

**LE CONTRÔLE PRÉDICTIF INTÉGRÉ DES DÉBORDEMENTS DE  
RÉSEAUX D'ÉGOUTS UNITAIRES : PERFORMANCE RELATIVE DES  
MÉTHODES DE GESTION QUANTITATIVE ET QUALITATIVE**

Mémoire  
présenté  
comme exigence partielle  
du grade Maître ès Sciences (M. Sc. Eau)

par

**ELIZABETH RAINVILLE**

Institut national de la recherche scientifique, INRS-Eau  
2800, rue Einstein, Case postale 7500, SAINTE-FOY (Québec), G1V 4C7

Avril 1996



## REMERCIEMENTS

Je désire remercier, en premier lieu, monsieur Jean-Pierre Villeneuve pour ses judicieux conseils, sa grande confiance envers moi, son soutien financier et le privilège qu'il m'a accordé en m'offrant un stage d'études en France.

J'adresse mes remerciements à Alain Mailhot et Jean-Marie Mouchel, pour le temps qu'ils ont bien voulu consacrer à la correction de ce mémoire. Encore merci à Jean-Marie Mouchel pour son aimable soutien et les bons conseils qu'il m'a prodigués lors de mon stage à l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.

Je tiens également à remercier toute l'équipe JPV avec qui j'ai eu le plaisir de travailler durant ces dernières années, et plus particulièrement Claude Blanchette qui a su répondre avec patience à mes innombrables questions.

Enfin, je veux remercier mes consoeurs et confrères de classe, de même que Johanne Desrosiers, pour leur amitié et leurs encouragements qui ont rendu mon séjour à l'INRS-Eau des plus agréables.



## RÉSUMÉ

Depuis les années soixante, la réduction de l'impact sur les milieux récepteurs des débordements de réseaux d'égouts unitaires par temps de pluie est devenue l'une des préoccupations majeures du domaine des sciences environnementales. Plusieurs stratégies de contrôle sont actuellement mises en application. Parmi celles-ci, le contrôle prédictif intégré des réseaux d'assainissement s'avère une solution des plus prometteuses.

L'objectif principal de cette recherche est de déterminer s'il est plus efficace de gérer les égouts unitaires en fonction de la masse totale de polluants déversés plutôt qu'en fonction des volumes totaux déversés. Les essais sont effectués sur une partie du réseau d'égouts combiné de la Communauté Urbaine de Québec (CUQ), en utilisant un logiciel de simulation de contrôle en temps réel des débordements de réseaux unitaires. Les mesures de débits et de concentrations des matières en suspension (MES) d'un ensemble de sept pluies sont utilisées. Chaque stratégie de contrôle est testée pour chacune des pluies et les résultats des optimisations sont comparés entre eux afin d'évaluer la performance relative des deux méthodes de gestion.

Ce travail démontre qu'il est possible d'obtenir un gain d'efficacité significatif lorsque les débordements de réseaux d'égouts unitaires sont gérés à l'aide d'un contrôle prédictif intégré minimisant la masse totale déversée plutôt que les volumes totaux déversés. Ce gain de performance peut être observé si l'objectif de contrôle vise la minimisation directe des impacts des débordements sur le milieu récepteur, en utilisant des poids environnementaux qui considèrent la sensibilité relative des différents points de rejets. Les résultats démontrent également qu'une gestion basée sur la masse déversée peut présenter une performance supérieure à celle obtenue en utilisant une gestion par rapport aux volumes lorsque les écarts d'amplitude entre les pollutogrammes associés aux régulateurs sont suffisamment prononcés.



# TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS .....	iii
RÉSUMÉ .....	v
LISTE DES TABLEAUX .....	xiii
LISTE DES FIGURES .....	xv
INTRODUCTION .....	1
<b>I REVUE DE LITTÉRATURE .....</b>	<b>3</b>
1.1 Origines des réseaux d'égouts unitaires .....	3
1.2 Origines des débordements .....	3
1.3 Caractérisation des eaux de débordements .....	4
1.3.1 Les eaux domestiques .....	5
1.3.2 Les eaux usées industrielles .....	5
1.3.3 Les eaux de ruissellement urbain .....	5
1.4 Paramètres relatifs à la qualité des eaux de débordements .....	6
1.5 Impacts des débordements sur le milieu récepteur .....	7
1.5.1 Impacts à court terme .....	7
1.5.2 Impacts à long terme .....	7
1.6 Stratégies de contrôle .....	8
1.7 Le contrôle automatique des réseaux d'égouts unitaires .....	9
1.7.1 Niveaux d'intervention des stratégies de contrôle .....	10
1.7.2 Modes de contrôle automatique .....	11
1.7.3 Les principales stratégies de contrôle .....	11

1.7.3.1	Le contrôle statique local .....	11
1.7.3.2	Le contrôle réactif local .....	12
1.7.3.3	Le contrôle prédictif intégré .....	12
1.7.4	Principaux objectifs de contrôle en temps réel des débordements .....	13
1.7.4.1	Optimisation par rapport aux volumes totaux déversés, sans pondération en fonction des sites de rejets .....	14
1.7.4.2	Optimisation par rapport aux volumes totaux déversés, avec pondération en fonction des sites de rejets .....	14
1.7.4.3	Optimisation par rapport à la masse totale déversée, sans pondération en fonction des sites de rejets .....	15
1.7.4.4	Optimisation par rapport à la masse totale déversée, avec pondération en fonction des sites de rejets .....	15
2	OBJECTIFS DE L'ÉTUDE .....	17
3	INTÉGRATION DE LA COMPOSANTE QUALITÉ AU CONTRÔLE EN TEMPS RÉEL .....	19
3.1	Un logiciel de gestion en temps réel: le modèle de l'INRS-Eau .....	19
3.1.1	Présentation générale du logiciel .....	19
3.1.2	Schématisation d'un réseau d'assainissement SWIFT .....	19
3.1.3	Principales composantes du modèle SWIFT .....	20
3.1.3.1	Le modèle de ruissellement .....	20
3.1.3.2	Le modèle d'écoulement en réseau .....	20
3.1.3.3	La fonction objectif .....	21
3.1.3.4	La méthode d'optimisation .....	23
3.2	Le territoire à l'étude .....	25
3.3	Les données utilisées .....	29



3.4	Essais de simulation en réseau .....	33
3.5	Essais d'optimisation par rapport aux volumes totaux déversés .....	35
3.5.1	Choix du poids des surcharges $W_s$ .....	36
3.5.2	Choix du poids des variations de consignes $W_v$ .....	36
3.5.3	Choix du poids des débordements $W_j$ .....	36
3.6	Essais d'optimisation par rapport à la masse totale déversée .....	40
3.6.1	Choix du poids sur les surcharges $W_s$ .....	41
3.6.2	Choix du poids sur les variations de consignes $W_v$ .....	42
3.6.3	Choix du poids sur les débordements $W_j$ .....	42
3.7	Applications à d'autres réseaux d'égouts .....	46
3.7.1	Augmentation de la capacité de toutes les conduites du réseau .....	46
3.7.2	Augmentation graduelle de la capacité du réseau .....	47
3.8	Influence de la corrélation débit-concentration .....	48
3.9	Influence de l'utilisation de poids sur les débordements $W_j$ .....	49
4	CONCLUSION .....	57

#### ANNEXE A: CARACTÉRISATION DES EAUX DE

	DÉBORDEMENTS .....	61
A.1	Caractérisation des eaux usées domestiques .....	61
A.2	Caractérisation des eaux usées industrielles .....	61
A.2.1	Eaux usées à caractère minéral dominant .....	61
A.2.3	Eaux usées à organique dominant .....	62
A.2.3	Eaux usées à caractère mixte .....	62
A.3	Les eaux de ruissellement urbain .....	62
A.3.1	La pollution atmosphérique .....	62
A.3.2	Le ruissellement des toitures .....	63

A.3.3	Les contaminants de surface	64
A.3.4	Les dépôts en conduites	65

## ANNEXE B : PARAMÈTRES RELATIFS À LA QUALITÉ

	DES EAUX DÉVERSÉES	67
B.1	Description des paramètres	67
B.1.1	Les matières en suspension	67
B.1.2	Les nutriments	67
B.1.3	Les matières organiques	67
B.1.4	Les métaux lourds	68
B.1.5	Les bactéries et les virus pathogènes	68
B.2	Contribution individuelle des paramètres de qualité à la détérioration du milieu récepteur	68
B.2.1	Impacts liés aux matières en suspension	68
B.2.2	Impacts liés aux nutriments	69
B.2.3	Impacts liés à la matière organique	69
B.2.4	Impacts liés aux métaux lourds	69
B.2.5	Impacts liés aux bactéries et virus pathogènes	70

## ANNEXE C : STRATÉGIES DE CONTRÔLE

C.1	Les mesures non-structurales	71
C.1.1	Entretien et correction des réseaux d'égouts existants	71
C.1.2	Amélioration de la gestion du réseau	71
C.1.2.1	Le contrôle des dépôts atmosphériques	72
C.1.2.2	Les programmes de contrôle des déchets	72
C.1.2.3	Des programmes de récupération de feuilles mortes	72
C.1.2.4	Le balayage mécanique des rues	73
C.1.2.5	Le contrôle des surfaces perméables	73

<b>ANNEXE D : PRÉSENTATION GRAPHIQUE DE LA CORRÉLATION ENTRE LE DÉBIT ET LA CONCENTRATION .....</b>	<b>75</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>89</b>



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	: Caractéristiques des bassins versants .....	26
Tableau 3.2	: Occupation du sol pour les différents bassins versants (%) .....	26
Tableau 3.3	: Caractéristiques physiques des segments d'intercepteur .....	26
Tableau 3.4	: Caractéristiques des pluies (pluviomètre nord) .....	29
Tableau 3.5	: Caractéristiques des pluies (pluviomètre sud) .....	30
Tableau 3.6	: Apport en volume (m <sup>3</sup> ) et en masse de matières en suspensions (kg) de chacune des pluies .....	33
Tableau 3.7	: Ouvertures des régulateurs statiques .....	35
Tableau 3.8	: Résultats des simulations en contrôle statique local (régulateurs à ouvertures fixes) .....	35
Tableau 3.9	: Valeurs optimales des poids de la fonction objectif, pour la stratégie de contrôle en fonction des volumes totaux déversés .....	38
Tableau 3.10	: Résultats optimaux pour le contrôle en fonction des volumes totaux déversés .....	38
Tableau 3.11	: Gain d'efficacité du contrôle prédictif intégré minimisant les volumes déversés par rapport au contrôle statique local .....	40
Tableau 3.12	: Valeurs optimales des poids de la fonction objectif pour la stratégie de contrôle en fonction de la masse totale de MES déversées .....	42
Tableau 3.13	: Résultats optimaux pour le contrôle en fonction de la masse totale de MES déversées .....	43
Tableau 3.14	: Gain d'efficacité relatif de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés .....	44
Tableau 3.15	: Coefficients de corrélation linéaire entre les débits et les concentrations .....	48

Tableau 3.16 :	Gain d'efficacité globale de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés (poids sur les débordements $W_j \times 100$ ) . . . . .	50
Tableau 3.17 :	Transferts de volume (m <sup>3</sup> ) effectués du régulateur j=2, 3, 4 et 5 vers les régulateurs situés en amont du réseau . . . . .	53
Tableau 3.18 :	Gain d'efficacité de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés, au niveau du régulateur pénalisé . . . . .	55

## LISTE DES FIGURES

Figure 3.1 : Organigramme du programme de simulation .....	24
Figure 3.2 : Emplacement des bassins sur le territoire de la CUQ .....	27
Figure 3.3 : Schéma général de l'intercepteur simulé .....	28
Figure D.1 : Pluie du 16 juin 1982 .....	75
Figure D.2 : Pluie du 21 juin 1982 .....	77
Figure D.3 : Pluie du 22 juin 1982 .....	79
Figure D.4 : Pluie du 29 juin 1982 .....	81
Figure D.5 : Pluie du 7 juillet 1982 .....	83
Figure D.6 : Pluie du 28 juillet 1982 .....	85
Figure D.7 : Pluie du 25 août 1982 .....	87





# INTRODUCTION

---

Au cours des trente dernières années, des efforts considérables ont été investis afin d'améliorer le niveau de traitement des eaux usées d'origines domestiques et industrielles. Dans bien des cas, ces efforts ont mené à une nette amélioration de la qualité des eaux des milieux récepteurs.

Ce n'est qu'après avoir reconnu l'importance de l'apport en polluants des eaux de ruissellement urbain que bon nombre de travaux s'effectuent présentement sur le contrôle de ce type de pollution diffuse. Un des principaux axes de recherche en pollution diffuse concerne la gestion en temps réel des débordements de réseaux d'égouts unitaires en temps de pluie. À cet égard, le contrôle automatique des systèmes d'égouts combinés offre la possibilité de réduire les impacts des débordements sur le milieu récepteur et s'avère une solution prometteuse aux problèmes de pollution associés au ruissellement urbain.

L'objectif de cette recherche est de déterminer s'il est plus efficace de gérer les réseaux d'assainissement en fonction de la masse totale de polluants déversés plutôt qu'en fonction des volumes totaux déversés. En premier lieu, nous présentons une revue de littérature relativement à la problématique des débordements des égouts unitaires et aux différentes stratégies actuellement utilisées pour le contrôle des débordements. Cette revue bibliographique nous permet également de présenter l'état des connaissances sur la caractérisation des eaux de rejets urbains et leurs impacts sur le milieu récepteur.

Par la suite, l'objectif principal de l'étude ainsi que les hypothèses sur la base desquelles repose la méthodologie expérimentale sont présentés. Afin de vérifier l'exactitude de ces hypothèses, nous procédons à des simulations de contrôle en temps réel des débordements de réseaux unitaires par temps de pluie à l'aide des deux méthodes de gestion.

## 2 Le contrôle prédictif intégré des débordements de réseaux d'égouts unitaires...

Les résultats de ces optimisations sont ensuite comparés entre eux afin de vérifier s'il est possible d'obtenir une diminution supplémentaire de la quantité de charge totale déversée vers le milieu récepteur en gérant directement en fonction de la masse. Une analyse de certains paramètres pouvant potentiellement influencer la performance de ce type de contrôle est également effectuée. Les principaux paramètres analysés sont les dimensions du réseau d'égouts unitaire, les mesures de débits et de concentrations et l'ensemble des poids environnementaux qui tient compte de la sensibilité relative des différents sites de rejets. Enfin, des conclusions concernant le potentiel d'utilisation de la gestion par rapport à la masse totale déversée pour le contrôle des débordements de réseaux unitaires sont avancées.

# **1 REVUE DE LITTÉRATURE**

---

Les eaux générées en milieu urbain sont collectées à l'aide de réseaux de conduites qui les acheminent vers une usine de traitement ou vers le milieu récepteur naturel. Il existe trois principaux types de systèmes d'égouts: les réseaux unitaires, séparatifs et pseudo-séparatifs. Au Québec, on retrouve ces trois sortes de réseaux quoique près de 80% de la population soit actuellement raccordée à des égouts unitaires. Les réseaux séparatifs sont plus modernes. On les retrouve surtout dans les quartiers résidentiels récents.

## **1.1 Origines des réseaux d'égouts unitaires**

Au tout début, une seule conduite transportait à la fois les eaux usées et les eaux pluviales des municipalités. C'était à l'époque où on ne se préoccupait guère de polluer les cours d'eau. Les villes avaient généralement une faible population et l'opinion publique affirmait que le pouvoir d'épuration naturel des rivières corrigerait rapidement la situation si les débits étaient suffisamment élevés. De plus, on croyait qu'au moment d'une averse, les eaux pluviales transportées par le système d'égouts combinés diluaient les eaux usées et qu'on pouvait déverser sans danger dans le milieu récepteur les volumes excédents générés par la pluie.

Toutefois, des études ont démontré que même dans ces conditions de dilution, de tels déversements sont presque aussi contaminants que des rejets directs d'eaux usées non diluées [Field et Turkeltaub 1981; Lavallée *et al.* 1984].

## **1.2 Origines des débordements**

Les critères de dimensionnement des collecteurs des réseaux diffèrent de ceux des intercepteurs. En effet, la conception des collecteurs est basée sur le choix d'une pluie ayant une certaine période de retour alors que les dimensions des intercepteurs sont calculées à l'aide d'un débit de temps sec.

En général, on utilise une période de retour de cinq à dix ans pour la conception des collecteurs [Béron *et al.* 1988]. Le diamètre de ces conduites est généralement suffisant pour transporter tout le volume d'eau usée venant du bassin versant urbain. Par ailleurs, les intercepteurs sont habituellement dimensionnés de façon à véhiculer un débit équivalant à deux à quatre fois le débit moyen de temps sec [Moffa 1990]. Ces conduites sont donc la plupart du temps sous-dimensionnées en conditions de pluie car alors les débits collectés peuvent atteindre jusqu'à 100 fois le débit moyen de temps sec [Field et Turkeltaub 1981]. C'est pourquoi il est nécessaire d'équiper chaque collecteur d'un régulateur installé immédiatement en amont de l'intersection avec l'intercepteur. En période de temps sec, la structure de régulation permet normalement de diriger tout le débit collecté vers l'intercepteur. Toutefois, en période de pluie, l'excédent du débit collecté qui ne peut être admis dans l'intercepteur est dévié vers le milieu récepteur. Il y a alors débordement du réseau unitaire.

La majorité des municipalités qui possède un système d'égouts combinés sont donc inévitablement aux prises avec des problèmes de débordements en temps de pluie. La situation au Québec ne fait pas exception à cette règle. On a estimé qu'il se produit en moyenne un débordement à tous les cinq jours durant la période estivale (15 mai au 15 septembre). Ces débordements d'eaux usées sont une source importante de polluants qui produisent une détérioration quasi-continue du milieu récepteur [Villeneuve *et al.* 1992].

### **1.3 Caractérisation des eaux de débordements**

Les eaux contaminées générées en milieu urbain proviennent principalement de trois sources: les rejets domestiques, les rejets industriels et l'eau de ruissellement urbain. Chacun de ces apports en polluants a ses propres particularités et contribue à sa façon à la détérioration des milieux récepteurs.

### **1.3.1 Les eaux domestiques**

Les eaux usées domestiques sont constituées majoritairement de nutriments tels l'azote (sous forme organique et ammoniacale, ainsi que des nitrites et des nitrates), le phosphore (sous forme organique et inorganique) et de matières organiques particulaires et dissoutes. On y retrouve également des sels, des graisses, des savons, des détergents et une grande variété de micro-organismes [Metcalf et Eddy, 1971]. Les origines de ce type de pollution sont présentées en annexe A, section A.1.

### **1.3.2 Les eaux usées industrielles**

Les eaux usées d'origine industrielle sont également susceptibles d'apporter au milieu récepteur une surcharge importante de matières organiques fermentescibles, minérales et toxiques. Elles ont une composition très diversifiées et un volume très variable qui sont fonction du type d'industrie, des procédés utilisés, de l'âge et de la productivité de l'usine. On peut donc y retrouver des métaux traces toxiques, des matières organiques et biologiques et même des substances radioactives [Couillard 1974]. Une classification des polluants industriels est présentée à la section A.2 de l'annexe A.

### **1.3.3 Les eaux de ruissellement urbain**

Les principaux contaminants des eaux de ruissellement urbain sont classifiés selon leurs origines. En général, on peut distinguer quatre sources majeures d'apports en pollution urbaine: la pollution atmosphérique, le ruissellement des toitures, les contaminants de surface et la remise en suspension des dépôts en conduites [Novotny *et al.* 1985; Ellis 1989]. Pour une description plus approfondie des différentes sources de polluants d'origine urbaine, on peut consulter la section A.3 de l'annexe A.

## **1.4 Paramètres relatifs à la qualité des eaux de débordements**

Les mesures de qualité et de débits sont des données essentielles au fonctionnement de toute stratégie de contrôle de la pollution. La recherche, la conception d'ouvrages, la planification, les activités d'opération et l'entretien d'équipements ou de systèmes hydrauliques sont des secteurs d'activités qui nécessitent l'utilisation de ces types de mesures.

Plus précisément, la mesure d'un paramètre particulier peut avoir pour but d'évaluer son impact sur le milieu récepteur après un déversement d'égouts combinés ou séparatifs, d'améliorer des procédures actuelles de conception d'ouvrages de drainage, de raffiner des critères de qualité concernant les milieux récepteurs ou de développer des algorithmes mathématiques pouvant s'appliquer au domaine de la gestion et du contrôle [Geiger 1986].

D'après la littérature, la qualité du ruissellement est caractérisée par cinq classes de paramètres soient:

- les matières en suspension (MES)
- les nutriments
- les matières organiques
- les métaux lourds
- les bactéries et les virus pathogènes

On retrouve à la section B.1 de l'annexe B une présentation des origines et une description physique de ces cinq classes de paramètres de la qualité.

## **1.5 Impacts des débordements sur le milieu récepteur**

La caractérisation et la quantification des eaux déversées dans les cours d'eau permettent d'évaluer les impacts sur ces derniers. Une telle analyse est nécessaire si l'on a comme objectif le contrôle de la qualité des milieux récepteurs.

Ces impacts vont dépendre principalement des caractéristiques physiques et de l'utilisation du bassin versant drainé, de l'amplitude et de la fréquence des débordements, du type de réseau d'égouts et de ses caractéristiques, de la grandeur et de la nature du cours d'eau et éventuellement de l'usage récréatif et commercial qu'on en fait [Hvitved-Jacobsen 1986; Freedman et Marr 1990].

