impervious area. This method explicitly considers the contribution of pervious and impervious areas, the variability of rainfall intensity, as well as losses due to infiltration and initial abstraction.

The IRH method is chosen in the present work because it is simple, and only requires a minimal set of data, while it is still able to simulate runoff with good accuracy. It is also chosen because it gives results equivalent to those of the more sophisticated Non Linear Reservoir model (NLR) (Crobeddu, et al., 2007).

In this current work, we intent to calibrate parameters of the IRH method on the basis of instantaneous translation of resulting hydrograph, derived from rainfall intensities occurring on a watershed, to achieve the goal of predicting the direct runoff hydrograph, for any rainfall amount with any time distribution. This is obtained by applying the superposition rule and summing the hydrograph ordinates, which correspond to each intensity through the

use of a linear combination of rainfall hyetograph represented by successive intensities $I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_N$ and a rainfall duration t_i equal to the sampling time increment Δt of the hyetograph.

It is essential to point out, that it is necessary to estimate the area and a timing parameter for construction of such hydrographs using the duration of the rainfall and the basin lag time, which is defined as the time between the center of mass of excess rainfall and the time to peak of the unit hydrograph (Chocat, 1997).

The timing parameter is usually rather difficult to estimate and often subjective. However, this parameter has considerable influence on the values of the resulting hydrograph. Underestimating the timing will cause higher peaks that are occurring sooner, while over estimating will cause a delayed and lower peak.

For a given network, the watershed serviced area, the time of concentration t_c and base flow are identified as constituting the minimal set of data required to derive forecasted realistic outfall flows at specific locations, from rainfall measurements of a given storm. Nevertheless, watersheds also have the ability to store and delay the flow that passes through the network. In order to emulate this effect, we propose to route the IRH hydrograph through a Modified Muskingum Model.

4.6 The Modified Muskingum transfer function

The IRH method presented previously overestimate peak flows because it doesn't take into account the routing of flow within the network. In order to obtain more realistic flows, we consider the flow computed by the IRH method as input to a Modified Muskingum transfer function.

Thus in the actual study, a Modified Muskingum transfer function is used to feed in real-time the available upstream metered data to adjust, a posteriori, the transfer IRH function

parameters, with respect to their differences in the flow prediction and the forecast errors observed in real time. As a consequence, for a control volume macroscopic the continuity equation, can be written as:

$$\frac{dV_t}{dt} = Q_t^{upstream} - Q_t^{downstream} \quad (4.3)$$

Correspondingly, a storage equation with two parameters K and X that connects the stored volume to a linear combination of inflow and outflow can be written as :

$$V_t = K(XQ_t^{upstream} + (1-X)Q_t^{downstream}) \quad (4.4)$$

The discretization scheme can therefore be the most classic and most common (Chocat 1997):

$$Q_t^{downstream} = C_0Q_t^{upstream} + C_1Q_{t-\Delta t}^{upstream} + C_2Q_{t-\Delta t}^{downstream} + V_t \quad (4.5)$$

where:

C_0 , C_1 and C_2 are the usual calibration parameters of the Muskingum model, explicitly expressed with X and K;

V_t is the measurement modeling noise.

In fact, the upstream inflow measurements are not available, and will be replaced by the forecasted flows computed by the IRH method. This equation can be written in its matrix form:

$$y = X^T A + V \quad (4.6)$$

with:

$$X^T = \begin{bmatrix} Q_t^{upstream} & Q_{t-\Delta t}^{upstream} & Q_{t-\Delta t}^{downstream} \end{bmatrix}$$

$$A = \begin{bmatrix} C_0 \\ C_1 \\ C_2 \end{bmatrix} \quad y = \begin{bmatrix} Q_t^{downstream} \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} V_t \end{bmatrix}$$

This work is based on previous development performed by Assabanne et al. (2000) for which a black box type transfer function was linked (through mathematical developments) to the semi-empirical Muskingum model, and then was modified to eliminate the autoregressive component that occurs usually as an example when a classical least square method is used to solve the system of equations. This methodology can allow flows forecasting downstream at future time « t » based exclusively on measurement of flows taken upstream in a unique section and at present time « $t - \Delta t$ ». Prediction can be achieved up to a forecasting horizon of « $t - b_j^k$ » where b_j^k equals the delay or response time between the input j and output k.

4.7 Pollutant Load Forecasting

Once the flow has been determined by the preceding method, the Rating Curve model can be used to express the relationship between pollutant loads and runoff. This model is also selected because of its simplicity and availability of minimal needed parameters for its implementation in real time.

According to this approach (Huber and Dickinson, 1988), the loads of washed pollutants are proportional to the flow rate raised to some power as shown in the following relationship, where loadings can be expressed as an exponential function of the flow:

$$C(t) = a Q^b(t) \quad (4.7)$$

where :

$C_{(t)}$: pollutant loadings at time step t (g/s);

$Q_{(t)}$: runoff flow at time step t (m^3/s);

a : flow coefficient which may vary widely between study in accordance with the utilized units and the order of magnitude of the considered flows;

b : For various pollutants this factor can vary between 1.5 and 3. For pollutants dissolved in water, it diminishes to attain values lower than 1.

In a real time management context, loads are defined according to equation 4.5, using a flow rate forecasting model (Assabbane, 2000). In the present study, the flow rates generated by the IRH method are considered as forecasted flow rates.

The Rating Curve model presents some essential characteristics. First, the formula of the model is independent of the accumulation phase, and the load accumulated on the basin is assumed to be unlimited. The second characteristic concerns the method by which the model integrates runoff in a normalized form, in m^3/s , so that the rating curve is allowed to link the quantitative and qualitative aspects of urban runoff in a simple formula in terms of parameters available in real time. These are the reasons why this model was selected for real time forecasting.

This formulation has the undeniable advantage that it doesn't need real time pollutant sampling to produce water quality results. Concentrations can be introduced in the model to generate resulting pollutant loads. Despite its advantages, the Rating Curve model, in its present formulation, does not allow the possible phase shift (positive or negative) between the peaks of hydrographs and pollutographs, often observed in practice, to be taken into account. When the pollutograph peak precedes a hydrograph peak, one would suspect a priori the existence of a first flush phenomenon. In other basins, the occurring phenomenon is the inverse of a first flush. In this case, the pollutograph peak precedes the hydrograph peak. Both of these phenomena may also be observed in the same basin during two different

rainfalls. Temimi et al. (2002) proposed modifying the Rating Curve model by introducing a time lag term “d”:

$$C(t) = a Q^{b(t+d\Delta t)} \quad (4.8)$$

where :

Δt : time step

t : prediction time

d : lag term (positive, negative or zero)

In Temimi’s work, in order to identify the time lag parameter in real time, a moving window was programmed along two observation vectors of flow rates and loads. Theoretically, this time lag corresponds to the maximum of the correlation function between the load and flow rate vectors as observed in real time. Three cases are therefore possible. First, if the rise in the pollutograph precedes that of the hydrograph, there is a positive time lag. If the hydrograph precedes the pollutograph, the “d” time lag is negative and the loads are linked to the flow rate measured “d” times the time step before. Finally, in the case of perfect synchronism between the two curves, “d” is equal to zero and the loads are obtained from the flow rates measured at the time of forecasting. The model is as a result quite flexible a priori and adapted to the different possible conditions.

4.8 The Kalman Filtering

In this study the Kalman Filter algorithm is identified as a powerful tool to solve these systems of equations. This filter is characterized by two equations which can provide the ability of using two independent data sources. The first one is the state equation (4.9) the second is the measurement equation (4.10).

$$A_{t+1} = \Phi_t A_t + W_t \quad (4.9)$$

$$Z_t = H_t A_t + V_t \quad (4.10)$$

where ;

A_t is the state vector compute at present time t .

Φ_t is the transition matrix between present time `` t `` and future time `` $t+1$ ``, this matrix is considered equal to identity.

H_t is the measurements table.

W_t is the modeling noise vector, its mean value is \bar{W}

V_t is the measurements noise vector, its mean value is \bar{V}

Z_t is the observation vector at present time t .

These two vectors are supposed to be white noises having the following variance-covariance matrix:

$$E\left[(W_t - \bar{W})(W_{t'} - \bar{W})^T\right] = S_t \delta_{t't} \quad (4.11)$$

$$E\left[(V_t - \bar{V})(V_{t'} - \bar{V})^T\right] = R_t \delta_{t't} \quad (4.12)$$

where

t and t' are two measurement time steps;

E is the mathematical expectation;

$\delta_{t't}$ is the Kronecker symbol and T a transposed matrix;

S_t et R_t are respectively, the modeling and measurements noises variance-covariance matrix.

In addition, both noises are assumed mutually independent, which translate in the following equation:

$$E\left[(V_t - \bar{V})(V_{t'} - \bar{V})^T\right] = 0 \quad \forall t \text{ and } t' \quad (4.13)$$

Considering P_o being the variance-covariance matrix of \hat{A}_o , beginning with the initial values \hat{A}_o and P_o , successive values of the state variable, in our case A_t can be obtained through an iterative process (Bennis and Bruneau, 1993) involving equations 4.14 to 4.19,

$$\hat{A}_{t,t-1} = \hat{A}_{t-1,t-1} + \bar{W} \quad (4.14)$$

$$P_{t,t-1} = P_{t-1,t-1} + S_{t-1} \quad (4.15)$$

$$K_t = P_{t,t-1} H_t^T [H_t P_{t,t-1} H_t^T + R_t]^{-1} \quad (4.16)$$

$$\gamma_t = Z_t - H_t \hat{A}_{t,t-1} - \bar{V} \quad (4.17)$$

$$\hat{A}_{t,t} = \hat{A}_{t,t-1} + K_t \gamma_t \quad (4.18)$$

$$P_{t,t} = (I - K_t H_t) P_{t,t-1} \quad (4.19)$$

where I is the identity matrix and notation $X_{t,t-1}$ is meaning that variable X is computed at instant t by means of measurements performed up to instant $t-1$. As a result $\hat{A}_{t,t-1}$ is expressing the state variable \hat{A} at instant t on the basis of measurements performed up to instant $t-1$.

When the Kalman Filter is used to solve a system of equations, it allows parameters of the proposed model to be updated upon the reception of each new measurement; eliminating the autoregressive component of the solution.

4.9 Linking the Kalman Filter and the flow prediction model

In this study, the forecasted flows generated using the IRH and Modified Muskingum models are first inserted in A_t and the measured inflows at the monitoring station are introduced into H_t . The downstream forecasted flows are kept in Z_t .

To solve the system of equations using the Kalman Filter, so this algorithm could converge rapidly, the first step consists in giving P_o an initial value that should reflect the level of confidence in the initial value \hat{A}_o . In the general case, in which very little information is available about \hat{A}_o , we can arbitrarily set $\hat{A}_o = [0]$ and P_o as a diagonal matrix of large

constant elements. In this study \hat{A}_o was set = [0] and P_o as a (3 X 3) matrix with its diagonal element being 10^4 . Convergence occurred very quickly after only 3 iterations.

4.10 Linking the Kalman Filter and the pollutant load prediction model

According to the proposed methodology, the Rating Curve model must also become dynamic. This can be achieved by linking the Rating Curve model to a Kalman Filter as well, which ensures that model parameters can be updated at every time step. Therefore, the forecasting process can be enhanced, thus providing a more efficient real-time control.

Exactly as expressed in the previous section, the forecasted pollutant concentrations generated using the Rating Curve model are secondly included in A_t and the measured sampling data obtained from automatic continuous rapid sampling at the monitoring station are introduced into H_t . The downstream forecasted concentrations are stored in Z_t .

Linking the Rating Curve model and the Kalman Filter, however requires few additional steps. First the Rating Curve model (equation 4.7) is linearized through the following logarithmical transform:

$$\text{Log} (C(t)) = \log(a) + b \log (Q(t+ d.\Delta t)) \quad (4.20)$$

Equation (4.18) can be rewritten as follow:

$$Y = A X + B \quad (4.21)$$

where :

$$Y = \text{Log} (C(t))$$

$$X = \log (Q(t+ d.\Delta t))$$

A et B : are parameters of the model.

In its matrix form the linearized Rating Curve model can be expressed by the following equation :

$$Y_t = H_t \cdot A_t \quad (4.22)$$

where :

$$Y_t = Y$$

$$A_t = \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix}$$

$$H_t = [X \quad 1]$$

The Kalman Filter is therefore linked to the Rating Curve model in its matrix form by substituting Y_t for the observation vector Z_t of equation (4.8) and considering modeling and measurements noises. Consequently, both equations of the model can be rewritten as shown in equations (4.23) and (4.24):

$$A_{t+1} = A_t + W_t \quad (4.23)$$

$$Y_t = H_t \cdot A_t + V_t \quad (4.24)$$

With this filter, the dynamic model can continuously readjust its parameters to satisfy the non-stationary behavior of hydrological phenomena. This approach has allowed the elimination of the calibration procedure, which would have been required with a static model.

For the reproducibility of phenomena, during an actual event and from one event to another, consistency is an additional weakness that needs to be considered in the classical Rating Curve model. The use of the Kalman Filter can also overcome this problem by associating forecasted errors evaluated at each time step to the Rating Curve model parameters, transforming the system of equations into a dynamic model.

The Rating Curve model parameters were characterized with the Kalman Filter algorithm based on the magnitude of forecasting errors observed at every time step (Bennis and Bruneau, 1993). Moreover, the modeling and measurements noise vector mean values \bar{W} and \bar{V} were considered equal to zero in this study.

4.11 Flow Forecasting Case Study I

To first test these two linked runoff models, the September 30th 1999 and October 13th 1999 rainfall events documented in the Bennis and Crobeddu earlier analysis were used (Crobeddu et al., 2007). In these earlier studies, these measured rainfall events were used to forecast flows based solely on the IRH method. The previous data can now be utilized to compare results with those generated by the linked model.

Rainfall events sampled at five minutes intervals were consequently applied as in the previous studies to predict the flow at the outlet of the Rheaume Catchment. This catchment is located in the borough of Verdun of the city of Montreal. This borough has a 10900 m long sewer network, servicing a 177 hectares drainage basin with an average ground slope of 0.005 m/m, consisting of 93.65 hectares of impervious areas, 83.35 hectares of pervious area generating and a ratio of impervious area of 53%. As in the prior mentioned studies, the Nash coefficient was used to evaluate the agreement between simulated and measured runoff (Chow, 1988):

$$NASH = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{meas}(i) - Q_{sim}(i))^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{meas}(i) - \bar{Q}_{meas})^2} \quad (4.25)$$

where

$Q_{meas}(i)$ = flow measured at time i ;

$Q_{sim}(i)$ = flow simulated at time i ;

\bar{Q}_{meas} = measured mean flow.

The closeness of the Nash coefficient to unity is an indicator of the agreement between simulated and measured values. We also used the correlation coefficient to evaluate the correlation simulated and measured runoff:

$$CCR = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{meas}(i) - \bar{Q}_{meas})(Q_{sim}(i) - \bar{Q}_{sim})}{\left(\sum_{i=1}^n (Q_{meas}(i) - \bar{Q}_{meas})^2 \sum_{i=1}^n (Q_{sim}(i) - \bar{Q}_{sim})^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (4.26)$$

where \bar{Q}_{sim} = simulated mean flow.

The typical forecast Error was used to evaluate the deviations of prediction.

$$S = \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{meas}(i) - Q_{sim}(i))^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.27)$$

The closeness of the typical forecast error coefficient to 0 is an indicator of the agreement between the simulated and measured values. Table 4.1 and Figure 4.1 are showing a comparison between the measured flow rates, the flow rates simulated by the IRH model as well as by the 10 min forecasted flow, computed with the proposed laminated model, using the September 30, 1999 rainfall event. Performance results are also given in Table 4.1 for the 20, 15, 10 and 5 minutes prediction horizon.

Table 4.1: September 30, 1999 Results

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash	0,9573	0,8600	0,7039	0,5020
Correlation Coefficient	0,9813	0,9449	0,8953	0,8415
Typical Forecast Error	0,0675	0,1218	0,1765	0,2282

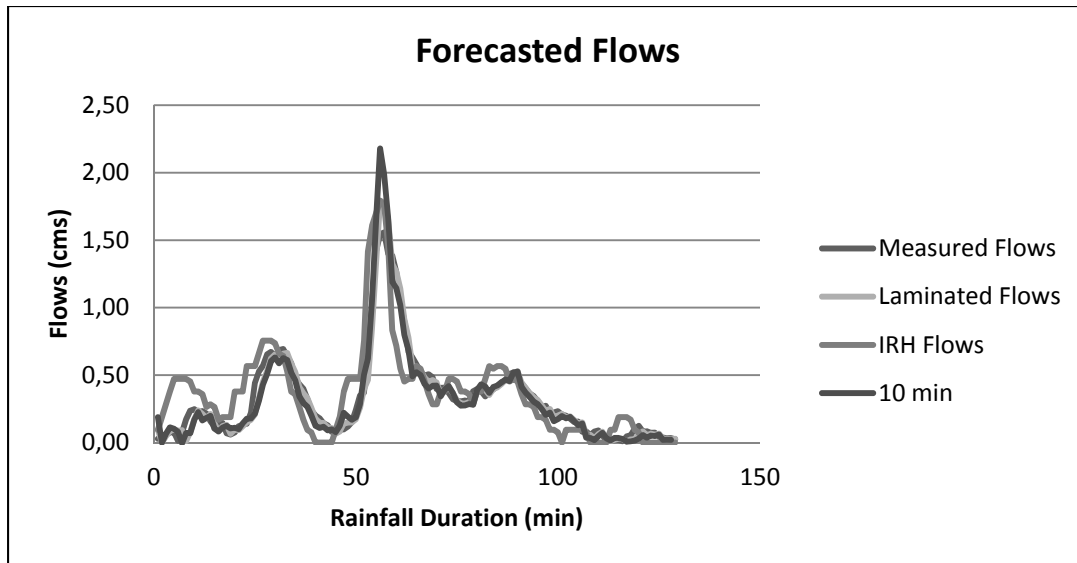


Figure 4.1 September 30, 1999 Runoff hydrographs for various forecast method

Results obtained using the October 13, 1999 rainfall event are presented in Table 4.2 and Figure. 4.2.

Table 4.2 October 13, 1999 Results

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9401	0,8014	0,7209	0,6559
Correlation Coefficient	0,9703	0,9012	0,8679	0,8455
Typical Forecast Error	0,0979	0,1775	0,2102	0,2332

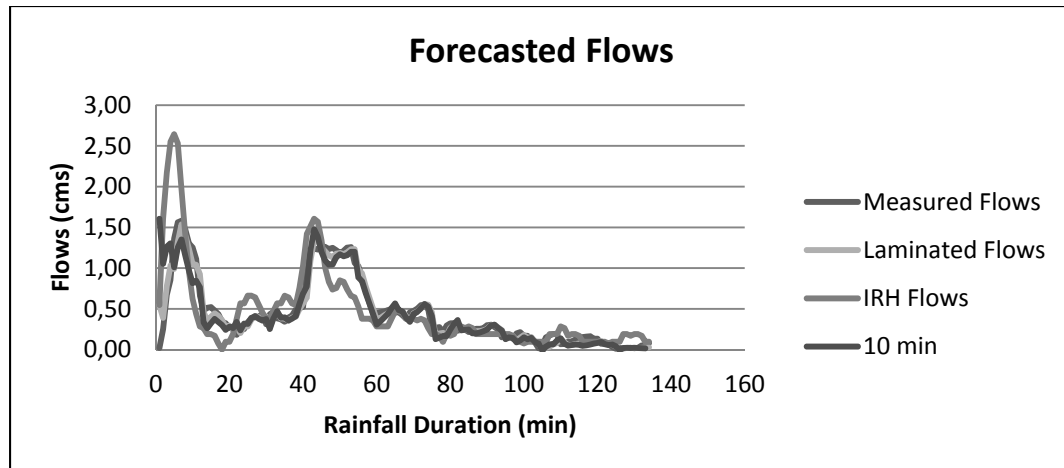


Figure 4.2 October 13, 1999 Runoff hydrographs for various forecast method

It is noticeable that in previous studies, successive calibrations were required to obtain Nash coefficient values close to unity; as an indication of the agreement between simulated and measured values by proposed approaches. The first step consisted of calibrating the C coefficient and ΔP_1 , then the concentration time was modified in order to adjust the peak and the flow response timing as a second step and finally adjustments were applied to the initial and final infiltration capacity f_0 and f_∞ and to the initial abstraction on pervious area ΔP_2 . For the September 30, 1999 event, Nash coefficient values of 0.91 and 0,84 were obtained after step 2 while for the October 13, 1999 event a coefficient of 0.79 was reached after step 3 in previous work.

Forecasted flows results computed with the proposed algorithms were obtained with easily determined initial parameters without any calibration and gave better results than the calibrated IRH model, even for the 10 minute forecast. The proposed algorithm was able to forecast measured flows with an acceptable precision and over a prediction horizon that would meet the needs of controlling sewer networks in real time. The Nash coefficient is way above 0.9 for the 5 minute forecast for the 2 events simulated with the proposed algorithm. Even the 10 minute forecast achieved better results for both rain events. Consequently, a good agreement exists between simulated and measured runoff with the use of the proposed

algorithm. These results are remarkable when compared with those achieved in both previous studies.

When the IRH method was used solely in the first study to forecast runoff without any adjusted parameters, it can be seen that the Nash coefficient barely reached 0.5. Even with mitigated results with the Nash coefficient in the first study, the error on the simulated runoff volume was lower than 10% for all events which means that the IRH model was already giving accurate forecast of the runoff volume. However, the peak flow error was more than 10 % which underlines the accuracy limits of the IRH hydrologic models in that regard. Consequently in the second previous study, the C coefficient, the concentration time t_c , the infiltration rate parameters; to reduce the initial and final infiltration capacities and the depression storage value ΔP_I had to be calibrated. Even these multiples calibrations were not able to provide comparable results as the one obtained with the 10 minute runoff prediction with the proposed algorithm, while the proposed algorithm does not require any calibration.

4.12 Flow Forecasting Case Study II

The Saint-Pierre Collector Sewer illustrated in Figure. 4.3, located in Greater Montreal, is served by a rain gauge density suitable for the operation of an RTC system, which makes it an adequate environment to validate the proposed flow prediction algorithm. A recent measurement campaign undertaken in 2009 by the City of Montreal to satisfactorily characterize its behavior also provided an invaluable set of data and the opportunity to field-test the proposed algorithm.

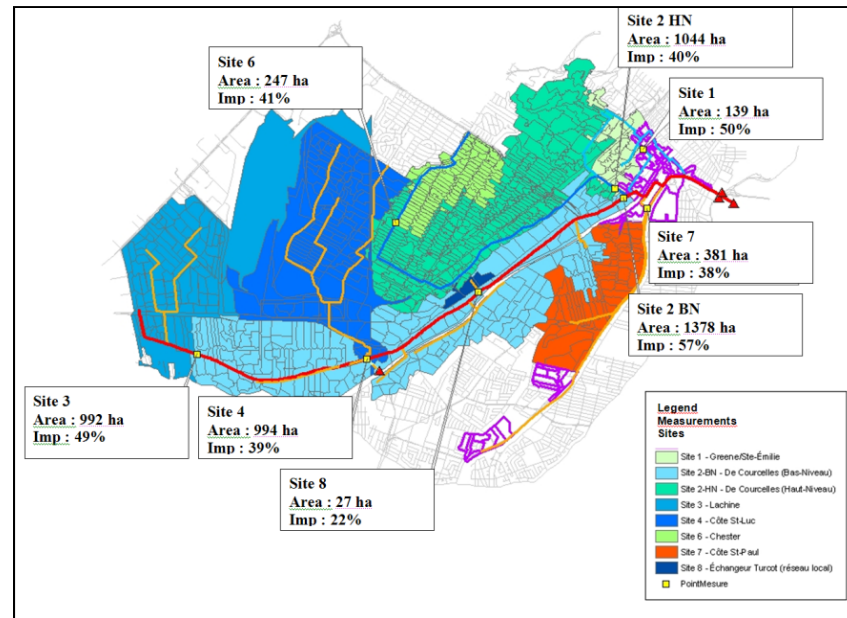


Figure 4.3 Collector Saint-Pierre sewer shed and main characteristics

This collector sewer collects the flow from eight sub catchments of various sizes, shapes and typology totalizing 5202 hectares. All of these drainage basins are tributaries of the Saint.-Lawrence River and of the Southern Interceptor of the city of Montreal.

To test the proposed model, three different storm events were used. November 14, November 27 and December 3, 2009 rainfalls sampled at five minute intervals were considered, using rainfall data recorded at rain gauges located at the nearest location of three flow monitoring sites, namely Site 3 - Lachine, Site 4 – Côte St-Luc and Site 7 – Côte St-Paul. These locations were chosen arbitrarily to cover different ranges of sizes, shapes spanning from 381 ha to 994 ha and imperviousness ratios ranging from 38% to 49%.

The results are summarized in Tables 4.3 to 4.11, and illustrated in Figures 4.4 to 4.12. For all of these simulations, only the rain gauge raw data were introduced in the model, along with the Modified Muskingum model transfer function parameters, which were included in A_t , and the measured inflows at the monitoring station into H_t . The downstream forecasted

flows were kept in Z_t . Finally, a minimal set of sewer shed parameters that were kept constant for all simulations were introduced as input according to the proposed methodology.