Lorsque l'on analyse les impacts des débordements sur le milieu récepteur, il est essentiel de considérer l'échelle temporelle. En effet, on peut distinguer deux principaux types d'impacts causés par les déversements de réseaux combinés: les impacts à court et à long terme.

### **1.5.1 Impacts à court terme**

Les débordements causent tout d'abord une contamination à court terme et un effet de choc créé par une variation rapide de la qualité du milieu récepteur. Le rejet d'une très grande quantité de polluants pendant une période de temps très courte (la durée de l'orage) entraîne un brusque changement des conditions du milieu et met ainsi en danger la faune et la flore aquatiques. Les effets à court terme se font sentir dans les deux ou trois premiers jours après les débordements.

### **1.5.2 Impacts à long terme**

Ces impacts sont générés par une accumulation de sédiments contaminés en amont et en aval des points de rejets. La décantation des polluants déversés par le système d'égouts s'effectue habituellement dans des milieux récepteurs stagnants ayant un faible débit et

le long des rives des cours d'eau où l'on retrouve des capacités de dispersion des contaminants plutôt faibles. En effet, des études effectuées sur la rivière Saint-Charles à Québec par Lavallée *et al.* (1984) démontrent que près de 85% de la masse totale de polluants déversés semble s'accumuler dans les sédiments de fond, tout près des points de rejets urbains. Ces sédiments servent en quelque sorte de réserve de contaminants pouvant être remis en suspension si le débit du cours d'eau s'accroît. De plus, le relargage des métaux adsorbés à la surface des sédiments est également possible. Une description de l'impact de chacun des paramètres de qualité sur le milieu récepteur est présentée à la section B.2 de l'annexe B.

### **1.6 Stratégies de contrôle**

Le contrôle et le traitement des débordements des réseaux d'égouts unitaires est une problématique de premier ordre dans le domaine de la gestion de la qualité de l'eau. C'est ainsi qu'au cours des dernières décennies, des efforts considérables ont été réalisés au niveau du traitement des eaux usées d'origines domestiques et industrielles. Des techniques et des stratégies de contrôle des débordements ont également été développées [Patry *et al.* 1982].

Suite à la prise de conscience de l'importance de la contribution en contaminants provenant du ruissellement urbain, la gestion de la qualité a été incorporée aux stratégies de contrôle des débordements. Selon Stahre (1986), il existe 3 types de mesures de contrôle de la qualité des eaux déversées, soient les mesures non-structurales, structurales et semi-structurales.

Les mesures non-structurales, également appelées mesures de contrôles à la source, visent essentiellement à améliorer la gestion des opérations des réseaux d'égouts et à utiliser de façon optimale les ouvrages de traitement et d'interception existants. Ce type d'intervention ne demande aucun investissement majeur. Il nécessite surtout une prise de



conscience, une sensibilisation et une motivation de la part des autorités et des employés municipaux et des contribuables. Quelques exemples de mesures non-structurales sont présentés à la section C.1 de l'annexe C.

Les mesures structurales exigent la conception et la construction de nouveaux ouvrages de contrôle sur le réseau et des investissements considérables. La rétention est la mesure structurale la plus souvent employée pour le contrôle des rejets d'égouts combinés. Dans les bassins versants urbains, la rétention des eaux usées s'effectue à l'aide de réservoirs souterrains en béton. Ils emmagasinent temporairement les surplus d'eau collectés qui sont ensuite acheminés vers l'usine de traitement après l'épisode pluvieux. Ces bassins de rétention permettent d'abaisser les pointes de débit et d'éliminer certains débordements. Ils peuvent également contrôler la qualité des eaux entreposées temporairement. En effet, les matières polluantes des eaux usées ont tendance à sédimenter durant leur séjour dans les bassins, et la boue déposée au fond peut alors être récupérée après la vidange des réservoirs [Stahre 1986]. Toutefois, ces bassins sont extrêmement coûteux et occupent souvent de grandes superficies de terrain.

Enfin, les mesures semi-structurales sont obtenues en combinant les mesures structurales et non-structurales. Les travaux de construction et d'installation d'ouvrages et les investissements requis sont beaucoup moins importants que ceux associés aux méthodes structurales. Il peut s'agir de mesures semi-structurales telles le dégrillage, la sédimentation, l'ultrafiltration, la séparation à l'aide de séparateurs statiques tourbillonnaires ou à courbe hélicoïdale et l'utilisation de régulateurs dynamiques.

## **1.7 Le contrôle automatique des réseaux d'égouts unitaires**

Plusieurs auteurs ont suggéré le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires comme moyen de minimiser les impacts des débordements sur le milieu récepteur [Trotta *et al.* 1977; Robinson *et al.* 1981; Nguyen *et al.* 1982; Patry *et al.* 1982; Delattre *et al.*

1986; Wilson 1988]. Cette technologie, quoique complexe, peut représenter une solution potentiellement intéressante aux problèmes de pollution causés par les rejets urbains en temps de pluie.

La gestion en temps réel cherche donc à réduire les débordements des réseaux unitaires en visant une utilisation optimale de la capacité de transport et d'emmagasinement des intercepteurs tout en évitant la mise en charge de ceux-ci, ce que ne permet pas le contrôle local fixe encore grandement employé aujourd'hui [Nguyen *et al.* 1982]. Cependant, l'utilisation maximale des conduites n'est rendue possible que si, et seulement si, l'ensemble des débits dans tout le réseau est continuellement simulé et que ces valeurs soient utilisées fin d'ajuster automatiquement les consignes des régulateurs situés le long des intercepteurs [Schilling 1986].

Présentement, seules quelques villes nord-américaines et européennes emploient le contrôle en temps réel pour gérer leur système d'égouts. Schilling (1986) a recensé environ une vingtaine de villes au Canada et aux États-Unis et quelques-unes en Angleterre, en Allemagne, en France et en Hollande.

### **1.7.1 Niveaux d'intervention des stratégies de contrôle**

Le contrôle en temps réel des débordements de réseaux unitaires peut s'effectuer à l'aide d'une stratégie locale ou intégrée. Dans une stratégie de contrôle local, chaque structure de régulation fonctionne de façon indépendante, c'est-à-dire que chacune d'elles ne gère que les débits provenant du collecteur amont correspondant sans considérer l'état d'ensemble du réseau d'égouts. Au contraire, une stratégie de contrôle intégré se caractérise par un fonctionnement conjoint des régulateurs où chacune des décisions concernant la gestion des débits tient compte de l'ensemble des conditions d'opérations des structures de régulation présentées sur le réseau.

### **1.7.2 Modes de contrôle automatique**

Trotta *et al.* (1977) ont identifié 2 types de contrôle automatiques, soient les modes réactif et prédictif. Dans un mode réactif, l'ajustement des consignes des régulateurs se fait à chaque pas de temps et considère l'état présent du système. Dans un mode prédictif intégré, l'ajustement des consignes des régulateurs se fait aussi à chaque pas de temps. Toutefois, il est basé non seulement sur les données mesurant l'état actuel du système, mais aussi sur l'ensemble des prédictions sur l'état futur du réseau.

### **1.7.3 Les principales stratégies de contrôle**

On voit donc que les stratégies de gestion des eaux de débordements peuvent être plus ou moins complexes et sophistiquées selon l'algorithme de contrôle choisi. Les plus fréquemment rencontrées sont:

- le contrôle statique local
- le contrôle réactif local
- le contrôle prédictif intégré

#### **1.7.3.1 Le contrôle statique local**

Cette méthode de contrôle est caractérisée par l'utilisation de régulateurs à capacité fixe. Ce type de régulateur peut ainsi transférer vers l'intercepteur le débit provenant des collecteurs du réseau unitaire jusqu'à ce que sa propre capacité hydraulique soit atteinte. Tout débit excédant la limite fixée par la structure de régulation se voit automatiquement acheminé vers le milieu récepteur par la conduite de débordements. L'ouverture du régulateur est fixée lors de son dimensionnement en tenant compte de la capacité même de l'intercepteur et des débits captés par les autres régulateurs du réseau. Le volume intercepté dépend donc uniquement de la géométrie de l'orifice de la structure de régulation.

De par sa nature, on peut voir que le contrôle statique local présente peu de flexibilité pour le contrôle des débordements. Cependant, cette stratégie est encore très souvent utilisée aujourd'hui en raison de sa simplicité et du peu d'entretien requis.

### 1.7.3.2 Le contrôle réactif local

Suivant cette stratégie de contrôle en temps réel, le débit pouvant être dévié vers l'usine de traitement dépend de la capacité de l'intercepteur en aval du régulateur. Dans ce cas, on emploie un régulateur dynamique dont l'ajustement de la capacité d'interception se fait à l'aide de vannes. Cette capacité dépend donc essentiellement du niveau d'eau dans la section d'intercepteur située immédiatement en amont de la structure de régulation. Cette technique permet de minimiser les volumes déversés vers le milieu récepteur lors d'un épisode pluvieux en optimisant les possibilités d'emménagement de la conduite d'interception. Il y a uniquement déversement si la somme du débit collecté et du débit intercepté arrivant tout juste en amont du régulateur considéré, excède la capacité d'interception de la conduite située directement en aval du régulateur.

Enfin, il est important de noter que le contrôle réactif local ne tient aucunement compte des décisions et situations relatives aux structures de régulation voisines, c'est-à-dire que chacune d'elles est opérée de façon indépendante. Ce type de stratégie ne considère que l'état actuel du réseau.

### 1.7.3.3 Le contrôle prédictif intégré

Le contrôle prédictif intégré est également une stratégie appliquée en temps réel. On dit qu'on a contrôle prédictif intégré si les décisions concernant la gestion du système d'égouts tiennent compte des conditions d'opération de l'ensemble des structures de régulation et si elles sont basées à la fois sur l'utilisation immédiate des mesures effectuées sur le réseau et sur la prédiction de son état futur.

Cette stratégie permet d'opérer simultanément les différents régulateurs en répartissant de façon optimale les volumes de débordements à chaque régulateur. Toutefois, le contrôle de la répartition des volumes déversés dépend principalement de la capacité que possède cette stratégie à prédire l'état futur du réseau durant un intervalle de temps appelé horizon de prédiction. L'utilisation de cet horizon de prédiction permet alors de tenir compte des délais de propagation du débit d'une section à l'autre du système et de percevoir les effets à l'aval du réseau des décisions de gestion prises en amont [Wilson 1988].

Tout comme le contrôle réactif local, cette stratégie prédictive vise toujours la minimisation des volumes totaux déversés. Cependant, son pouvoir de répartition des volumes offre aussi la possibilité d'envisager la gestion des débordements en considérant l'aspect qualitatif des eaux usées rejetées vers le cours d'eau. En effet, le système peut choisir à un moment donné d'augmenter les déversements à un régulateur amont où la qualité des eaux est actuellement meilleure, afin de réduire ou d'éviter les rejets à un régulateur aval présentant une qualité d'eau usée plus faible. Cette sous-utilisation momentanée de la capacité de l'intercepteur par les eaux collectées au régulateur amont est transférée un peu plus tard au régulateur aval afin de capter les eaux usées que l'on prévoit de qualité moindre [Wilson 1988].

Le contrôle prédictif intégré permet donc de se fixer des objectifs environnementaux plus précis comme la minimisation de la charge totale débordée ou encore la minimisation directe des impacts des rejets sur le milieu récepteur [Béron *et al.* 1988].

#### **1.7.4 Principaux objectifs de contrôle en temps réel des débordements**

Lors de l'application d'un contrôle prédictif intégré, les débordements de réseaux unitaires sont gérés par des critères de décision qui peuvent varier selon les objectifs envisagés. Généralement, ces objectifs de gestion visent la minimisation des volumes

totaux déversés ou de la masse totale de polluants déversés. Les sections suivantes présentent quatre types de stratégies d'optimisation que nous retrouvons habituellement lorsqu'un contrôle en temps réel est appliqué sur un réseau d'égouts.

**1.7.4.1 Optimisation par rapport aux volumes totaux déversés, sans pondération en fonction des sites de rejets**

Cette méthode d'optimisation permet de minimiser les volumes totaux déversés vers le milieu récepteur sans tenir compte de la sensibilité relative des différents sites de rejets. Cette stratégie de contrôle utilise de façon optimale la capacité d'emmagasinement de l'intercepteur. Pour l'application de cette technique de contrôle, seule la connaissance des débits des eaux collectées est nécessaire.

**1.7.4.2 Optimisation par rapport aux volumes totaux déversés, avec pondération en fonction des sites de rejets**

Cette stratégie vise à minimiser la somme des volumes déversés en affectant des poids environnementaux à chaque régulateur du réseau. Le choix de ces poids s'effectue en tenant compte de la sensibilité relative du milieu récepteur aux points de débordements concernés. Cette stratégie considère que le cours d'eau est sensible aux volumes déversés et que la concentration en polluants des rejets est uniforme. Tout comme la méthode précédente, la connaissance du débit des eaux collectées est nécessaire à l'application de cette stratégie.

L'utilisation d'une telle méthode de contrôle peut permettre d'assumer la protection de certaines sections d'un cours d'eau récepteur qui sont jugées plus sensibles aux rejets en leur donnant, par exemple, un poids relatif plus élevé. Il est cependant nécessaire de mentionner que l'utilisation de cette méthode n'est avantageuse que si les impacts sur le milieu récepteur sont susceptibles de varier selon le site de rejets [Marchi 1981].

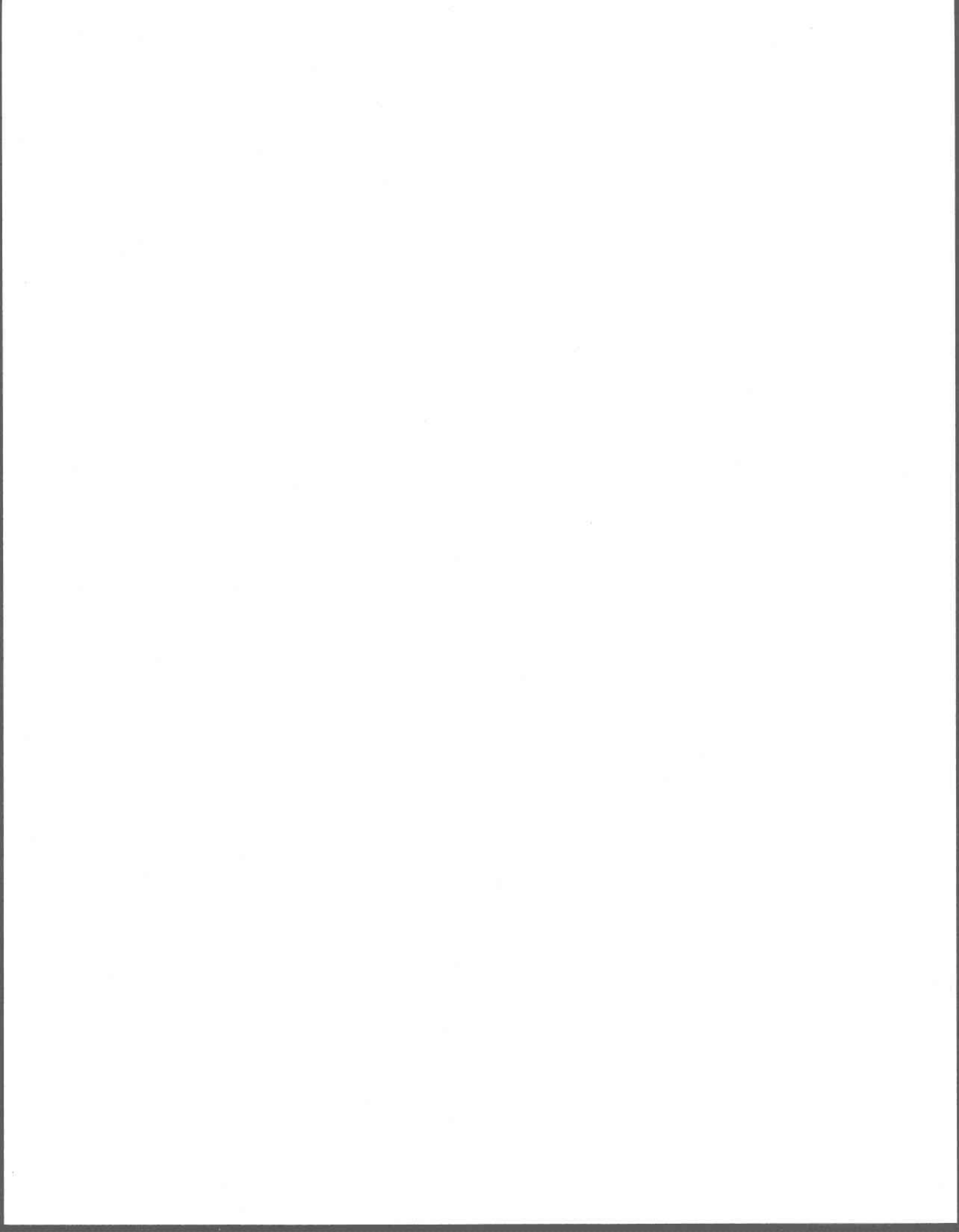
#### **1.7.4.3 Optimisation par rapport à la masse totale déversée, sans pondération en fonction des sites de rejets**

La qualité des eaux véhiculées par les collecteurs peut également être prise en compte dans une stratégie de contrôle des débordements. La fonction objectif, dans ce cas, inclut la concentration en polluants des eaux collectées et la minimisation de cette fonction permet de réduire de façon optimale la charge totale déversée vers le milieu récepteur.

Cette stratégie va donc chercher à minimiser la masse totale déversée en permettant d'entreposer dans l'intercepteur les eaux dont la concentration en polluants est la plus élevée et en rejetant vers le milieu récepteur les eaux de meilleure qualité [Wilson 1988]. La connaissance des débits et des concentrations de polluants véhiculés par les eaux collectées est donc essentielle à l'application de cette technique.

#### **1.7.4.4 Optimisation par rapport à la masse totale déversée, avec pondération en fonction des sites de rejets**

La dernière méthode de contrôle présentée dans le cadre de cette étude cherche à minimiser la somme des charges déversées en affectant des poids spécifiques à chacun des régulateurs. Tout comme le contrôle prédictif intégré où l'on cherche à minimiser les volumes déversés en tenant compte de la sensibilité du milieu récepteur, cette approche tient également compte de l'impact prévu des rejets d'eaux usées sur le milieu récepteur. La prise en compte de la sensibilité du cours d'eau se fait en affectant un facteur de pondération à chacun des points de rejets. Cependant, l'utilisation de cette stratégie de contrôle n'est valable que si la sensibilité aux débordements varie en fonction des points de rejets considérés [Marchi 1981].





## 2 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

---

Plusieurs études ont désormais démontré la supériorité du contrôle automatique face au contrôle statique lorsque ces stratégies sont appliquées dans le but de réduire les débordements de réseaux unitaires [Patry *et al.* 1982; Béron *et al.* 1988; Wilson 1988; Villeneuve *et al.* 1992].

Le contrôle réactif local est une des techniques de gestion dynamique qui permet de diminuer les impacts des rejets urbains sur le milieu récepteur en minimisant le volume des débordements en temps de pluie. Cette méthode effectue une gestion indirecte de la charge polluante déversée en se basant sur le fait que si les volumes d'eaux déversées diminuent, la quantité de polluants déversés diminue proportionnellement.

Le contrôle prédictif intégré vise également à minimiser les volumes déversés. Cependant, le pouvoir de répartition des volumes de ce type de contrôle offre la possibilité d'envisager la gestion des débordements en considérant directement la qualité des eaux véhiculées dans le réseau d'égouts. Le contrôle prédictif intégré permet donc de se fixer des objectifs environnementaux de plus haut niveau comme la minimisation de la charge totale déversée ou encore la minimisation directe des impacts des rejets sur le milieu récepteur.

Les recherches sur le contrôle prédictif intégré sans pondération en fonction des sites de rejets ont démontré, la plupart du temps, que le contrôle basé sur la minimisation de la masse totale déversée ne permettait pas d'obtenir une performance significativement meilleure que le contrôle basé sur la minimisation des volumes déversés [Nguyen *et al.* 1982; Béron *et al.* 1988; Wilson *et al.* 1988]. Nguyen *et al.* (1982) et Béron *et al.* (1988) ont toutefois démontré que le contrôle prédictif intégré visant la minimisation directe des impacts sur le milieu récepteur, à l'aide de poids environnementaux qui tiennent compte de la sensibilité relative du milieu récepteur, semblait être une façon prometteuse de gérer les débordements des réseaux d'égouts unitaires par temps de pluie.

Dans le cadre d'application présent, nous voulons vérifier s'il est possible d'obtenir un gain d'efficacité lorsqu'une gestion en fonction de la masse, plutôt qu'en fonction des volumes, est appliquée sur un réseau d'égouts. Des séries de simulations de contrôle en temps réel de débordements de réseaux unitaires seront effectuées à l'aide de ces deux méthodes de gestion. Le réseau utilisé lors des essais sera une portion d'intercepteur du réseau d'égouts unitaire de la Communauté Urbaine de Québec (CUQ). Cette section d'intercepteur reçoit les apports de cinq sous-bassins situés le long de la rivière St-Charles. Les résultats de ces optimisations seront comparés entre eux afin de voir s'il est possible d'obtenir une diminution supplémentaire de la charge totale déversée en gérant directement sur celle-ci.

L'influence de certains paramètres sur la performance relative de la gestion en fonction de la masse par rapport à la gestion en fonction des volumes sera ensuite analysée. Les principaux paramètres analysés seront les dimensions du réseau d'égouts actuel, les mesures de débits et de concentrations employées lors des essais et l'ensemble des poids environnementaux associés aux différents sites de rejets. Les deux méthodes de gestion seront d'abord testées sur de nouveaux réseaux d'égouts fictifs pour vérifier si les dimensions du réseau à l'étude peuvent constituer un facteur limitant l'efficacité de la gestion par rapport à la masse. La corrélation entre les mesures de débits et de concentrations sera ensuite calculée afin de voir si la présence d'une forte corrélation peut potentiellement jouer un rôle significatif sur la performance de la méthode. Enfin, les deux méthodes de gestion seront testées en utilisant des poids environnementaux qui peuvent tenir compte de la sensibilité relative du milieu récepteur.

### **3 INTÉGRATION DE LA COMPOSANTE QUALITÉ AU CONTRÔLE EN TEMPS RÉEL**

---

#### **3.1 Un logiciel de gestion en temps réel: le modèle de l'INRS-Eau**

##### **3.1.1 Présentation générale du logiciel**

Le modèle SWIFT (Storm-Water Integrated Fast Transport) a été développé dans le cadre d'un projet de contrôle des ouvrages de débordements des eaux usées de la Communauté Urbaine de Québec (CUQ). Ce modèle simule l'écoulement des eaux usées en milieu urbain et détermine, par le biais de consignes aux régulateurs, un scénario optimal de gestion de ces eaux. L'optimisation des consignes est obtenue suite à l'application d'un contrôle prédictif intégré visant la minimisation des volumes d'eaux usées déversées pour un réseau d'égouts soumis à un ensemble de contraintes.

Le modèle fournit une série de renseignements sur l'état du réseau lors d'un événement pluvieux. On peut obtenir par exemple:

- l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin
- l'hydrogramme dans une conduite
- les volumes déversés aux régulateurs
- la capacité maximale d'une conduite et son pourcentage d'utilisation
- le volume d'eau acheminé vers l'usine

##### **3.1.2 Schématisation d'un réseau d'assainissement SWIFT**

Un réseau SWIFT est composé d'un ensemble de bassins, de conduites, de structures de régulation et de réservoirs. Les bassins versants captent la pluie qui tombe et l'amènent jusqu'à une conduite du réseau. Les hyétogrammes sont donc transformés en hydrogrammes à la sortie des bassins versants à l'aide d'un modèle de ruissellement. Ces bassins sont reliés au réseau de conduites constitué d'un ensemble de collecteurs et d'un intercepteur possédant au moins un régulateur contrôlé.

### 3.1.3 Principales composantes du modèle SWIFT

Le système de simulation du contrôle en temps réel développé par l'INRS-Eau contient les éléments suivants [Villeneuve *et al.* 1992]:

- un modèle de ruissellement qui transforme les hyétogrammes prédits en hydrogrammes prédits
- un modèle hydraulique qui simule le transport dans le réseau de conduites
- une fonction objectif
- un optimisateur (c'est-à-dire un algorithme d'optimisation)

La figure 3.1 présente l'organigramme de la structure du programme de simulation. Une description des différents modules du système est donnée dans les sections suivantes. Pour une description plus élaborée du logiciel et de son fonctionnement, il est suggéré de consulter le *Guide de l'utilisateur* [Villeneuve *et al.* 1994] ainsi que le *Manuel de référence* du modèle SWIFT [Villeneuve *et al.* 1994].

#### 3.1.3.1 Le modèle de ruissellement

Ce modèle conceptuel reproduit le ruissellement sur les bassins perméables et imperméables, et le transport en conduites des eaux pluviales et sanitaires. Il permet de transformer la hauteur d'eau de pluie en débit de ruissellement, de calculer le débit de temps sec dans les conduites et de simuler les effets de l'écoulement en réseau (décalage et lissage des hydrogrammes). Le modèle de ruissellement peut donc déterminer les hydrogrammes à l'exutoire des bassins versants à partir des hyétogrammes.

#### 3.1.3.2 Le modèle d'écoulement en réseau

Ce modèle permet de simuler l'écoulement dans les conduites d'un réseau d'égouts. Il est composé d'un modèle linéaire pour les écoulements en charge (le modèle piston) et du modèle de Muskingum-Cunge pour les écoulements en surface libre [Villeneuve *et al.* 1992]. Le modèle de Muskingum-Cunge est une version discrète de l'équation de l'onde cinématique.

### 3.1.3.3 La fonction objectif

Le modèle SWIFT optimise les consignes des régulateurs de façon à minimiser les volumes déversés. L'optimisation doit se faire en évitant, autant que possible, les mises en charge dans le réseau et en favorisant les solutions où les variations de consignes entre deux pas de temps d'optimisation sont les plus faibles. L'évaluation des ouvertures optimales des régulateurs s'effectue par la minimisation d'une fonction objectif qui intègre chacune de ces contraintes. Cette fonction est de la forme suivante:

$$\begin{aligned}
 f = & \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} W_j \max [Q_a^j(t) - Q_r^j(t), 0] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{con}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} W_s \max [(Q_j(\{Q_r^k(t)\}; t) - Q_{max}^j), 0] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=2}^{nb_{dt}} W_v |Q_r^j(t) - Q_r^j(t - \Delta t)|
 \end{aligned} \tag{1}$$

- où:
- $nb_{reg}$  : nombre de régulateurs contrôlés sur le réseau.
  - $nb_{dt}$  : nombre de pas de simulation formant l'horizon de prédiction.
  - $nb_{con}$  : nombre de conduites formant l'intercepteur.
  - $W_j$  : coefficient de distribution ou facteur de pénalité associé au régulateur j.  
Ce coefficient permet de donner un poids différent aux débordements des régulateurs. Il y a un coefficient par régulateur contrôlé.
  - $Q_a^j(t)$  : débit dans la conduite en amont du régulateur j au temps t.
  - $Q_r^j(t)$  : débit maximal permis au régulateur j au temps t.

- $W_s$  : poids de pénalité pour la surcharge des conduites. La valeur doit normalement être élevée afin d'éviter les solutions optimales où il y a mise en charge de certaines conduites du réseau. La valeur de ce poids est la même pour l'ensemble des conduites du réseau.
- $Q_j(\{Q_r^k(t)\}; t)$  : débit calculé à l'aval de la conduite j, au temps t. Cette valeur dépend de l'ensemble des capacités des régulateurs au même pas de temps t.
- $Q_{max}^j$  : débit maximal pouvant passer dans la conduite j au temps t. On doit connaître la capacité maximale de toutes les conduites du réseau.
- $W_v$  : poids de pénalité pour la variation dans le temps des consignes des régulateurs. La valeur de ce poids est habituellement beaucoup plus faible que celle affectée au poids des surcharges, de façon à indiquer qu'il est beaucoup plus important d'éviter les mises en charge que les variations d'ouvertures des régulateurs. La valeur de ce poids est la même pour l'ensemble des conduites du réseau.

Dans la fonction objectif, la variable à optimiser est  $Q_r^j(t)$ , soit le débit maximal permis au régulateur j. Cette valeur permet de déterminer l'ouverture du régulateur j pour le prochain pas de temps t.

Le premier terme de l'équation (1) est proportionnel au volume total déversé. Plus ce terme est petit, plus le volume total déversé est faible. La fonction objectif doit viser une minimisation optimale des volumes de débordements, tout en tenant compte des deux autres contraintes du système. Le second terme permet de minimiser les surcharges dans le réseau. Les résultats d'une optimisation qui entraîne une ou plusieurs mises en charge sont à éviter puisque les conduites ne sont habituellement pas dimensionnées pour supporter les surcharges. Enfin, le dernier terme indique à l'optimisateur qu'il doit favoriser les solutions où les variations de consignes, entre deux pas de temps successifs, sont les plus faibles possible. Chacun des trois termes de la fonction objectif est pondéré afin de fixer les poids relatifs des surcharges, des déversements et des variations de consignes.. Chaque régulateur peut aussi être affecté d'un poids sur les débordements  $W_j$  afin de tenir compte de la sensibilité relative du milieu récepteur et du niveau de protection désiré.

Il est important de noter que la capacité de traitement de la station d'épuration d'eaux usées constitue également une contrainte importante qu'il faut considérer durant les optimisations. En effet, les débits véhiculés à l'usine ne doivent pas dépasser sa propre capacité de traitement. Cette contrainte est cependant incluse implicitement dans la fonction objectif puisqu'un régulateur se trouve à l'entrée de la station et qu'un facteur de pondération  $W_j$  lui est associé.

#### **3.1.3.4 La méthode d'optimisation**

La minimisation de la fonction objectif s'effectue grâce à la méthode des directions conjuguées de Powell [Powell 1965]. À chaque pas de temps de cinq minutes, les consignes aux régulateurs sont optimisés en tenant compte de l'évaluation de l'état complet du réseau pour les vingt prochaines minutes, c'est-à-dire durant l'horizon de prédiction.

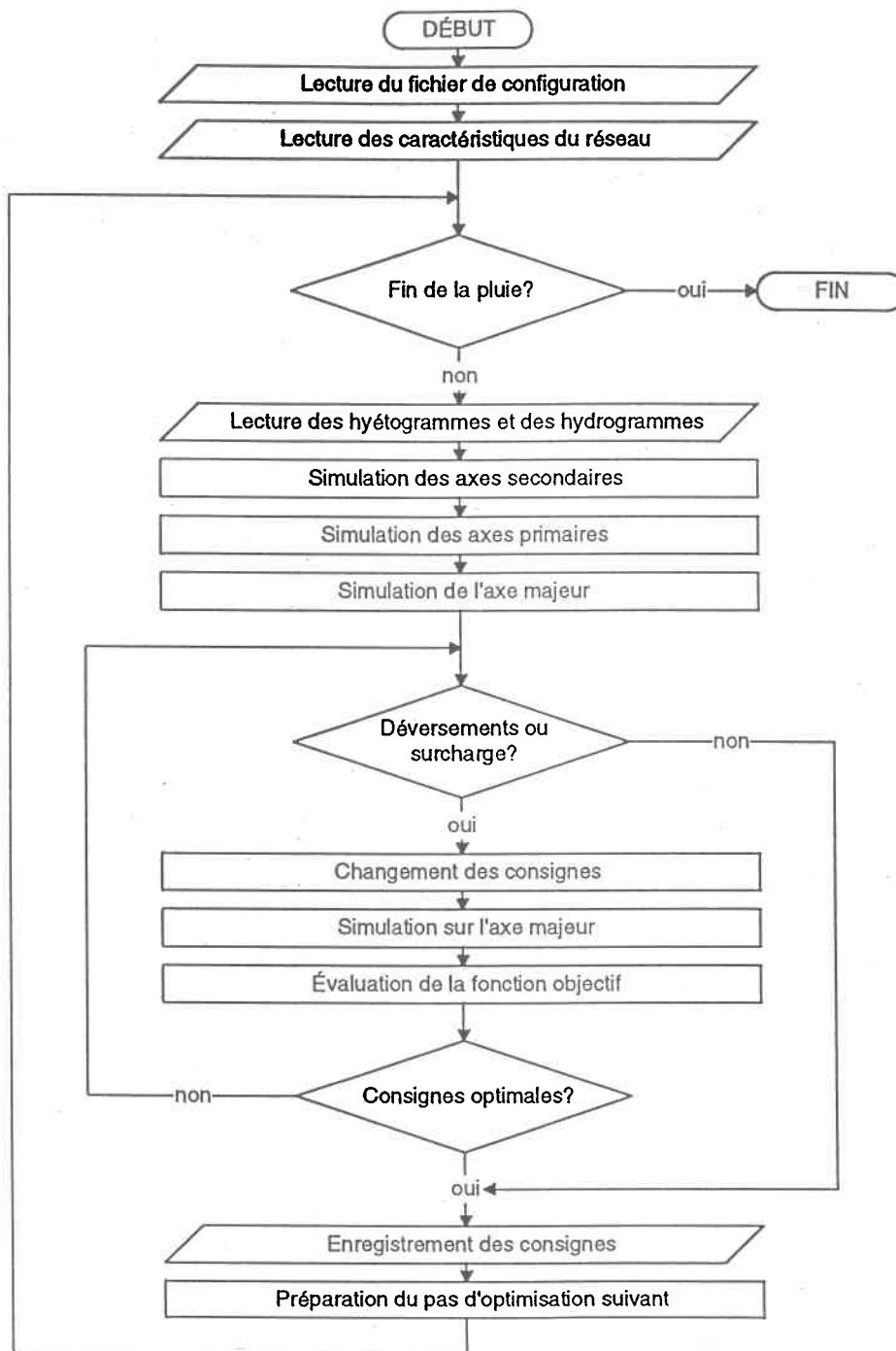


Figure 3.1 : Organigramme du programme de simulation [Villeneuve *et al.* 1994]



## 3.2 Le territoire à l'étude

Le territoire de la Communauté Urbaine de Québec (CUQ) est d'une superficie de 550 kilomètres carrés et est divisé en deux bassins de drainage principaux, soit le bassin OUEST et le bassin EST. Le bassin OUEST regroupe une population de 237 000 habitants et draine un débit d'eaux usées de 157 000 mètres cubes par jour. De son côté, le bassin EST possède une population de 270 000 personnes avec un débit d'eaux usées de 231 000 mètres cubes par jour. Chacun des bassins possède une station d'épuration où sont acheminés les volumes d'eau interceptés par le réseau d'égouts.

Les optimisations effectuées dans le cadre de cette étude ont été réalisées sur une portion d'intercepteur qui draine le secteur ouest du bassin EST. Cette section d'intercepteur, longue de 2873 mètres, reçoit les apports des sous-bassins numéros 10, 11, 12, 14 et 16 situés côte à côte le long de la rive sud de la rivière Saint-Charles. Notons qu'aucun sous-bassin unitaire n'est présent sur la rive nord de l'intercepteur. Cette partie du réseau a été choisie en raison du nombre très limité de données de qualité mises à notre disposition. Une seule campagne de mesures a été effectuée sur le territoire de la CUQ et celle-ci ne s'est étendue que sur la partie ouest du secteur EST.

Chacun de ces sous-bassins possède une structure de régulation dynamique à la jonction de son collecteur et de l'intercepteur qui permet de contrôler les débordements vers le milieu récepteur. De l'amont vers l'aval, on retrouve donc respectivement les régulateurs Saint-Sacrement, Victoire, Guyart, Saint-Luc et Saint-Charles/Saint-Ambroise. L'emplacement des bassins sur le territoire de la CUQ et la schématisation de l'intercepteur simulé sont présentés aux figures 3.2 et 3.3.

Les caractéristiques des cinq sous-bassins sont présentées aux tableaux 3.1 et 3.2. Enfin, le tableau 3.3 présente les caractéristiques physiques des segments de l'intercepteur à l'étude. Un segment correspond à une portion d'intercepteur composée d'une suite de conduites ayant la même capacité.

Tableau 3.1 : Caractéristiques des bassins versants

Bassin versant	10	11	12	14	16
Superficie (km <sup>2</sup> )	0.7	1.02	1.81	0.32	0.61
% Surface imperméable	62	44	53	69	86
Temps de concentration (min)	20.5	41.1	26.1	12.4	23.7

Tableau 3.2 : Occupation du sol pour les différents bassins versants (%)

Bassin versant	10	11	12	14	16
industriel	3	48	-	3	-
institutionnel	10	10	12	29	12
commercial	23	3	12	8	2
résidentiel	60	27	53	52	77
espaces verts	4	12	21	11	9

Note : un tiret signifie une donnée manquante.

Tableau 3.3 : Caractéristiques physiques des segments d'intercepteur

Segment N°	Longueur (m)	Pente	Diamètre (m)	Capacité maximale (m <sup>3</sup> /s)	Coefficient de Manning
1	1	0.0002	0.915	0.266	0.013
2	1 036	0.0030	1.676	1.111	0.013
3	555	0.0053	0.762	0.910	0.013
4	474	0.0010	1.219	1.383	0.013
5	554	0.0011	1.219	1.450	0.013
6	253	0.0005	1.676	2.286	0.013

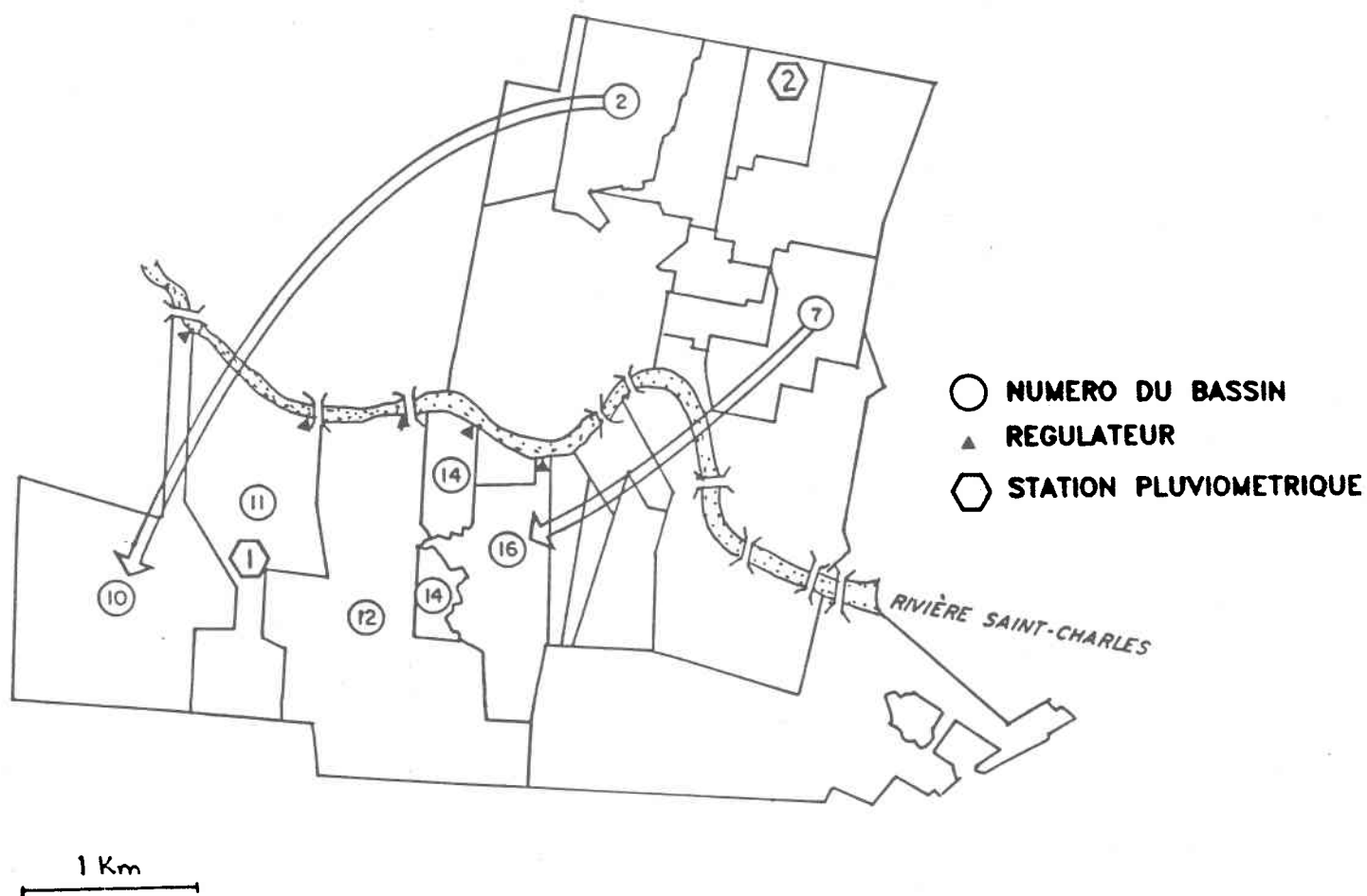


Figure 3.2 : Emplacement des bassins sur le territoire de la CUQ [Wilson 1988]

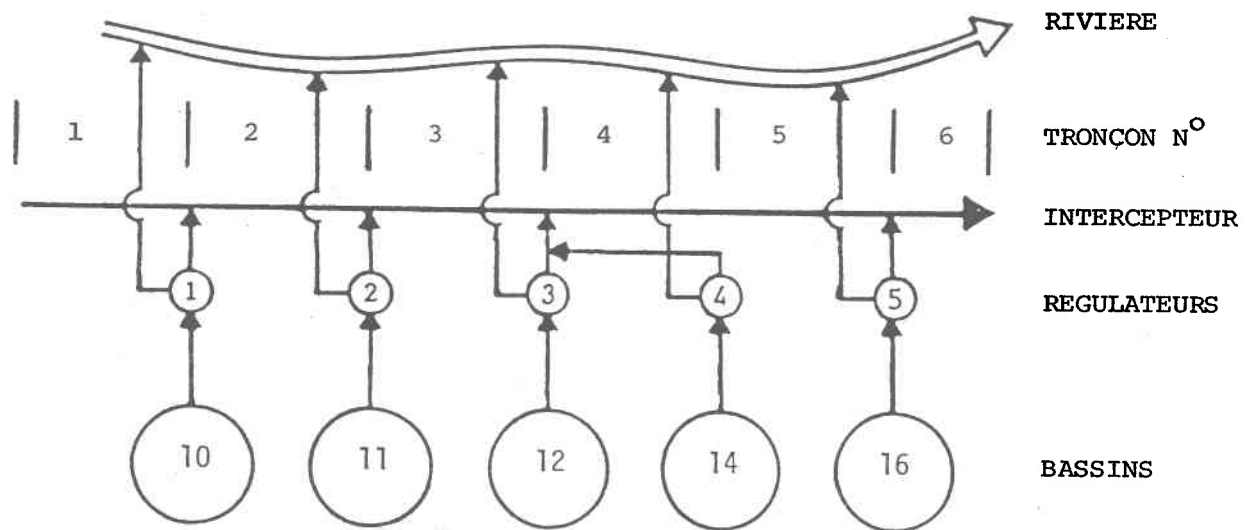


Figure 3.3 : Schéma général de l'intercepteur simulé

### 3.3 Les données utilisées

Les données utilisées dans le cadre de cette recherche proviennent d'une vaste campagne d'échantillonnage effectuée par la firme de consultants BPR, sur le territoire de la Communauté Urbaine de Québec pendant l'été 1982. En tout, huit pluies ont été considérées et 27 sous-bassins ont été échantillonnés. La hauteur, la durée et l'intensité maximale de la pluie sur une base de cinq minutes ( $I_{max_5}$ ) ont tout d'abord été mesurées pour chacun des événements pluvieux à l'aide de deux pluviomètres installés au nord et au sud de la rivière Saint-Charles. Ces résultats sont présentés aux tableaux 3.4 et 3.5.