Table 4.3 November 14, 2009 Results at location 3

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9584	0,9224	0,8902	0,8142
Correlation Coefficient	0,9791	0,9614	0,9463	0,9113
Typical Forecast Error	0,1651	0,2241	0,2651	0,3433

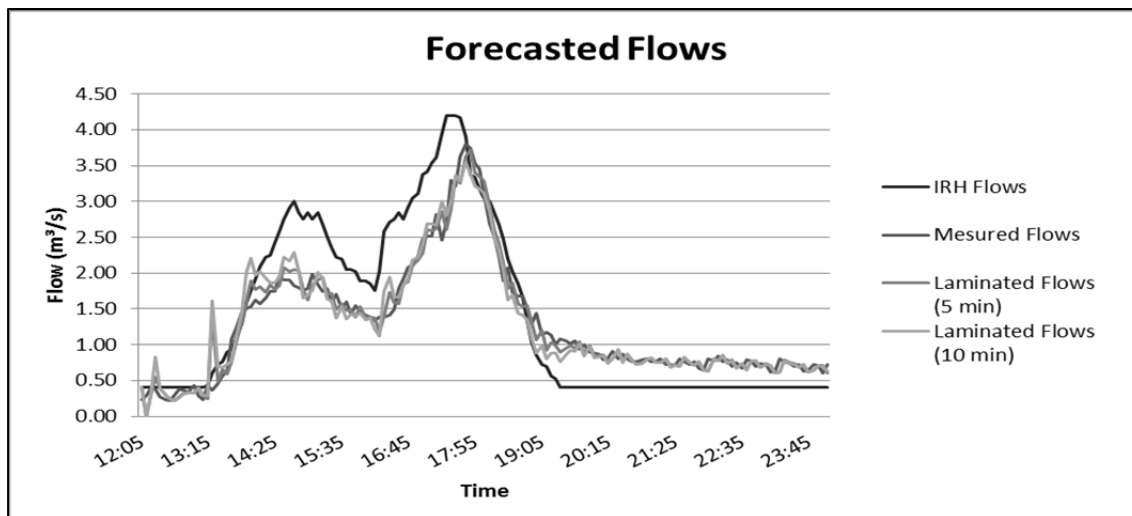


Figure 4.4 November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 3

Table 4.4 November 27, 2009 Results at location 3

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9709	0,9482	0,9167	0,8807
Correlation Coefficient	0,9857	0,9746	0,9588	0,9407
Typical Forecast Error	0,1030	0,1369	0,1726	0,2054

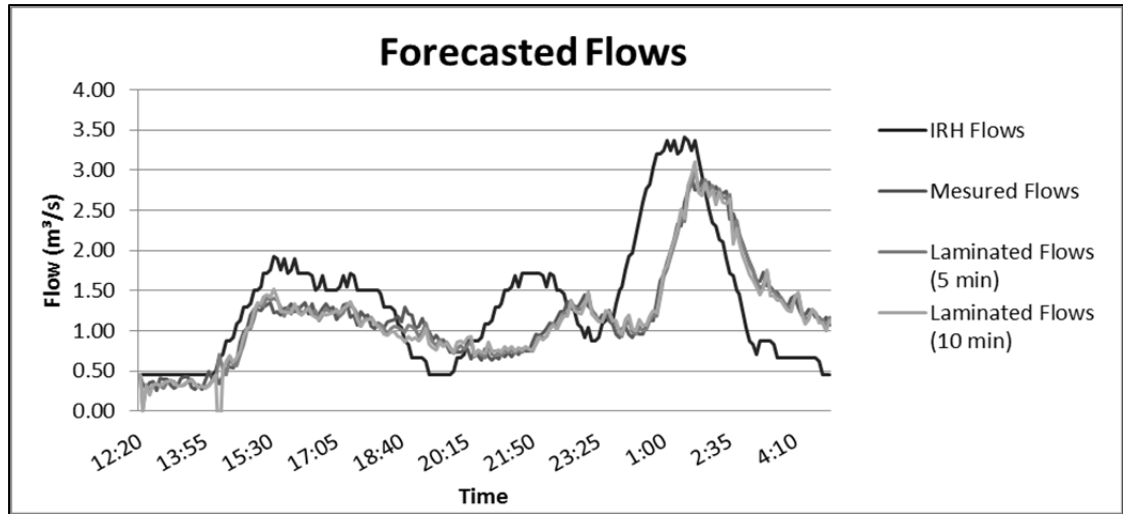


Figure 4.5 November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 3

Table 4.5 December 3, 2009 Results at location 3

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9449	0,9278	0,8920	0,8152
Correlation Coefficient	0,9732	0,9663	0,9503	0,9198
Typical Forecast Error	0,2917	0,3309	0,4011	0,5194

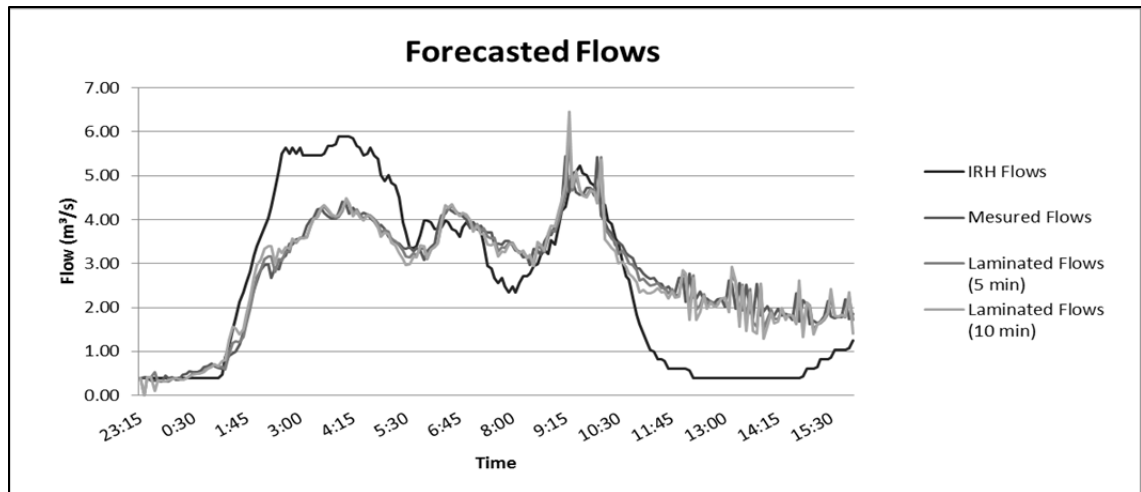


Figure 4.6 December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 3

Table 4.6 November 14, 2009 Results at location 4

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9727	0,9502	0,9227	0,8713
Correlation Coefficient	0,9868	0,9764	0,9632	0,9353
Typical Forecast Error	0,0953	0,1284	0,1595	0,2052

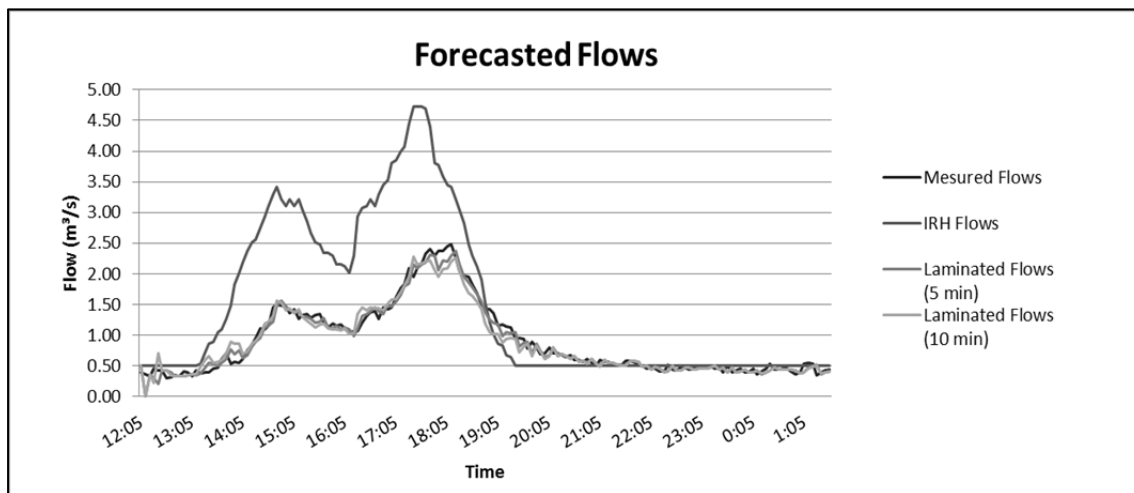


Figure 4.7 November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 4

Table 4.7 November 27, 2009 Results at location 4

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9573	0,9326	0,8617	0,5701
Correlation Coefficient	0,9788	0,9673	0,9314	0,8275
Typical Forecast Error	0,0812	0,1015	0,1449	0,2542

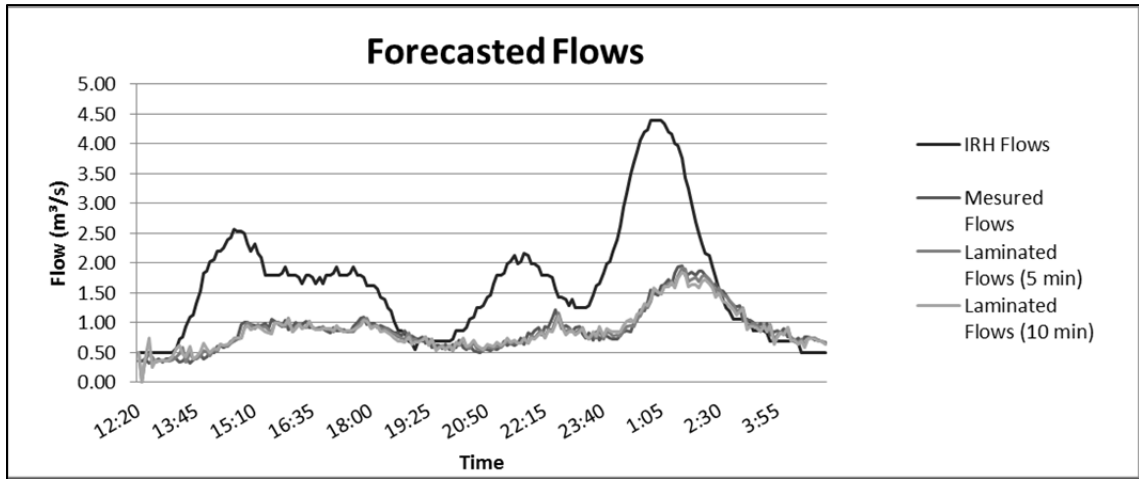


Figure 4.8 November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 4

Table 4.8 December 3, 2009 Results at location 4

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash Coefficient	0,9826	0,9685	0,9477	0,9064
Correlation Coefficient	0,9916	0,9854	0,9763	0,9578
Typical Forecast Error	0,1471	0,1967	0,2515	0,3339

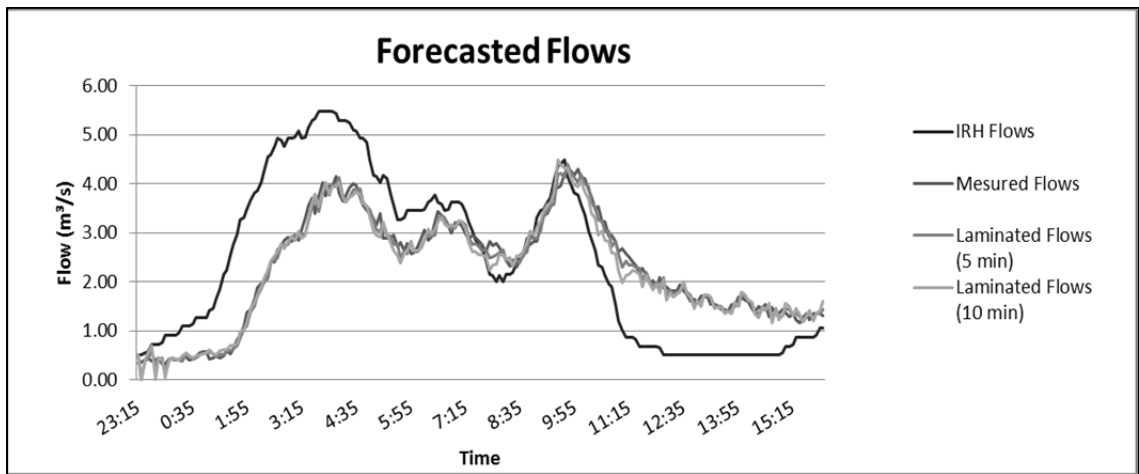


Figure 4.9 December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 4

Table 4.9 November 14, 2009 Results at location 7

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9766	0,9461	0,9043	0,8621
Correlation Coefficient	0,9895	0,9765	0,9568	0,9359
Typical Forecast Error	0,0942	0,1426	0,1895	0,2268

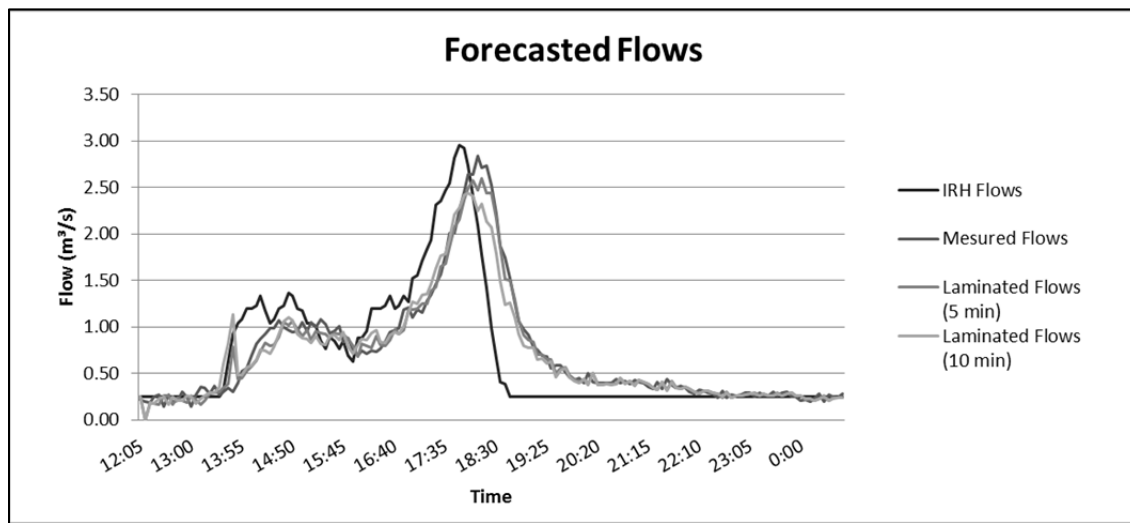


Figure 4.10 November 14, 2009 Runoff hydrographs at location 7

Table 4.10 November 27, 2009 Results at location 7

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9573	0,9326	0,8617	0,5701
Correlation Coefficient	0,9788	0,9673	0,9314	0,8275
Typical Forecast Error	0,0812	0,1015	0,1449	0,2542

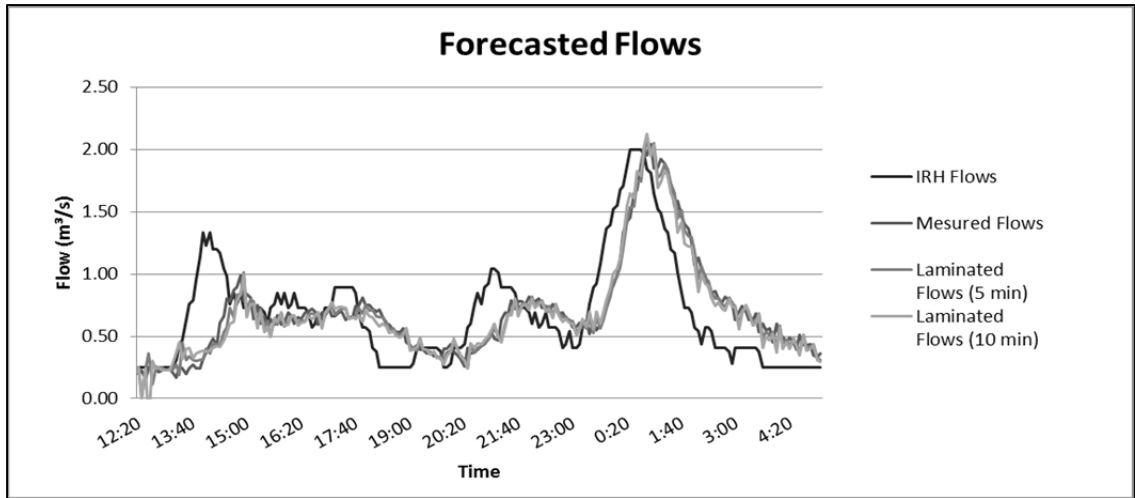


Figure 4.11 November 27, 2009 Runoff hydrographs at location 4

Table 4.11 December 3, 2009 Results at location 7

Category	Forecasted Flows (CMS)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Nash Coefficient	0,9832	0,9729	0,9617	0,9468
Correlation Coefficient	0,9917	0,9866	0,9812	0,9739
Typical Forecast Error	0,0816	0,1037	0,1231	0,1449

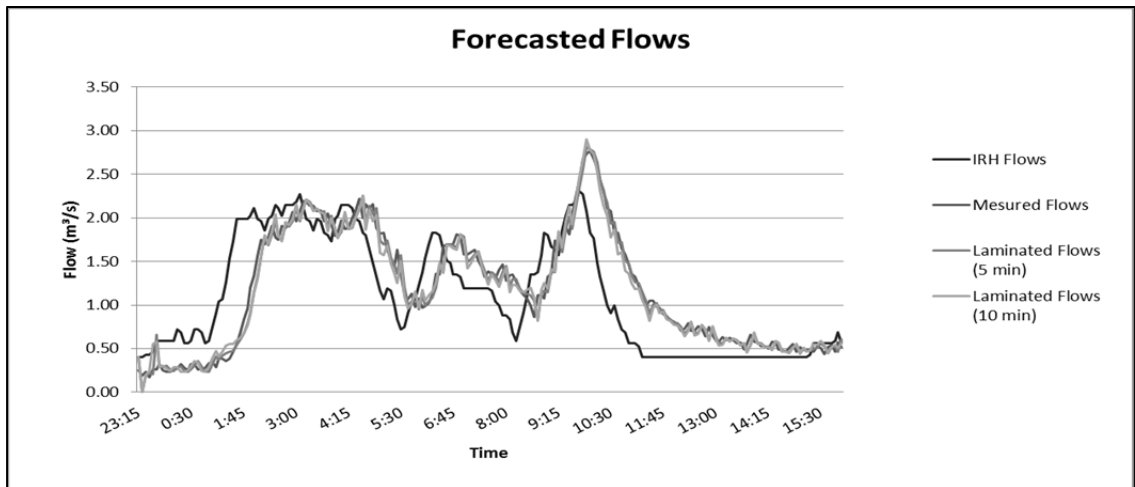


Figure 4.12 December 3, 2009 Runoff hydrographs at location 7

It is again noteworthy that for all these rainfall events, the Nash coefficients with this algorithm are way above 0.9 for the 5-minute forecasts. Even the 10-minute forecast achieved better results for all rain events when compared with those achieved in both previous studies solely using the IRH method.

4.13 Pollutant Load Forecasting Case Study I

Pollutant load forecasting concept validation was again performed through application of the above-mentioned proposed methodology to real networks. Consequently, available flows and suspended solids (TSS) data gathered during October 13, 1999, 30 September 1999 and September 12, 2000 rainfall events monitoring campaign; also at the outlet of Rheume catchment in Verdun, were used for that purpose. Accordingly, available flows and TSS data gathered during the above mentioned monitoring campaign were used for that purpose. The concordance evaluation between the measured and computed loads was performed using the Nash Coefficient. A Correlation Coefficient and a Typical Forecast Error Coefficients were also used to express the gap between the simulated and measured loads. For each 5 minute time step, results were extracted for a prediction horizon ranging from 35 minutes to 5 minutes. Convergence was achieved after the third iteration. Results are plotted in Figures 4.13, 4.14 and 4.15 for September 1999, August 2000 and September 2000 respectively for the 5 minute forecast. Results are also summarized in Table 4.12, 4.13 and 4.14.

Table 4.12 September 30, 1999 Results

Category	Forecasted Loads (g/s)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash Coefficient	0.66	0.16	-0.54	-1.51
Correlation Coefficient	0.91	0.85	0.77	0.58

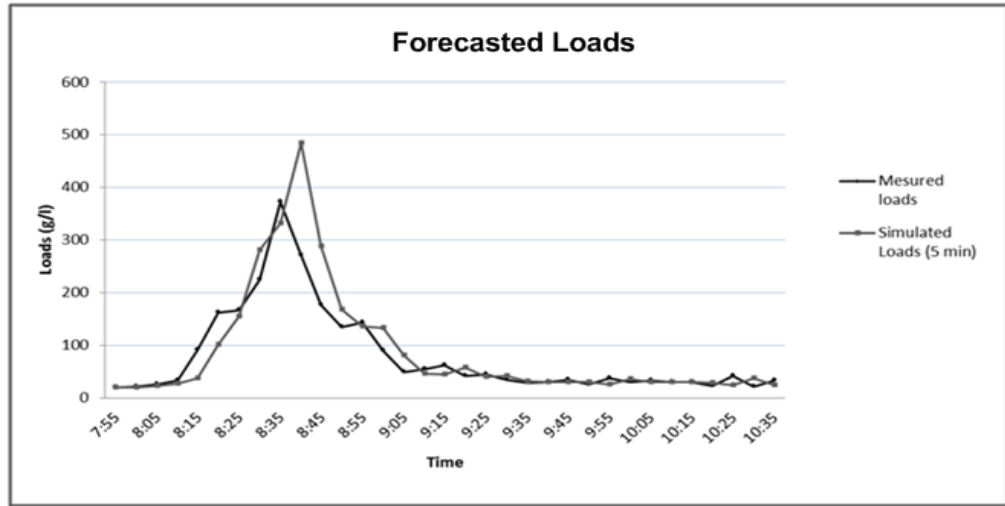


Figure 4.13 September 30, 1999 observed and forecasted TSS Pollutographs

Table 4.13 August 16, 2000 Results

Category	Forecasted Loads (g/s)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash Coefficient	0.93	0.79	0.65	0.57
Correlation Coefficient	0.97	0.91	0.85	0.82

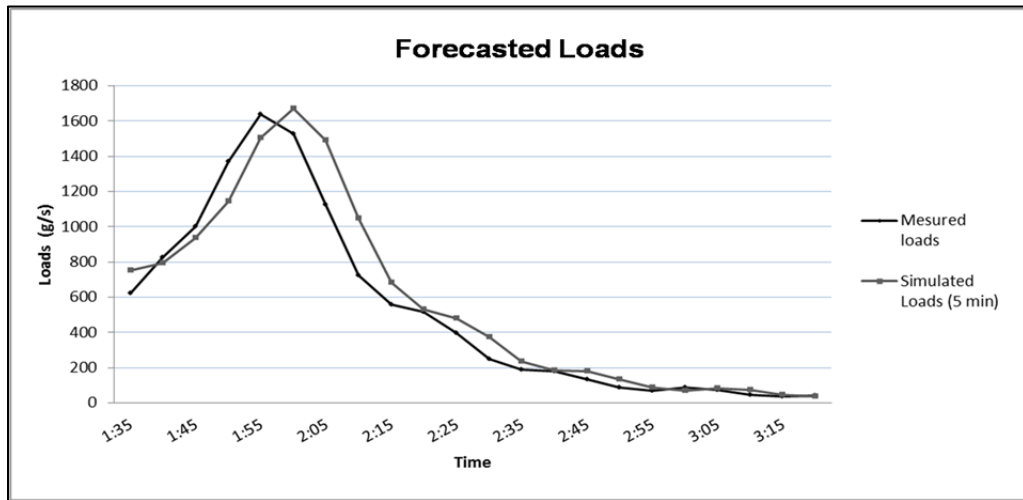


Figure 4.14 August 16, 2000 observed and forecasted TSS Pollutographs

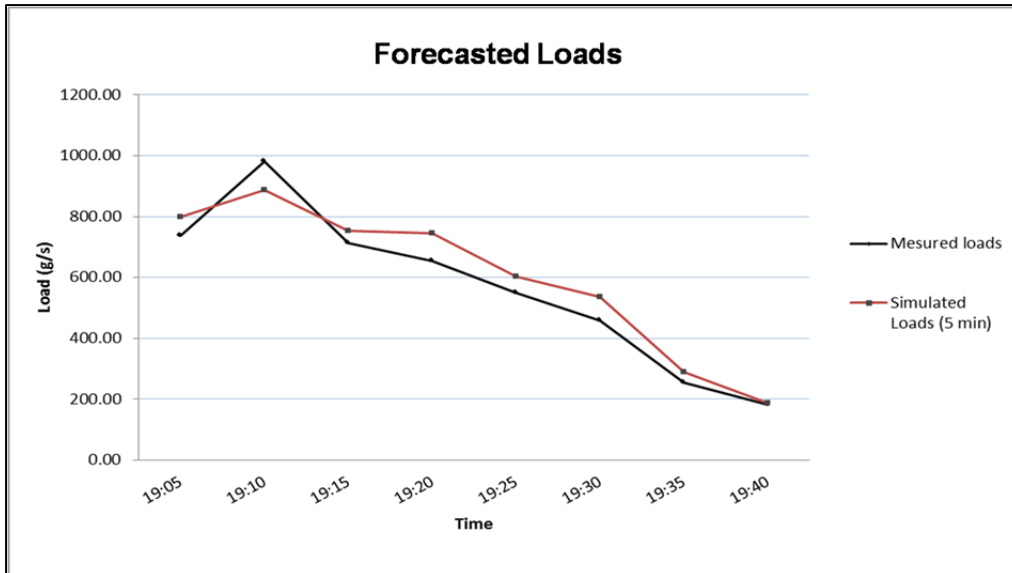


Figure 4.15 September 12, 2000 observed and forecasted TSS Pollutographs

Table 4.14 September 12, 2000 Results

Category	Forecasted Loads (g/s)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash Coefficient	0.93	0.87	0.69	0.58
Correlation Coefficient	0.98	0.97	0.95	0.96

For all 3 simulations the model was able to adequately reproduce the general behavior of the monitored series. For the September 1999 rainfall event, the model was not able to predict precisely the peak load but results provided a good correlation for the remaining of the time series despite the fact the Nash Coefficient only reached 0.66.