Tableau 3.4 : Caractéristiques des pluies (pluviomètre nord)

Date (année 1982)	Durée (h)	Hauteur (mm)	$I_{max_5}$ (mm/h)
16 juin	7.70	43.00	21.50
21 juin	5.00	4.60	2.70
22 juin	1.25	6.80	10.70
29 juin	1.33	-	-
7 juillet	0.50	6.90	42.30
28 juillet	15.0	48.30	32.80
23 août	6.00	10.90	3.80
25 août	9.00	24.90	8.00

Note : un tiret signifie une donnée manquante.

Tableau 3.5 : Caractéristiques des pluies (pluviomètre sud)

Date (année 1982)	Durée (h)	Hauteur (mm)	Imax <sub>5</sub> (mm/h)
16 juin	7.70	40.7	20.7
21 juin	5.00	5.3	3.2
22 juin	1.25	4.2	8.6
29 juin	1.33	6.1	21.8
7 juillet	0.50	11.2	45.5
28 juillet	15.00	46.8	36.9
23 août	6.00	10.7	6.0
25 août	9.00	22.9	6.1

Les débits d'eaux usées en conduite ont été mesurés avec la méthode de dilution à la rhodamine et des échantillons d'eaux usées provenant de chacun des sous-bassins ont été prélevés manuellement afin de connaître la concentration de certains paramètres de qualité. L'intervalle de temps entre la prise de chaque échantillon a été généralement de cinq minutes. Les mesures de débits et de concentrations ont été effectuées directement au niveau des régulateurs associés aux sous-bassins considérés. Cependant, étant donné le manque de données mesurées aux bassins 10 et 16, nous avons dû utiliser celles des sous-bassins 2 et 7 situés au nord de la rivière Saint-Charles car elles étaient les plus complètes. Les mesures de qualité ont été utilisées telles quelles mais les mesures de débit ont été pondérées respectivement en fonction des superficies des bassins 10 et 16. La pondération s'est faite à l'aide de l'équation (2):

$$\left( \frac{A_i}{A_k} \right)^n = \frac{Q_i}{Q_k} \quad (2)$$

- où:
- $A_i$  : superficie du bassin de remplacement.
  - $A_k$  : superficie du bassin où les données sont manquantes.
  - $Q_i$  : débit sur le bassin de remplacement.
  - $Q_k$  : débit sur le du bassin où les données sont manquantes.

Étant donné que nous ne connaissions pas les débits des bassins de 10 et 16, nous avons dû faire l'hypothèse que  $n=1$ .

Les principaux paramètres physico-chimiques mesurés lors de cette campagne ont été les matières en suspension (MES), la demande chimique en oxygène (DCO) et certains métaux lourds, soient le plomb, le cuivre et le zinc. Le phosphore total et les coliformes fécaux ont aussi été échantillonnés mais de façon moins systématique.

Comme nous pouvons le constater, les eaux polluées véhiculées dans les réseaux combinés présentent une diversité de contaminants. Malheureusement, leur contribution individuelle à la détérioration des cours d'eau reste difficile à quantifier. Toutefois, Collins et Ridgway (1980), Wilson (1988), Jacquet (1991) et Banck (1991) ont pu démontrer un niveau de corrélation significatif entre les MES et les autres types de polluants (nutriments, matières organiques, métaux lourds) car ces derniers ont tendance à être adsorbés par les solides en suspension. C'est pour cette raison que nous utiliserons les MES comme paramètre de qualité représentatif des autres polluants.

Afin de pouvoir utiliser les données de pluie lors des essais de simulation, les données manquantes ont été évaluées par interpolation linéaire afin d'obtenir des mesures de débits et de concentrations en polluants à toutes les cinq minutes. Toutefois, l'événement pluvieux du 23 août 1982 a été éliminé en raison du nombre trop restreint de mesures de débit et de qualité.

De plus, puisque nous ne connaissons pas l'hydrogramme et le pollutogramme du tronçon 1 situé en amont du réseau (voir fig 3.3), un débit constant de 0.266 m<sup>3</sup>/ sec et une concentration constante de 30 mg/l ont été supposés comme valeurs d'intrants. Le débit de

0.266 m<sup>3</sup>/sec correspond à la capacité maximale de cette conduite, cette dernière possédant un rayon de 915 millimètres, un coefficient de Manning de 0.013 et une pente de 0.02 %. Pour sa part, la concentration a été évaluée en faisant la moyenne, sur les sept pluies, des plus petites valeurs de concentration de MES retrouvées sur le premier bassin en amont du réseau de la CUQ, soit le bassin 10.

Ces deux séries de valeurs, les débits et les concentrations de base de l'intercepteur, sont simulées pendant toute la durée de chacune des pluies. La capacité du tronçon 1 de l'intercepteur ne peut donc pas servir à d'éventuels transferts de capacité de l'amont vers l'aval du réseau puisqu'il est rempli en permanence durant chacun des événements pluvieux. De plus, la valeur de la concentration de base est suffisamment faible pour que celle-ci n'ait aucune influence marquée sur les décisions de transferts survenant lors des essais d'optimisation par rapport à la masse totale déversée. De cette façon, on restreint l'étude du contrôle en temps réel à la portion d'intercepteur localisée entre le premier et le dernier régulateur du réseau. Le tableau 3.6 présente les bilans de volume et de masse des intrants pour chacune des pluies. Enfin, les hydrogrammes et les pollutogrammes de chacune des pluies à l'annexe D.



Tableau 3.6 : Apport en volume (m<sup>3</sup>) et en masse de matières en suspensions (kg) de chacune des pluies

Pluie (1982)	Bassin 10	Bassin 11	Bassin 12	Bassin 14	Bassin 16	Total des apports:
16 juin						
volume:	8 840	6 320	13 138	3 193	7 886	3 937 79
masse:	1 607	1 917	3 086	760	1 690	9 061
21 juin						
volume:	2 886	2 346	5 519	1 028	3 005	14 784
masse:	305	194	673	886	289	2 346
22 juin						
volume:	3 244	2 783	5 844	2 455	2 965	17 291
masse:	347	369	705	311	438	2 170
29 juin						
volume:	4 664	2 194	5 282	2 016	3 573	17 729
masse:	982	676	1 027	346	704	3 734
7 juillet						
volume:	14 325	3 202	8 118	2 112	7 912	35 669
masse:	1 112	1 518	3 430	1 025	2 200	9 285
28 juillet						
volume:	12 747	5 615	9 629	2 696	12 102	42 789
masse:	1 124	481	425	108	1 636	3 774
25 août						
volume:	7 855	4 869	9 001	1 867	8 758	32 350
masse:	764	526	920	192	1 022	3 425

### 3.4 Essais de simulation en réseau

Pour chacune des sept pluies, une simulation de l'écoulement en réseau avec des régulateurs non contrôlés est d'abord effectuée à l'aide du logiciel SWIFT. On obtient ainsi le total du volume d'eau usée et de la masse de matières en suspension déversés à chacun des cinq régulateurs statiques. Ces résultats vont nous permettre par la suite d'évaluer la diminution du volume et de la masse déversés obtenus lors de l'application d'un contrôle en fonction

du volume total déversé et d'un contrôle en fonction de la masse totale de MES déversées. En effet, lors d'une optimisation, la possibilité d'ajuster les ouvertures des régulateurs permet d'obtenir des débordements inférieurs à ceux obtenus lors d'un contrôle réactif local.

Avant d'être utilisé, le modèle de simulation d'écoulement en réseau doit être calibré afin de l'adapter à la portion du réseau d'égouts de la CUQ à l'étude. Toutefois, puisque le réseau entier de la CUQ a déjà été calibré lors de la mise au point du modèle de transport en conduites de SWIFT et que le jeu de paramètres ainsi obtenu est optimal, nous posons comme hypothèse qu'il est valable d'utiliser ces mêmes valeurs pour le calcul des débits circulant dans les conduites du réseau de cinq régulateurs.

Il est également important de noter que, dans notre cas, la modélisation de la propagation des polluants dans le réseau d'égouts actuellement à l'étude n'est pas essentielle. D'abord, les débits et les concentrations ont été échantillonnés directement au niveau des régulateurs, et la section du réseau située en amont des points d'échantillonnage ne fait pas partie de la portion de réseau étudié. Il n'est donc pas nécessaire de modéliser le déplacement des polluants dans la partie du réseau en amont des régulateurs. De plus, les décisions concernant la répartition des eaux usées, durant une optimisation par rapport à la masse, sont prises au niveau des régulateurs. Le déplacement des polluants en aval des régulateurs, c'est-à-dire dans l'intercepteur, n'a pas non plus à être modélisé dans le présent exercice. Dans notre cas, le seul phénomène qui doit être modélisé au niveau de l'intercepteur est le transport des débits, afin de vérifier l'existence de mises en charge dans les conduites.

Le tableau 3.7 présente les valeurs des ouvertures des régulateurs statiques situés sur le réseau. Enfin, le tableau 3.8 donne les résultats des simulations pour chacun des épisodes pluvieux. Les bilans du volume et de la masse de matières en suspension déversés y sont présentés.

Tableau 3.7 : Ouvertures des régulateurs statiques

Régulateur N°	Ouverture (m <sup>3</sup> /s)
1	0.095
2	0.180
3	0.120
4	0.040
5	0.050

Tableau 3.8 : Résultats des simulations en contrôle statique local (régulateurs à ouvertures fixes)

Date de la pluie (1982)	Volume total déversé (m <sup>3</sup> )	Masse totale de MES déversées (kg)	Surcharge ?
16 juin	31 461	7 370	oui
21 juin	12 025	1 281	non
22 juin	13 563	1 655	oui
29 juin	14 439	3 039	non
7 juillet	24 122	11 818	oui
28 juillet	32 802	2 592	non
25 août	23 455	2 399	non

### 3.5 Essais d'optimisation par rapport aux volumes totaux déversés

Des optimisations visant la minimisation des volumes déversés dans le milieu récepteur ont été effectuées pour l'ensemble des pluies. Les régulateurs du réseau sont maintenant dynamiques, c'est-à-dire munis de vannes contrôlables permettant l'optimisation des ouvertures de ces structures. Un ajustement optimal des consignes mène à un

emmagasinement maximal des eaux usées dans le réseau de conduites sans mise en charge, et donc à une minimisation des volumes totaux déversés. Dans le cadre de cette étude, nous considérons qu'il est plus important d'éviter les surcharges au niveau des conduites que d'éviter les débordements, mais qu'il est plus important d'éviter les débordements que les variations de consignes aux régulateurs. Il faut donc chercher le jeu de paramètres optimaux qui tiendra compte de la hiérarchie entre les trois différents poids.

### **3.5.1 Choix du poids des surcharges $W_s$**

On met généralement un facteur de pondération très élevé à la partie de fonction objectif qui concerne l'impact des surcharges, afin d'indiquer à l'optimisateur d'éviter les solutions où il y a mise en charge des conduites du réseau. Pour les essais effectués avec chacun des événements pluvieux, le poids des surcharges a donc été fixé arbitrairement à  $1 \times 10^6$  pour l'ensemble des conduites du réseau. Cette valeur élevée du poids sur les surcharges permet d'obtenir des optimisations sans présence de mise en charge.

### **3.5.2 Choix du poids des variations de consignes $W_v$**

Sachant qu'il est beaucoup moins important d'éviter les variations des ouvertures des régulateurs que les débordements aux sites de rejets, et que dans le cadre de cette recherche la minimisation des variations de consignes ne constitue pas une priorité, une valeur très faible est assignée dès le départ au poids  $W_v$ . Il a été fixé à  $1 \times 10^{-3}$  pour l'ensemble des régulateurs et cette valeur a été conservée pour chacune des sept pluies à l'essai. En donnant ainsi une valeur faible à ce poids, le terme de la fonction objectif visant les variations de consignes devient nul.

### **3.5.3 Choix du poids des débordements $W_j$**

Le terme de la fonction objectif qui considère l'impact des débordements est pondéré d'un facteur de pénalité qui permet de tenir compte de la sensibilité relative des points de rejets sur le milieu récepteur. La présence de ces poids de débordements permet donc d'accorder

une protection prioritaire à certains sites de rejets particulièrement sensibles en leur attribuant un poids supérieur à ceux qui sont associés aux points de débordements moins sensibles.

Dans un premier temps, une valeur identique a été attribuée aux poids  $W_j$  des cinq régulateurs présents sur le réseau. Le but principal des optimisations effectuées dans cette section étant la minimisation des volumes totaux déversés sans tenir compte de la sensibilité des différents sites de rejets, nous considérons que la sensibilité du milieu récepteur est semblable de l'amont vers l'aval.

En fixant le poids des débordements à une même valeur pour les cinq régulateurs, on cherche plutôt à donner une importance relative entre les débordements et les mises en charge que nous voulons éviter. Afin de trouver la valeur du facteur de pondération des débordements qui soit la plus élevée possible et qui mène à des solutions sans surcharge, nous avons effectué, pour chacune des pluies, des essais avec des poids sur les débordements ayant pris successivement des valeurs multiples de 10 compris entre 10 et  $1 \times 10^7$ . Les valeurs optimales des poids sur les débordements de chacune des pluies sont présentées au tableau 3.9. Nous présentons ensuite les résultats des optimisations au tableau 3.10.

Tableau 3.9 : Valeurs optimales des poids de la fonction objectif, pour la stratégie de contrôle en fonction des volumes totaux déversés

Date de la pluie (1982)	Poids optimaux sur les débordements $W_j$	Poids optimaux sur les surcharges $W_s$	Poids optimaux sur les variations de consignes $W_v$
16 juin	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
21 juin	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
22 juin	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
29 juin	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
7 juillet	$1 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
28 juillet	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
25 août	$1 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$

Tableau 3.10 : Résultats optimaux pour le contrôle en fonction des volumes totaux déversés

Date de la pluie (1982)	Volume total déversé (m <sup>3</sup> )	Masse totale de MES déversées (kg)
16 juin	23 293	6 481
21 juin	826	93
22 juin	4 222	544
29 juin	8 068	2 184
7 juillet	14 712	8 581
28 juillet	15 511	1 136
25 août	8 642	868

Enfin, le tableau 3.11 présente les gains d'efficacité obtenus lorsqu'un contrôle prédictif intégré minimisant les volumes déversés est utilisé sur le réseau plutôt qu'un contrôle statique local. Les gains d'efficacité sur le volume total déversé ( $\eta_v$ ) et sur la masse totale déversée ( $\eta_m$ ) ont été calculés respectivement avec les équations suivantes :

$$\eta_v = \left( \frac{V_{statique} - V_{opt.vol}}{V_{statique}} \right) \times 100 \quad (3)$$

- où:
- $\eta_v$  : gain d'efficacité relatif sur le volume total déversé.
  - $V_{statique}$  : volume total déversé lors d'un contrôle statique local.
  - $V_{opt.vol}$  : volume total déversé lors d'une optimisation par rapport au volume.

et:

$$\eta_m = \left( \frac{M_{statique} - M_{opt.vol}}{M_{statique}} \right) \times 100 \quad (4)$$

- où:
- $\eta_m$  : gain d'efficacité relatif sur la masse totale déversée.
  - $M_{statique}$  : masse totale déversée lors d'un contrôle statique local.
  - $M_{opt.vol}$  : masse totale déversée lors d'une optimisation par rapport au volume.

Tableau 3.11 : Gain d'efficacité du contrôle prédictif intégré minimisant les volumes déversés par rapport au contrôle statique local

Date de la pluie (1982)	Gain d'efficacité sur le volume total déversé $\eta_v$ (éq. 3) (%)	Gain d'efficacité sur la masse totale de MES déversées $\eta_m$ (éq. 4) (%)
16 juin	26.0	12.1
21 juin	93.1	92.8
22 juin	68.9	67.1
29 juin	44.1	28.1
7 juillet	39.0	27.4
28 juillet	52.7	56.2
25 août	63.2	63.8

Les résultats démontrent bien la supériorité de la performance du contrôle prédictif intégré minimisant les volumes par rapport à celle du contrôle statique local.

### 3.6 Essais d'optimisation par rapport à la masse totale déversée

Des optimisations visant la minimisation directe de la masse totale de matières en suspension déversées ont ensuite été effectuées pour chacun des événements pluvieux. Nous tentons maintenant de réduire l'impact des débordements en utilisant une fonction objectif qui tient compte de la qualité des eaux déversées. La fonction objectif du logiciel SWIFT doit donc subir une légère modification. Le terme des débordements est multiplié par la mesure de la concentration des matières en suspension arrivant au régulateur  $j$  au temps  $t$ . On obtient donc l'équation suivante:



$$\begin{aligned}
 f = & \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} W_j \max \left[ (Q_a^j(t) - Q_r^j(t)) C_a^j(t), 0 \right] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{con}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} W_s \max \left[ (Q_j(\{Q_r^k(t)\}; t) - Q_{max}^j), 0 \right] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=2}^{nb_{dt}} W_v \left| [Q_r^j(t) - Q_r^j(t - \Delta t)] \right|
 \end{aligned} \tag{5}$$

où :  $C_a^j(t)$  : concentration en MES correspondant au régulateur j au temps t.

Les valeurs optimales des poids des surcharges, des débordements et des variations de consignes aux structures de régulation doivent également être évaluées en tenant compte de l'importance relative de chacun de ces facteurs. De même que pour les optimisations par rapport aux volumes déversés, nous considérons qu'il est important, d'abord, d'éviter les surcharges, d'éviter ensuite les débordements et finalement d'éviter les variations de consignes.

### 3.6.1 Choix du poids sur les surcharges $W_s$

Les optimisations cherchant à minimiser la masse totale de MES déversées lors d'un événement pluvieux doivent mener à des solutions sans surcharge, afin de pouvoir être comparées aux optimisations par rapport aux volumes. Ainsi, pour éviter les mises en charge dans certaines conduites du réseau, le poids des surcharges a été fixé à  $1 \times 10^6$  pour l'ensemble des conduites du réseau. Cette valeur est restée la même pour chacune des pluies servant aux essais.

### 3.6.2 Choix du poids sur les variations de consignes $W_v$

Pour les mêmes raisons que celles énoncées à la section 3.5.2, une valeur très faible a été assignée au poids des variations de consignes des régulateurs  $W_v$ . Celle-ci a été fixée à  $1 \times 10^{-3}$  pour l'ensemble des sept pluies.

### 3.6.3 Choix du poids sur les débordements $W_j$

Le raisonnement et la méthodologie de la section 3.5.3 ont aussi été appliqués lors du choix du poids sur les débordements pour les optimisations par rapport à la masse. Les valeurs maximales des poids sur les débordements  $W_j$  qui ont été retenues pour chacune des pluies sont celles qui ont mené à une réduction maximale de la masse totale déversée, sans avoir entraîné de mises en charge dans le réseau. Ces valeurs sont présentées au tableau 3.12. Les résultats des optimisations par rapport à la masse totale déversée sont ensuite présentés au tableau 3.13.

Tableau 3.12 : Valeurs optimales des poids de la fonction objectif pour la stratégie de contrôle en fonction de la masse totale de MES déversées

Pluie (1982)	Poids optimaux sur les débordements $W_j$	Poids optimaux sur les surcharges $W_s$	Poids optimaux sur les variations de consignes $W_v$
16 juin	$1 \times 10^3$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
21 juin	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
22 juin	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
29 juin	$1 \times 10^3$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
7 juillet	$1 \times 10^2$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
28 juillet	$1 \times 10^3$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$
25 août	$1 \times 10^3$	$1 \times 10^6$	$1 \times 10^{-3}$

Tableau 3.13 : Résultats optimaux pour le contrôle en fonction de la masse totale de MES déversées

Date de la pluie (1982)	Volume total déversé (m <sup>3</sup> )	Masse totale de MES déversées (kg)
16 juin	23 387	6 470
21 juin	842	94
22 juin	4 141	531
29 juin	8 088	2 185
7 juillet	14 679	8 553
28 juillet	15 513	1 136
25 août	8 631	866

Enfin, le tableau 3.14 présente les gains d'efficacité obtenus lorsqu'un contrôle minimisant la masse totale déversée est utilisé plutôt qu'un contrôle minimisant les volumes totaux déversés. Les gains d'efficacité sur le volume total et sur la masse totale déversés ont été calculés respectivement à l'aide des équations suivantes:

$$\eta_v = \left( \frac{V_{opt.vol} - V_{opt.masse}}{V_{opt.vol}} \right) \times 100 \quad (6)$$

où:  $\eta_v$  : gain d'efficacité sur le volume total déversé d'une optimisation en fonction de la masse par rapport à une optimisation en fonction du volume.

$V_{opt.vol}$  : volume total déversé lors d'une optimisation par rapport au volume.

$V_{opt.masse}$  : volume total déversé lors d'une optimisation par rapport à la masse.

$$\eta_m = \left( \frac{M_{opt.vol} - M_{opt.masse}}{M_{opt.vol}} \right) \times 100 \quad (7)$$

où:  $\eta_m$  : gain d'efficacité sur la masse totale déversée d'une optimisation en fonction de la masse par rapport à une optimisation en fonction du volume.

$M_{opt.vol}$  : masse totale déversée lors d'une optimisation par rapport au volume.

$M_{opt.masse}$  : masse totale déversée lors d'une optimisation par rapport à la masse

Tableau 3.14 : Gain d'efficacité relatif de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés

Date de la pluie (1982)	Gain d'efficacité sur le volume total déversé $\eta_v$ (éq. 6) (%)	Gain d'efficacité sur la masse totale de MES déversées $\eta_m$ (éq. 7) (%)
16 juin	-0.4	0.2
21 juin	-1.8	-2.1
22 juin	1.9	2.3
29 juin	-0.3	0.0
7 juillet	0.2	0.3
28 juillet	0.0	0.0
25 août	0.1	0.3

Comme on peut le constater au tableau 3.14, seule la pluie du 22 juin offre la meilleure réduction en terme de masse totale déversée. Aucun gain d'efficacité n'a été noté pour les autres pluie simulées. Cependant, même si la pluie du 22 juin présente la meilleure

performance, la diminution supplémentaire de masse totale déversée est très peu significative, et ne nous permet pas, à priori, de conclure à la supériorité de la méthode de gestion par rapport à la masse.

De plus, il est important de noter que l'optimisation par rapport à la masse a mené la pluie du 21 juin à déverser plus de matières en suspension qu'au moment de l'optimisation par rapport au volume. De son côté, la pluie du 22 juin présente une réduction supplémentaire du volume total déversé au moment de l'optimisation par rapport à la masse. Ces résultats, en apparence contradictoires, pourraient s'expliquer en considérant le type d'optimisation effectué par le logiciel SWIFT. En effet, l'optimisation s'effectue à chaque pas de temps de cinq minutes d'un horizon de prédiction donné, ce qui signifie que le résultat obtenu est un résultat optimal compte tenu de l'information dont nous disposons pour une durée égale à l'horizon de prédiction. Au pas de temps suivant, l'optimisateur recherche une nouvelle solution optimale, et ainsi de suite jusqu'à la fin de la pluie. L'optimisation ne s'effectue pas sur la durée globale de la pluie, mais plutôt sur un ensemble de pas de temps de cinq minutes formant l'horizon de prédiction. Les bilans globaux de volume et de masse déversés correspondent donc à une somme de bilans partiels optimaux. Cependant, il peut arriver que, pour un certain pas de temps de cinq minutes, le volume et la masse déversés soient considérés optimaux, alors qu'ils ne le seraient peut-être pas si l'optimisation était effectuée en considérant un horizon de prédiction plus long. Nous pouvons donc supposer que la somme des bilans partiels optimaux n'est généralement pas identique à celle du bilan d'une optimisation faite sur la durée complète de la pluie. C'est ce qui peut expliquer les résultats des pluies du 21 juin et du 22 juin.

Les prochaines sections de cette étude sont axées sur l'étude de l'influence de certains paramètres sur la performance du contrôle prédictif intégré par rapport à la masse totale déversée. Les principaux paramètres qui ont été analysés sont les dimensions du réseau d'égouts actuel, les mesures de débits et de concentrations utilisées pour les optimisations et l'ensemble des poids environnementaux qui tient compte de la sensibilité relative des sites de débordements.

### **3.7 Applications à d'autres réseaux d'égouts**

On peut se demander jusqu'à quel point le réseau d'égouts considéré a une influence sur les résultats des optimisations. À première vue, le dimensionnement actuel du réseau peut paraître restrictif face à la performance des deux méthodes de gestion. Les transferts de volume effectués lors d'une optimisation par rapport à la masse se trouvent d'abord limités par le nombre de régulateurs. En effet, le réseau n'est composé que de cinq régulateurs, et seuls les régulateurs 2,3,4 et 5 peuvent procéder à des transferts de volume. Le régulateur 1 ne peut, en aucun moment, transférer des volumes puisque la capacité du tronçon 1 est atteinte en tout temps (voir fig. 3.3).

La capacité de rétention de l'intercepteur se trouve aussi très limitée par la structure du réseau. Les pointes des hydrogrammes dépassent, la plupart du temps, la capacité des tronçons 2, 3 4 et 5 (voir fig 3.3), ce qui a pour effet d'augmenter les débordements. Enfin, une telle capacité de rétention peut contraindre les transferts de volumes effectués lors d'une optimisation par rapport à la masse. Les quantités d'eau transférées vers l'amont sont, dans ce cas, moins élevées parce que le réseau n'est pas apte à entreposer temporairement des volumes d'eau importants.

Des essais ont été effectués sur de nouveaux réseaux d'égouts unitaires. Pour concevoir ces réseaux, on a principalement joué sur le potentiel d'emménagement en augmentant la capacité de certaines conduites. Les valeurs des poids sur les surcharges  $W_s$ , les débordements  $W_j$  et les variations de consignes  $W_v$ , des fonctions objectifs des deux stratégies de contrôle n'ont pas été estimées de nouveau. Les valeurs présentées aux tableaux 3.9 et 3.12 ont donc été utilisées pour les prochains essais.

#### **3.7.1 Augmentation de la capacité de toutes les conduites du réseau**

Nous avons premièrement testé un réseau où toutes les conduites possèdent la même capacité de rétention, cette dernière ayant été fixée à une valeur suffisamment élevée pour éviter les mises en charge. Toutefois, cette dernière solution n'a pas présenté de gain

d'efficacité significatif lorsque la méthode de gestion par rapport à la masse a été appliquée. La capacité du réseau était même quelquefois assez élevée pour entreposer tout le volume d'eau généré par certaines pluies.

### **3.7.2 Augmentation graduelle de la capacité du réseau**

Par essais et erreurs, un réseau a ensuite été conçu de manière à ce que la capacité d'emmagasinement croisse graduellement de l'amont vers l'aval. Notons que les deux principales contraintes auquel est sujet le dimensionnement d'un tel réseau sont d'abord d'éviter les mises en charge, et ensuite de minimiser autant que possible les débordements.

Ce réseau a finalement donné des solutions sans mises en charge pour six des sept pluies utilisées lorsqu'un contrôle en temps réel par rapport à la masse totale déversée a été appliqué. Seule la pluie du 29 juin a conduit à une mise en charge de l'exutoire. Cependant, les résultats des autres pluies présentant des solutions sans mises en charge n'ont pas permis de démontrer une diminution supplémentaire significative de la masse totale déversée.

Nous avons finalement procédé à une nouvelle optimisation par rapport à la masse à l'aide de la pluie du 29 juin qui a conduit à des mises en charge. Nous avons divisé d'un facteur 10 le poids sur les débordements  $W_j$  de cette pluie. En modifiant la valeur du poids sur les débordements  $W_p$ , la pluie du 29 juin ne met plus le réseau en charge mais aucun gain d'efficacité n'est noté lorsqu'on compare les deux méthodes de gestion à l'étude.

À la lumière de ces résultats, il est donc permis de supposer que la structure du réseau actuel ne représente pas le principal facteur limitant la performance de la gestion par rapport à la masse.

### 3.8 Influence de la corrélation débit-concentration

La corrélation linéaire entre les mesures de débits d'un bassin donné et les concentrations correspondantes a ensuite été analysée, afin de voir s'il existe une relation entre la valeur des coefficients de corrélation et la performance relative des deux méthodes de gestion. Mathématiquement parlant, une forte corrélation entre ces mesures devraient mener les deux méthodes de gestion à réagir de manière à présenter des résultats similaires, du fait que les courbes du débit et de la concentration suivent la même tendance. Au contraire, une faible corrélation linéaire devrait conduire à des résultats différents entre les deux méthodes.

Pour vérifier s'il existe une forte corrélation entre le débit et la concentration, les coefficients de corrélation linéaire ont été calculés. Les valeurs de ces coefficients sont présentées au tableau 3.15. Nous pouvons également retrouver en annexe D les courbes des débits et des concentrations pour chacune des pluies.

Tableau 3.15 : Coefficients de corrélation linéaire entre les débits et les concentrations

Pluie (1982)	Bassin 10 (amont)	Bassin 11	Bassin 12	Bassin 14	Bassin 16 (aval)
16 juin	0.73	0.96	0.92	0.98	0.69
21 juin	0.06	0.37	0.04	0.45	0.79
22 juin	0.36	0.67	0.18	0.09	0.01
29 juin	0.75	0.72	0.53	0.85	0.95
7 juillet	0.96	0.81	0.59	0.02	0.57
28 juillet	0.10	0.11	0.03	0.01	0.00
25 août	0.04	0.30	0.06	0.06	0.05

Note: une bonne corrélation doit au moins avoir un coefficient de 0.85.



En regardant les résultats du tableau ci-haut, nous pouvons voir que les pluies du 21 juin, 22 juin, 28 juillet et 25 août présentent une corrélation qui va de faible à moyenne selon le bassin considéré. Les pluies du 16 juin, 29 juin et du 7 juillet possèdent, de leur côté, une corrélation allant de faible à forte selon les bassins. La faiblesse de la corrélation pour les pluies du 21 juin, 22 juin, 28 juillet et 25 août devrait donc théoriquement permettre d'obtenir des différences de performance entre les deux méthodes de gestion. Cependant, à la lumière des résultats présentés au tableau 3.14, les optimisations par rapport à la masse effectuées à l'aide de ces pluies n'ont pas mené à des gains de performance significatifs. Nous pouvons dès lors affirmer que, dans notre cas, la corrélation entre les débits et les concentrations des intrants ne joue pas un rôle déterminant sur la performance relative des deux stratégies de contrôle des débordements.

### 3.9 Influence de l'utilisation de poids sur les débordements $W_j$

Dans cette section, nous désirons finalement vérifier si le fait d'utiliser un ensemble de poids environnementaux tenant compte de la sensibilité du milieu récepteur permet de modifier la performance relative des deux méthodes de gestion. Pour ce faire, nous avons d'abord augmenté d'un facteur 100 le poids sur les débordements  $W_j$  correspondant au régulateur numéro 2. Les poids sur les débordements des régulateurs 3, 4 et 5 n'ont pas été estimés de nouveau. Les valeurs des poids sur les surcharges  $W_s$  et les variations de consignes  $W_v$  des fonctions objectifs de deux stratégies de contrôle n'ont pas non plus été réajustées (voir les tableaux 3.9 et 3.12).

Des optimisations par rapport au volume et par rapport à la masse ont été effectuées. Cette méthodologie a ensuite été successivement appliquée aux régulateurs numéros 3, 4 et 5. Le tableau 3.16 présente l'efficacité relative de la gestion en fonction de la masse par rapport à la gestion en fonction du volume. Les gains ont été calculés à l'aide des équations (6) et (7) en tenant compte, au moment des calculs, du poids environnemental affecté au régulateur pénalisé.

Tableau 3.16 : Gain d'efficacité **global** de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés (poids sur les débordements  $W_j \times 100$ )

Modification apportée au poids $W_j$ du régulateur j (j=2,3,4 et 5)	$W_2 \times 100$ (amont)		$W_3 \times 100$		$W_4 \times 100$		$W_5 \times 100$ (aval)	
	$\eta_v$ (%)	$\eta_m$ (%)	$\eta_v$ (%)	$\eta_m$ (%)	$\eta_v$ (%)	$\eta_m$ (%)	$\eta_v$ (%)	$\eta_m$ (%)
Gain d'efficacité <b>global</b>								
16 juin	-0.38	0.31	-4.1	1.3	0.1	1.68	<b>-4.0</b>	<b>88.3</b>
21 juin	-2.1	-2.2	-8.4	-1.2	<b>-14.0</b>	<b>40.0</b>	-9.6	-9.4
22 juin	<b>1.8</b>	<b>97.4</b>	-5.2	11.0	1.6	11.7	-4.0	-3.6
29 juin	-0.16	1.6	0.17	2.1	1.0	9.2	<b>-5.4</b>	<b>80.5</b>
7 juillet	-0.1	0.03	0.13	0.23	<b>0.10</b>	<b>6.6</b>	-1.1	1.8
28 juillet	0.1	10.7	-0.2	4.1	0.4	5.8	<b>-1.0</b>	<b>14.9</b>
25 août	0.14	4.6	0.23	4.3	-0.16	5.6	<b>-1.7</b>	<b>54.9</b>

Note : le gain d'efficacité **global** signifie le gain d'efficacité total obtenu pour l'ensemble des cinq régulateurs.

En général, chaque pluie a réagi très favorablement au contrôle prédictif intégré minimisant la charge totale déversée, et des gains significatifs de performance ont été obtenus en amplifiant successivement d'un facteur 100 les poids sur les débordements associés aux régulateurs. L'utilisation d'un ensemble de poids environnementaux qui peut tenir compte de la sensibilité relative des différents sites de rejets semble donc favoriser la méthode de gestion par rapport à la masse, et permet ainsi d'arriver à une réduction supplémentaire significative de la masse totale déversée.

Le tableau 3.17 présente maintenant les transferts de volume effectués d'un régulateur  $j$  vers les autres régulateurs situés en amont, lorsque les poids sur les débordements  $W_j$  ont été amplifiés successivement d'un facteur 100. Les transferts de volumes ont été calculés à l'aide des équations suivantes:

$$T_2 = ( V_{1,opt.masse} - V_{1,opt.vol} ) \quad (8)$$

- où:  $T_2$  : transfert de volume du régulateur 2 vers le régulateur 1.  
 $V_{1,opt.masse}$  : volume total déversé au régulateur 1 durant une optimisation par rapport à la masse totale déversée.  
 $V_{1,opt.vol}$  : volume total déversé au régulateur 1 durant une optimisation par rapport au volume total déversé.

$$T_3 = T_2 + ( V_{2,opt.masse} - V_{2,opt.vol} ) \quad (9)$$

- où:  $T_3$  : transfert de volume du régulateur 3 vers les régulateurs 1 et 2.  
 $V_{2,opt.masse}$  : volume total déversé au régulateur 2 durant une optimisation par rapport à la masse totale déversée.  
 $V_{2,opt.vol}$  : volume total déversé au régulateur 2 durant une optimisation par rapport au volume total déversé.

$$T_4 = T_3 + ( V_{3,opt.masse} - V_{3,opt.vol} ) \quad (10)$$

- où:  $T_4$  : transfert de volume du régulateur 4 vers les régulateurs 1,2 et 3.  
 $V_{3,opt.masse}$  : volume total déversé au régulateur 3 durant une optimisation par rapport à la masse totale déversée.  
 $V_{3,opt.vol}$  : volume total déversé au régulateur 3 durant une optimisation par rapport aux volume total déversé.

$$T_5 = T_4 + ( V_{4,opt.masse} - V_{4,opt.vol} ) \quad (11)$$

- où:  $T_5$  : transfert de volume du régulateur 5 vers les régulateurs 1,2, 3, 4.  
 $V_{4,opt.masse}$  : volume total déversé au régulateur 4 durant une optimisation par rapport à la masse totale déversée.  
 $V_{4,opt.vol}$  : volume total déversé au régulateur 4 durant une optimisation par rapport au volume total déversé.

Tableau 3.17 : Transferts de volume (m<sup>3</sup>) effectués du régulateur j=2, 3, 4 et 5 vers les régulateurs situés en amont du réseau

Modification apportée au poids $W_j$ du régulateur j (j=2,3,4 et 5)	$W_2 \times 100$ (amont)	$W_3 \times 100$	$W_4 \times 100$	$W_5 \times 100$ (aval)
Transferts de volume vers le rég. pénalisé	$T_2$ (éq. 8)	$T_3$ (éq. 9)	$T_4$ (éq. 10)	$T_5$ (éq. 11)
16 juin	15	111	114	<b>3 067</b>
21 juin	0	0	<b>197</b>	78
22 juin	<b>1 411</b>	98	77	204
29 juin	2	31	20	<b>706</b>
7 juillet	0	13	23	<b>186</b>
28 juillet	7	46	0	<b>217</b>
25 août	43	22	78	<b>185</b>

L'analyse des résultats des tableaux 3.16 et 3.17 permet d'affirmer que, pour une pluie donnée, les gains de performance globaux sont d'autant plus élevés que les transferts de volume sont importants. Nous pouvons voir également que, pour la majorité des pluies, un régulateur plus fortement pénalisé que les autres va pouvoir profiter de transferts d'autant plus importants qu'il y a de régulateurs situés en amont de celui-ci. Ces bénéfices vont évidemment se traduire par une diminution significative de la masse totale déversée au régulateur pénalisé. Le tableau 3.18 montre les gains d'efficacité obtenus au niveau du régulateur pénalisé. Ces gains ont été calculés à l'aide des équations suivantes:

$$G_{v,j} = \left( \frac{V_{j,opt.vol} - V_{j,opt.masse}}{V_{j,opt.vol}} \right) \times 100 \quad (12)$$

où:  $G_{v,j}$  : gain d'efficacité sur le volume total déversé d'une optimisation en fonction de la masse par rapport à une optimisation en fonction du volume, au niveau du régulateur pénalisé.

$V_{j,opt.vol}$  : volume total déversé lors d'une optimisation par rapport au volume, au niveau du régulateur pénalisé.

$V_{j,opt.masse}$  : volume total déversé lors d'une optimisation par rapport à la masse, au niveau du régulateur pénalisé.

$$G_{m,j} = \left( \frac{M_{j,opt.vol} - M_{j,opt.masse}}{M_{j,opt.vol}} \right) \times 100 \quad (13)$$

où:  $G_{m,j}$  : gain d'efficacité sur la masse totale déversée d'une optimisation en fonction de la masse par rapport à une optimisation en fonction du volume, au niveau du régulateur pénalisé.

$M_{j,opt.vol}$  : masse totale déversée lors d'une optimisation par rapport au volume, au niveau du régulateur pénalisé.

$M_{j,opt.masse}$  : masse totale déversée lors d'une optimisation par rapport à la masse, au niveau du régulateur pénalisé.

Tableau 3.18 : Gain d'efficacité de la gestion par rapport à la masse totale de MES déversées face à la gestion par rapport aux volumes totaux déversés, au niveau du régulateur pénalisé

Modification apportée au poids $W_j$ du régulateur j (j=2,3,4 et 5)	$W_2 \times 100$ (amont)		$W_3 \times 100$		$W_4 \times 100$		$W_5 \times 100$ (aval)	
	$G_{v,j}$ (%)	$G_{m,j}$ (%)	$G_{v,j}$ (%)	$G_{m,j}$ (%)	$G_{v,j}$ (%)	$G_{m,j}$ (%)	$G_{v,j}$ (%)	$G_{m,j}$ (%)
Gain d'efficacité au régulateur pénalisé								
16 juin	0,7	0,3	1,1	1,3	2,0	1,8	100,0	100,0
21 juin	0,0	0,0	0,8	+1,1	41,1	43,7	0,0	0,0
22 juin	100,0	100,0	8,9	11,8	10,3	12,0	0,0	0,0
29 juin	2,1	1,7	1,9	2,2	9,7	9,8	100,0	100,0
7 juillet	0,4	0,0	0,4	0,3	3,9	7,3	2,8	2,3
28 juillet	5,0	11,2	3,0	4,4	5,0	6,6	7,4	16,0
25 août	3,0	4,7	3,0	4,5	3,8	6,0	100,0	100,0

Comme nous pouvons le constater, certains transferts de volume ont même été suffisamment importants pour éliminer totalement les débordements au régulateur pénalisé (pluies du 16 juin, 22 juin, 29 juin et 25 août).

Les résultats et les analyses de cette section permettent donc de voir qu'un gain de performance significatif peut survenir lorsque des poids environnementaux sont utilisés afin de tenir compte de la sensibilité relative des sites de rejets du milieu récepteur. Pour arriver à des résultats d'optimisation identiques à ceux obtenus lorsqu'un des cinq régulateurs du réseau est pénalisé d'un facteur 100, les données du pollutogramme associé à ce régulateur

pourraient également amplifiées d'un facteur 100 (voir éq.5). Ceci nous mène à conclure que l'application d'une méthode de gestion minimisant la masse totale déversée pourrait aussi présenter une performance supérieure à celle obtenue avec la gestion par rapport au volume, lorsque un écart d'amplitude entre les concentrations des différents intrants est suffisamment prononcé.



## 4 CONCLUSION

---

Depuis les années soixante, la réduction de l'impact sur les milieux récepteurs des débordements de réseaux d'égouts unitaires par temps de pluie est devenue l'une des principales préoccupations du domaine de l'environnement. Plusieurs stratégies de contrôle des débordements sont présentement appliquées sur les réseaux unitaires. Parmi celles-ci, le contrôle prédictif intégré des réseaux d'assainissement s'avère une des solutions les plus prometteuses.

L'objectif principal de cette recherche était de déterminer s'il est plus efficace de gérer les égouts combinés à l'aide d'un contrôle prédictif intégré visant la minimisation de la masse totale de polluants déversés plutôt que les volumes totaux déversés.