For August 16, 2000 the model was more accurate but there is a synchronism gap between the simulated and measured peak loads. For September 12, 2000 the model has provided fair results for the full spectrum of the monitored data.

4.14 Pollutant Load Forecasting Case Study II

To further validate the capability of the proposed approach and algorithm to forecast pollution loads in real time, data taken from the 2010 City of Hamilton's CSO Water Quality Characterization and Monitoring Program were used at Wentworth Outfall location. Wentworth Outfall is a chosen combined sewer overflow structure to Hamilton Harbour and the Western Sanitary Interceptor (WSI) which directs captured flows toward the Woodward Avenue Waste Water Treatment Plant (AWWTP), (Calder and Stantec, 2010).

The receiving collector sewer serviced by the Wentworth Outfall collects the flow from a catchment totalizing 268 hectares, characterized by a drainage length of 320 meters and imperviousness percentage of 36%. Located at the intersection of Wentworth Street North and Land Street, the 2500 mm by 2500 mm arched pipe outfall is approximately 3 meters below grade, with a very slight V shape bottom. The City of Hamilton Wentworth Outfall location is highlighted in Figure 4.16.

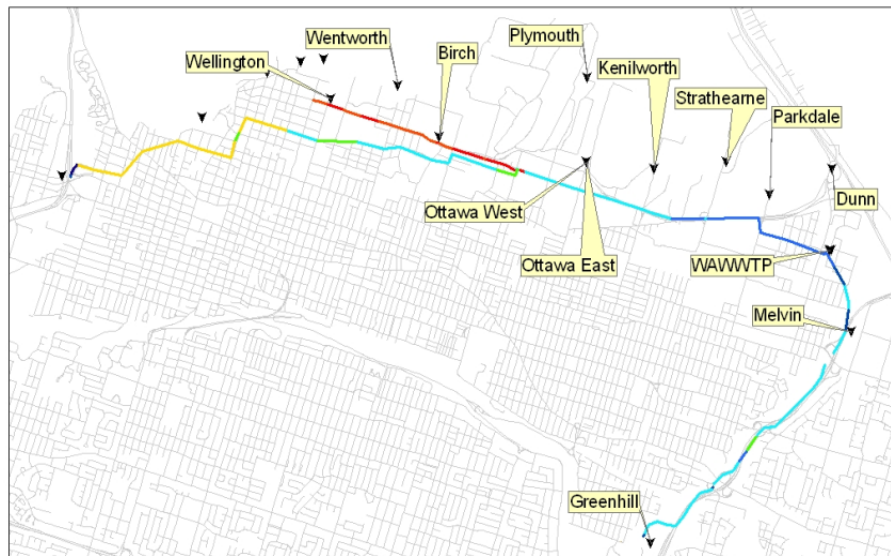


Figure 4.16 City of Hamilton's interceptors and Wentworth outfall location

This outfall is served with a rain gauge located in its surrounding area as shown in Figure 4.17; which makes it a satisfactory location to validate the proposed algorithm.

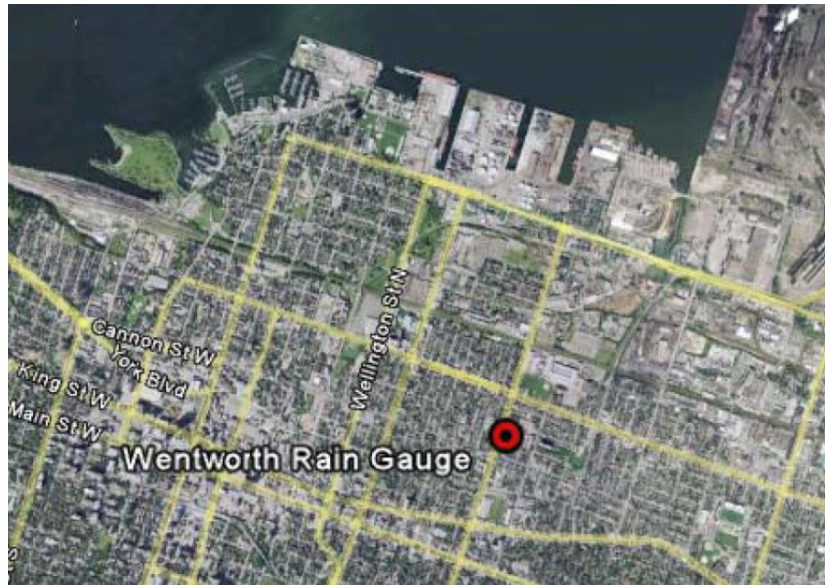


Figure 4.17 Wentworth outfall rain gauge location

Only one storm event was available at that location to test the proposed algorithm and methodology, September 28, 2010 rainfall was sampled at five minute intervals using rainfall data recorded at the nearest rain gauge of the Wentworth Outfall during the 2010 measurement campaign. Flow measurements were carried with an Isco model 2150 A/V Meter. Event based samples were taken with a Sigma model 910SD automatic sampler. The sampling protocol consisted of 1 Liter samples taken at intervals of 4 minutes for 4 bottles, followed by 1 liter samples taken at 30 minutes intervals, for 20 bottles. Grab samples were taken as well.

As for the previous case study validation, a minimal set of sewer shed parameters that were kept constant for the simulation were introduced in the algorithm. Resulting hydrographs are illustrated in Figure 4.18 and results are summarized in Tables 4.15.

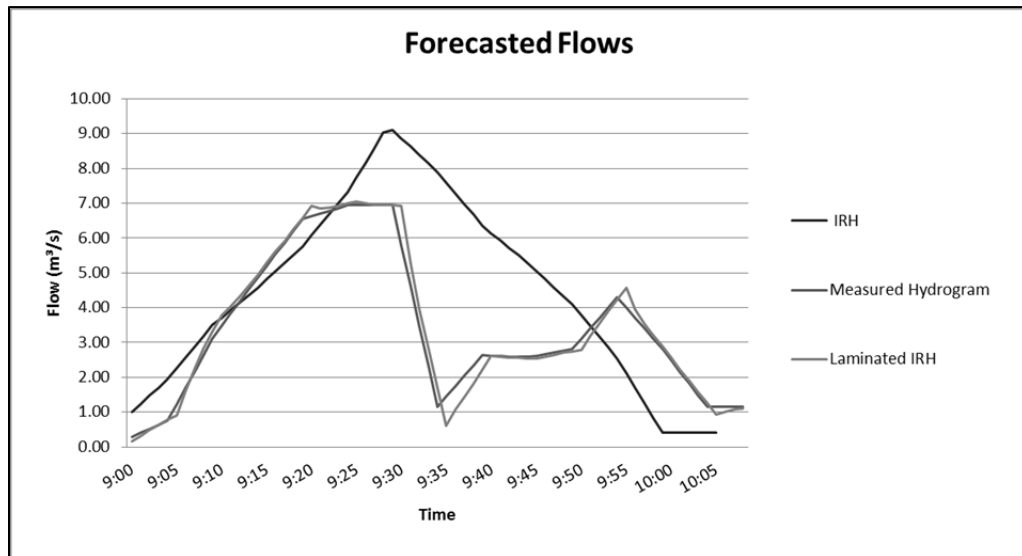


Figure 4.18 September 28, 2010 hydrographs at Wentworth for IRH and Laminated IRH

Table 4.15 September 28, 2010 Laminated IRH Results at Wentworth

Category	Forecasted Flows (cms)			
	5 min	10 min	15 min	20 min
Prediction Intervals				
Nash Coefficient	0.96	0.93	0.86	0.57
Correlation Coefficient	0.98	0.97	0.93	0.83
Typical Forecast Error	0.08	0.10	0.14	0.25

Results for the Laminated IRH forecasted flows were very satisfactory with Nash and Correlation coefficients reaching 0.96 and 0.98 respectively. Laminated IRH forecasted flows were then dynamically linked through the Kalman Filter with the linearized Rating Curve to generate the desired hydrograph. The same procedure was taken using the measured flow data for comparison. Figure 4.18 shows clearly that results are unsatisfactory for both sets of flows because the linearized Rating Curve follows too closely the laminated flow pattern which is very similar for both sets of data.

A third attempt, using the raw IRH forecasted flows provided very satisfactory results, as can be seen on Figure 4.19.

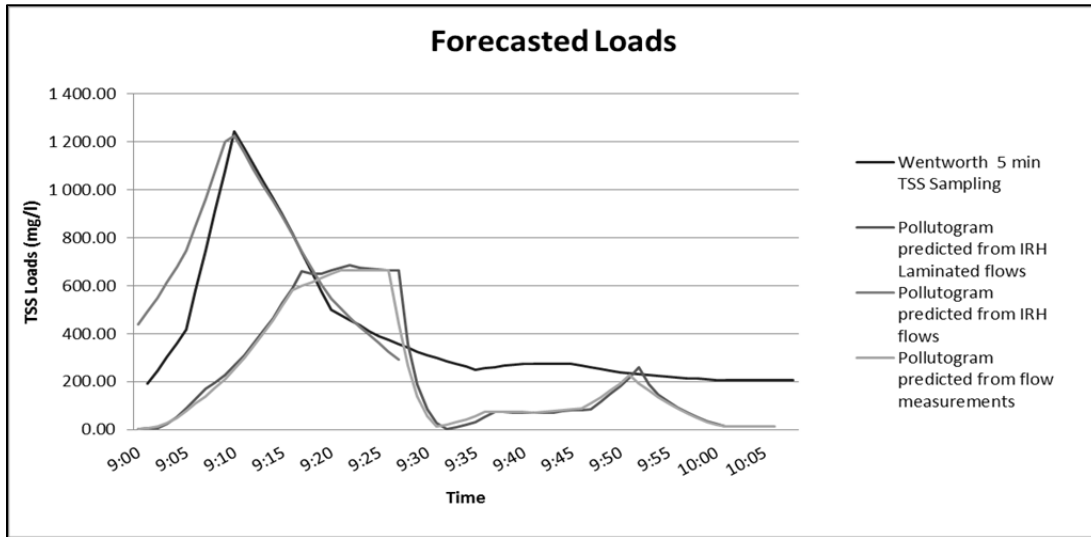


Figure 4.19 September 28, 2010 pollutographs at Wentworth

Forecasting TSS using the IRH method and the linearized Rating Curve Model can generate therefore very adequate results. This is also confirmed on Figure 4.20, which shows results obtained using an [AR(2)] model which closely match the results obtained by the proposed methodology.

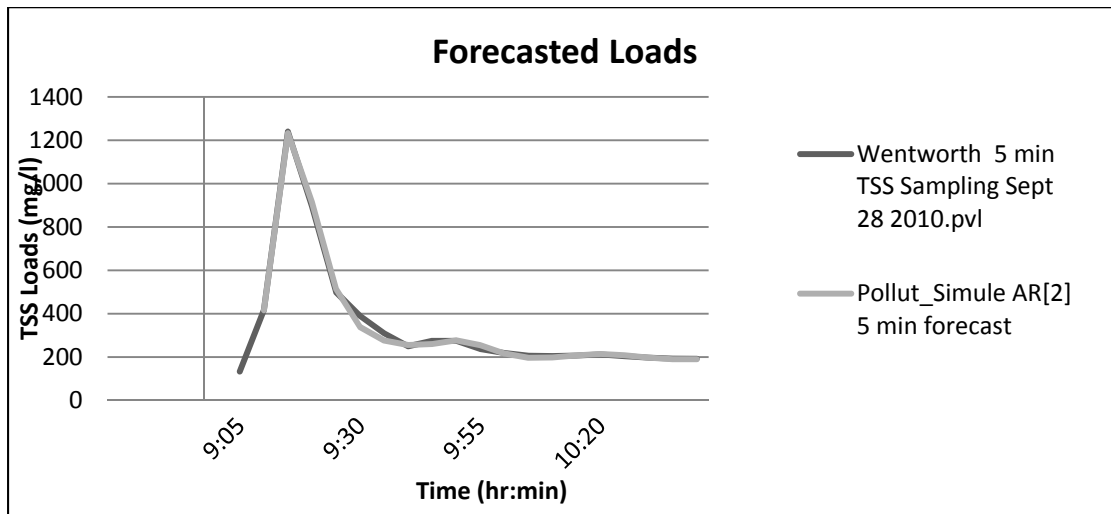


Figure 4.20 September 28 2010 Predicted Loads at Wentworth using [AR(2)] model

What could be considered at first glance a surprising result can however be explained by the fact that the raw forecasted IRH generated flows are closely linked to the dynamics of the rainfall and the wash off of the sewer shed surface. Lamination of the flow within the sewer system has consequently no major impacts on the occurring time and magnitude of the TSS peak. It is also worth to mention that the load concentration of 400 mg/l at the beginning of the simulation was obtained with the realistic, yet arbitrary minimal set of sewer shed parameters, that were purposely kept constant for the simulation and that were introduced in the algorithm. Using a more accurate set of values would have greatly improved the gap that can be observed at the beginning and that was brought to virtually zero, within the first 10 minutes using the proposed methodology.

These are very reasonable results, which are confirming the practicability of the proposed approach and a proof of concept. However, the integration and testing of this procedure on many sites through a systematic validation process using many rains and several water quality parameters would be required to extensively test this approach and determine its accuracy.

4.15 Conclusion

The main objective of this work was to contribute to the development of a real time efficient flow prediction tool, taking into account the watersheds propensity to attenuate hydrographs.

A structured procedure proposed through the use of a linked Improved Rational Hydrograph (IRH) method, a modified linear Muskingum semi-empirical model transfer function and a Rating Curve Model has been tested in order to improve the modeling of this effect and to allow the computation of flows and loads of desired magnitude and duration at an outlet.

The system of equations was solved with a Kalman filter to dynamically calibrate in real time, the parameters of the resulting discrete convolution equation for both the Muskingum

model and Rating Curve model coefficients using minimal watershed data to get the final hydrograph.

In a prediction horizon suited for RTC, the IRH method has shown its efficiency at being a powerful generating tool to produce the impulse function required for forecasting both flows as well as pollutant loads. This method has converged rapidly to predict downstream forecasted flows with Nash coefficients way above 0.9 for the 5 minutes forecast. It has also allowed predicting TSS loads with good agreement between measured runoff and computed runoff, achieving Nash values of 0.96 and results within a range well under 5% between measured TSS loads and computed TSS loads.

While Nash coefficients with this algorithm are way above 0.9 for the 5 minute forecasts for the simulated events, it can be noted that even the 10 minute forecast achieves better results for all events when compared with those achieved in previous studies for which solely the IRH method was used.

Consequently, it can be stated that a good agreement exists between simulated and measured runoff with the use of the proposed algorithm, which is worth to be field test on many sites, through a systematic validation process using various rainfall events and several water quality parameters to extensively determine its accuracy.

However, for the management of urban sewer network this tool could be foreseen has being an adequate pollution real time loading prediction tool, to dynamically and economically forecast flows and to assess pollution loads at the outfall of a sewer network.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the city of Verdun, Montreal and Hamilton for their support for this project.

CHAPITRE 5

ARTICLE 3: «TOWARD A QUALITY BASED CSO REAL TIME CONTROL APPROACH»

Yves Dion¹, Anas Sebti¹, Saad Bennis¹

¹Département de Génie de la Construction, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article soumis à la revue «Journal of Hydrologic Engineering de l'ASCE » en août 2012.

5.1 Abstract

This article is specifically focused on establishing optimal set points for Real Time Control based on water quality parameters at outfalls of urban sewer networks, to enable the control of the capture of urban wet weather wastewater. The main task of this work was to assess the performance of this water quality-based approach. The methodology was tested successfully using a simplified generic interceptor network and measurements from the City of Hamilton's (Ontario) 2010 Combined Sewer Overflow Water Quality Characterization and Monitoring Program. This work with a generic simplified interceptor network has demonstrated that this approach can capture more pollutants than a static scenario or a flow maximization scenario. The case study has shown that despite the fact the generic interceptor is a simplify representation, results are showing that a water quality-based management approach could be a suitable approach to pollution control. Both Mathematical Loads Optimization and Rules based Loads Maximization scenarios considered in this study performed better than the Flow Maximization scenario and at the same time, confirmed the validity of the proposed quality-based approach. While the gain in performance for a Flow Maximization scenario in comparison with a Static Base scenario is 53%, it reached 83% for the Rules based Loads Maximization scenario and 100% for the Mathematical Loads Optimization scenario respectively. This approach, as proposed in this study, could be an efficient mean to prioritize overflows at less vulnerable locations based on water quality parameters, in order to make maximum use of available capacity within the collection

system, to carry the most polluted component of the wet weather flow to be treated at the treatment plant. Consequently, this tool, while using very little data, could be considered as being an adequate complementary tool to be used as an extension of a flow maximization approach, within a broader efficient pollution control system, for the management of urban sewer networks.

Keywords: Quality, RTC, wet weather, control, algorithm, pollution, loads, sewer, network, outfall, dynamic, set points, mathematical optimization, rules.

5.2 Introduction

Real-Time Control (RTC) refers to any adjustment to operations made in response to observed and/or predicted conditions in the sewer system (Newman, 2002). According to such a broad definition, a simple RTC strategy to control a combined sewer network usually involves replacing a static fixed weir with a device that could be dynamically adjusted, in combination with implementing an operational strategy that would utilize the available storage in the network, while allowing a full discharge of Combined Sewer Overflows (CSO) during high storm flows.

An even more powerful commonly used RTC strategy consists in adding another flow-control device (such as a sluice gate) to the above mentioned device, to control flows into the network, which provides the additional benefit of obtaining an even greater ability to store and balance flows from various parts of a sewer system. The first strategy is capable of minimizing overflows to the receiving water, while the second, in addition to also providing the ability to minimize overflows, further allows the maximization of the conveyance capacity of the network. This strategy increases the volume that can be treated at the wastewater treatment plant.

Implementing such strategies is not an easy task. In practice, prior to the actual implementation of RTC, an extensive analysis, including detailed modeling, is typically

required to evaluate the RTC potential for a given site (USEPA, 1993). Such studies generally involve major expenses, possibly ultimately indicating that RTC is not feasible for the site under study. As a result, in recent years, researchers have targeted the application of screening procedures, which allow a relatively quick assessment to be made as to whether a system appears to gain in performance following RTC application (Schütze, 2005) and (Zacharof, 2004).

As well, to overcome many critical issues, the United States Environmental Protection Agency has published manuals on the design and implementation of real-time controls for managing wastewater conveyance networks targeted at practicing engineers who are considering RTC (USEPA, 2006), to specifically enhance the operational aspects of their sewer networks (USEPA, 1976).

Today, RTC strategies can utilize system-wide, predictive and centralized remote flow-control devices to further provide coordinated and reliable approaches to optimization of combined sewer network performances (Pleau *et al.*, 2005). Nevertheless, these enhanced capabilities only address the quantitative aspects of urban runoff, and in most cases, the qualitative aspect remains unaddressed. On the other hand, more and more regulatory organizations around the world, in addition to their flow quantity assessment programs, are required to implement quality monitoring programs to ensure compliance and to demonstrate the impacts/improvements on the receiving waters resulting from proposed system upgrades (Vandenberghe *et al.*, 2005).

For example, in Europe, the Water Framework Directive (WFD) requires a “good status” for all water bodies by 2015, as well as the implementation of monitoring programs to assess water quality (Barillon, 2010). The underlying objectives of such water quality characterizations are to validate existing and support future receiving water loading assessments. They are intended to demonstrate the viability of loading assessments as a means of illustrating compliance with regulated criteria to regulating organizations, as well as the impacts on receiving waters. Besides demonstrating compliance with regulations

through a strategic analysis, the effect of combined sewer overflow (CSO) control measures should be validated during operations based on the monitoring of CSO activity and subsequent comparison with (legal) requirements (Schroeder, 2011).

Recently, there had been increased interest in the qualitative aspect of combined sewer overflows, as many authors have focused their work on this subject. Related to this work, references are worth to be made on (Dembélé et al., 2011) work on new empirical model for stormwater TSS, (Dion et al., 2005) prospect on quality based management, (Erbe and Schutze, 2005) on integrated modeling concept for immission-based management of sewer system and (Vanrolleghem et al., 2005) modeling and real-time control of integrated urban wastewater system, (Fradet et al., 2010) on simplified modeling for RTC, (Klepiszewski, 2005) pollution based real time control analysis of a combined sewer overflow structure, (Lombard et al., 2010) and (Métadier and Bertrand-Krajewski, 2011) assessments of dry weather flow contribution in TSS and COD storm events loads in combined sewer systems, (Pallarès, 2011) on suspended particles in wastewater characterization and modeling, (Seo et al., 2010) on automatic water quality monitoring system and (Weinreich et al., 1997) developments on pollution based RTC strategies for combined sewer systems. The concept of relying on wastewater quality monitoring data to control sewer networks is obviously an idea which is not new, however limits of technologies, means and methods have prevented this approach to become widely implemented.

In order to implement a real-time control system that would be based on water quality parameters to fight against pollution and to store and balance flows and loads from various parts of a sewer system, three prerequisites are essential to the success of the undertaking. The first one is to acquire accurate knowledge of the network hydraulics' behavior by using modeling. Then proceed with the quantitative and qualitative forecast of flows and loads and finally to establish optimal set points. The first two prerequisites have been addressed in previous work. The establishment of water quality based optimal set points is the main focus of this present article.

5.3 Objective of the work

The present work is aimed at establishing optimal set points based on water quality parameters at outfalls of urban sewer networks, to enable the control of the capture, and consequently, the overflow of urban wet weather wastewater.

Taking into consideration the above mentioned observations, the main objective of this work is to assess the performance of this water quality-based approach and is specifically focused on validating the feasibility of quality-based sewer automation, by relying on tools capable of providing good set points assessments of pollutant reduction potential, using rain gauge data and the very little sewer shed information available.

5.4 Methodology

To assess the performance of the proposed quality-based approach, a generic interceptor system, as illustrated in Figure 5.1, was arbitrarily given a capacity of three times the annual average Dry Weather Flow (DWF) of four serviced sewer sheds, equipped with four static regulators R_n (weir) and four rain gauges Pv_n .

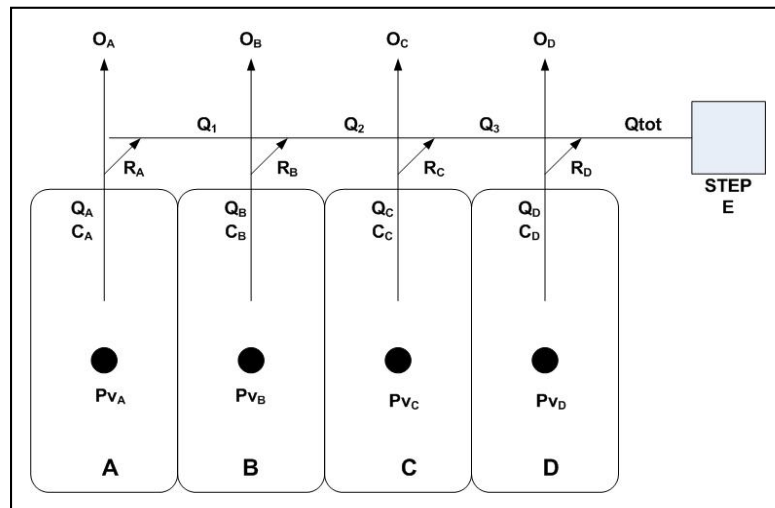


Figure 5.1 Generic city-wide interceptor system

Based on global modeling, measured rainfall data, the use of a linked Improved Rational Hydrograph (IRH) method, a modified linear Muskingum semi-empirical model transfer function and a modified Rating Curve model, flows and loads are forecasted at outlets of this generic interceptor system. Four scenarios are compared: first a static scenario as a base scenario in addition to three dynamic scenarios. The first dynamic scenario is based on Flow Maximization, while scenario three and four are using Mathematical Optimization and Expert System Rules, for which the four static regulators of the generic interception system are upgraded and equipped with dynamic regulators.

To assess the performances of the proposed approach Mathematical Optimization (MO) can give the maximized optimal value when all data are available. In the course of this study it would be based only on the data available within the forecasting horizon, it can offer however a base of comparison or target value, knowing however that this value is not the theoretical maximized optimal value.

5.5 Optimization method

Under ideal conditions, because MO aims to minimize the value of a chosen objective function subject to various specific constraints, this method should provide the most achievable result to a given problem in regard to these constraints. Today, several MO software packages integrate various algorithms which allow a resolution of linear programming problems containing several thousand variables and constraints. Among them, the Simplex Method, developed by G.B. Dantzig in 1948 was a significant breakthrough in the field of optimization, and generated numerous theoretical, computing and practical developments (Billionnet, 2007).