À l'aide du modèle SWIFT, un contrôle prédictif intégré axé sur la réduction des volumes déversés a d'abord été appliqué sur le réseau d'égouts à l'étude. Les résultats ont pu démontrer l'efficacité indiscutable de la gestion automatisée en temps réel par rapport à une situation où les ouvertures des structures de régulation sont maintenues fixes. Des essais d'optimisation visant la minimisation de la charge totale déversée ont ensuite été effectués. En comparant ces résultats avec ceux de la gestion par rapport aux volumes, la plupart des pluies testées n'ont présenté aucun gain de performance significatif.

L'influence de certains paramètres sur la performance du contrôle prédictif intégré minimisant la masse déversée a ensuite été analysée. Les principaux paramètres qui ont été étudiés sont les dimensions actuels du réseau d'égouts, les mesures de débits et de concentrations utilisées lors des optimisations et l'ensemble des poids environnementaux qui tient compte de la sensibilité relative du milieu récepteur.

Les faibles gains de performance obtenues par la gestion en fonction de la masse ont pu d'abord nous amener à croire que le réseau actuel est tel qu'il défavorise cette méthode de contrôle, puisqu'il n'est composé que de cinq régulateurs et qu'il ne permet pas de véhiculer et d'emmagasiner des volumes d'eau importants. De nouvelles structures de réseaux ont

donc été testées. Cependant, l'utilisation d'un réseau ayant un bon potentiel d'emménagement n'a pas permis d'améliorer la performance de la gestion par rapport à la masse. Il est donc permis de conclure que, dans le cadre de cette recherche, la capacité actuelle du réseau d'égouts n'est pas le facteur principal qui limite la performance du contrôle par rapport à la masse.

L'influence de la corrélation entre les données de débits et de concentrations sur l'efficacité relative des deux méthodes de gestion a été analysée par la suite. Nous avons noté que dans notre cas, la corrélation entre les débits et les concentrations ne joue pas un rôle déterminant sur la performance de la gestion par rapport à la masse, puisque les pluies possédant un ensemble de bassins faiblement à moyennement corrélés ont présenté des gains de performance nuls ou non significatifs.

Nous avons finalement procédé à de nouvelles optimisations en nous servant de poids environnementaux associés aux régulateurs. Des pénalités sur les débordements ont été données en multipliant successivement d'un facteur 100 le poids sur les débordements associé à l'un des cinq régulateurs. Les résultats ont démontré que la majorité des événements pluvieux a réagi très favorablement au contrôle basé sur la masse, et que des gains de performance significatifs ont été obtenus de cette manière. L'utilisation d'un ensemble de poids environnementaux qui peut tenir compte de la sensibilité relative des différents sites de rejets semble donc favoriser la méthode de gestion par rapport à la masse, et permet ainsi d'arriver à une réduction supplémentaire significative de la masse totale déversée.

Ces dernières simulations ont également permis d'étudier plus précisément le mécanisme des transferts de volume d'un régulateur pénalisé vers l'amont du réseau. L'analyse de ces optimisations nous a d'abord permis de constater que la diminution supplémentaire de masse totale déversée, au niveau d'un régulateur pénalisé, était d'autant plus élevée qu'il y avait de volume transféré vers l'amont et ce, pour l'ensemble des pluies testées. De plus, pour certaines pluies, certains transferts ont été suffisamment importants pour éliminer

complètement les débordements à un régulateur pénalisé. Nous avons également observé que pour la plupart des pluies, un nombre accru de régulateurs situés en amont d'un régulateur pénalisé lui permettait d'augmenter la quantité de volume transféré vers l'amont. Enfin, nous avons pu noter qu'un gain de performance au niveau d'un régulateur fortement pollué permet d'obtenir un gain de performance global pour l'ensemble du réseau d'égouts.

Ces mêmes simulations ont aussi permis de constater que l'application d'une gestion en fonction de la masse peut présenter une performance supérieure à celle de la gestion en fonction des volumes, si l'écart d'amplitude entre les concentrations des différents intrants est suffisamment prononcée. En effet, amplifier d'un facteur 100 les données d'un pollutogramme ou le poids sur les débordements associé à un régulateur modifie la fonction objectif de manière identique, de sorte que les gains de performance obtenus au moment où les concentrations sont multipliées par 100 sont nécessairement identiques à ceux que l'on observe si le poids sur les débordements est amplifié d'un facteur 100.

En résumé, nous avons pu démontrer qu'il est envisageable de gérer les débordements de réseaux d'égouts unitaires par temps de pluie en appliquant une méthode de contrôle prédictif intégré axé sur la minimisation de la masse totale déversée. Cette étude a permis de démontrer qu'il est possible, dans notre cas, d'obtenir un gain d'efficacité significatif lorsque ces conditions d'utilisation se présentent:

- 1) La méthode de contrôle prédictif intégré basée sur la masse est utilisée dans le but de minimiser directement les impacts des débordements sur le milieu récepteur. Dans ce cas, la sensibilité relative des différents sites de rejets doit être prise en compte, en se servant d'un ensemble de poids environnementaux dont la valeur varie selon le site.
- 2) L'écart d'amplitude entre les concentrations des intrants est suffisamment prononcé, de façon à ce qu'un régulateur recevant un intrant fortement pollué se démarquent plus facilement des autres.

Des recherches ultérieures devraient donc idéalement se poursuivre au niveau de la gestion des impacts des débordements de réseaux unitaires sur le milieu récepteur. Cette voie, qui semble offrir des résultats prometteurs, pourrait finalement permettre de justifier l'implantation d'un système de gestion automatisée en temps réel impliquant des mesures de paramètres de qualité.

Il serait tout d'abord intéressant d'effectuer des optimisations en fonction de la masse sur un réseau d'égouts plus long, pourvu d'un plus grand nombre de régulateurs, et de conduites procurant une capacité de transport et d'emmagasinement plus importante. Un nombre accru de régulateurs et une capacité de transport plus élevée pourraient résulter en des transferts de volumes plus avantageux, d'où une meilleure performance du contrôle basé sur la masse déversée. Notons qu'il serait également pertinent de tester la méthode de gestion par rapport à la masse à l'aide d'un réseau muni de bassins de rétention. Ces réservoirs, qui accroissent la capacité d'emmagasinement d'un réseau, pourraient potentiellement permettre d'améliorer la performance de ce type de gestion.

Les études pourraient aussi porter sur l'intégration d'un modèle de propagation des polluants à l'intérieur d'un réseau d'égouts, afin de tenir compte des phénomènes de dispersion, de déposition et de remise en suspension de la charge polluante. La modélisation du transport des polluants s'avère fondamentale si l'on désire effectuer avec précision un contrôle par rapport à la masse sur un réseau complexe.

Enfin, les recherches futures pourraient être axées sur le développement d'une méthodologie qui puisse évaluer l'impact des débordements aux différents sites de rejets d'un milieu récepteur. Une telle évaluation permettrait de générer un ensemble de poids environnementaux optimaux qui tient compte de la sensibilité relative du cours d'eau.

# **ANNEXE A: CARACTÉRISATION DES EAUX DE DÉBORDEMENTS**

---

## **A.1 Caractérisation des eaux usées domestiques**

D'après les études effectuées par Cottinet *et al.* (1975), les principales sources de pollution d'origine domestique sont les suivantes:

- 1) les graisses, les matières organiques, les détergents et les savons (source de phosphore). On les retrouve surtout dans l'eau de préparation des repas, de lavages de vaisselle et de vêtements, de toilettes et dans les déchets des broyeurs à ordures.
- 2) les matières en suspension et les sels tels les hypochlorides et le  $\text{CaCl}_2$ . Ces substances proviennent des toilettes et de l'eau de lessive.
- 3) Les composés azotés, qui proviennent également des eaux de toilettes.

## **A.2 Caractérisation des eaux usées industrielles**

D'après Cottinet *et al.* (1975), les eaux usées industrielles peuvent se diviser en trois classes selon leurs natures et leurs origines:

- 1) eaux usées à caractère minéral dominant
- 2) eaux usées à caractère organique dominant
- 3) eaux usées à caractère mixte

### **A.2.1 Eaux usées à caractère minéral dominant**

Les eaux usées à caractère minéral dominant contiennent des matières en suspension, des sels ou oxydes de calcium ou de fer, des produits colloïdaux (argile) et des émulsions diverses (huiles, etc.). Elles proviennent des industries minières, métallurgiques et chimiques.

### **A.2.2 Eaux usées à caractère organique dominant**

Elles peuvent contenir des matières solides provenant du lavage de déchets végétaux (argile, terre, sable) et animaux (chair, fibres végétales), des sels et des produits fermentescibles comme des graisses et des sucres. Elles originent, entre autres, des industries alimentaires et des abattoirs.

### **A.2.3 Eaux usées à caractère mixte**

Ces dernières sont composées non seulement de matières minérales mais aussi de produits fermentescibles tels les graisses, les hydrocarbures et les dérivés du charbon. Elles ont comme origines les industries du textile, des pâtes et papiers, du cuir, du caoutchouc et du bois.

## **A.3 Les eaux de ruissellement urbain**

### **A.3.1 La pollution atmosphérique**

Il est maintenant largement reconnu que la pollution atmosphérique peut contribuer en moyenne de 40 à 45% à l'apport en nutriments et en métaux lourds qui contaminent l'eau de ruissellement urbain [Ellis 1986]. Les pluies acides et les retombées sèches sont les deux principaux véhicules de ce type de pollution.

Ce sont surtout les pluies acides qui apportent les nutriments. Ainsi, lors d'une pluie, il se produit un phénomène de lessivage des polluants atmosphériques qui se retrouvent finalement dans l'eau de ruissellement urbain. Les principales sources de la pollution atmosphérique sont les bioxydes de soufre, les oxydes d'azote, les aérosols et les gaz de combustion.

Les retombées sèches (particules de moins de 60  $\mu\text{m}$ ) sont considérées comme de la poussière dans la plupart des études sur le milieu urbain. Lors des précipitations, elles sont entraînées par les eaux de ruissellement. Elles proviennent, entre autres, des voies

de circulation non pavées, des chantiers de construction et de démolition et des sites d'enfouissement. C'est au moment des précipitations que les poussières, souvent soulevées du sol par le vent, peuvent être finalement entraînées par les eaux de ruissellement urbain.

### **A.3.2 Le ruissellement des toitures**

En général, l'apport en contaminants des toits peut être dû à deux phénomènes: la corrosion de la couverture et la déposition de polluants avec le temps sur les surfaces.

Selon [Ellis 1989], le fait que certaines toitures soient composées de cuivre ou de zinc (couvertures en acier galvanisée) peut élever significativement la contribution moyenne en métaux lourds de la charge totale qui est rejetée vers le milieu récepteur. Les pluies acides sont en majorité responsables de la corrosion des couvertures.

La déposition de contaminants venant de l'atmosphère et d'excréments d'oiseaux durant une certaine période de temps sec influence grandement la qualité des eaux ruisselées sur les toits. En effet, ces dépôts peuvent être des sources appréciables de plomb, de matières dissoutes et en suspension, de coliformes fécaux et de sels solubles et riches en micropolluants organiques et minéraux.

Les facteurs jouant un rôle déterminant sur la qualité des eaux de toitures sont la durée de la période de temps sec entre deux événements pluvieux et l'intensité de la pluie. Ainsi, plus la période de temps sec s'avère longue, plus la quantité de polluants s'accroît sur les toits. Enfin, le processus de lessivage des contaminants accumulés est d'autant plus efficace que la pluie est de forte intensité [Yaziz *et al.* 1989].

### **A.3.3 Les contaminants de surface**

Les contaminants de surface qui sont lessivés par les eaux pluviales urbaines sont de nature très variée et dépendent considérablement des caractéristiques du bassin versant et des activités sur celui-ci (résidentielle, commerciale, industrielle, institutionnelle). Les sources de dégradation de la qualité des eaux de ruissellement sont nombreuses [Flores-Rodriguez 1992]:

- véhicules à moteur (perte d'huile et d'essence, usure des pneus et des freins, rouille provenant de la corrosion des châssis, des carrosseries et des moteurs)
- chantiers urbains (voirie, excavation, construction d'édifices)
- antidérapants (sable ou autre abrasif tel le verre concassé, sels de déglçage)
- déchets rejetés dans les rues et sur les trottoirs
- débris animaux et végétaux
- usure des revêtements bitumineux et des trottoirs
- engrais, herbicides et pesticides
- activités industrielles

De plus, on doit ajouter l'érosion des surfaces perméables des bassins versants urbains due à la pluie et au ruissellement.

Enfin, le type et la quantité de polluants de surface véhiculés par le ruissellement urbain sont une fonction complexe et combinée de plusieurs facteurs qui tiennent compte des caractéristiques du bassin versant et de l'événement pluvieux [Torno 1983]. Les plus importants sont les suivants [Field 1972; Ellis 1986 ]:

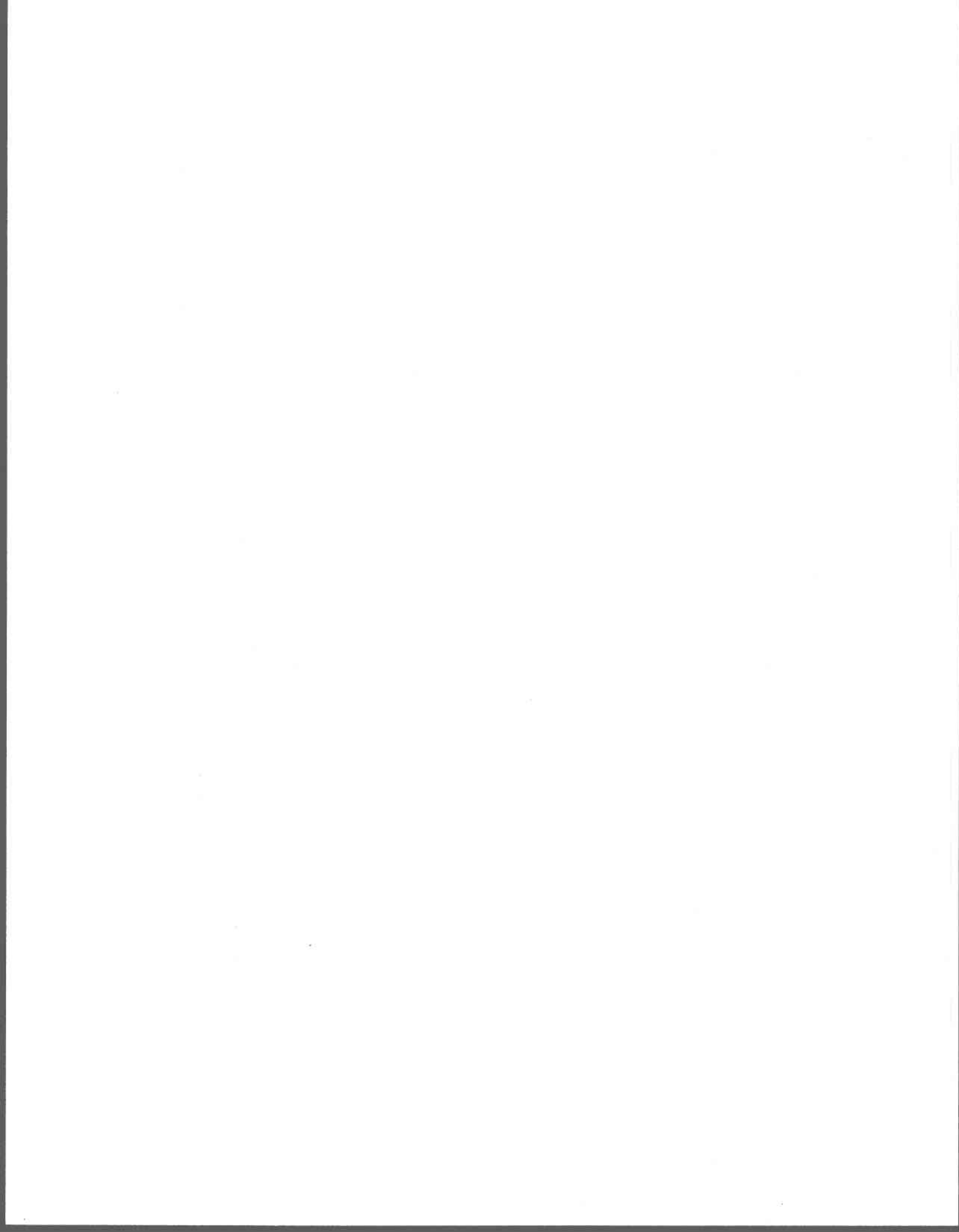
- type et état du revêtement des rues
- utilisation du sol
- durée de la période de temps sec
- densité et caractéristiques du trafic
- période de l'année (saisons)
- intensité de la pluie (intensité du lessivage)



### **A.3.4 Les dépôts en conduites**

Les résultats d'études mentionnées dans Hogland *et al.* (1984) et Ellis (1986) permettent de dire que la plus grande contribution à la charge totale rejetée dans les cours d'eau (50 à 60%) provient de la remise en suspension lors d'une pluie des dépôts au fond des conduites de faible pente et des dispositifs de captage et de prétraitement. Ces sédiments qui sont composés en majeure partie de solides organiques facilement décantables sont lessivés lorsque la vitesse d'écoulement dans le réseau d'égouts augmente au moment d'un événement pluvieux.

L'accumulation de dépôts peut également créer une diminution de la capacité hydraulique des conduites. Toutefois, un réseau d'égouts bien dimensionné ayant une vitesse d'auto-récourage adéquate permet d'éliminer toute déposition importante de sédiments au fond des radiers.



# **ANNEXE B : PARAMÈTRES RELATIFS À LA QUALITÉ DES EAUX DÉVERSÉES**

---

## **B.1 Description des paramètres**

### **B.1.1 Les matières en suspension**

Les matières en suspension (MES) dans les eaux de débordement sont les poussières et les débris qui se sont accumulés à la surface du bassin versant. Les MES sont généralement classées en deux groupes, soient les matières en suspension décantables et non-décantables.

### **B.1.2 Les nutriments**

Les éléments nutritifs habituellement considérés comme paramètres de qualité sont l'azote et le phosphore. On peut mesurer l'azote sous plusieurs formes: azote total, azote ammoniacale, azote particulaire, nitrites et nitrates. Le phosphore est, quand à lui, mesuré sous sa forme totale.

### **B.1.3 Les matières organiques**

Le rejet de matières organiques biodégradables favorise une activité microbiologique dont résulte une demande biochimique en oxygène dissout dans le cours d'eau récepteur. On mesure donc indirectement la concentration en matières organiques contenues dans les eaux de rejets urbains par un des paramètres suivants:

- la demande biochimique en oxygène ( $DBO_5$ )
- la demande chimique en oxygène (DCO)
- le carbone organique total (COT)

C'est toutefois la  $DBO_5$  qui donne les meilleures mesures de l'impact des rejets de matières organiques sur le milieu récepteur mais elle est sujette à des interférences de la part des composés toxiques, notamment les métaux lourds.

#### **B.1.4 Les métaux lourds**

Les eaux de débordements transportent des métaux traces. Les métaux lourds les plus souvent mesurés sont le cuivre, le plomb et le zinc. Parfois, on mesure aussi le cadmium et le mercure.

#### **B.1.5 Les bactéries et les virus pathogènes**

Les eaux de débordements contiennent également une large concentration de virus et de bactéries pathogènes qui indiquent la présence d'eau usée d'origine domestique. Ainsi, pour évaluer la concentration de bactéries et de virus, on utilise des bio-indicateurs. Ceux-ci doivent être de nature fécale, présents en grand nombre, rapidement et facilement identifiables. Les microorganismes les plus fréquemment échantillonnés comme indicateurs sont les coliformes totaux, les coliformes fécaux (*escherichia coli*) et les streptocoques fécaux [Field and Turkeltaub 1981].

### **B.2 Contribution individuelle des paramètres de qualité à la détérioration du milieu récepteur**

#### **B.2.1 Impacts reliés aux matières en suspension**

Le déversement de matières organiques exerce une demande en oxygène qui abaisse le taux d'oxygène dissout dans le milieu récepteur. La consommation d'oxygène peut être immédiate ou retardée. De plus, les matières en suspension représentent la cause principale du problème de turbidité des eaux et de l'accumulation au fond des cours d'eau de sédiments qui sont responsables des impacts à long terme. Les MES peuvent même entraîner la diminution de certaines espèces benthiques.

### **B.2.2 Impacts reliés aux nutriments**

Les débordements de réseaux unitaires contiennent du phosphore et de l'azote qui stimulent la croissance des algues et des macrophytes, ces dernières provoquant une diminution du taux d'oxygène dissout. De plus, des décharges excessives d'éléments nutritifs peuvent devenir nocives pour la faune aquatique et causer l'accélération du processus d'eutrophisation de certains milieux récepteurs tels les lacs et les estuaires.

### **B.2.3 Impacts reliés à la matière organique**

La demande immédiate en oxygène est causée principalement par la dégradation de la matière organique soluble dans le "corps" du cours d'eau et par l'absorption directe de matières organiques par le benthos lors du passage de la charge polluante.

De son côté, la demande retardée en oxygène est due à la dégradation de la matière organique qui s'est déposée dans le milieu benthique ou qui s'est adsorbée sur les sédiments de fond [Hvitved-Jacobsen 1982].

### **B.2.4 Impacts reliés aux métaux lourds**

Les métaux traces retrouvés dans les cours d'eau récepteurs, suite à leur relargage par les sédiments de fond ou au passage de la charge polluante, sont aussi responsables des impacts à court et à long terme sur l'environnement aquatique.