This algorithm enables an optimal solution for a linear programming problem, which in our case involving the achievement of the desired objectives of minimizing pollutant load overflows, can be expressed under its standardized general formulation (P3), by the following expression:

$$\text{Maximize } \sum_{i=1}^P \sum_{t=1}^T X_{i,t} C_{i,t} Q_{i,t} \quad (5.1)$$

subject to

$$\sum_{j=1}^i X_{j,t-\Delta t_{ji}} Q_{j,t-\Delta t_{ji}} \leq Q_i \quad \forall (i, t) \in \llbracket 1, P \rrbracket \times \llbracket 1, T \rrbracket \quad (5.2)$$

$$0 \leq X_{i,t} \leq 1 \quad \forall (i, t) \in \llbracket 1, P \rrbracket \times \llbracket 1, T \rrbracket \quad (5.3)$$

with:

P: number of regulators;

T: rainfall duration;

$X_{i,t}$: variable expressing the percentage of the captured flow Q intercepted at the moment t at the regulation location i ;

$C_{i,t}$: pollutant concentration at the moment t at the regulation location i ;

$Q_{i,t}$: flow at the moment t at the regulation location i ;

Δt_{ji} : transit time in the interceptor from regulator j to regulator i ($\Delta t_{ii} = 0$);

Q_i : interceptor capacity at regulator i .

On-line MO should therefore theoretically provide the best results in terms of achieving the desired objectives of maximizing flows toward a wastewater treatment plant, and thereby minimize pollutant overflows. However, in real time, this approach has a major drawback, which is linked to the availability of data at the time when the regulation action has to be taken. In a real sewer network, which is spread over a huge area, and during large storms, flows are very often captured upstream within an interceptor network hours before downstream flows are intercepted, and added to generate a resulting flow at a downstream regulator, located near the treatment plant. To be useful for the control of a real sewer network, a given data must be fed in an optimization function within a prediction horizon suited for RTC. If a set of data required for taking a decision to divert flow, an immediate action at an upstream regulator is only available 15 or 30 minutes later, the system cannot be

optimized using this data. Therefore MO must rely on forecasted data which are only available within a forecasting horizon, which prevent from reaching the theoretical optimal solution.

5.6 Global modeling

Earlier works have shown that global modeling approaches can be used to achieve the first pursued objective by requiring much less field data and modeling efforts than more detailed modeling approaches, and then that they could adequately be used for instantaneous networks behaviors simulation aiming at controlling sewer systems in real-time with an acceptable degree of accuracy (Dion *et al.*, 2010).

According to these approaches, the strategy of favoring rain gauge measurements for their ease of operation and maintenance (Schilling, 1991) instead of using inline flow measurements, and the strategy of favoring simplified global modeling instead of detailed modeling (Dion *et al.*, 2010), constitute approaches that may be very efficient in reaching the objective of enhancing performance, by using a qualitative approach for sewer automation. A global approach is as a result identified in this study as being the adequate mean to generate the resulting network hydraulic response under a given rainfall.

5.7 Flows and loads forecasting

It has also been previously demonstrated (Dion *et al.*, 2011) that quantitative and qualitative forecast of flows and loads can be generated realistically from a minimal rainfall and sewer sheds data set.

Earlier studies in that regard have highlighted the fact that flows and loads can be adequately forecasted at the outfall of a sewer shed with the use of a combination of tools consisting of a linked Improved Rational Hydrograph (IRH) method, a Modified Linear Muskingum semi-empirical model transfer function and a Rating Curve pollutant load concentration model,

with good agreement between simulated and measured runoff (Dion *et al.*, 2011). These methods have been confirmed as being efficient with the precision suite for RTC, within a 20-minute prediction horizon, in expressing the relationship between pollutant loads and runoff, while requiring only a minimal set of rain gauge rainfall series and one quality sampling device.

The capacity to forecast flows and loads with good accuracy offers the possibility of essentially discriminating flows on the basis of quality, in order to prevent or actually prioritize captures according to dilution levels. This is in addition to providing the capacity to increase the capture potential by global optimization of the network using RTC, while a fairly large capture potential remains available within the system. This combination of linked tools is consequently identified in this study as being the adequate mean to forecast flows and loads under a given rainfall.

5.8 Case study

With a population of 500,000, and ranking as the ninth largest city in Canada, the City of Hamilton is located in Southern Ontario, on the western end of the Niagara peninsula, wrapping around the westernmost part of Lake Ontario, Figure 5.2.

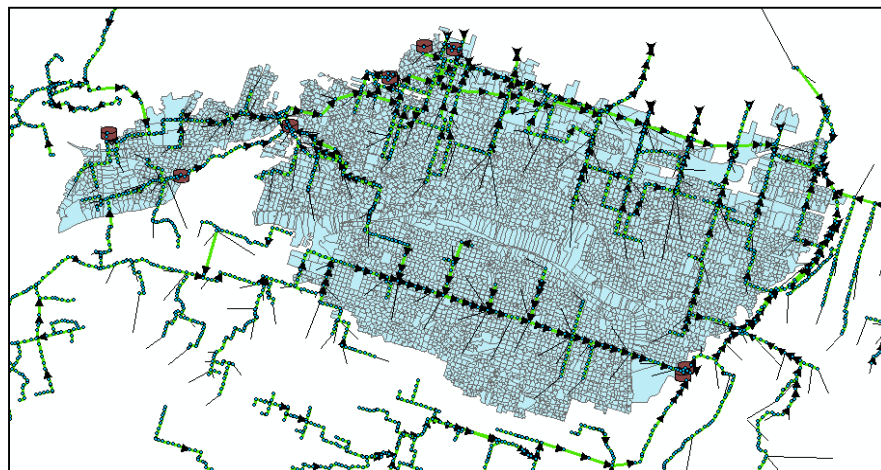


Figure 5.2 Combined Area of Hamilton's Sewer Network

To validate the ability of the proposed methodology and algorithm to control pollutant loads using a Quality-Based CSO RTC approach, measurements from the City of Hamilton's 2010 CSO Water Quality Characterization and Monitoring Program (Stantec, 2010) were taken at four of the largest sewer sheds and static flow regulators in the City of Hamilton and introduced in the generic interceptor system, Figure 5.3.

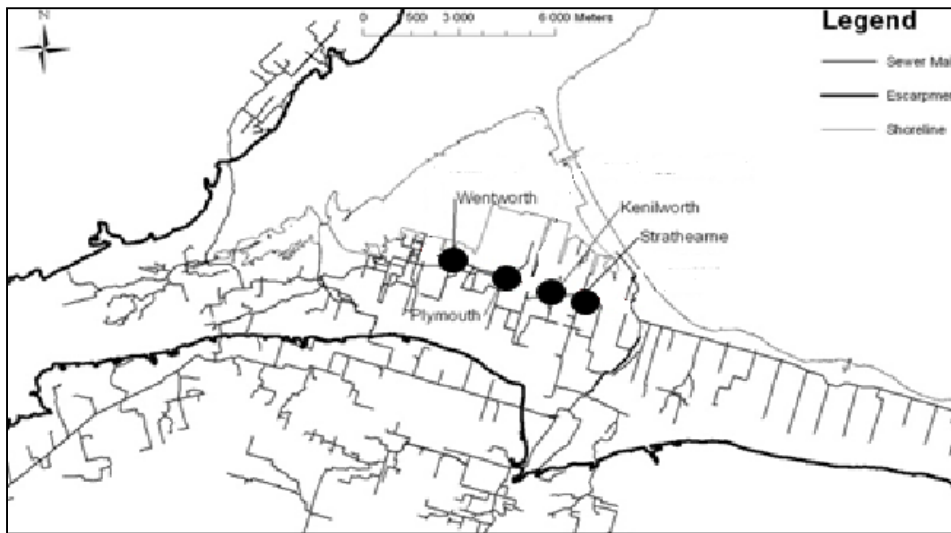


Figure 5.3 Four static flow regulators of the Western Sanitary Interceptor (WSI)

Wentworth, Plymouth, Kenilworth and Strathearne outfalls, overflowing to the City of Hamilton Harbour are given combined overflow structures of the Western Sanitary Interceptor (WSI) feeding the municipal treatment plant, the Woodward Avenue Wastewater Treatment Plant (WAWWTP) (KMK, 2006). Each of these outfalls have rain gauges located in their surrounding areas, which makes them adequate environments to provide useful data to validate the proposed algorithm. Using wet weather data and CSO water quality characterization data at these outfalls, in conjunction with a generic WSI interceptor system, allows the simulation of a generic but realistic drainage basin and city-wide interceptor system, consisting of more of 1500 hectares. In this WSI generic interceptor, Wentworth sewer shed account for 268 ha, Plymouth 649 ha, Kenilworth 213 ha and Strathearne 412 ha.

The generic WSI interceptor system has a capacity Q_1 of $1\text{ m}^3/\text{s}$ downstream of regulator A at Wentworth, Q_2 of $3\text{ m}^3/\text{s}$ downstream of regulator B at Plymouth, Q_3 of $4\text{ m}^3/\text{s}$ downstream of regulator C at Plymouth and Q_{tot} of $5\text{ m}^3/\text{s}$ downstream of regulator D at Strathearne. Field and model testing for which relevant data was available at the above mentioned regulators were used to confirm the existing potential capacity of the WSI generic interceptor system and to provide the basis for developing a preferred option for increasing flow capture rates using a quality-based approach.

The City of Hamilton's undertaking to reduce CSO to comply with provincial environmental regulations is a well-documented typical case of fight against pollution initiatives, for which further enhancement opportunities should be explored beyond simply providing CSO control on the basis of flow maximization.

In the Province of Ontario the Ministry of the Environment (MOE) is responsible for protecting water to ensure healthy communities, ecological protection and sustainable development, and has been protecting Ontario's environment, using stringent regulations, targeted enforcement and a variety of innovative programs and initiatives. The MOE requires municipalities in this province to comply with Procedure F-5-5. Procedure F-5-5 is a volumetric control objectives obligation that municipalities wastewater collection system capture and treat, for an average year, all the dry weather flow plus 90% of the volume resulting from wet weather flow that is above the dry weather flow. Therefore, the City of Hamilton must comply with this regulation during a seven-month period, starting within 15 days following April 1 (MOE, 1997).

The Wastewater Master Plan recently adopted by the City of Hamilton has agreed that in compliance with Procedure F-5-5, volumetric control objectives for an average year could be achieved by providing a primary treatment capacity of 1300 MLD at the WAWWTP, and by providing for the conveyance capacity within the collection system to transfer this amount of flow to the plant (KMK, 2006). It represents the threshold flow above which the overflow volume in an average year is within the permissible 10% fraction of the total annual wet

weather flow volume, as stated in the Long Term Control Plan (LTCP) (KMK, 2006). However, evaluations of various operation strategies completed during the City Wastewater Master Plan development has demonstrated that in order to maximize flows to the treatment plant and achieve the peak inflow value of 1300 MLD, while minimizing overflow volumes, it will be necessary to operate the interceptor system under controlled surcharge conditions. In addition, an analysis of the trunk model hydraulic grade line has shown that the WSI could be subject to significant levels of surcharge under frequent storm events, if more flow is pushed toward the treatment plant without control. During critical events, the level of surcharge can also be affected by the operating levels at the raw sewage pumping station feeding the treatment plant, when levels in the wet well of the Woodward Avenue Raw Sewage Pumping Station (RSPS), located at the outlet of the WSI, could exceed the crown elevation of the WSI (KMK, 2006).

The City of Hamilton has long recognized that implementing RTC to maximize the use of available capacity within their collection and treatment systems could provide a noteworthy improvement in the operation of these systems (Stirrup *et al.*, 1997). Today, RTC is a considered option of the City of Hamilton's overall strategy for cleaning up the City of Hamilton Harbour, with the objective of meeting the regulatory requirements of MOE Procedure F-5-5 (MOE, 1997). It is also a potential means by which the City of Hamilton intends to approach the ultimate pollutant loading targets established in an initiative to clean their waterways, the Hamilton Harbour Remedial Action Plan (HHRAP, 1992), developed by the City of Hamilton (KMK, 2006).

As a result, the City has indicated that strategies for providing an enhanced level of protection against critical surcharge levels along the main interceptors, particularly the WSI, should be developed within the overall RTC strategies study that was underway to fight against CSOs (KMK, 2006).

While there is no more remaining conveyance capacity available in the WSI for frequent rainfalls, dealing with the two conflicting objectives of minimizing CSOs and protecting

against critical surcharge levels presents a situation in which sending the total combined water volume during a rainfall to the treatment plant may not to be the most viable and optimal solution with respect to environmental, physical and economic constraints. Furthermore, the strategy of systematically diluting pollution in this network during large storms and to solely maximize the conveyance toward the treatment plant is an approach that should also be challenged or questioned. In such cases, overflows at less vulnerable locations should be prioritized, and this context offers the possibility of exploring whether a water quality-based management approach to pollution control, as proposed in this study, could be a suitable approach. This exploration could be carried out in evaluating further enhancement opportunities, beyond simply providing an optimal control on the basis of flows.

During the implementation of the City of Hamilton's Wastewater Master Plan, a CSO Characterization Program was developed, and will be repeated every 5 years. Tying into Hamilton's overall CSO tank and outfall monitoring program, Hamilton's CSO Characterization Program shall collect water quality data, allowing the City to qualify loadings from CSO outfalls to the environment, and will include procedures for incorporating the results into annual compliance reports that are provided to the MOE (KMK, 2006).

These data are a useful source of water quality information that could be put to advantage in the development of a water quality-based RTC system. Using these parameters, such an RTC system could be planned to prioritize overflows at less vulnerable locations based on water quality parameters, in order to make maximum use of available capacity within the collection system, to carry the most polluted component of the wet weather flow to be treated at the treatment plant.

5.9 Quality-based RTC concept validation

To test the proposed quality-based RTC control system using the proposed forecasting algorithm and methodology, one available storm event was used. The September 28, 2010 rainfall, shown in Figure 5.4, was an event that was sampled at five-minute intervals using

rainfall data recorded at the nearest rain gauge of the Wentworth, Plymouth, Kenilworth and Strathearne outfalls during the 2010 measurement campaign, and therefore providing a suitable set of measured data for such a test.

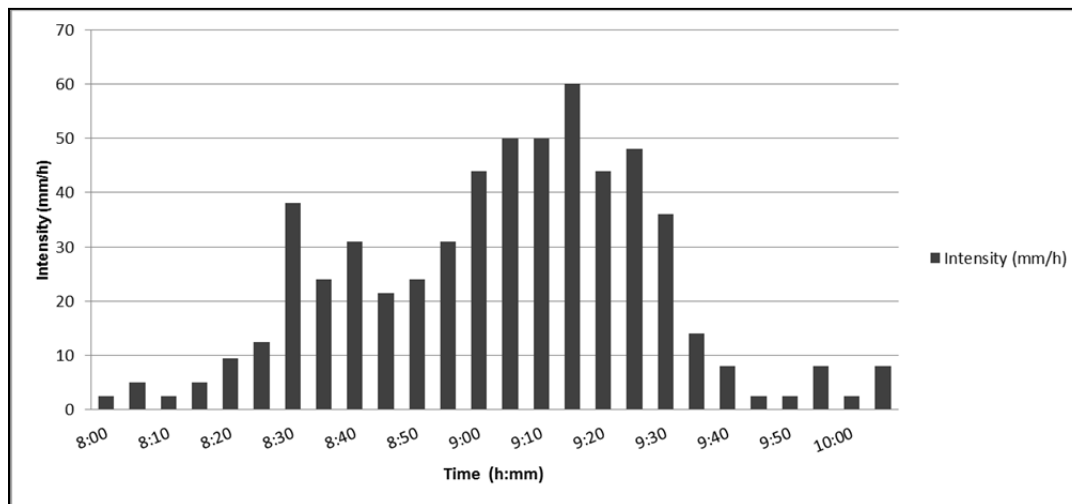


Figure 5.4 September 28, 2010 rainfall

Flow measurements were carried with Isco model 2150 A/V meters at each outfall location. Event-based TSS samples were taken with Sigma model 910SD automatic samplers, with a sampling protocol consisting of 1-liter samples taken at 4-minute intervals for 4 bottles, followed by 1-liter samples taken at 30-minute intervals, for 20 bottles, validated by grab samples (Stantec, 2010). These data are used to validate forecasted flows and loads.

To predict the primary resulting hydrograph and pollutograph for each subcatchment, as shown in Figures 5.5 and 5.6, a linked IRH method, a modified Linear Muskingum semi-empirical model transfer function and a Modified Rating Curve model were used to generate the incoming flows and loads to each regulator.

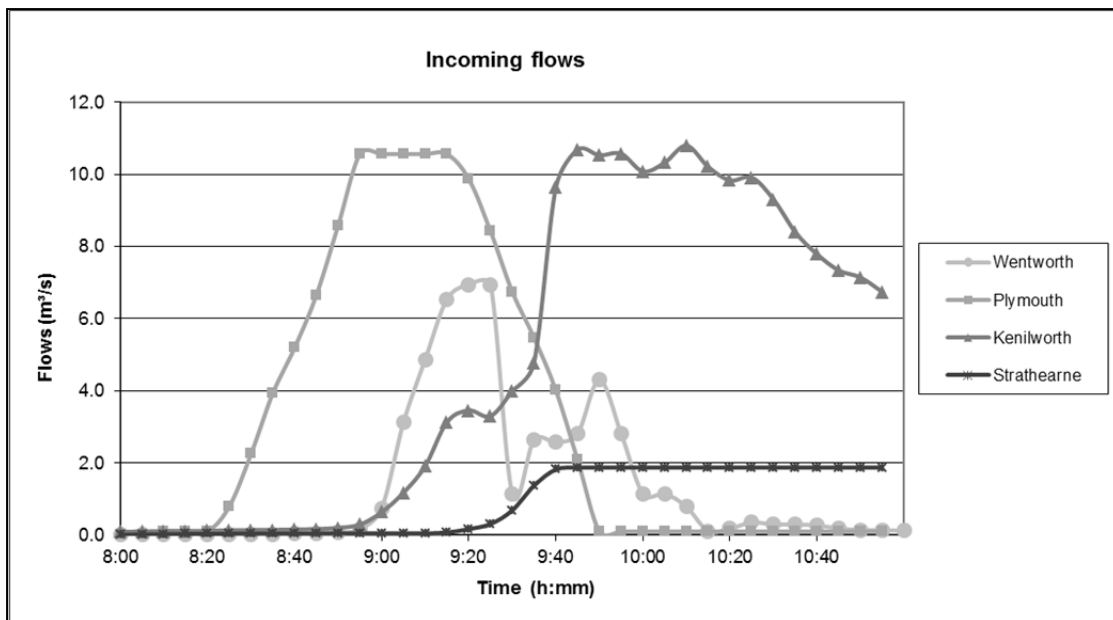


Figure 5.5 September 28, 2010 forecasted hydrographs

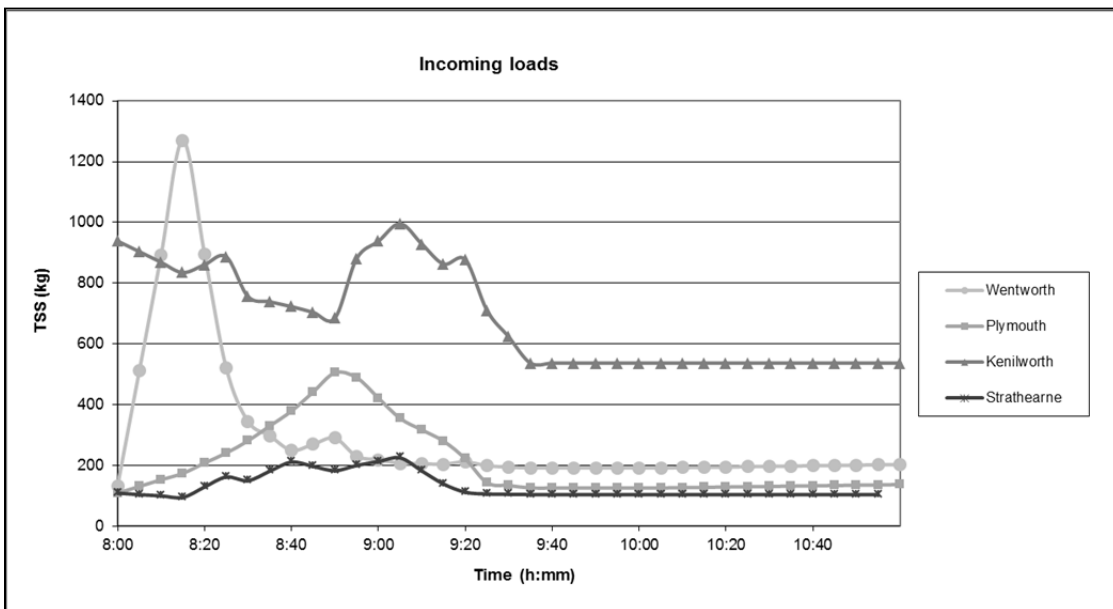


Figure 5.6 September 28, 2010 forecasted pollutographs

Only the minimum mandatory sets of data required by this method to provide results were introduced in the model without detailed characterization of the pipe network. The data were comprised of the rainfall data recorded at the nearest rain gauge of each outfalls; a very limited set of sewer shed data that were kept constant for all simulations, consisting of the initial abstraction on pervious area ΔP ; the runoff coefficient C ; the total tributary area of the sub catchments A and the time of concentration t_c .

Since the forecasting of flows and TSS from the rain gauge data, generated very satisfactory results within a 5% precision range for the 20-minute forecast horizon using this method (Dion *et al.*, 2011), the forecasted values were input at every time step as incoming flows Q_i and TSS concentration C_i at each regulator A, B, C and D, in order to compute the capture performances of the four considered scenarios. Wentworth forecasted values were inputted in A, Plymouth in B, Kenilworth in C and Strathearne in D.

The September 28, 2010 rainfall with peak intensities reaching as high as 60 mm/h is unfortunately not the best rainfall to show the full benefits of the proposed approach. Despite the fact that the September 28, 2010 rainfall was the only available storm event that was sampled at five-minute intervals, the rainfall should have been selected on the basis of representing return frequencies of reference events of 1, 2 or 3 times per yearly control period to characterize a cross-section of different events ranging from larger to less frequent moderate events occurring every 3 to 6 months (Pitt, 1998), and which are difficult to handle in the sewer system without overflowing.

5.10 Optimization using the Simplex method

To enable this proof of concept to provide set points to enhance the capture potential of the generic network, values obtained using the MO Simplex method available within the 20-minute forecast horizon are used to compare values obtained using the Flow Maximization method and the proposed Rules based Loads Maximization control algorithm.

The MO Simplex objective function of our WSI generic interceptor system is then expressed by the following expression:

$$\text{Maximize } \sum_{i=1}^4 \sum_{t=1}^T X_{i,t} C_{i,t} Q_{i,t} \quad (5.4)$$

Subject to the following constraints:

$$X_{1,t} Q_{1,t} \leq 1 \quad \forall t \in \llbracket 1, T \rrbracket$$

$$X_{1,t-3} Q_{1,t-3} + X_{2,t} Q_{2,t} \leq 3 \quad \forall t \in \llbracket 1, T \rrbracket$$

$$X_{1,t-6} Q_{1,t-6} + X_{2,t-3} Q_{2,t-3} + X_{3,t} Q_{3,t} \leq 4 \quad \forall t \in \llbracket 1, T \rrbracket$$

$$X_{1,t-9} Q_{1,t-9} + X_{2,t-6} Q_{2,t-6} + X_{3,t-3} Q_{3,t-3} + X_{4,t} Q_{4,t} \leq 5 \quad \forall t \in \llbracket 1, T \rrbracket$$

$$0 \leq X_{i,t} \leq 1 \quad \forall (i, t) \in \llbracket 1, 4 \rrbracket \times \llbracket 1, T \rrbracket$$

5.11 Optimization using the rule-based method

Rules are based on knowledge of the system and on their very definition. In our case, rules may not need to be very complex. Using data of multiple rainstorm events taken from the 2010 City of Hamilton's CSO Water Quality Characterization and Monitoring Program along the WSI servicing the WAWWTP, quality-based control rules were derived from an analysis of its behavior. The study of the behavior of this interceptor at 5-minute time steps has allowed the highlighting of various decision factors correlating flows and loads from structural and functional parameters of interceptor systems.

One lesson learned from these observations, which is generic to large combined city wide interception systems, is the fact that capture potential is larger in the lower segment of the interceptor, which is usually limited by the capacity of the interceptor itself. As well, we see that the only way of limiting flow upstream to benefit from increased capture potential downstream, while maintaining flow maximization, is by knowing the magnitude of the incoming flow or load being captured at a given regulation structure, therefore by means of

quality-based segregation. This could be known either by mean of flows and loads measurements upstream or by mean of prediction within the forecasting horizon.

Analysis has also shown that the earlier load could be forecasted upstream and downstream and actions simultaneously taken elsewhere to limit the intake of less polluted flows, and as a result, the greatest load could be captured downstream, thanks to the resulting increased potential. From these simple observations and decision factors, rules can be envisioned based on the fact that, from previous work it is feasible that flows and loads could be forecasted or measured with relative accuracy at each collector's outlets.

Let us consider $n=4$ as being the regulators of our generic interceptor system, for which i can vary from 1 to n ; C_i and Q_i are the pollutant concentration and flows at a given regulator; Q_{MAXi} is the capacity of a given regulator; Q_{TOT} is the cumulative capture flow in the interceptor, with this value never exceeding the capacity of the interceptor; Q_{STEP} is the capacity of the WWTP, and X is the pollutant concentration for which it has been determined that the system is allowed to overflow. If the remaining capture capacity of the collection system becomes minimal, the following rules apply:

- Rule 1: If $C_i(t)$ is $\leq X$ (mg/l), close regulator R_i ;
- Rule 2: If $Q_i(t)$ is \geq regulator capacity Q_{MAXi} (m^3/s), activate regulator R_i not to exceed Q_{MAXi} (m^3/s);
- Rule 3: Starting upstream going downstream, close the regulators for which C_iQ_i are the smallest AND OPEN PROPORTIONALLY the remaining regulators, while kipping $Q_{TOT} \leq Q_{STEP}$.

Then the decision algorithm can be:

- Regulator capacities are set to Q_{MAXn} ;
- IF forecasted $Q_{TOT} \leq Q_{STEP}$, apply Rule 1, then Rule 2;
- IF forecasted $Q_{TOT} > Q_{STEP}$, apply Rule 3.

This set of rules and decision algorithms can maximize the capture of the totality of the loads, while capacities Q_{MAXi} , Q_{TOT} and Q_{STEP} are not reached, to maximize capture in the

collection system, on the basis of the maximum incoming pollutant loads, while protecting the system against surcharges.

5.12 Results

Simulations were conducted to satisfactorily illustrate the relative TSS capture performances. Figure 5.7 and Table 5.1 are showing the performances obtained for the four scenarios.

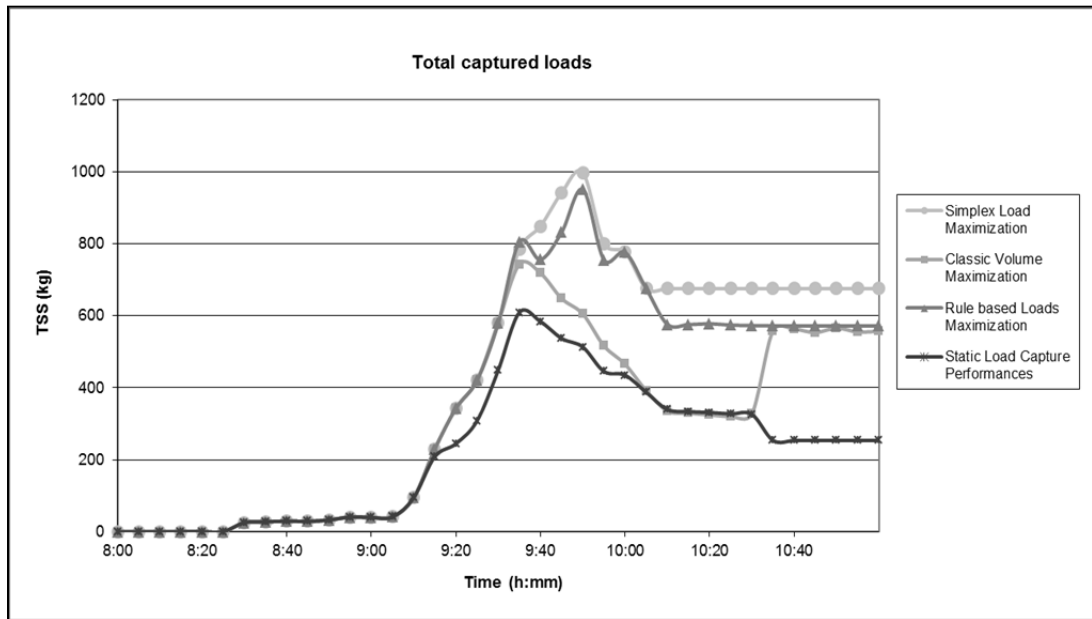


Figure 5.7 September 28, 2010 Capture performances of each scenarios

Table 5.1: Capture performances for September 28, 2010 rainfall

Scenario	Captured Loads (Kg)	Captured Loads (%)
Static Regulators	9 588	21
Rules based Volumes Maximization	14 699	32
Rules based Loads Maximization	17 677	38
Mathematical Loads Optimization (Simplex)	19 230	42

Gates movements generated by each dynamic scenario for each time steps are shown in Figure 5.8, Figure 5.9 and Figure 5.10.

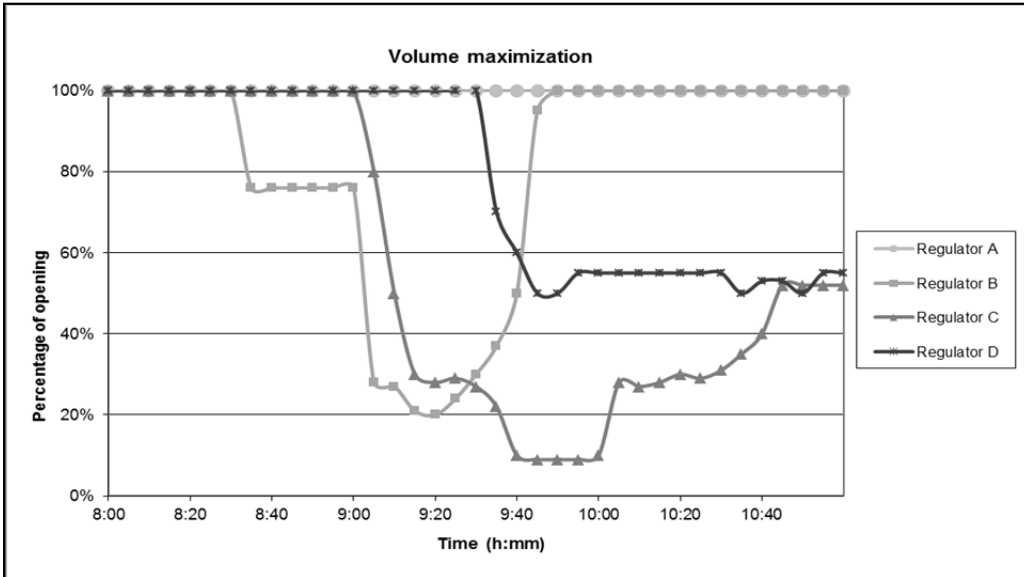


Figure 5.8 Gates movements generated by Volume Maximization

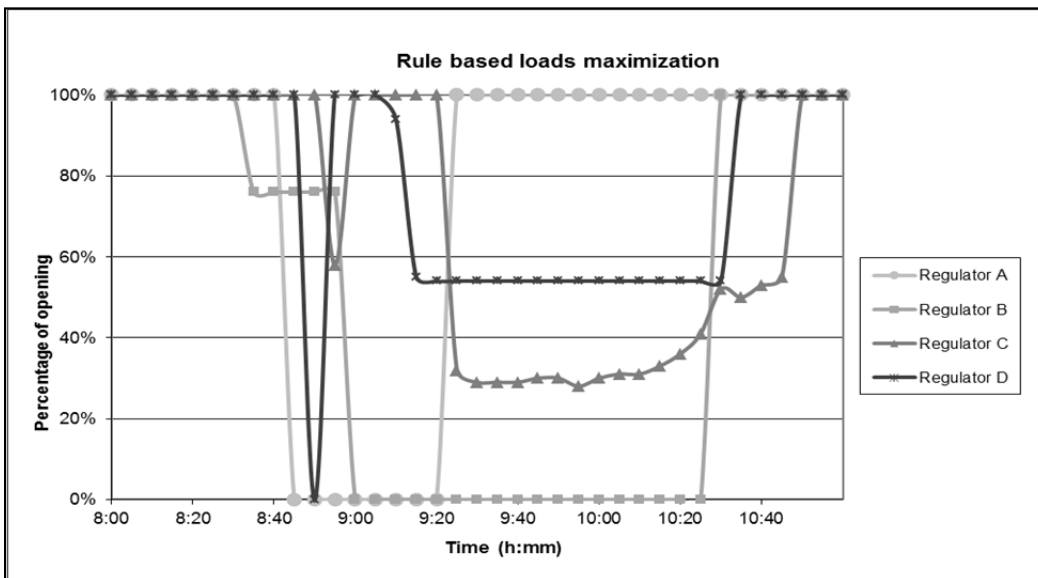


Figure 5.9 Gates movements generated by Rule Based Loads Maximization

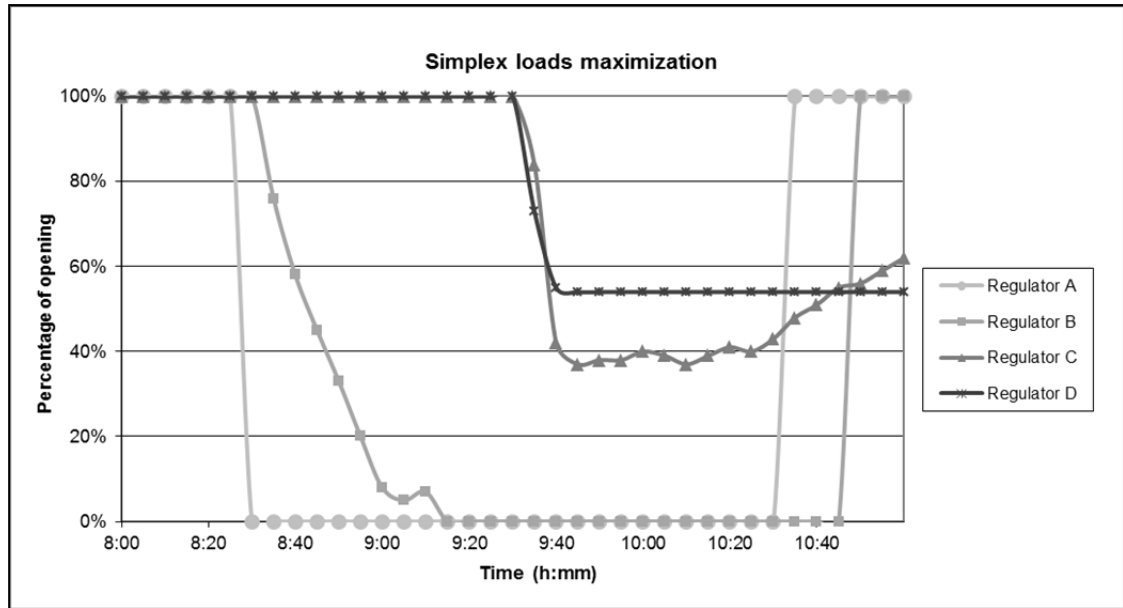


Figure 5.10 Gates movements generated by Simplex Loads Maximization

The improvement in capture performances for the dynamic scenarios as compared to the static scenario are significant, considering the fact that the September 28, 2010 rainfall was a very intense storm which quickly saturated the interceptor system.

As expected, in regard of pollutant loads capture all dynamic scenarios performed well despite having very different gates movements, and captured more pollutants than the static scenario. Both loads maximization scenarios performed better than the flow maximization scenario and at the same time, confirmed the validity of the proposed quality-based approach. While the gain in performance for the flow maximization scenario in comparison with the static base scenario is 53%, it reached for both loads maximization scenarios 83% for the Rules based Loads Maximization and 100% for the Mathematical Loads Optimization scenarios respectively.

Without presenting here a detailed comparison of the various scenarios behaviors, it can nevertheless clearly be seen that dynamic discrimination of flows based on incoming pollutant loadings has enabled the dynamic quality based scenarios to capture more loads for

treatment at the WWTP and to overflow the most diluted part of the incoming wastewater. For the static scenario, the generic WSI interceptor was quickly saturated by the incoming flows. Flows were overflowing at some locations while capacity was still available elsewhere in the system, because the static regulators were lacking the dynamic devices that could have enable them to adapt to constantly changing flows and loads.

Looking at the gates movements of the flow maximization scenario in comparison with those of both quality based scenarios, it can easily be seen that captured flows at Wentworth at the beginning of the rainfall event and at Plymouth more toward the end of the rainfall has prevented this scenario to capture the most polluted part of the incoming flows, therefore reducing its performances in regard of pollutant loads capture. It can be observed for the Rules Based Loads Maximization scenario that the proposed algorithm was able to adequately manage the flow at each dynamic regulators as shown in Figure 5.11 while capturing more pollutant loads for the same captured volume as shown in Figure 5.12, while limiting the flow to the maximum capacity of the WSI generic interceptor system, and of the WWTP, as shown in Figure 5.13.

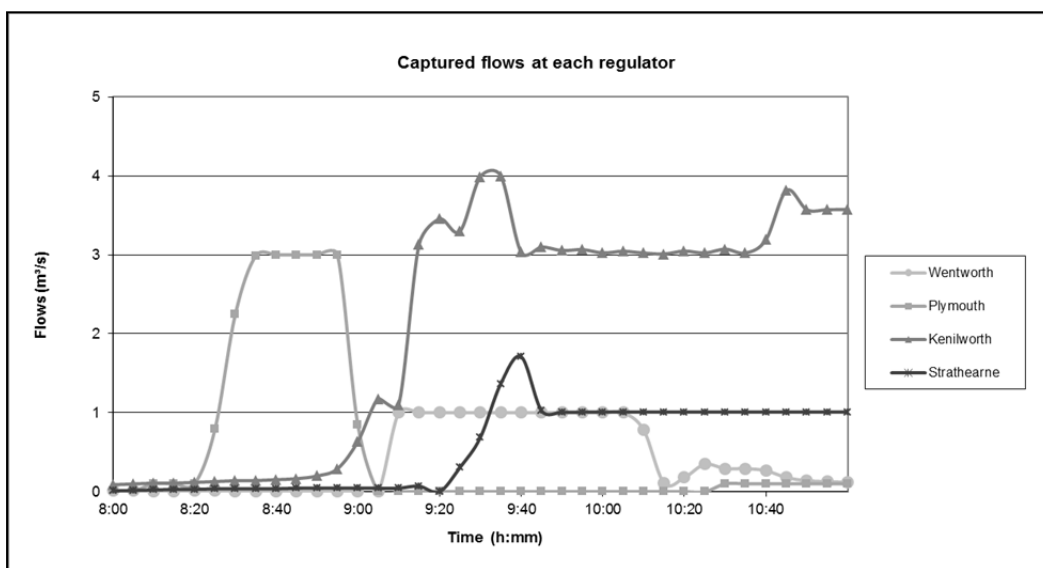


Figure 5.11 Regulated flow at each regulators

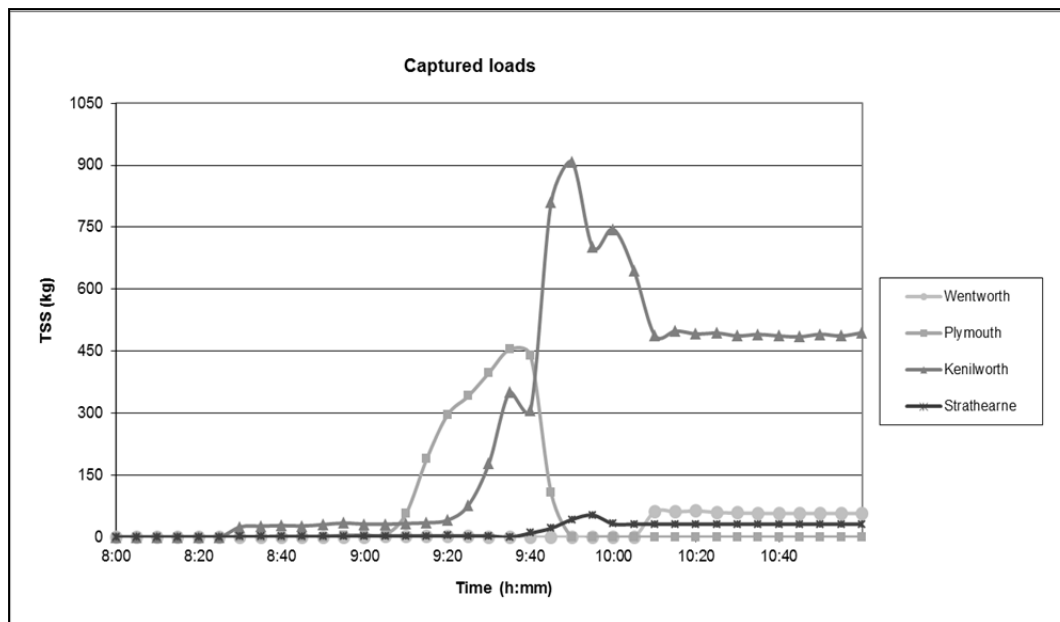


Figure 5.12 Regulated loads at each regulators

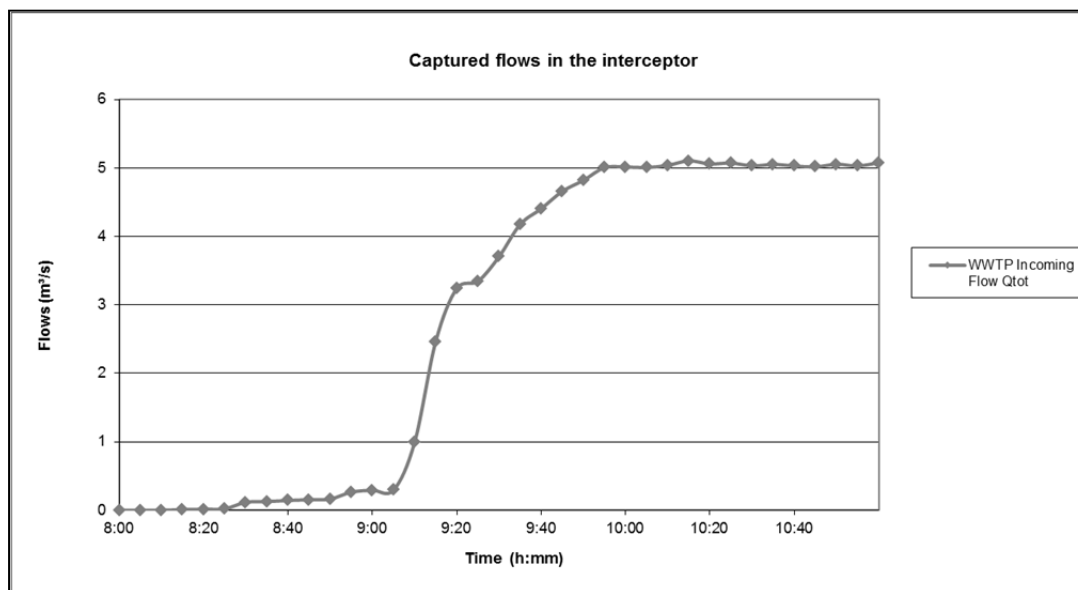


Figure 5.13 Regulated flow at the entrance of the WWTP

What is more remarkable is that the knowledge Rules Based Loads Maximization scenario has nearly matched the MO Simplex performances.

Such a performance from the Rules Based Loads Maximization scenario can be credited to the fact that knowledge of the system behavior is embedded in the set of rules as well as in the nature of the rainfall, which did not really challenge the proposed algorithm. It is noteworthy that the rainfall did not trigger the closure of the upstream gates resulting from the high dilution (Rule 1) because the required dilution level was reached in this case while volume maximization capacity was not reached.

We must acknowledge that for the proposed Rules Based Loads Maximization scenario, the load capture limiting factor is in major part the capacity of the interceptor itself. As it can obviously be seen in Figure 5.11, which shows loads captured at all regulators, and that regulator A at Wentworth has captured the least, while being the gate that was kept open during almost the entire duration of the rainfall, because it was restricted to its downstream pipe capacity.

5.13 Conclusion

The underlying goal of this work being to contribute to the development of an efficient Quality-Based RTC approach, that could be embedded in an automation system for managing urban sewer networks, the present work was aimed at establishing optimal set points based on water quality parameters at outfalls of urban sewer networks, to enable the control of the capture, and consequently, the overflow of urban wet weather wastewater.

The main task of this work was consequently to assess the performances of this water quality-based approach and was specifically focused on validating the feasibility of quality-based sewer automation, by relying on tools capable of providing good set points assessments of pollutant reduction potential, using rain gauge data and the very little sewer shed information available. Therefore, while in operation, the proposed tool could provide a regulation system with the capacity to dynamically forecast pollutant loads at the outfall of a sewer network, while requiring no detailed modeling, and only a minimal set of sewer shed

data, rain gauge rainfall series and one quality-sampling device, located near the outfall of a given network.

This work with a generic simplified interceptor network has demonstrated that when quantitative approaches reach their limits, a quality-based algorithm can be triggered when the capture potential becomes minimal, which is when the reference events which are inherent to a specific network are likely to overflow at a given outfall. In regard of pollutant loads capture, this approach can capture more pollutants than the static scenario or a flow maximization scenario and at the same time, confirmed the validity of the proposed quality-based approach.

The case study has shown that despite the fact the generic WSI interceptor is a simplify representation of the City of Hamilton interceptor network, results are showing that for the City of Hamilton, a water quality-based management approach could be a suitable approach to pollution control, that could be planned beyond simply providing an optimal control on the basis of flows. This approach, as proposed in this study, could be an efficient mean to prioritize overflows at less vulnerable locations based on water quality parameters, in order to make maximum use of available capacity within the collection system, to carry the most polluted component of the wet weather flow to be treated at the treatment plant.

Consequently, this tool, while using very little data, could be considered as being adequate as a complementary tool to be used as an extension of a flow maximization approach within a broader efficient pollution control system, for the management of urban sewer networks.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the City of Hamilton for their support for this project.

CONCLUSION

Ce travail de thèse a permis le développement d'approches simplificatrices et globales dans la procédure générale d'optimisation en temps réel, le couplage dynamique de la méthode IRH, d'un modèle Muskingum linéaire modifié et d'un modèle de courbe de tarage, dans le but de prédire des débits de ruissellement et des charges de pollution réalistes et le développement de consignes optimales de gestion en temps réel basées sur la qualité. De concert avec une approche méthodologique pour le choix de stratégie de gestion en temps réel et un algorithme de conduite du procédé s'appuyant sur la prédiction des charges, ce travail permet d'envisager la gestion en temps réel des réseaux d'assainissements en se basant sur la qualité des eaux.

Comme, il est inconcevable d'intégrer le modèle hydraulique de type Saint-Venant dans la procédure globale d'optimisation en temps réel, le premier développement repose sur la méthode IRH afin de réduire la taille du problème d'optimisation, suivant une approche 'agrégation désagrégation' des bassins et des réseaux, par une approche globale de modélisation alliant adaptabilité, rapidité d'exécution, robustesse et pour faciliter l'intégration de ce modèle dans un schéma de contrôle en temps réel.

L'originalité de cette démarche réside dans la possibilité d'établir une procédure assez robuste, capable de simplifier la structure hydrodynamique des réseaux d'assainissement dans la mesure où le temps de simulation et la précision sont dans une portée acceptable pour obtenir un débit calculé à l'exutoire d'un réseau en adoptant une modélisation globale des bassins situés en amont.

De plus, la méthode IRH considère explicitement la contribution de surfaces imperméables, la variabilité de l'intensité des averses aussi bien que les pertes en raison de l'infiltration et de l'emmagasinement initial.

Une étude de cas intégrant une analyse de sensibilité a révélé que la procédure développée a le potentiel de simplifier des modèles hydrodynamiques arbitraires et réels et de fournir des modèles très précis. Ces modèles simplifiés nécessitent aussi beaucoup moins de données de terrain et d'efforts de calibration que les approches détaillées développées par le passé.

L'approche globale basée sur la méthode IRH et l'équation de bilan énergétique a pu prédire des décharges mesurées à la sortie de sous-bassins de drainage avec un niveau acceptable d'exactitude pour répondre aux besoins de la conduite du procédé en temps réel. La méthodologie proposée a été d'une manière satisfaisante validée sur des réseaux tant hypothétiques que réels. Les indices globaux et détaillés sont non seulement semblables pour le réseau hypothétique, mais se rapprochent aussi des valeurs mesurées pour le réseau réel.

Cette méthode a été validée et comparée à un outil de modélisation plus sophistiqué soit le modèle SWMM. Le modèle simplifié proposé a fourni des résultats et des performances comparables ceux obtenus avec SWMM.

Les conclusions suivantes peuvent être déduites:

- en réponse à l'objectif premier, cette analyse a permis de confirmer la viabilité de l'intégration de ce type de modèle par une formulation généralisée;
- cette approche globale de modélisation possède beaucoup d'avantages par rapport à l'approche détaillée, car elle nécessite beaucoup moins de données de terrain et d'efforts de calibration;
- ce modèle peut en outre être utilisé pour établir des priorités d'intervention pour réduire ou éliminer les surcharges et les inondations et pour maximiser les performances hydraulique et structurelle.

Le second développement traite du couplage dynamique de la méthode IRH, d'un modèle Muskingum linéaire modifié et du modèle de la courbe de tarage dans le but de prédire des débits de ruissellement réalistes et des charges de pollution pour la conduite de procédé en temps réel.

Le modèle hydrologique IRH et le modèle hydraulique transférométrique utilisent uniquement les intensités de pluie pour calculer les divers paramètres des écoulements. Ils furent testés avec succès sur plusieurs bassins européens et nord américains et offraient la possibilité de permettre la validation des concepts mis de l'avant dans la présente étude pour l'intégration de la composante qualité. Ils devaient cependant être adaptés au contexte de la gestion en temps réel avant de les intégrer dans le schéma global d'optimisation.

L'originalité de cette démarche réside dans le développement d'un outil simple mais malgré tout efficace de prédiction des flux et des charges en temps réel, en n'utilisant qu'un ensemble minimal de données de pluie et de paramètres du bassin versant.

Le modèle Muskingum linéaire modifié permet d'émuler la propension des bassins versants à atténuer les hydrogrammes, sans faire usage d'aucune modélisation détaillée d'un réseau d'égouts donné, pour obtenir des hydrogrammes laminés. Le modèle de la courbe de tarage (rating curve) modifié est utilisé afin de corréliser les charges polluantes aux flux de ruissellement généré dynamiquement pour prédire la qualité de l'eau aux exutoires.