Les concentrations en métaux lourds peuvent présenter un niveau de toxicité aiguë et provoquer à court terme une hausse de la mortalité des populations halieutiques. Elles peuvent aussi atteindre un niveau de toxicité chronique et causer une baisse de productivité de la biomasse, une bioaccumulation des substances chimiques et une réduction de la biodiversité [Freedman et Marr 1990].

### **B.2.5 Impacts reliés aux bactéries et virus pathogènes**

Les bactéries et les virus pathogènes qui sont rejetés dans le milieu récepteur ont surtout des impacts directs au point de vue récréationnel et commercial. En effet, ils peuvent restreindre l'utilisation du cours d'eau pour l'approvisionnement en eau potable, les loisirs (navigation, baignade), la pêche sportive et commerciale et l'irrigation des terres arables lorsque les normes de qualité pour la santé publique sont dépassées.

Le risque de contamination par les bactéries et les virus pathogènes est considéré comme étant un impact à court terme. Le danger d'exposition est surtout à son maximum lors du "first-flush" des eaux sanitaires et peut diminuer rapidement suite à la mort ou à la décantation des bactéries.

# **ANNEXE C : STRATÉGIES DE CONTRÔLE**

---

## **C.1 Les mesures non-structurales**

### **C.1.1 Entretien et correction des réseaux d'égouts existants**

Afin d'utiliser au maximum les systèmes d'égouts, certaines actions, souvent nécessaires, peuvent être posées:

- Réduire les apports en eau de pluie dans le réseau pour éviter les débordements en période de temps sec et diminuer le nombre de rejets en temps de pluie. On peut, par exemple, déconnecter les gouttières afin que les eaux pluviales ruisselant des toitures soient plutôt déversées sur des surfaces perméables.
- Optimiser la capacité des intercepteurs en les nettoyant ou en remplaçant les sections de trop faible diamètre dans le but de diminuer le nombre de débordements.
- Poser des clapets de non-retour aux endroits où le niveau d'eau du milieu récepteur cause des refoulements dans les conduites.
- Corriger et entretenir plus régulièrement les régulateurs qui sont souvent défectueux et qui peuvent entraîner des rejets de temps sec.

### **C.1.2 Amélioration de la gestion du réseau**

Un meilleur suivi et une efficacité accrue de la gestion des réseaux constituent un très bon complément aux autres techniques et stratégies utilisées pour le contrôle de la quantité et de la qualité des eaux déversées. Les actions suivantes peuvent donc être posées:

- Planifier le développement des municipalités en cherchant à réduire la superficie des surfaces imperméables ou à augmenter le temps de concentration des eaux sur les bassins versants. On permet ainsi de réduire les débits et les volumes ruisselés.

- Contrôler les eaux parasites qui pénètrent dans le réseau d'égouts tels les eaux de refroidissement, de captage et d'infiltration, de façon à apporter une réduction supplémentaire de la fréquence et de la durée des débordements.
- Réduire l'accumulation de polluants à la surface du bassin versant au moyen de mesures de contrôle à la source. Les principales stratégies de contrôle à la source habituellement rencontrées sont présentées aux sections suivantes.

#### **C.1.2.1 Le contrôle des dépositions atmosphériques**

Cette stratégie peut être implantée à l'aide de règlements très stricts concernant la pollution de l'air causée par les industries et les véhicules routiers.

#### **C.1.2.2 Les programmes de contrôle des déchets**

L'établissement de ce genre de programme peut être rendu possible par des réglementations municipales concernant les animaux domestiques, une sensibilisation accrue des citoyens au problème des déchets domestiques et une augmentation du nombre de poubelles dans les parcs et dans les rues. Mis en pratique sur des surfaces à haut pourcentage d'imperméabilité, ce type de programmes peut s'avérer une stratégie efficace. Les résidus végétaux, les déchets animaux et les rebus constituent la principale source de déchets retrouvés dans les rues et il a été démontré qu'un bon programme de gestion des déchets pouvait amener une réduction de 50 à 75 % de ces derniers.

#### **C.1.2.3 Des programmes de récupération de feuilles mortes**

Durant la période automnale, la chute massive de feuilles mortes devient un apport important en nutriments et en matières organiques pour les eaux de ruissellement urbain. Un programme de ramassage de feuilles mortes devrait donc être implanté là où le problème existe.



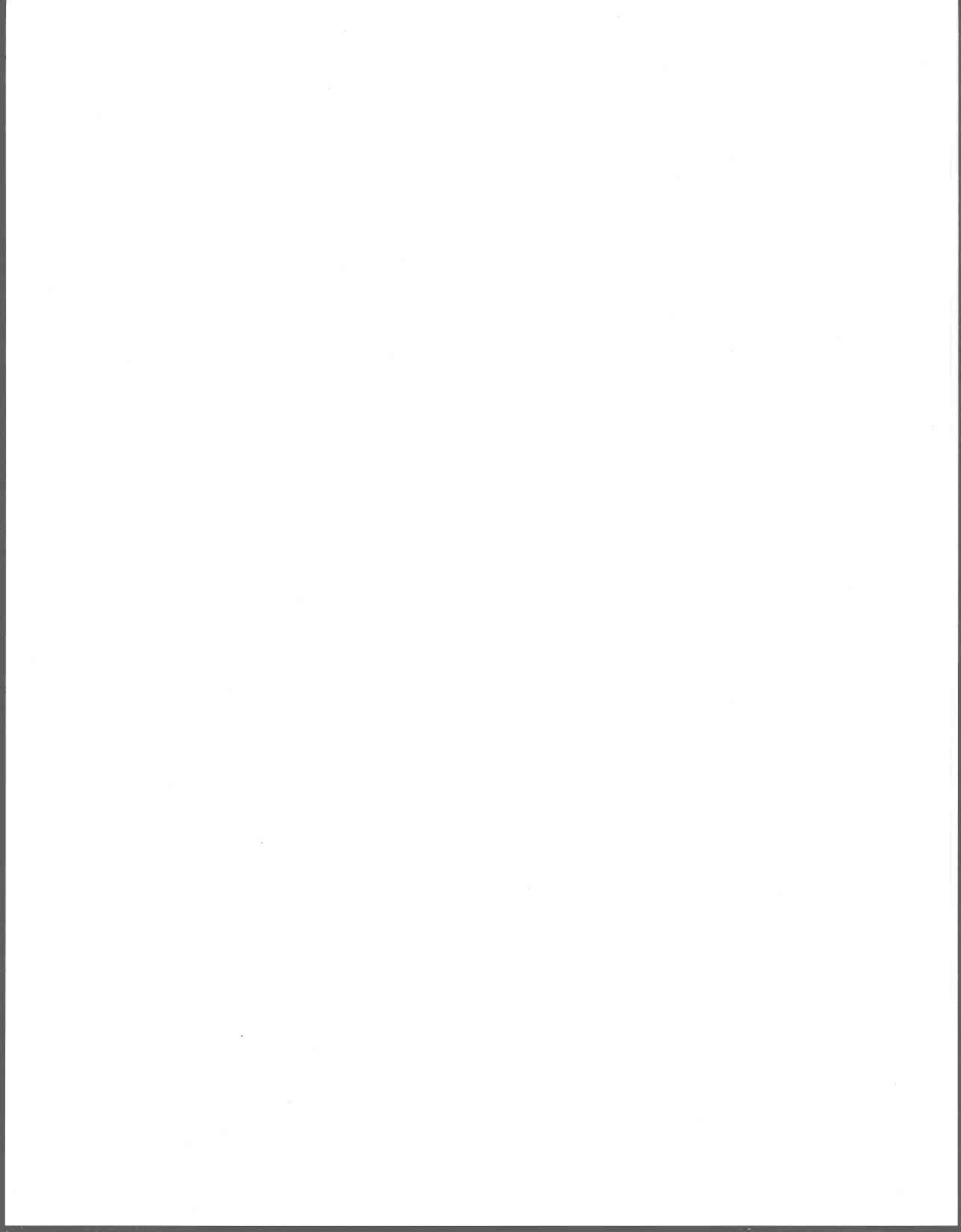
#### **C.1.2.4 Le balayage mécanique des rues**

Bien que fréquemment employée, cette méthode de contrôle démontre une efficacité plutôt décevante [Novotny *et al.* 1985]. En effet, la performance se situe généralement entre 10 et 30% de diminution de la pollution de surface [Sartor and Gaboury 1984].

#### **C.1.2.5 Le contrôle des surfaces perméables**

L'érosion des sols peut amener un apport en contaminants considérable. Le rétablissement de la végétation sur les pentes dénudées et le contrôle de l'érosion sur les chantiers de construction sont certaines actions qui peuvent être prises afin de maîtriser ce phénomène.

Les méthodes de gestion améliorée ne constituent pas l'unique solution aux problèmes de contamination engendrés par les débordements de réseaux unitaires mais sont un complément important à d'autres stratégies de contrôle. Malheureusement, les bénéfices réels des méthodes de contrôle non-structurales sont difficiles à quantifier, ce qui amène souvent les municipalités à négliger ces types d'interventions au profit de mesures structurales [Traver 1982].

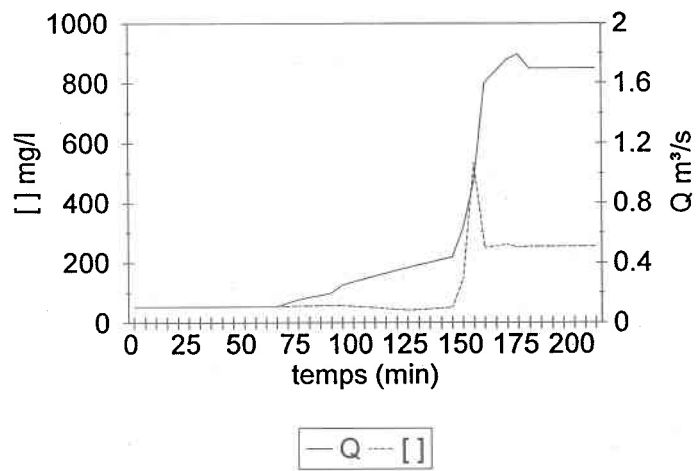


# ANNEXE D : PRÉSENTATION GRAPHIQUE DE LA CORRÉLATION ENTRE LE DÉBIT ET LA CONCENTRATION

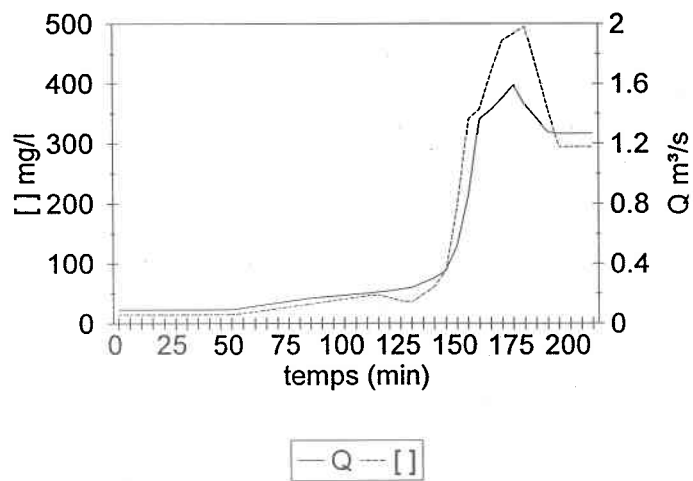
---

Pluie du 16 juin 1982

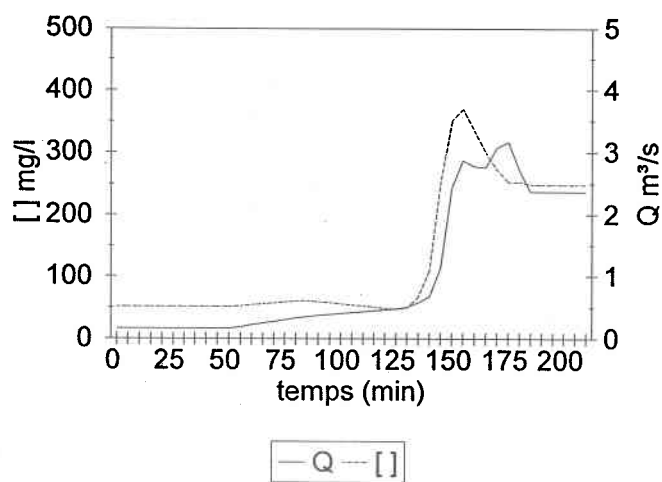
BASSIN 10  
 $r^2 = 0.73$



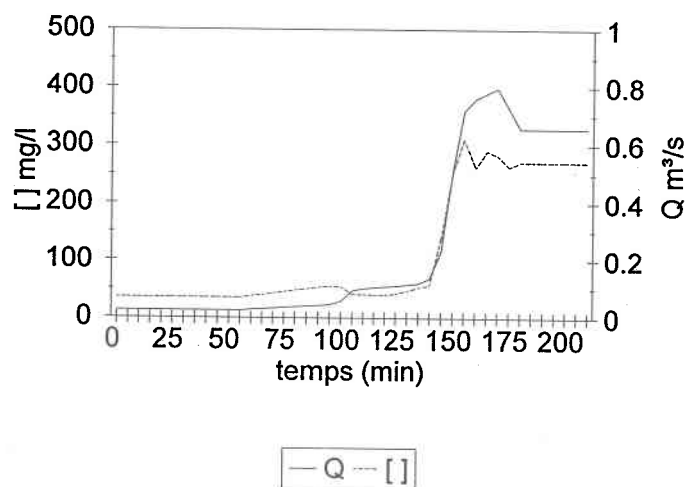
BASSIN 11  
 $r^2 = 0.96$



BASSIN 12  
 $r^2 = 0.92$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.98$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.69$

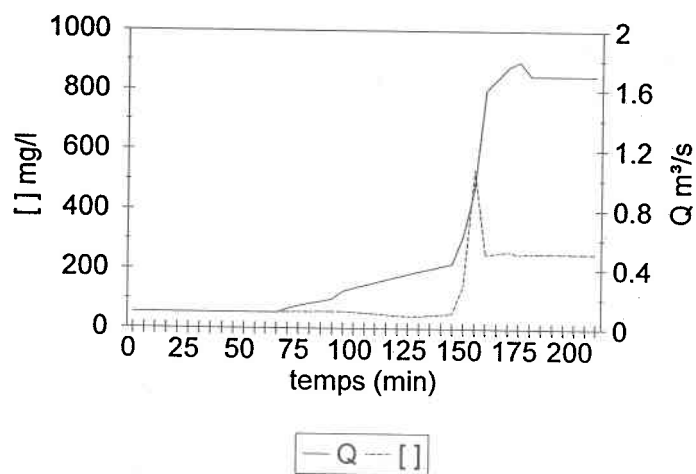
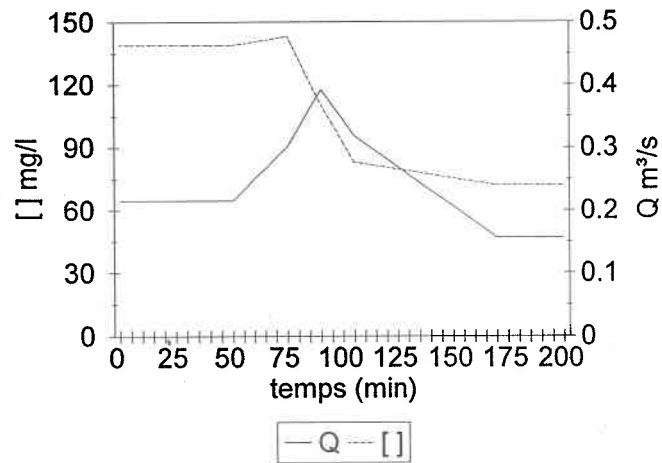


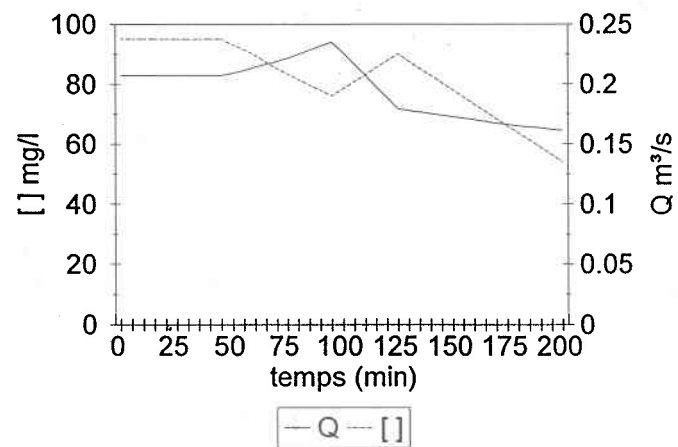
Figure D.1 : Pluie du 16 juin 1982

## Pluie du 21 juin 1982

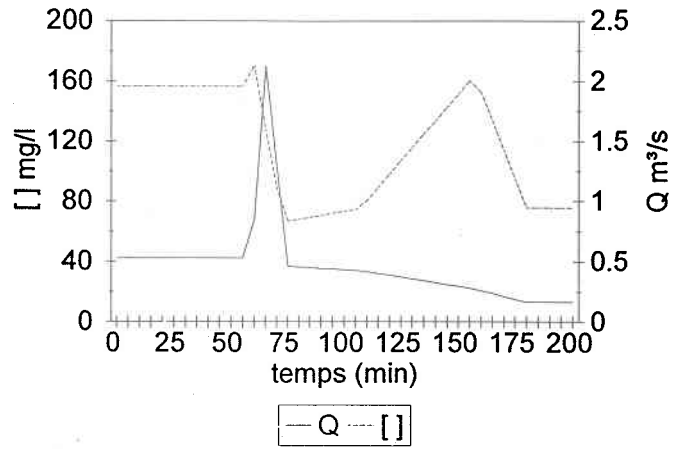
BASSIN 10  
 $r^2 = 0.06$



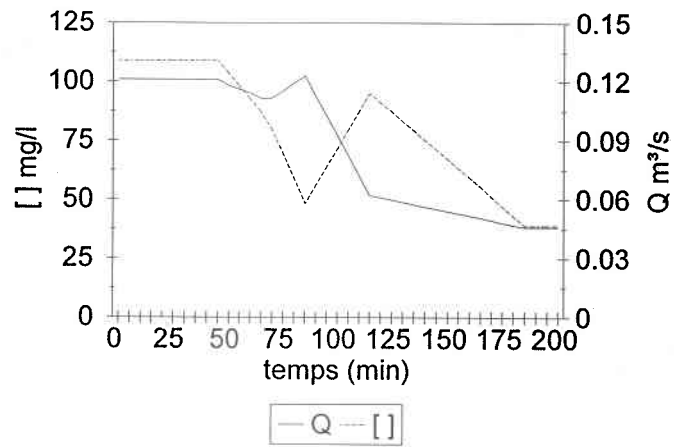
BASSIN 11  
 $r^2 = 0.37$



BASSIN 12  
 $r^2 = 0.04$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.45$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.79$

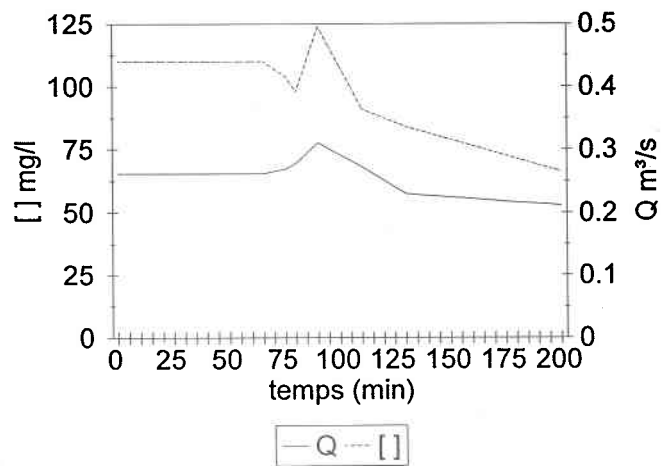
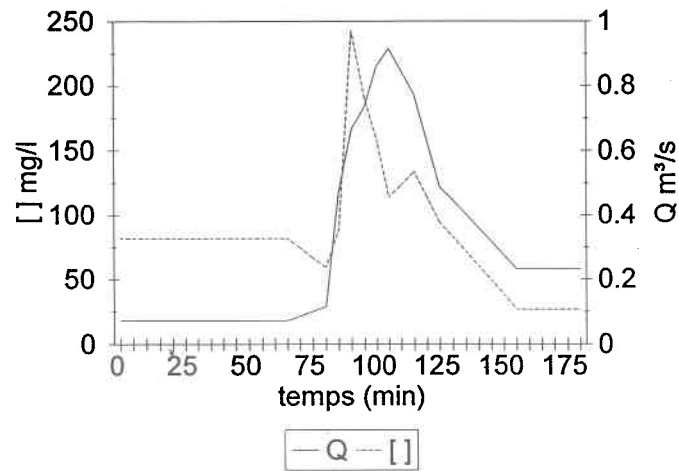
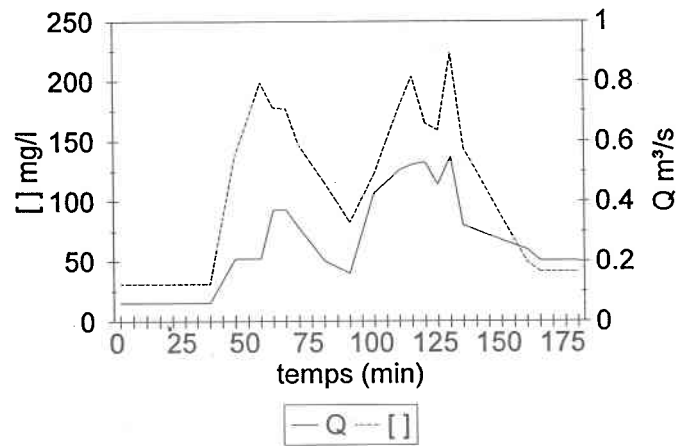
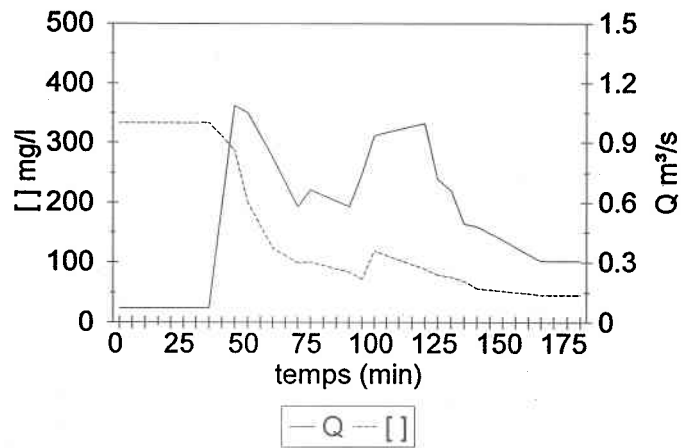