Le système d'équations est résolu par le couplage de l'équation de convolution résultante discrétisée avec un filtre de Kalman, pour permettre en temps réel un étalonnage dynamique des coefficients du modèle et de ses paramètres. Ceci est fait par le routage, à chaque pas de temps d'un hydrogramme décalé instantané. Le filtre est d'abord utilisé pour éliminer la composante autorégressive de l'algorithme proposé, en permettant la mise à jour des paramètres du modèle proposé dès la réception de chaque nouvelle mesure. En outre, le filtre de Kalman est également utilisé pour surmonter le manque de reproductibilité qui peut arriver lors d'un événement et d'un événement à l'autre. Enfin l'utilisation de ce filtre a permis

de se débarrasser de la procédure d'étalonnage, traditionnellement requise en modélisation statique classique

La méthode a été validée à l'aide de données de terrain obtenues lors de campagnes de mesures sur des réseaux réels de la ville de Montréal. L'étude de cas et une analyse de sensibilité furent conduites pour prédire les débits de ruissellement sans aucun paramètre ajusté. Pour différents événements pluvieux simulés avec l'algorithme proposé, le coefficient de Nash a atteint des valeurs bien supérieures à 0,9 pour des prévisions de 5 minutes. Même des prédictions de 10 minutes ont obtenu de meilleurs résultats pour tous les événements de pluie simulés, tandis que lors d'études antérieures le coefficient de Nash n'a atteint qu'à peine 0,5. Cette méthode a permis de prédire les charges de MES avec une concordance acceptable de 5% entre les valeurs mesurées et calculées réalisant des valeurs de Nash de 0.9.

On peut en tirer les conclusions suivantes :

- cette formulation est simple et proportionnelle à la représentation des flux, qui permet l'intégration du caractère asynchrone des phénomènes en jeu, notamment les aspects quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement urbain;
- une bonne concordance existe entre les débits de ruissellement simulés et mesurés avec l'utilisation de l'algorithme proposé. Ces résultats sont remarquables par rapport à ceux obtenus dans deux études antérieures utilisant seulement la méthode IRH;
- afin de permettre le calcul du ruissellement direct d'une ampleur et d'une durée souhaitée à l'exutoire, cette méthode permet de laminier les débits et de prédire les charges de polluants avec une précision acceptable pour son utilisation dans la conduite d'un procédé en temps réel.

Le troisième développement aborde une approche méthodologique et un algorithme de commande utilisables respectivement pour le développement de points de consigne optimaux

à des exutoires de réseaux d'égouts urbains. Ceci pour la conduite en temps réel en se basant sur des paramètres de la qualité de l'eau, afin de permettre le contrôle de l'interception des eaux usées urbaines en temps de pluie. L'originalité de la démarche proposée réside dans la formulation de la fonction objective qui est novatrice par rapport aux systèmes de gestion développés jusqu'à maintenant et par les défis relatifs à la difficulté de simuler adéquatement les paramètres de la qualité, par l'horizon de prédiction et par l'emploi d'un filtre permettant de considérer des modèles non stationnaires dont les paramètres sont réajustés en temps réel.

La tâche principale de ce travail était d'évaluer la performance de cette approche qualité. Cette validation de concept a été réalisée sur un réseau générique par le biais d'une étude comparative de captation des charges de polluants avec un scénario de base, soit celui d'un système d'interception dans son état actuel statique et de trois systèmes dynamiques, soit un visant une optimisation sur la base de la maximisation des débits, l'un commandé à l'aide d'une fonction objective d'optimisation classique, la méthode du simplexe sous contraintes hydrauliques et le troisième suivant une approche heuristique utilisant un système expert à base de règles.

L'analyse a été effectuée en utilisant les données issues de la campagne de caractérisation de la qualité de l'eau du programme de surveillance des débordements de la ville d'Hamilton en Ontario, lors de la pluie du 28 septembre 2010. Les débits et les concentrations de MES sont celles prédites en utilisant l'outil développé au cours du second développement de ce travail. La prévision des flux et des MES furent générées à l'aide d'un nombre minimal de données des bassins de drainage et de mesures prise au pluviomètre le plus proche, à chaque pas de temps en entrant les flux Q_i et les concentrations C_i par le couplage dynamique de la méthode IRH, d'un modèle Muskingum linéaire modifié et du modèle de la courbe de tarage.

Ce travail avec un réseau d'interception simplifié générique a démontré que cette approche permet d'intercepter plus de polluants que le scénario statique et que celui consistant à procéder dynamiquement à la maximisation des débits. L'étude de cas a montré que, malgré le fait que l'intercepteur générique est une représentation simplifiée, les résultats montrent

qu'une approche de gestion basée sur la qualité de l'eau pourrait être une approche appropriée pour lutter contre la pollution.

Les deux scénarios dynamiques faisant appel d'une part à une méthode d'optimisation mathématique des charges de pollution et d'autre part à une méthode heuristique de maximisation des charges de pollution à base de règles, considérés dans cette étude ont offert un meilleur rendement que le scénario de maximisation du débit, ce qui a confirmé la validité de la proposition de cette étude, qui consiste à axer la conduite en temps réel d'un réseau sur une approche basée sur la qualité.

Bien que le gain en performance pour un scénario de maximisation de débit en comparaison avec un scénario statique témoin est de 53%, il atteint 83% pour le scénario de maximisation des charges à base de règles et 100% pour le scénario d'optimisation mathématique des charges en utilisant la méthode du simplex.

Il en découle les conclusions suivantes :

- comme attendu les deux scénarios dynamiques se sont bien comportés malgré des mouvements de vannes très différents et ont capté plus de polluants que le scénario statique. Ils ont en même temps confirmé la validité de la démarche basée sur qualité proposée;
- l'augmentation des performances d'interception pour les scénarios dynamiques en comparaison avec le scénario statique sont significatifs, en tenant compte du fait que la pluie de septembre 28, 2010 est un orage très intense qui a rapidement saturé le système d'interception;
- l'algorithme proposé a été en mesure de bien limiter le débit à la capacité maximale de la station d'épuration.

Les performances du scénario à base de règles peuvent être créditées au fait que la connaissance du comportement du système a adéquatement été traduite dans l'ensemble des règles et aussi sur la nature de la précipitation du 28 septembre 2010 qui n'a pas vraiment soumis l'algorithme proposé à rude épreuve.

En conclusion, tous ces développements ont ceci de compatibles et suivent un fil conducteur, soit de permettre l'émergence de méthodes, de concepts et d'algorithmes pouvant s'intégrer à des systèmes de commandes et pouvant se combiner pour donner un outil original pour gérer en temps réel les réseaux d'assainissement en se basant sur des paramètres de la qualité des eaux, ceci afin qu'ils répondent de façon plus optimale aux exigences d'un programme de réduction de la pollution en milieu urbain.

RECOMMANDATIONS

Les observations, analyses et validations menées d'une part sur les approches simplificatrices et globales dans la procédure générale d'optimisation en temps réel, d'autre part sur la validité d'un couplage dynamique de la méthode IRH avec un modèle Muskingum linéaire modifié, un modèle de courbe de tarage et enfin sur une approche méthodologique et un algorithme de commande en temps réel, pour baser la conduite d'un réseau d'interception sur la prédiction des charges de pollution permettent d'énoncer quelques recommandations en vue de futures recherches.

En conséquence les axes de recherche recommandés sont :

- l'intégration et le test de cette procédure sur de nombreux sites réels et une validation systématique sous plusieurs pluies;
- validation systématique pour plusieurs paramètres de la qualité de l'eau et polluants;
- évaluation du rendement marginal de l'approche qualité par rapport à la maximisation des flux;
- l'étude de la sensibilité en regard de la qualité des mesures en continu;
- la prise en compte du stockage temporaire et de l'implantation de mesures de gestion optimales du ruissellement de concert avec l'approche de gestion basée sur la qualité.

ANNEXE I

LA RECHERCHE DE CONSIGNES DE COMMANDE

Pour la recherche de consignes, on optera pour des méthodes non optimales ou optimales, suivant qu'il est acceptable que les décisions du système de pilotage ne soient que satisfaisantes ou que l'on recherche des stratégies optimales sous des contraintes supposées connues.

En ce qui concerne les réseaux d'assainissement, l'optimisation consiste à rechercher des conditions qui minimisent les rejets en réseaux ou bien maximisent les charges traitées à la station d'épuration afin de satisfaire les contraintes environnementales et d'exploitation.

De façon conceptuelle, dans le cas où l'on cherche à minimiser les volumes déversés, le réseau peut être modélisé par un réservoir ne pouvant déborder que s'il est plein et régulé en aval par une vanne.

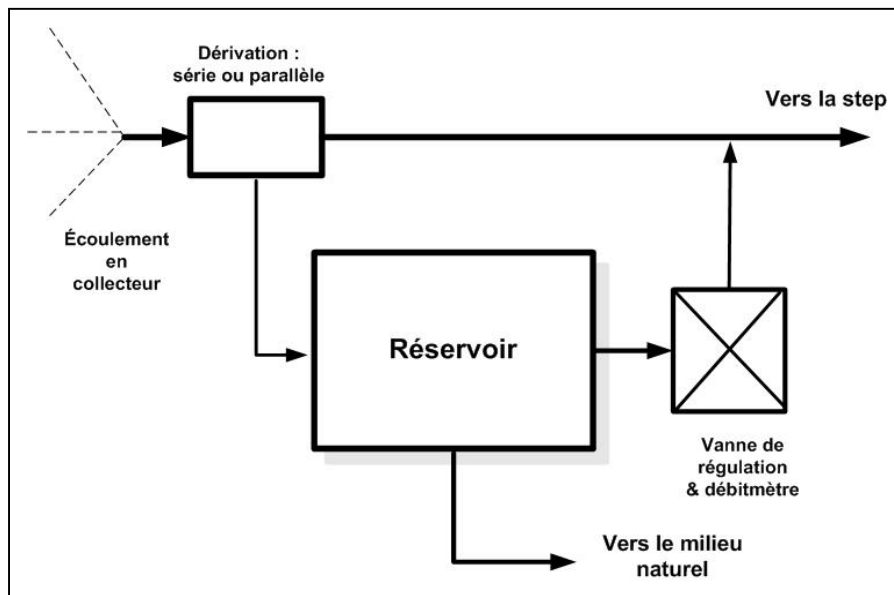


Figure-A I-1 Dérivation et régulation en aval

La commande non optimale

Pour une commande non optimale, on a recours à des commandes par un régulateur que ce soit en boucle ouverte, fermée de type PID ou à modèle interne de procédé.

La commande à l'aide d'un régulateur

Pour ce type de commande, on fait appel à la théorie des asservissements qui permet de contrôler un système à l'aide signaux de commandes en tenant compte des perturbations qui peuvent affecter un système.

La perturbation du système (P) est fournie par la mesure des variables d'entrée. Ces variables peuvent éventuellement être affectées d'erreurs.

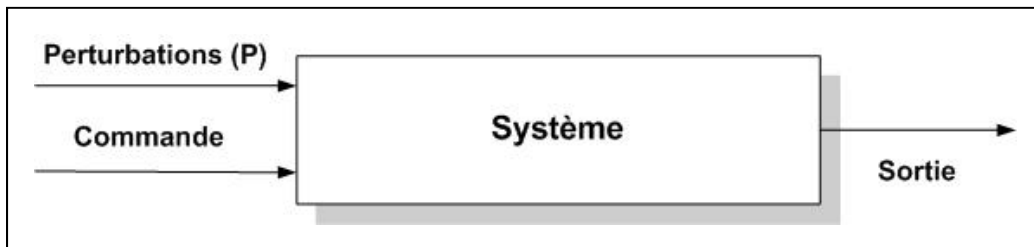


Figure-A I-2 Représentation d'un système

La sortie du système est la variable à réguler, celle-ci doit suivre une consigne qui représente une sortie souhaitée. La commande origine du régulateur, elle permet d'agir sur le système pour en réguler la sortie.

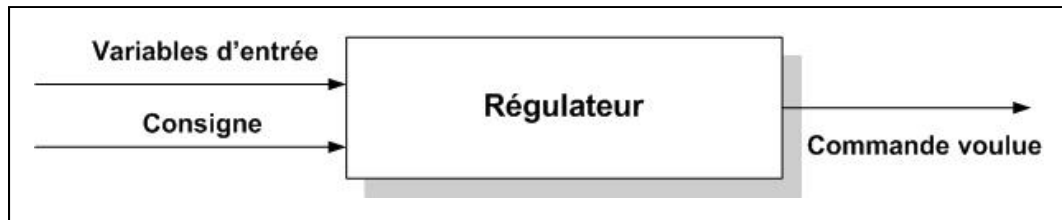


Figure-A I-3 Consigne de commande

L'entrée du régulateur peut être affectée par les perturbations (P) et/ou par la sortie du système suivant que le régulateur est connecté au système en boucle ouverte ou en boucle fermée.

En boucle ouverte, il est nécessaire de modéliser le système afin de le réguler, tel qu'illustré à la figure A I-4.

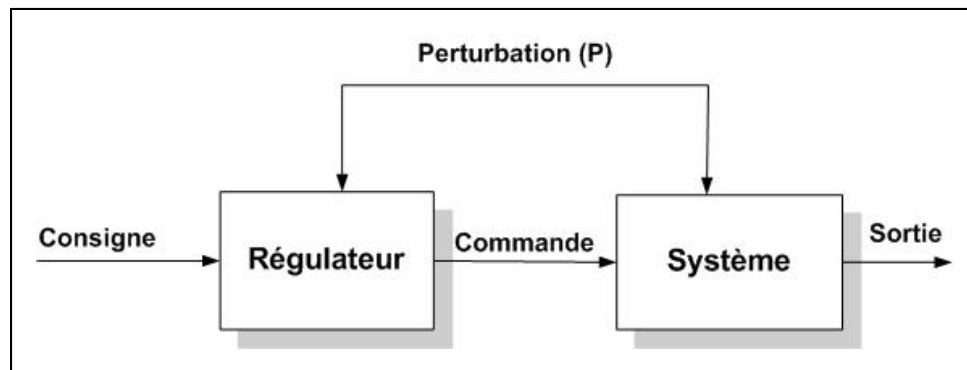


Figure-A I-4 Commande en boucle ouverte

La perturbation constitue la variable d'entrée sur le régulateur et elle suppose qu'aucun réajustement du modèle sur l'état du système n'est possible. Ceci demande de connaître la sensibilité du système soumis à une perturbation.

Cette perturbation doit donc être prédite et supposée exacte pour anticiper le temps de transfert du système. On parle dans le cas d'une boucle ouverte de commande ou de gestion en avenir certain.

Ces modèles sont donc peu utilisés en assainissement, car ils ne donnent pas toujours des solutions physiquement réalistes. De plus, le temps de calcul de la commande, qui est trop long ne permet pas de l'appliquer à une gestion en temps réel.

En boucle fermée, la commande fermée est fondée sur le principe du réajustement de l'entrée du régulateur qui est fournie par la sortie du système. La régulation en boucle fermée calcule la commande (u) en fonction de l'écart entre la sortie du système (y) et la consigne (y_c) la commande à l'instant t est donné par la fonction f telle que :

$$u(t) = f(y(t) - y_c(t)) = f(z(t)) \quad (\text{A I-1})$$

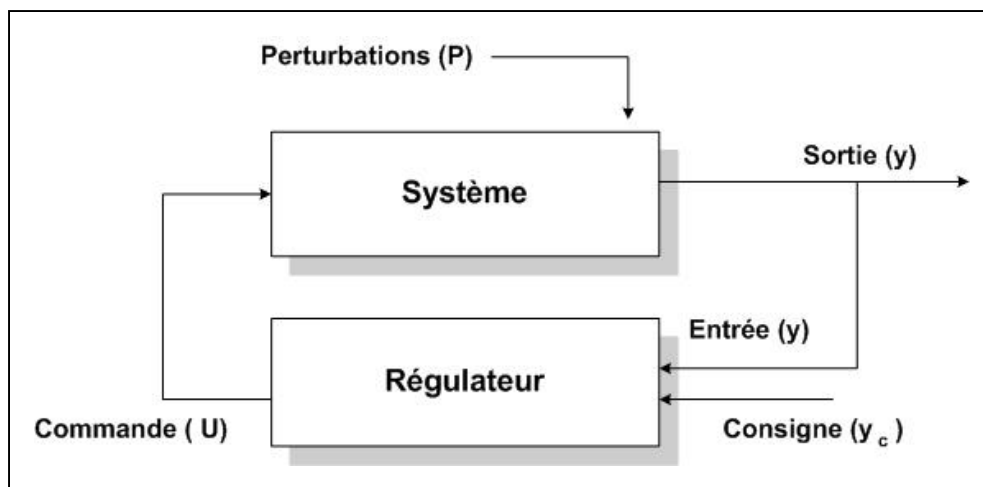


Figure-A I-5 Commande en boucle fermée

Les régulateurs utilisés couramment sont du type Proportionnel, Intégral et Dérivé. Ils sont définis dans le tableau A I- 1. Les coefficients constants C_p , C_L et C_D sont des paramètres de réglage des 3 actions en boucles fermées.

Tableau-A I-1
Types de régulateurs

Régulateur	$f(z)$	Effet
P : Proportionnel	$f(z) = C_p \cdot z$	Assure la rapidité de la réponse
I : Intégral	$f(z) = C_i \cdot \int z dt$	Annule les erreurs statiques (effet de filtrage)
D : Dérivé	$f(z) = C_D \cdot \frac{dz}{dt}$	Améliore la rapidité en compensant les effets de temps morts (effet d'anticipation)

Les processus présentant un grand retard pur sont mal régulés par ce type de commande, car le correcteur ne régule qu'après avoir détecté une erreur. Si le temps de transfert est grand, le rétablissement de l'équilibre est par conséquent très long. Ce type de régulation est donc le plus souvent utilisé pour les systèmes simples présentant un temps de retard court. On peut également intégrer un modèle interne à la boucle fermée. La Figure-A I-6 montre la connexion des différents blocs.

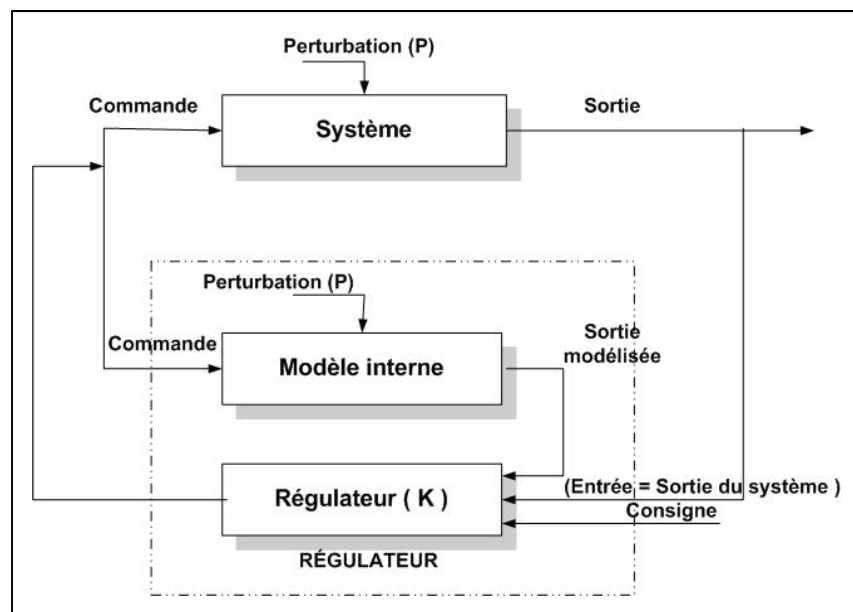


Figure-A I-6 Commande en boucle fermée et modèle interne

La commande est calculée dans ce cas en fonction d'un modèle interne et de l'écart entre la sortie du système et la consigne. Le modèle interne a pour rôle de permettre au régulateur d'anticiper le comportement du système afin que la commande prenne en compte un état futur. Le principe est de déterminer un régulateur K , tel que la boucle soit stable et robuste.

On retrouve deux types de systèmes suivant le modèle utilisé : les systèmes linéaires et non linéaires. Dans le cas où le modèle interne est linéaire, il est décrit par les équations d'état suivantes présentées dans le Tableau A I-2 :

Tableau-A I-2
Modèle interne linéaire

$\dot{x} = Ax(t) + Bu(t)$	A et B représentent le comportement du système C et D et permettent de calculer la sortie en fonction des variables d'état. (A, B, C, D) constants.
$y(t) = Cx(t) + Du(t)$	
$x \in \mathcal{R}^n$: variable d'état
$u \in \mathcal{R}^l$: variable de commande
$w \in \mathcal{R}^m$: variable de sortie

Dans le cas où le modèle interne est non linéaire, l'évolution du processus est dans ce cas, décrite par des équations d'état non linéaires. Diverses techniques permettent de résoudre le régulateur pour satisfaire les objectifs, soit la linéarisation, les méthodes analytiques et les méthodes numériques. Les équations d'état du modèle interne non linéaire sont présentées au Tableau A I-3.

Tableau-A I-3
Modèle interne non linéaire

$\dot{x} = f(x,t) + g(x,t)u(t)$	f, g,h et i sont des fonctions non linéaires
$y(t) = h(x,t) + i(x,t)u(t)$	
$x \in \mathcal{R}^n$: variable d'état
$u \in \mathcal{R}^l$: variable de commande
$w \in \mathcal{R}^m$: variable de sortie

La commande logique

Il est possible aussi d'utiliser des commandes logiques par le biais de systèmes à logique combinatoire ou séquentielle grâce à des systèmes experts cognitifs ou à base de connaissance ou même en utilisant la logique floue.

La commande logique se base sur un ensemble de règles du type :

Si « conditions » Alors « actions »

Par exemple :

Si « vitesse > 2 m/s » Alors « vanne ouverte à 50 % »

Quatre méthodes font appel à ce principe ; la commande logique combinatoire, les systèmes séquentiels, les systèmes experts et la logique floue.

La commande optimale

Dans le domaine de l'optimisation des consignes de gestion en temps réel, les principaux développements à travers le monde ont été axés sur la minimisation des volumes déversés. Ainsi, lors de la commande à distance les organes de régulation c'est-à-dire les vannes doivent atteindre des positions que l'on voudrait optimales pour minimiser les déversements

en regard des conditions qui prévalent sur l'ensemble du réseau et pour toute la durée de l'événement.

L'objectif du contrôle par cette méthode peut être caractérisé par une fonction objective d'optimisation qui permet de minimiser la somme des volumes déversés pour toute la durée de l'événement et pour l'ensemble des régulateurs. Suivant cette approche le problème réside dans le choix d'une action à entreprendre à chacun des régulateurs pour un intervalle de temps donné, choix qui permettront selon la stratégie d'interception prévue pour l'ensemble des régulateurs, de minimiser l'impact des déversements.

Dans ce type de gestion, que l'on qualifie de commande optimale, des méthodes d'optimisation mathématique; programmation linéaire, non linéaire ou dynamique, des méthodes méta heuristiques avec des analogies du type recuit simulé, ou des algorithmes génétiques sont généralement utilisées.

La programmation mathématique consiste à déterminer la commande (u) en optimisant sous contraintes le critère suivant :

$$\begin{array}{ll} \text{Min}(f(z)) & f : \text{une fonction} \\ \text{Sous les contraintes : } g_i(x,u) \leq 0 \quad i=1..m & z : \text{l'écart entre deux variables,} \\ x \in S \subset \mathfrak{R}^n & x : \text{variables d'état, } u : \text{commande ;} \\ & g_i : \text{équations du modèle.} \end{array}$$

Pour optimiser à l'aide d'une programmation mathématique, on utilise la programmation linéaire, la programmation non linéaire et la programmation dynamique.

Toutes ces méthodes sont itératives, le temps de calcul de la commande n'est pas toujours compatible avec celui requis pour effectuer une gestion en temps réel. Comme pour la programmation linéaire, la robustesse en stabilité n'a pas été démontrée.

Outre par l'optimisation mathématique pour obtenir une commande optimale, on peut aussi faire appel également à des commandes par régulateur. Grâce à des commandes par régulateur, les organes de régulation seront positionnés par un opérateur ou par un programme automatique de contrôle. Ces actionneurs fixeront ainsi les ouvertures à des positions que l'on voudrait optimales pour minimiser les déversements en regard des conditions qui prévalent sur l'ensemble du réseau et durant toute la durée de l'événement pluvieux. L'enjeu réside dans le choix d'une action à entreprendre simultanément à chacun des régulateurs à un intervalle de temps donné, choix qui permettra pour l'ensemble des régulateurs, de minimiser l'impact des déversements selon la stratégie d'interception prévue.

Deux types de commandes utilisent ce principe; soit la commande linéaire quadratique et la commande prédictive. La commande linéaire quadratique consiste à connecter le régulateur en boucle fermée avec un modèle interne et les équations du modèle sont celles d'un système linéaire décrit précédemment. Pour la commande prédictive, la méthode consiste à déterminer une séquence future de commande à appliquer afin de contraindre la sortie à suivre une consigne. Elle se base sur le même principe que celui du régulateur en boucle fermée avec un modèle interne. Les équations d'état ainsi que le critère à minimiser sont aussi les mêmes que ceux d'une commande linéaire quadratique. À la différence que la commande est calculée en fonction des variables d'état, de la consigne et des données d'entrée.

Il faut pour appliquer cette approche être en mesure de prédire l'effet futur de la commande sur la sortie du système. Cette prédiction est effectuée grâce au modèle interne. Seule la commande à l'instant présent est appliquée, car le calcul est réinitialisé à chaque pas de temps. La détermination de la commande s'effectue donc de façon analytique.

ANNEXE II

THE AUTOREGRESSIVE [AR(2)] MODEL

ARIMA model, which is as fine-tuned version of random-walk and random-trend models, can be used to forecast pollutant loads based on pollutants measurements picked at previous time step and to use the metered value at the present time step to validate the predicted results.

The fine-tuning of such a procedure consists in adding lags of forecasted errors to the prediction equation, as needed to remove any traces of autocorrelation from forecasted errors. ARIMA is an acronym which stands for "Auto-Regressive Integrated Moving Average." ARIMA models are considered, the most general class of models for forecasting a time series which can be stationarized by transformations such as differencing and logging.

Lags of the differenced series which appears in the forecasting equation are called "auto-regressive" terms, lags of the forecast errors are called "moving average" terms, and a time series which needs to be differenced to be made stationary is said to be an "integrated" version of a stationary series. Random-walk and random-trend models, autoregressive models, and exponential smoothing models (i.e., exponential weighted moving averages) are therefore all particular cases of ARIMA models.

The prediction equation is simply a linear equation that refers to past values of original time series and past values of the errors. In its general expression, an autoregressive model of order p of a particular load C to be determined at a following time step $t+1$, C_{t+1} can be expressed as a linear combination of given loads taken at previous time steps as follow:

$$C_{t+1} = b_1 C + b_2 C_{t-1} + \dots + b_p C_{t-p} + a_1 \quad (\text{A II-1})$$

In order to get the respective coefficients b_1, b_2, \dots, b_p , a standard recursive least square method can be utilized to directly get the solution $b = [b_1, b_2, \dots, b_p]$ using

$$b = M^T M^{-1} M^T B \quad (\text{A II-2})$$

where matrix M and B^T are defined as

$$M = \begin{bmatrix} C_{p-1} & C_{p-2} & \cdots & C_0 \\ C_p & C_{p-1} & \cdots & C_1 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{N-1} & C_{N-2} & \cdots & C_{N-p} \end{bmatrix} \quad B^T = [-C_p, -C_{p+1}, \dots, C_N]$$

To distinguish the appropriate ARIMA model for a time series, it is required to recognize the order(s) of differencing needed to stationarize the series; possibly in conjunction with a variance-stabilizing transformation. The random walk model predicts the first difference of the series to be constant.

When it is predicted that the differenced series is constant, a random walk or random trend model is merely fitted. Generally, the correct number of differencing is the lowest order of differencing that yields a time series which fluctuates around a well-defined mean value and whose autocorrelation function plot decays fairly rapidly to zero, either from above or below. Often, an ARIMA model of the second order [AR(2)] suffices for stationarizing the series. This Auto Regressive model where 2 is the number of autoregressive terms is expressed as follows:

$$C_{t+1} = b_1 C_t + b_2 C_{t-1} + V_t \quad (\text{A II-3})$$

where b_1 and b_2 are respectively expressed as

$$b_1 = (\rho_1 - \rho_1 \rho_2) / (1 - \rho_1^2)$$

$$b_2 = (\rho_2 - \rho_1^2) / (1 - \rho_1^2)$$

with

$$\rho_j = \frac{\sum_{i=1}^{N-j} (C_i - \bar{C})(C_{i+j} - \bar{C})}{\sum_{i=1}^N (C_i - \bar{C})^2}$$

ANNEXE III

CRITICAL KEY FACTORS RELATED TO RTC IMPLEMENTATION

The key critical factors that lead to positive impacts on the overall system and utility itself to adequately design and successfully implement an RTC system are summarized as follows:

- involve system end users (operators, engineers) from planning, continuing through design, construction and implementation to ensure staff buy-in and full utilization by staff;
- schedule and update the maintenance plan to include preventive maintenance, not only of the RTC components, but also the collection system, to gain maximum available capacity and reduce response time;
- train staff on an on-going basis to understand capabilities and constraints of the RTC system, consequences and benefits of actions taken, and to change staff's expectations of system performance as well as ways to enhance operation during wet weather;
- clearly identify RTC system administrator(s) responsible for maintaining the system and supporting and engaging operators and managers to use the system to meet expected results, dedicate the necessary personnel to operate and maintain the various components of system and allow for technical support and maintenance contracts to ensure continuous training and support from specialized staff;
- systematically report and examine rainfall events, including assessment of system conditions and performance to ensure compliance, replay past events under the various conditions observed to identify issues, adjust actions and parameters, and update the maintenance plan based on recurring issues. The results should lead to effective decision-making regarding future project planning to target the areas where improvements are required with maximum benefits on flow management and overflow reduction.

ANNEXE IV

INLINE FLOW MEASUREMENT CONSTRAINTS

RTC systems fundamentally rely on information from sensors and controls of moving mechanical and electrical components within the sewer system. This is why preventative maintenance is so crucial to ensure system wellbeing and to increase performances. Implementing such system requires to extensively equip networks with instrumentation for flow and level measurements and despite the fact that RTC is often a cost-effective solution to CSO problems, many concerns have been expressed about the accuracy and reliability of measurement devices and their impact on the expected level of system performances (Schutze, Butler and Beck, 1999).

Usually and based on manufacturers specifications 5 % is an accuracy that can be achieved while using a given probe. However, experience in the field has shown that installation constraints are limiting the expected measurements performances and 15 % accuracies are usually quite difficult to achieve.

Very often flow measurement campaigns are conducted at numerous sites within a combined and sanitary sewer network throughout a large city. Usually, the flow monitoring campaign itself is performed over a significant portion of the year and captured both the Dry Weather Flow (DWF) conditions as well as a good range of Wet Weather Flow (WWF) events. This would lead to the belief that a lot of accurate measurements are available, which is not usually the case, despite the fact that flow measurement is typically performed using very accurate ($\pm 2\%$) flow meters. The problem is that these flow meters are calibrated during DWF conditions in water with uniform velocity profile and low speed. Unfortunately, the monitoring programs do not normally provide for calibration during WWF events, where higher flow depths and velocities may be observed.

The inaccuracy of sensors in such cases can therefore increase rapidly when water head and speed are more significant. As such, the inherent characteristics of these measurement devices does not allow for the extrapolation of calibration results towards another range of measurement values with a high degree of certainty. In addition, selecting a single technology applicable to all sites is in most cases not feasible. Conditions causing the metering device to be submerged will likely occur; especially in locations where networks are subject to flooding or are lacking capacity and may surcharge or in locations often affected by turbulence in the flow.

The reliability of an instrument is defined as its capability to give measurement data that closely represents the reality. Flow meters are frequently trailing with only 50% of effective data for diverse reasons. One explanation could be that flow measurements come from two sets of data, i.e. water depth and velocity, thus increasing the probability of an unusable or bad data. Also, the installation and calibration of these instruments are much more complex than those of a level meter for example.

When using a flow meter to perform measurements at an outlet; since this overflow flow measurement device is located downstream of a flap gate or upstream of a weir, the reading is constantly affected by receiving water level changes and water movement turbulences. As such, instruments located in the outfall pipe of a given network may not be completely reliable to compute an overflow volume. It appears also that devices located downstream of a weir, and upstream of a flap gate, are also not giving reliable results. Nevertheless, to perform measurements within a sewer network, level meters are without a doubt the device presenting the best quality of data. In spite of that, even measurement accuracies from level meters are still limited; because they only provide good accuracy within their expected range of calibration and with a relatively stable reading. For some instruments, either the range of the instrument or the base elevation cannot take into account the wide range of flow behaviors that can occur in a network. In many cases overflow volumes can be calculated in different ways, but with a difference of about 30% using different methods and instruments.

ANNEXE V

NEED FOR A GOOD RAIN GAUGE COVERAGE

Developing flow and loads forecasting models requires good rain gauge coverage to provide the most accurate simulated results, correlated to the amount of rain received during a particular event. In order to accurately compute runoff in various sub catchments with the precision required for RTC, rain data with high resolution in space and time is then mandatory.

Among the diverse metering means available to estimate flows at the outfall of a catch basin, rain gauges can be considered a very low cost metering means, when compared with other network flow measurement techniques and devices. They are applicable if a sufficient time-series of rainfall data and a limited set of data on CSO discharges are available (Schroeder, 2010).

While the ideal coverage would be to have a rain gage in every modeled sewer district, the combination of a radar prevision and rain gage data located at a 10 km² radius is usually considered sufficient for RTC.

This high spatial resolution of rainfall events can be computed using only rain gauge measurements, however to compute runoff with the level of accuracy sought after for RTC control (i.e., a margin of error of less than 10% on runoff volume) rain gauges must be evenly distributed with a minimum density in the watershed. Several recommendations can be found in technical literature regarding rain gauges density required to control in real time a sewer network. Historically, there have been several schools of thought regarding the density of recommended rain gauge networks to properly represent the heterogeneity of rainfall events.

Considering that the average diameter of thunderstorms ranges between 6 and 8 km in diameter, and that they are round in footprint, rain gauges are frequently spaced every 6 to 8 km on center. Schilling proposed that a spatial resolution of one gauge/km² is required for the operation of a RTC system as illustrated in Table A V-1 (Schilling, 1991).

Table-A V-1: Required rain data characteristics for RTC design of sewer systems

Engineering Task	Record Period	Rain Gauge Location	Temporal Resolution (min)	Spatial Resolution
Design Sizing Pre-planning	Some events	Same region	≤ 15	1 gauge per subcatchment
Proof Evaluation Refined Planning	Several events	Within catchment	≤ 5	≤ 1 km ² /gauge
Analysis RTC Operation	On-line	Within catchment	≤ 5	≤ 1 km ² /gauge

In Canada, state of the art recommends one rain gauge every one or two kilometers as referred in the Water Environment Federation's (WEF) Manual of Practice on Prevention and Control of Sewer System Overflows. The Water Research Centre in Britain recommends one rain gauge every two or five kilometers, i.e. half the density recommended in Canada, finally in the United States, current rain gauge distribution recommendations relate to thunderstorm size (WEF, 1999).

Table A V-2 developed by the US EPA, shows the number of rain gauges needed to keep overall runoff error caused by rainfall intensity uncertainties within a certain range for different ratio of watershed length to storm radii (USEPA, 1976). In addition, these errors can be kept very low because rain gauges are simple and easy to maintain and because they are usually operated by qualified meteorological governmental staffs.

Table-A V-2: Number of rain gauges necessary to predict runoff for cyclonic storms

Runoff Margin of Error	Ratio of Watershed Length to Effective Storm Radii			
	1	2	4	10
Number of Rain Gauges				
5%	4	7	24	46
10%	2	4	10	14
15%	1	2	5	7

Piping systems and network infrastructures in general are very sensitive to rainfall intensity and duration because the variation of these parameters has a direct and proportional impact on the magnitude of peak flows at the outfall of a sewer shed (Kuichling, 1889) and (Adams, 2000). This is one reason why it is often necessary to model in great detail these infrastructures in order to adequately forecast flows in a network; at a cost which is not always in ad equation with the objective of predicting flows for managing urban runoff during a rain storm (Liong, Chan and Lum, 1991).

ANNEXE VI

RTC STRATEGY ASSESSMENT

Looking at performances of static regulators and magnitude of CSO in large urbanized areas, it can easily be seen that the application of RTC could provide a significant improvement in the performance of regulators and conveyance systems and their ability to consistently reduce CSO while minimizing surcharge. However assessing the most appropriate approach to a given situation could be a difficult and costly task.

An RTC strategy study is specially focused on the objectives of assessing the effectiveness of various Real Time Control strategies and, with the determination of a preferred approach, the extent to which these strategies could provide a more cost-effective means of achieving the most optimal combined sewer overflow control requirements. Usually, preliminary assessments of RTC Strategies and options evaluation of proposed RTC strategies are based on Capture Rate (CR) computation of full year rainfall chronology, performed through computer modeling and by comparison of these CR to a baseline scenario.

Earlier studies have recognized that an initial and relative assessment of performance enhancement of various RTC approaches can be obtained by simulating a limited number of rainfalls and by inferring the results. According to these studies, it has been consistently observed, that RTC generates a similar reduction in overflow volume for all rainfall events that have similar characteristics. That is, for events similar in volume, intensity, and duration. For such events, a minimum reduction in overflow (in m³ or %) is normally observed and can be assumed for each event (Comeau *et al.*, 2005). This method was used successfully to extrapolate overflow volumes of a discrete number of design rainfall events into an Average Annual Overflow Volume (AAOV). It has been developed, used, and validated in many RTC implementations, such as Ottawa (Comeau *et al.*, 2005) and (Charron, *et al.*, 2000).

It is based on the observation that it is possible to achieve a very good and representative fit of either:

- the volume of overflow per event according to the rainfall depth or;
- the reduction in overflow (in m^3 or %) for an RTC approach according to the original volume of overflow for the baseline condition.

Effectiveness of this method to develop a representative fit relationship is explained by the following trends:

- rainfall depth and overflow volume are very much correlated, minimum reduction in overflow (in m^3 or %) is normally obtained for each event;
- reduction in overflow tends to be rather constant and little less for shorter events and more significant for events of long duration;
- use of RTC generates a similar reduction in overflow volume for all rainfall events that are similar in depth, intensity and duration.

Taking that a given year can be identified as a representative year in terms of rainfall; it can be considered that events in that year chronology, with the same rank as the defined designs frequencies are to be considered representative of that frequency in terms of overall overflow conditions and rainfall characteristics.

According to this methodology, to select design events, all events in a representative year, from April 15 to November 15 as example in Canada are to be characterized using the following criteria:

- duration of actual rainfall (hr);
- total rainfall depth (mm);
- average intensity (mm/hr);
- maximum intensity (mm/hr).

In order to select a representative event for a given frequency in agreement with this methodology, the average value for each criteria listed above are to be calculated for five events surrounding the rank selected. Rainfall events closest to the average characteristics are selected as most representative events for a given frequency. This verification is done to ensure that frequency period of rainfall characteristics are equivalent to the overflow volumes return frequency.

For quality management of overflows, these “reference” events are to be selected on the basis of representing return frequencies of 2, 3, 6, 12 and 26 times per control period. This represents a cross-section of different events that range from larger and less frequent moderate events occurring every 2 to 4 months to small rainfall occurring frequently (approximately every two weeks).

According to Pitt, Quality control implies that moderate and small rainfalls occurring frequently must be managed and the CSO volumes they could generate must be kept within the collection system, because these rainfalls are the ones that make the most environmental damage. These volumes are the ones located on top of the red line which are subtracted from a CSO list (Black) as a result of an RTC implementation (grey) as shown in Figure A VI-1.

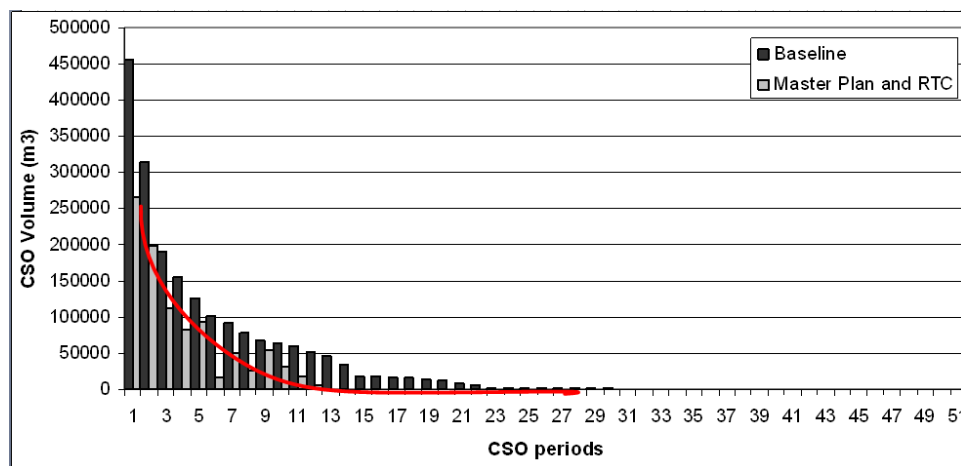


Figure-A VI-1 Generic systemic approach to pollutant control (KMK, 2006).

It is important to acknowledge, that small rainfalls account for 50% to 70% of all yearly events and generate 10 to 20% of the yearly runoff volume, while moderate rainfalls account for 30% to 50% of all yearly events and generate 75 to 90% of the yearly runoff volume. This is significant when compared to extreme rainfalls which account for only 5 to 10% of the yearly runoff volume, despite their large magnitude; simply because they occur rarely (Pitt, 1998).

When addressing wastewater quality real time control in an urban area which is already service by an interceptor and a WWTP, it is important also to have in mind the relative magnitude of WWF in comparison with DWF.

On an average year DWF volumes conveyed and treated at the treatment plant amounts to approximately 85% of the total yearly volume; even if the conveyance interceptor system is generally sized to convey two to three times the daily average DWF.

The remaining 15% of the yearly volume is generated by all wet weather events occurring over a given year. As a result, when 90% of runoff volumes generated by these wet weather events are captured in a sewer system, as required by most environmental legislation, the volumes which are still overflowing without treatment are only in the order of magnitude of 1.5% of the volume actually conveyed to the WWTP over that year.

As an example Total Flow, DWF and WWF generated by rainfalls over a one year period on an average year in the Combine Area of Hamilton's Sewer Network have to conform to the Procedure F-5-5 of Ministry Of Environment (MOE) of the province of Ontario.

This procedure imposed on utilities in that province to limit the number of overflow events of their combined network and to capture and transfer toward a treatment plant, for an average year, more than 90% of the runoff generated by all wet weather events occurring over a given year. For the compliance demonstration the MOE permits analyses based upon:

- an average year which may refer to the long term average of flow based upon a simulation of at least 20 years of rainfall data;
- a year in which the rainfall pattern (e.g. intensity, volume and frequency) is consistent with the long term mean of the area;
- or a year in which the runoff pattern resulting from the rainfall (e.g. intensity, volume and frequency) is consistent with the long term mean of the area (MOE, 1997).

Simulations were thus performed in the course of an RTC implementation study using the second method based on 1988 which is a year in which the rainfall pattern (e.g. intensity, volume and frequency) is consistent with the long term mean of the area and using 5 minute intensity intervals suitable for RTC analysis.

A typical average rainfall year may generate slightly different typical annual CSO volumes and frequencies than using every single rain events over a time span and averaging them.

Results are summarized in Table A VI-1 where the relative magnitude of WWF in comparison with DWF shows clearly.

Table-A VI-1: Yearly volumes treated at Hamilton's WWTP

Combined area	Volume (m³)
Total WWF	7 411 030
Total DWF	39 841 786
Total	47 252 816

It can then be emphasized that when the objective of an utility is to limit the number of overflow events of a given combined network and to capture and transfer toward a treatment

plant, for an average year, more than 90% of the runoff generated by all wet weather events occurring over a given year; it is imperative that all or the vast majority of the above mentioned moderate and relatively small reference events be kept in the system. If it is not the case, because of networks configurations or lack of capacity within sewer systems, volumes generated by larger events occurring once a year, or with a smaller frequency as 1/2, 1/5, 1/10 or 1/25 years storms for example; that are also likely to occur during the same year, will compromise the achievability of capturing within the network on a yearly basis targeted captured volumes and consequently, for sewer networks operators to achieve their pollutant reduction program targeted objectives.

To assess capture volumes on a yearly basis, and taking 1988 as a representative year in terms of rainfall and using the methodology exposed previously, five (5) representative/design rainfall events were selected in the 1988 chronology and used for evaluating performances for each of the other events in the series. The objective being to generate results obtained by simulating only a limited number of rainfalls, to obtain overflow volumes needed for the extrapolation into an average annual overflow volume. For that purpose, the analysis of CSO capture volumes under the 1988 baseline model simulation was performed in order to identify rainfall events that are representative of various frequencies. Hyetographs (rainfall intensity mm/hour over time) for each of the design rainfall events are presented in Figure A VI-2. All five selected events represent a typical temporal distribution with at least one or two main peaks of intensity.

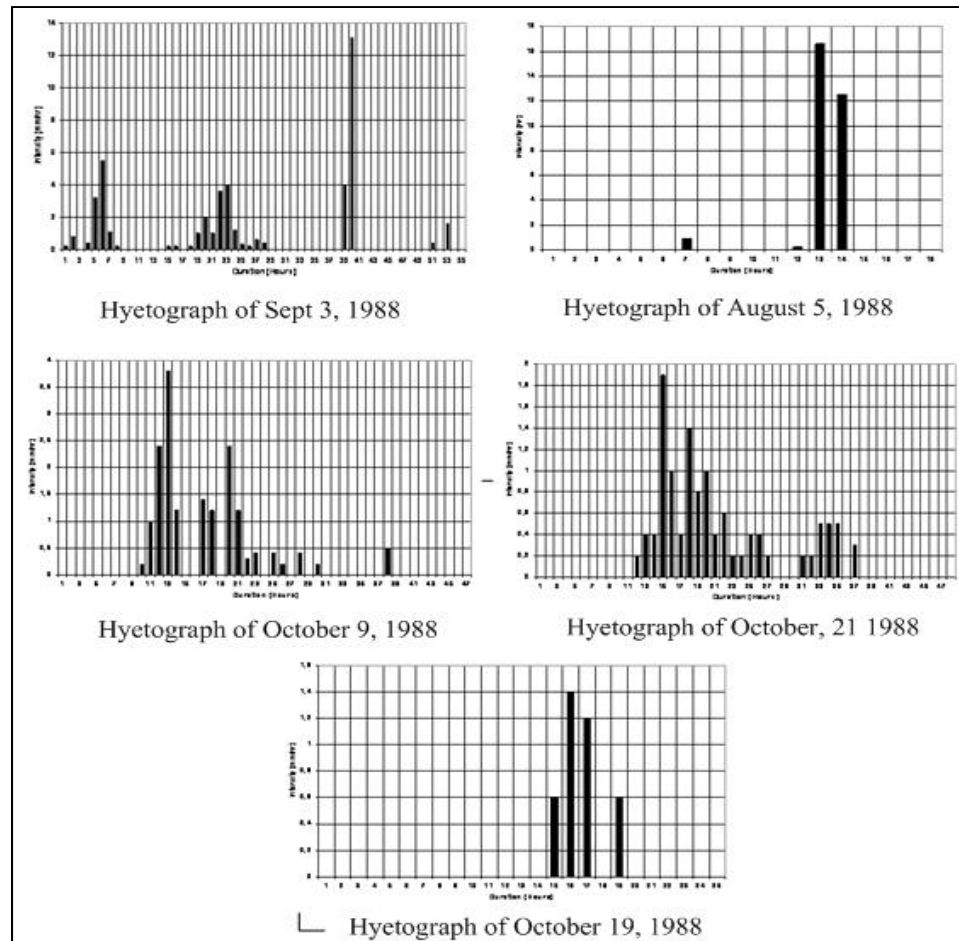


Figure-A VI-2 Hyetographs of 1988 reference events

The following reference events were selected for the corresponding design frequencies:

- event of 2 times per period : Sept 3, 1988;
- event of 3 times per period : August, 5, 1988;
- event of 6 times per period : October 9, 1988;
- event of 12 times per period : October 21, 1988;
- event of 26 times per period : October 19, 1988.

Figure A VI-3 presents the relationship obtained between total overflow volumes and rainfall depths. Selected reference events are represented by the black and rounded dots. The resultant relationship has then been used to obtain overflow volumes that were subsequently utilized to generate, by extrapolation an average annual overflow volume. Therefore, wet weather flow capture rate, average

annual Combined Sewer Overflow (CSO) frequencies, CSO volumes and CSO pollutant loads have been evaluated by running in continuous mode for the April to October period, the City's MIKE URBAN model using a reconstructed 5 min time step 1988 rainfall year. Compute site CSO frequencies, CSO volumes and the global wet weather flow capture rate has been extracted from the model at each CSO outfalls in order to compare them with the City of Hamilton targets and of the MOE Procedure F-5-5.

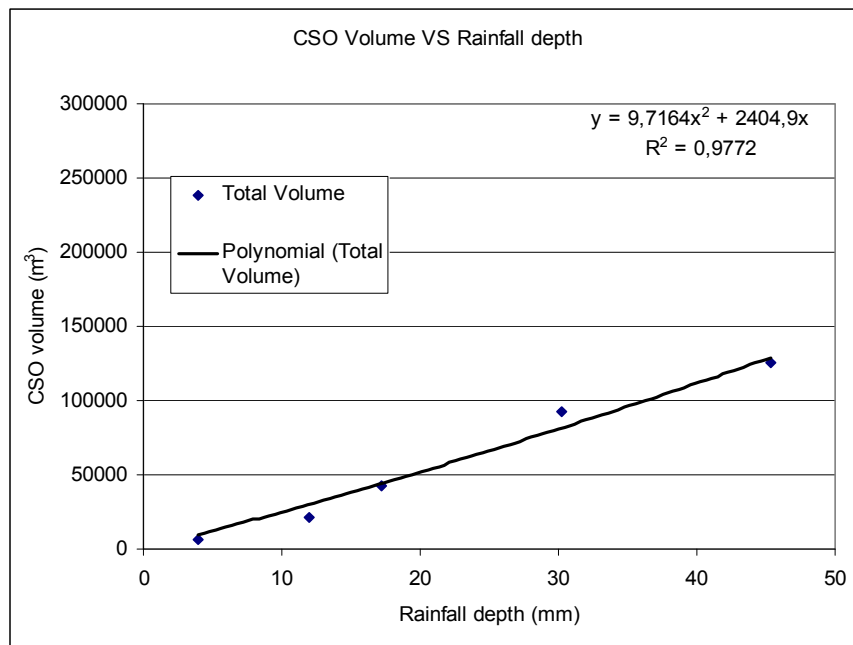


Figure-A VI-3 Five Selected Design Rainfall Events

This methodology using the City of Hamilton MIKE URBAN model has provided annual capture volumes within a 2% accuracy range when compare with simulation runs performed in continuous mode using the same model.

For the purpose of Quality based RTC implementation strategy evaluation, it is recognized that these simulation results are sufficient to identify the minimum reduction in overflow volume that can be generated by different RTC approaches for all rainfall events. This methodology can therefore provide a good assessment of overflow volumes that could be prioritized trough a Water Quality Based Management System. It is based on a minimal set of rainfall data and can be used at the design stage, to identify potential reductions in overflow volume, generated by different RTC approaches.

ANNEXE VII

PROGRAMMATION LINÉAIRE ET MÉTHODE DU SIMPLEX

La programmation mathématique est le nom donné aux problèmes d'optimisation liée ou 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 A VII-1 visualise un problème de PL à deux variables :

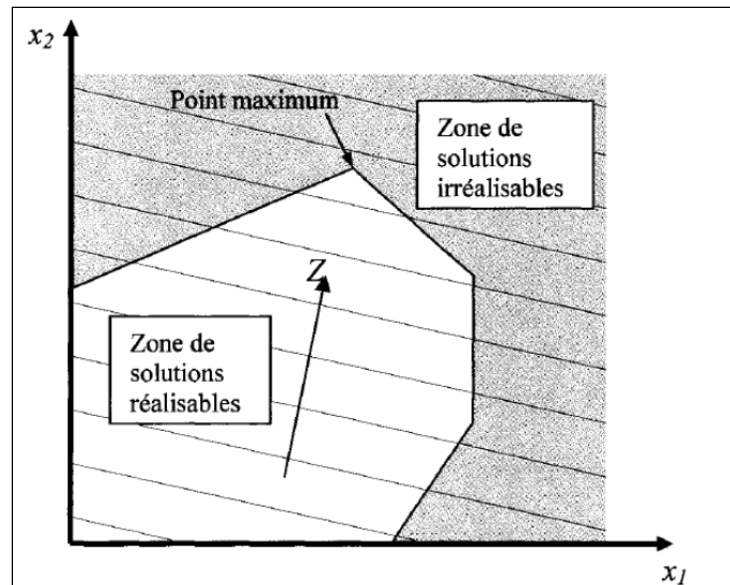


Figure-A VII-1 Illustration d'un problème de programmation linéaire
Tirée de Bruxelles (2005, p. 135)

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).

Définitions

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

$$\begin{array}{l} \text{(PL1)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad \text{(A VII-1)} \\ \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \quad i = 1, \dots, r \quad \text{(A VII-2)} \\ \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \leq b_i \quad i = r + 1, \dots, m \quad \text{(A VII-3)} \\ x_j \in R \quad j = 1, \dots, q \quad \text{(A VI I-4)} \\ x_j \geq 0 \quad j = q + 1 \dots n \quad \text{(A VII-5)} \end{array} \right. \end{array}$$

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 variables réelles positives ou nulles. Par ailleurs, les valeurs prises par les différentes variables doivent satisfaire les égalités (A VII-2) et les inégalités (A VII-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.

$$\begin{array}{l}
 \text{(PL2)} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad \text{(A VII-6)} \\
 \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j \geq b_i \quad i = 1, \dots, m \quad \text{(A VII-7)} \\
 x_j \geq 0 \quad j = 1 \dots n \quad \text{(A VII-8)}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{(PL3)} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Min } z = \sum_{j=1}^n c_j x_j \quad \text{(A VII-9)} \\
 \sum_{j=1}^n a_{ij} x_j = b_i \quad i = 1, \dots, m \quad \text{(A VII-10)} \\
 x_j \geq 0 \quad j = 1 \dots n \quad \text{(A VII-11)}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

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 de la façon suivante, 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 :

$$(P3) \left\{ \begin{array}{ll} \text{Min } cx & \text{(AVII-12)} \\ Ax = b & \text{(A VII-13)} \\ x \geq 0 & \text{(A VII-14)} \end{array} \right.$$

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 :

$$Bx^B + Nx^N = b \quad (\text{A VII-15})$$

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 :

$$Bx^B = b \quad (\text{A VII-16})$$

La solution est alors égale à :

$$x^B = B^{-1}b \quad (\text{A VII-17})$$

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.

Algorithme du simplexe

En 1948, G. B. Dantzig propose 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, $x^{\mathcal{B}}$, 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.

ANNEXE VIII

MATHEMATICAL OPTIMIZATION DRAWBACKS

In theory, on-line Mathematical Optimization should provide the best results in achieving the desired objectives of maximizing flows toward a wastewater treatment plant and in doing so, minimizing pollutant overflows. However, in real time this approach has a major drawback, which is linked to the availability of data at the time of the decision. In a real sewer network, which is spread on a huge area and during large storms, flows are very often captured upstream within an interceptor network hours before flows are intercepted and added to the resulting flow at a downstream regulator, near the treatment plant. To be useful for the control of a real sewer network, a given data must be fed in an optimization function within a prediction horizon suited for RTC. If a set of data required to take an immediate action at an upstream regulator is only available 15 or 30 minutes later, the system cannot be optimized using this data.

Besides this trivial explanation, major drawbacks are also related to the utilization of MO for the control of sewer systems, which include the following:

- these algorithms are typically quite complex, and this complexity significantly increases the effort and cost of developing and maintaining the software required for process control;
- they are not “transparent” to Operators, in the sense that results and corresponding actions are generated by a “black box” mathematical procedure, which is not based on “common sense” rules that would be more easily understood by Operators;
- Mathematical Optimization algorithm needs to incorporate a simplified, linearized representation of the more detailed real Combined Sewer System network. Although simplified, the internal model of the sewer still needs to reflect the physical layout of the

real network, and it needs to be updated every time physical changes are made to this network, or even each time one wishes to investigate the impact of making physical changes to the sewer network to improve its performance. Since the model is hard-coded into the mathematical optimization algorithm, making changes, or even investigating the benefits of potential modifications, is a very difficult and time-consuming process;

- Mathematical Optimization algorithm relies on flow measurements in its search for the optimal settings for the control elements (gates, pumps, etc.). There are still concerns and questions regarding the reliability and accuracy of flow measurements in such applications, and the risks of making decisions based upon such data.

ANNEXE IX

ADVANTAGES AND DRAWBACKS OF RULE BASE CONTROL

In a generic sense, the advantages of rule-based systems are as follows:

- rules behind the control algorithm can be well documented and well known to operators, and operators therefore more easily understand them. This makes the control algorithms easier to maintain and modify in the future;
- operators can get more actively involved in defining the operating rules, and this often facilitates and accelerates acceptance by operators of the control system;
- rules can be gradually enhanced as operators gain more experience with the operation of the system, and changes to existing rules and new rules can be easily coded into the control algorithms. It is often advisable to start with a fairly simple algorithm and then gradually add enhancements and modifications as operators observe the performance of the system;
- sophisticated rule-based systems, often referred to as “Expert Systems”, can be designed to degrade gracefully and revert to failsafe control strategies in situations of emergency or failure (e.g. loss of communication, failure of instruments, or detection of extreme conditions not covered by existing rules). Therefore, such algorithms can be much safer to implement than a black box model.

The drawbacks of rule-based control algorithms are as follows:

- theoretically, a rule-based control algorithm may not reach the same level of efficiency as a mathematical optimization algorithm under ideal conditions (if all the requirements for the mathematical optimization algorithm are fully met);
- for predictive rule-based control systems, one must carefully consider the reliability and accuracy of rainfall and/or flow forecasts. It is worth noting that the same drawback may exist for mathematical optimization algorithms.

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adams, B. J., & Papa, F. (2000). *Urban Stormwater Management Planning with Analytical Probabilistic Models*, 376 p.
- Ashley, R., Hvitved-Jacobsen, T., & Bertrand-Krajewski, J. (1999). Quo Vadis Sewer Process Modelling? *Water Sciences and Technology*, 39(9), p. 9-22.
- Assabane, A. & Bennis, S. (2000). Modèle de prévision pour la gestion en temps réel: application aux réseaux d'assainissement. *Revue Canadienne de génie civil*, 27 (2), p. 327-337.
- Barillon, B., Zenasni, A., Cren-Olivé, C., Chapgier, J., Lavastre, F., Dauthuille, P., et al. (2010). *Monitoring station for water quality assessment of receiving bodies*. Paper presented at the IWA World Water Congress and Exhibition Montréal, Canada, September 19–24, on CD ROM.
- Beenen, A. S., Langeveld, J. G., Liefing, H. J., Aalderink, R. H., & Velthorst, H. (2011). An integrated approach for urban water quality assessment. *Water Science & Technology* 64(7), 1519–1526.
- Bennis, S., Berrada, F., & Bernard, F. (2000). Methodologie de validation des donnees hydrometriques en temps reel dans un reseau d'assainissement urbain, Real time validation of hydrometric data in a sewer network. *Revue des Sciences de l'Eau*, 13(4), p. 483-498.
- Bennis, S., Crobeddu, E. (2005). La méthode rationnelle généralisée. *Vecteur Environnement*, 38(2), p. 41-52.
- Bennis, S., & Kang, N. (2000a). Multivariate Technique for Validating Historical Hydrometric Data with Redundant Measurements. *Nordic Hydrology* 31(2), p. 107–126.
- Bennis, S., & Kang, N. (2000b). *A new methodology for validating historical hydrometric data with redundant measurements*. Paper presented at the Eighth International Conference on Hydraulic Engineering Software, HYDROSOFT 2000, Jun 12-14 2000, Lisbon, Portugal, on CD ROM.
- Berrada, F., Gagnon, L., & Bennis, S. (1996). Validation des données hydrométriques par des techniques univariées de filtrage. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 23, p. 872-892.
- Billionnet, A. (2007). *Optimisation discrète: de la modélisation à la résolution par des logiciels de programmation mathématique*: Dunod.

- Bingham, W. B., Akridge A, Swanson G. (2009). *Louisville Consent Decree 2009: Pulling It All Together*. Paper presented at the Collection Systems 2009, on CD-ROM.
- Bruneau, P. (1993). Amélioration de méthodes d'estimation de débits journaliers. *Revue Canadienne de génie civil*(20), p. 490-499.
- Bruxelle, C. (2005). *Élaboration d'un cadre de système d'aide à la gestion et à l'entretien (SAGE) des infrastructures civiles*. Mémoire de maîtrise École de technologie supérieure, Montréal.
- City of Hamilton (2005). City of Hamilton Water and Wastewater Master Plan Policy Paper. Staff Report No. PW05050 to Public Works, Infrastructure & Environment Committee.
- Charron, A., Charron, Y., & Villeneuve, E. (2000). Real Time Control Study to Reduce Combined Sewer Overflows in Louisville and Jefferson County. *Collection Systems Wet Weather Pollution Control: Looking into Public, Private, and Industrial Issues, Rochester, NY. Water Environment Federation*, on CD-ROM.
- Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Paris: Lavoisier, 1124 p.
- Chow, V. T., Maidment, D.R. and Mays, L.W. . (1988). *Applied hydrology*: New York : McGraw-Hill.
- Chui, J., & Li, J. Y. (2000). *Long-term rainfall generation for Real Time Control planning of Combined Sewer systems*. Paper presented at the 2000 Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, Jun 7-10 2000, London, Ont., Canada.
- Clark, C. O. (1945). Storage and the Unit Hydrograph. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 110, p. 1419-1446.
- Colas, H., Pleau, M., Lamarre, J., Pelletier, G., & Lavallée, P. (2004). Practical perspective on real-time control. *Water Quality Research Journal of Canada*, 39(4), 466-478.
- Comeau, A., Charron, A., & Julien, L. (2005). *Enhancing CSO Capture with real time Control added benefits for the City of Ottawa combined Sewer Area Management Plan* Paper presented at the Proceedings of the Water Environment Federation, Collection Systems 2005, on CD-ROM.
- Comeau, A., Charron, A., & Julien, L. (2007). *Real Time Control: Becoming a Reality in Ottawa - RTC Modelling, Design and Implementation For CSO Control* Paper presented at the Water Environment Federation, WEFTEC 2007 on CD ROM.

- Crobeddu, E., & Bennis, S. (2008). *Analyse de la performance du modèle de lessivage RQSM*. Paper presented at the 2^{ème} Conférence Méditerranéenne Côtière et Maritime.
- Crobeddu, E., Bennis, S., & Rhouzlane, S. (2007). Improved Rational Hydrograph method. *Journal of Hydrology*(338), p. 63-72.
- Dembélé, A., Bertrand-Krajewski, J. L., Becouze, C., & Barillon, B. (2011). A new empirical model for stormwater TSS event mean concentrations (EMCs) *Water Science & Technology*, 64(9), p. 1926–1934.
- DHI. (2010). *MIKE Urban - User manual and Tutorial (version 2010)* Horsholm Denmark DHI.
- Dion, Y., & Bennis, S. (2010). A Global Modeling Approach to the Hydraulic Evaluation of Sewer Network *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(11), p. 1432-1436.
- Dion, Y., Bennis, S., Langevin, P. (2005). *Perspective d'une gestion des débordements basé sur une approche qualité*. Paper presented at the New trends in the Integrated Urban Development- Proceedings of the international Congress-Urbistics Montreal 2005, Montréal, Canada, sur CD ROM.
- Dion, Y.; Septi, A; Bennis, S. (2011). Modèles de simulation quantitative et qualitative du ruissellement pour la gestion en temps réel des réseaux de drainage urbain. 2^{ème} Conférence internationale sur la gestion intégrée de l'eau. Du 23 au 25 octobre 2011. Sherbrooke. Canada.
- Duong, D., Charron A., Colas H., Lamarre J. (2005). *The City of Montreal overflow control program*. Paper presented at the 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, on CD-ROM.
- Erbe, V., & Schutze, M. (2005). An integrated modelling concept for immission-based management of sewer system, wastewater treatment plant and river. *Water Science and Technology*, 52(5), p. 95-103.
- Forget D., D. H. (2000). *La pollution en temps de pluie sur le territoire de la communauté urbaine de Montréal. Sommaire exécutif*. Montréal.
- Fradet, O., Pleau, M., Desbiens, A., Colas, H., & Besson, F. (2010). *Validations théorique et sur le terrain de solutions à base de modèles hydrauliques simplifiés pour le contrôle en temps réel de réseaux d'assainissement*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.

- Fradet, O., Pleau, M., & Marcoux, C. (2011). Reducing CSOs and giving the river back to the public: innovative combined sewer overflow control and riverbanks restoration of the St Charles River in Quebec City. *Water Science & Technology*, 63(2), p. 331–338.
- Fujita, S. (2002). *A scenario for the modernization of urban drainage*. Paper presented at the Ninth International Conference on: Urban Drainage, Sep 8-13 2002, Portland, OR, United States, on CD-ROM.
- Gupta, K., & Saul, A. J. (1996). Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows. *Water Research*, 30(5), p. 1244-1252.
- Hernebring, C., Jonsson, L.-E., Thoren, U.-B., & Moller, A. (2002). Dynamic online sewer modelling in Helsingborg. *Water Science and Technology*, 45(4-5), p. 429-436.
- HHRAP (1992). *Hamilton Harbour Remedial Action Plan*, Stage 2 Report, Volume 2 - Main Report. November 1992, ISBN No. 0-7778-0533-2.
- Hogland, W., Berndtsson, R., & Larson, M. (1984). Estimation of quality and pollution load of combined sewer overflow discharge. *Proc ICE*, 48, p. 399-411.
- IWA. Working group on Real Time Control of Urban Drainage System. 2012. «In *RTC Concepts*». En ligne. <<http://www.rtcwg.org/index.php?id=73>>. Consulté le 12 janvier 2012.
- Kamal, A., & Bennis, S. (2005). Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain. *Revue des Sciences de l'Eau*, 18(2), p. 225-246.
- KMK (2006). City of Hamilton Water and Wastewater Master Plan Class Environmental Assessment Report. Report. KMK, Brampton.
- Klepiszewski, K. (2005). *Pollution based real time control of a combined sewer overflow structure*. Paper presented at the 10th International Conference on Urban Drainage, on CD ROM .
- Kouyi, L. G., Besson, F., Bier, M. A., Chocat, B., & Lucchinacci, P. (2010). *Estimation du débit dans une canalisation complexe en utilisant une mesure de hauteur d'eau et la modélisation numérique*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 : 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.
- Kroa, A. (1993). *Couplage de systèmes experts et de méthodes connexionnistes pour la gestion en temps réel de réseaux d'assainissement*. Thèse de doctorat, Lyon, France.
- Kuichling, E. (1889). The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. *Transactions, ASCE*, 20, p. 1-56.

- Lacour, C., & Schütze, M. (2011). Gestion en temps réel des réseaux d'assainissement à partir de mesures en continu de turbidité, Real-time control of sewer systems using turbidity measurements. *Water Science and Technology*, 63(11), p. 2628–2632.
- Lessard, P., & Lavallée, P. (1985). Caractérisation des eaux usées de débordements de réseau unitaire Characterization of Sewer Overflows in a Combined Network. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 12(3), p. 527-537.
- Liong, S. Y., Chan, W. T., & Lum, L. H. (1991). Knowledge-based system for SWMM runoff component calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 117(5), p. 507-524.
- Lombard, V., Toloméo, S., Bertrand-Krajewski, J.-L., Debray, R., Comte, C., & Bénédictis, J. (2010). *Conception et mise en place de stations de mesure des flux polluants dédiées à la gestion intégrée d'un système d'assainissement*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 : 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.
- Maeda, M., Mizushima, H., & Ito, K. (2005). Development of the real-time control (RTC) system for Tokyo sewage system. *Water Science and Technology*, 51(2), p. 213-220.
- Marinaki, M., & Papageorgiou, M. (2005). *optimal real-Time Control of sewer networks*. London.
- Métadier, M., & Bertrand-Krajewski, J.-L. (2011). Assessing dry weather flow contribution in TSS and COD storm events loads in combined sewer systems. *Water Science & Technology*, 63, p. 2983–2991.
- Newman T., R., S., Gibbons, S., Vitasovic, C., Kerr, J. (2002). *Analysis of Operational Strategies and Real Time Control in an Urban Sewer Network*. Paper presented at the 9th International Conference on Urban Drainage (9ICUD) Global Solutions for Urban Drainage, on CD ROM.
- Ontario Ministry of the Environment (1997). *Procedure F-5-5 for the Determination of Treatment Requirements for Municipal and Private Combined and Partially Separated Sewer Systems*.
- Pallarès, A., François, P., Pons, M. N., & Schmitt, P. (2011). Suspended particles in wastewater : their optical, sedimentation and acoustical characterization and modeling. *Water Science & Technology* 63(2), p. 240–247.
- Pitt, R. (1998). Small storm hydrology and why it is important for the design of storm water control practices. *Advances in modeling the management of stormwater impacts*, V. 7.

- Pleau, M., Colas, H., Lavallee, P., Pelletier, G., & Bonin, R. (2005). Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system. *Environmental Modelling and Software*, 20(4 SPEC ISS), p. 401-413.
- Pleau, M., Methot, F., Lebrun, A. M., & Colas, H. (1996). Minimizing combined sewer overflows in real-time control applications. *Water Quality Research Journal of Canada*, 31(4), p. 775-786.
- Pleau, M., Pelletier, G., & Marcoux, C. (2000). Real-Time Control of Collection System to Reduce Cost of Combined Sewer Overflow Long-Term Plan: A Case Study. *WEFTEC2000, 73rd Annual Conference and Exposition, October 2000, Anaheim, CA. Water Environment Federation*, on CD-ROM.
- Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.-L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schutze, M., et al. (2002). Deterministic modelling of integrated urban drainage systems. *Water Science and Technology*, 45(3), p. 81-94.
- Ribeiro, J., Lauzon, N., Rousselle, J., Trung, H. T., & Salas, J. D. (1998). Comparaison de deux modèles pour la prévision journalière en temps réel des apports naturels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, p. 291-304.
- Roesner, L. A., & Traina, P. (1994). Overview of federal law and USEPA regulations for urban runoff. *Water Science and Technology*, 29(1-2), p. 445-454.
- Rossi, L. (2001). *Développement d'un système intégré d'exploitation (SIDEX) en assainissement urbain basé sur une approche urbistique. Application à la ville de Verdun (Canada)* (Rapport de stage post-doctoral). Montréal: École polytechnique de Montréal.
- Rossi, L., Fankhauser, N., & Chèvre, N. (2007). Water quality criteria for total suspended solids (TSS) in urban wet-weather discharges. [Rapport de stage post-doctoral]. *Water Science & Technology*, 54(6-7), p. 355-362.
- Rossmiller, R. L. (1982). *Rational formula revisited*. Paper presented at the conference on stormwater detention facilities, planning, design, operation and maintenance, Henniker, NH, USA , on CD ROM.
- Roux, C., Allouch, A., & Rosier, F. (2010). *Météorologie et modélisation hydraulique, deux outils complémentaires d'auto-surveillance des déversoirs d'orage*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 : 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.
- Schilling, W. (1991). Rainfall data for urban hydrology: what do we need? . *Atmos, Res.* 27 (1-3), p. 5-21.

- Schroeder, K., Riechel, M., Matzinger, A., Rouault, P., Sonnenberg, H., Pawlowsky-Reusing, E., et al. (2011). Evaluation of effectiveness of combined sewer overflow control measures by operational data. *Water Science & Technology*, 63(2), p. 325–330.
- Schutze, M., Butler, D., & Beck, M. B. (1999). Optimization of control strategies for the urban wastewater system - an integrated approach. *Water Science and Technology Proceedings of the 1998 4th International Conference on Developments in Urban Drainage Modelling (UDM-98), Sep 21-Sep 24 1998*, 39(9), p. 209-216.
- Schutze, M., Butler, D., Beck, M. B., & Verworn, H.-R. (2002). Criteria for assessment of the operational potential of the urban wastewater system. *Water Science and Technology*, 45(3), p. 141-148.
- Schutze, M., Campisano, A., Colas, H., Schilling, W., & Vanrolleghem, P. A. (2004). Real time control of urban wastewater systems - Where do we stand today? *Journal of Hydrology, Urban Hydrology*, 299(3-4), p. 335-348.
- Schütze, M., Haas, U., Scheer, M., & Schilling, W. (2005). *New guidelines for planning of real time control for urban drainage systems*. Paper presented at the 10th International Conference on Urban Drainage, on CD ROM.
- SCS, Soil Conservation Service. (1972). *National Engineering Handbook, Section 4. Hydrology*. Washington, D.C. : U.S. Department of Agriculture.
- Seo, Lee, E., Oh, H., & Oh, H. (2010). *Développement d'un système automatique de surveillance pour l'évaluation des rejets urbains de temps de pluie dans la techno valley de Daedeok (DTV), Daejeon, Corée*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 : 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.
- Sherril J, F. G. (2008). The importance of budgeting operations and maintenance staffing and nonstaffing needs for SSO and CSO control facilities *Water Environment & Technology* (Vol. 20, p. 61).
- Stinson, M. K., & Vitasovic, Z. C. (2006). *Real Time Control of Sewers: US EPA Manual*. Paper presented at the Collection Systems 2006 Infrastructure Stewardship: Partnering for a Sustainable Future , on CD ROM.
- Stirrup, M., Vitasovic, Z., & Strand, E. (1997). Real-time control of combined sewer overflows in Hamilton-Wentworth region. *Water Quality Research Journal of Canada*, 32(1), p.155-168.
- Teghem, J. (2003). *Programmation linéaire*: Editions de l'Université de Bruxelles; Ellipses.

- Temimi, M., & Bennis, S. (2002). Prédiction en temps réel des charges de polluants dans un réseau d'assainissement urbain Real-time forecasting of pollutant loads in sewer networks. *Revue des Sciences de l'Eau*, 15(3), p. 661-675.
- Tränckner, J., Franz, J., Seggelke, K., & Krebs, P. (2007). Dynamic optimisation of WWTP inflow to reduce total emission. *Water Science & Technology*, 56(10), p. 11–18.
- USEPA. (1976). *Methodology for the Study of Urban Storm Generated Pollution and Control*.
- USEPA. (1993). *Manual for combined sewer overflow control*. Cincinnati, USA.
- USEPA. (1993). *Handbook Urban Runoff Pollution prevention and Control planning* (Vol. EPA/625/R-93/004). Washington, DC 20460 United States Environmental Protection Agency, 175 p.
- USEPA. (2002). *Combined Sewer Overflow Management Fact Sheet Sewer Separation*. (Vol. EPA 832-F-99-041). Washington, DC 20460 United States Environmental Protection Agency.
- USEPA. (2006). *Real Time Control of Urban Drainage networks* (Vol. EPA/600/R-06/120). Washington, DC 20460 United States Environmental Protection Agency, 82 p.
- Vallet, B., Muschalla, D., Lessard, P., & Vanrolleghem, P. A. (2010). *Un nouveau modèle dynamique de bassin d'orage comme outil de gestion des eaux de ruissellement urbaines*. Article présenté lors de NOVATECH 2010 : 7^{ème} Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie, sur CD ROM.
- Vandenbergh, V., Goethals, P. L. M., Van Griensven, A., Meirlaen, J., De Pauw, N., Vanrolleghem, P., et al. (2005). Application of automated measurement stations for continuous water quality monitoring of the Dender river in Flanders, Belgium. *Environmental Monitoring and Assessment*, 108(1-3), p. 85-98.
- Vanrolleghem, P. A., Benedetti, L., & Meirlaen, J. (2005). Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environmental Modelling & Software*, 20(4), p. 427-442.
- WEF. (1999). *Prevention and Control of Sewer System Overflows*
- Weinreich, G., Schilling, W., Birkely, A., & Moland, T. (1997). Pollution based real time control strategies for combined sewer systems. *Water Science and Technology, Proceedings of the 1996 7th IAHR/IAWQ International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 9-13 1996*, 36(8-9), p. 331-336.

- Wicke D., C., T., O'Sullivan A. (2010,). *An Innovative Method for Spatial Quantification of Contaminant Buildup and Wash-off from Impermeable Urban Surfaces* Paper presented at the IWA World Water Congress and Exhibition Montreal, September 19–24, 2010, on CD ROM.
- Winn, C., & Moore, J. (1973). The Application of Optimal Linear Regulator Theory to a Problem in Water Pollution. *IEEE Transactions on Systems Man, and Cybernetics*, 3(5), p. 450-455.
- Zacharof, A. I., Butler, D., Schutze, M., & Beck, M. B. (2004). Screening for real-time control potential of urban wastewater systems. *Urban Journal of Hydrology*, 299 (3-4), p. 349-362.