Figure D.2 : Pluie du 21 juin 1982

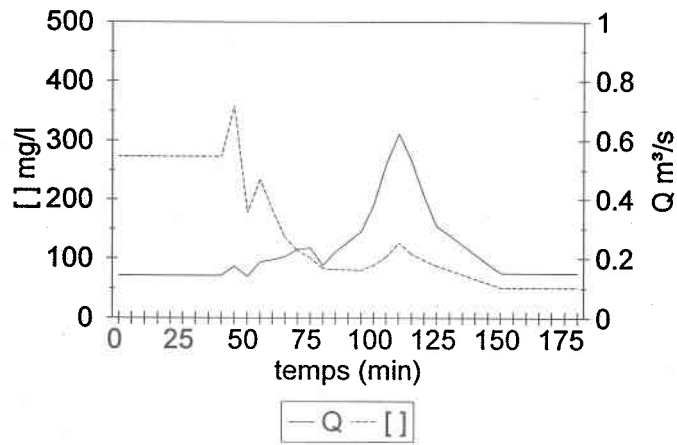
## Pluie du 22 juin 1982

BASSIN 10  
 $r^2 = 0.36$ BASSIN 11  
 $r^2 = 0.67$ 

BASSIN 12  
 $r^2 = 0.18$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.09$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.01$

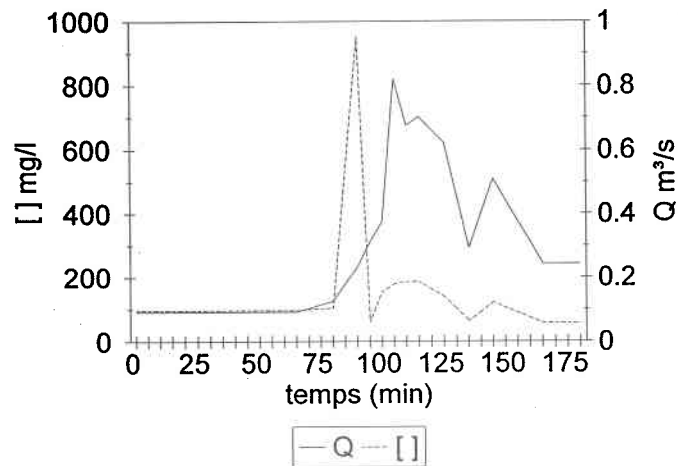
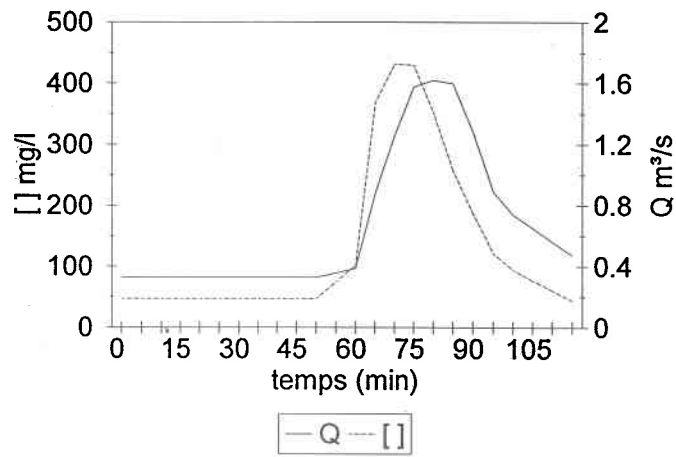
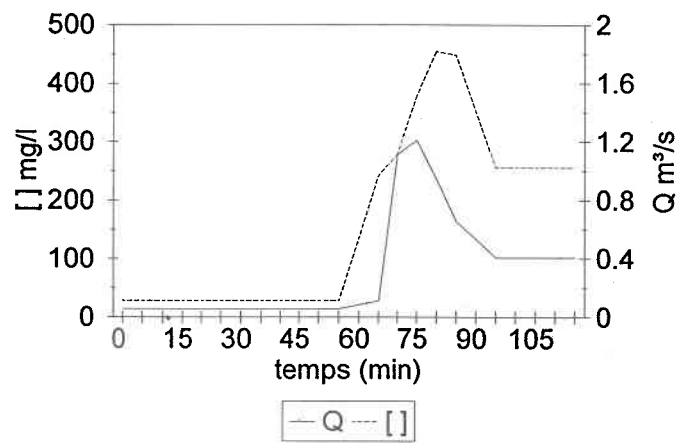


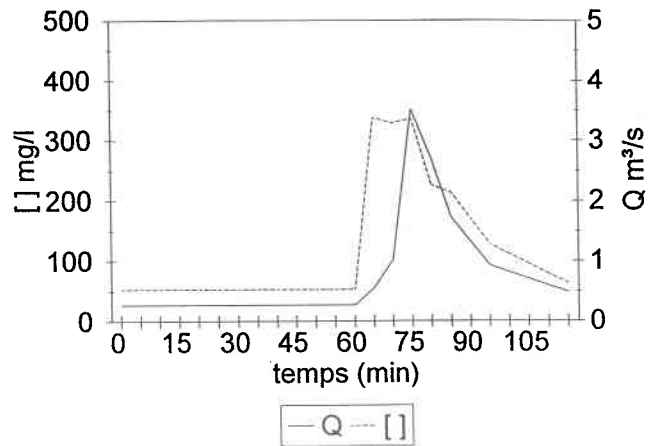
Figure D.3 : Pluie du 22 juin 1982



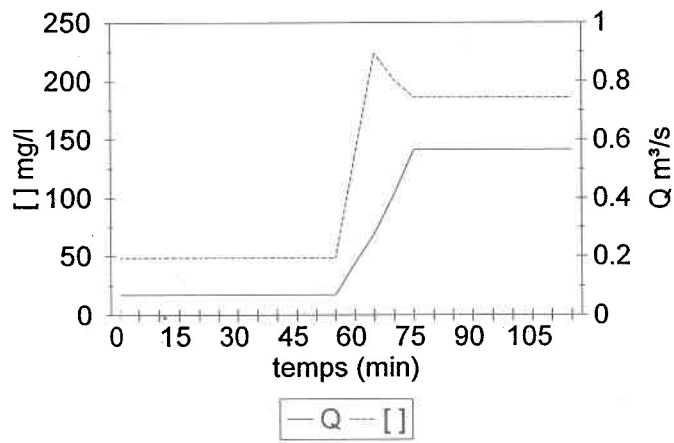
## Pluie du 29 juin 1982

BASSIN 10  
 $r^2 = 0.75$ BASSIN 11  
 $r^2 = 0.72$ 

BASSIN 12  
 $r^2 = 0.53$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.85$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.95$

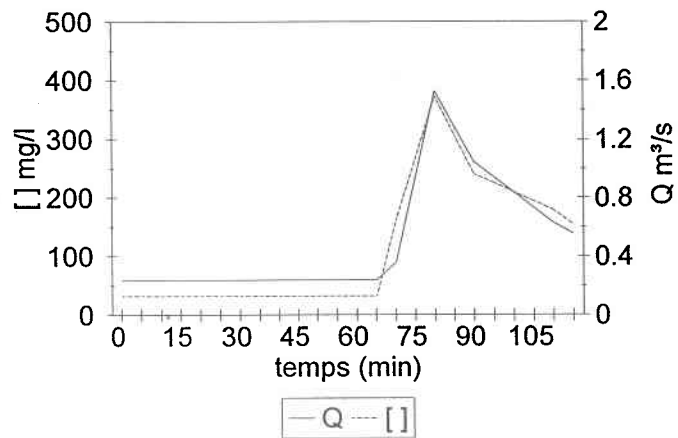
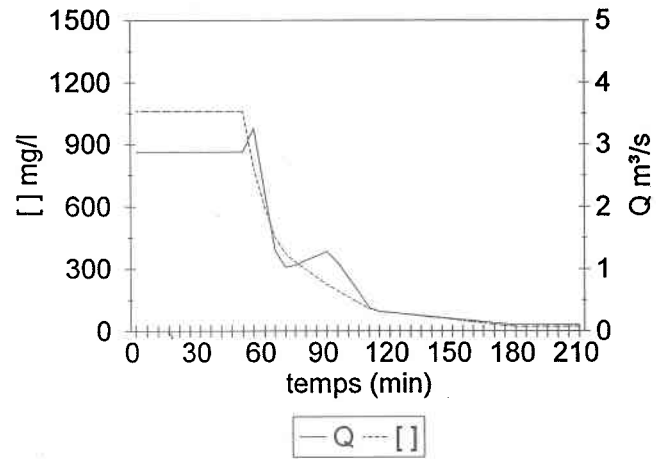
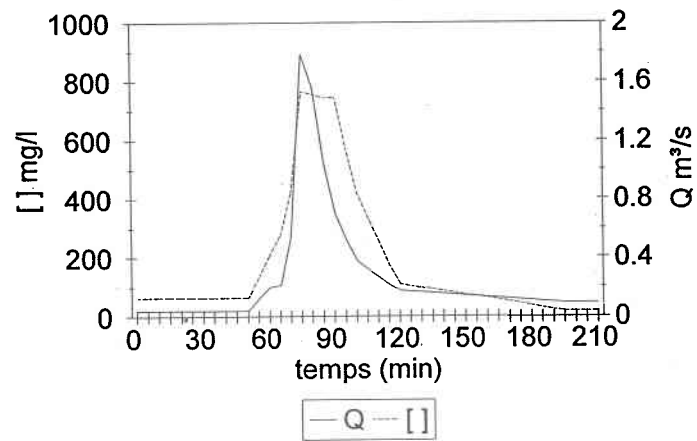
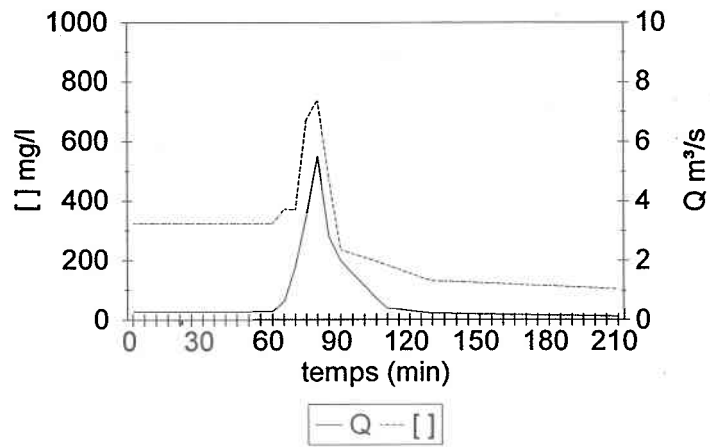


Figure D.4 : Pluie du 29 juin 1982

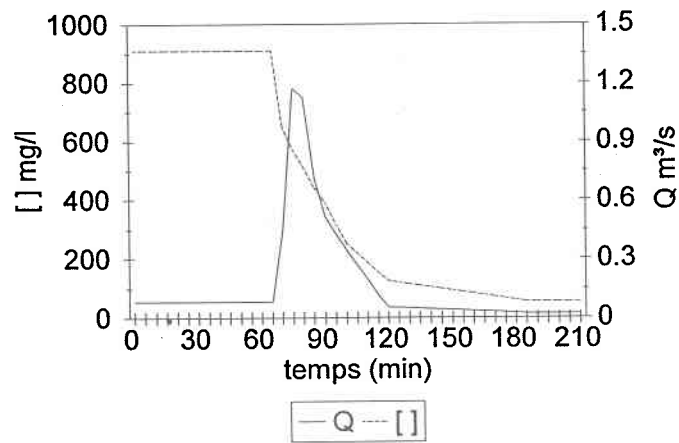
## Pluie du 7 juillet 1982

BASSIN 10  
 $r^2 = 0.96$ BASSIN 11  
 $r^2 = 0.81$ 

BASSIN 12  
 $r^2 = 0.59$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.02$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.57$

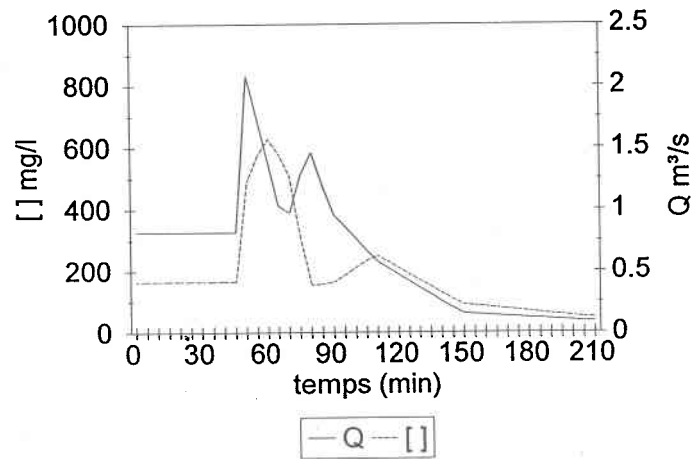
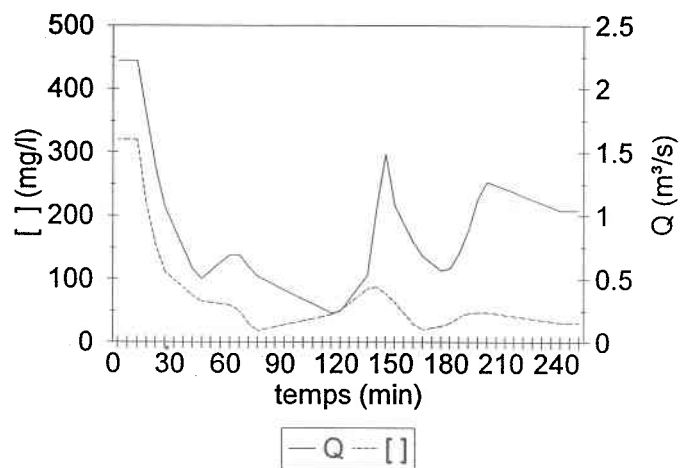
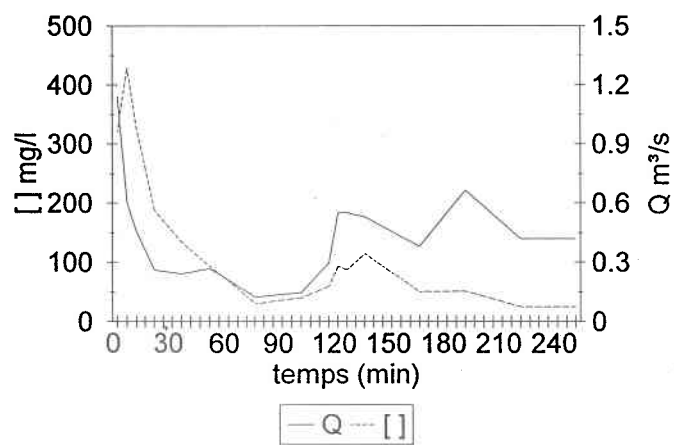
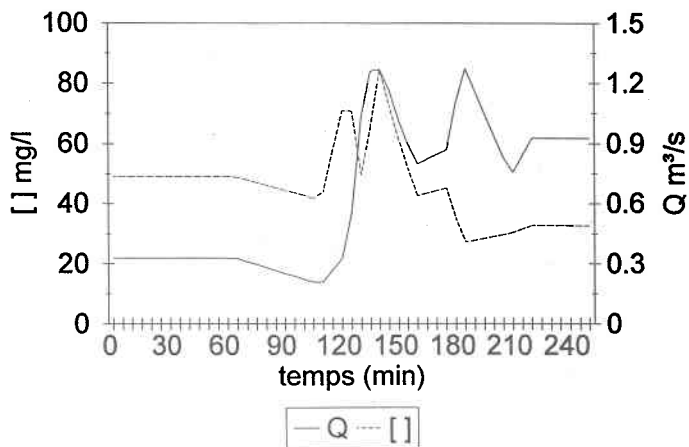


Figure D.5 : Pluie du 7 juillet 1982

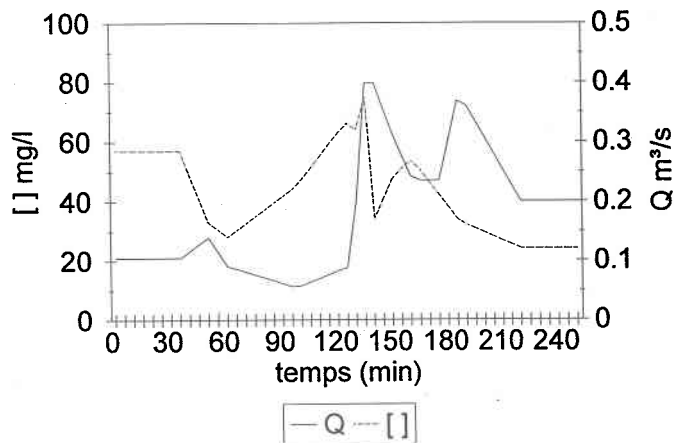
## Pluie du 28 juillet 1982

BASSIN 10  
 $r^2 = 0.10$ BASSIN 11  
 $r^2 = 0.11$ 

BASSIN 12  
 $r^2 = 0.03$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.01$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.00$

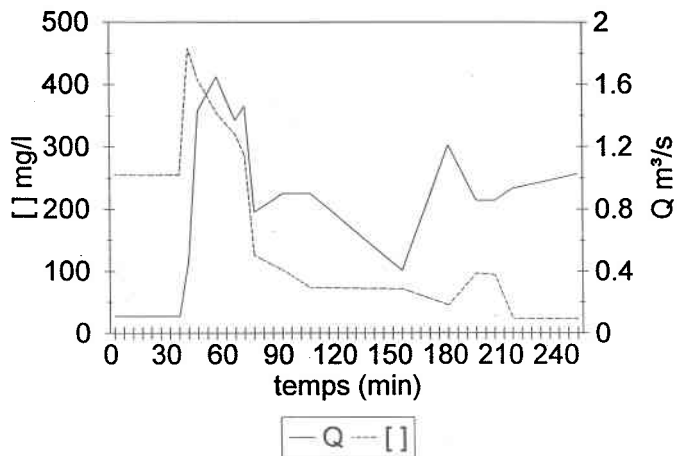
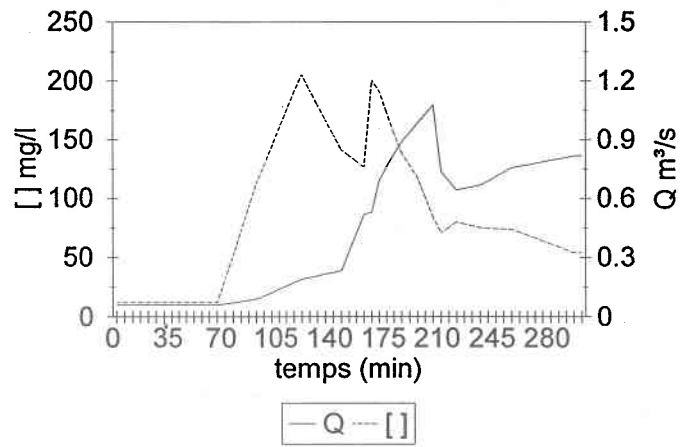
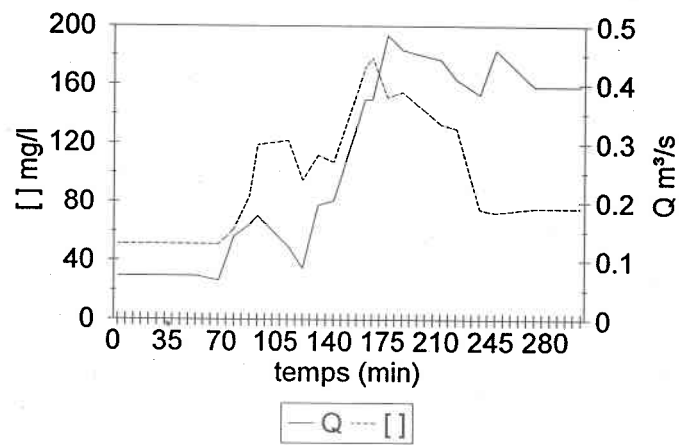
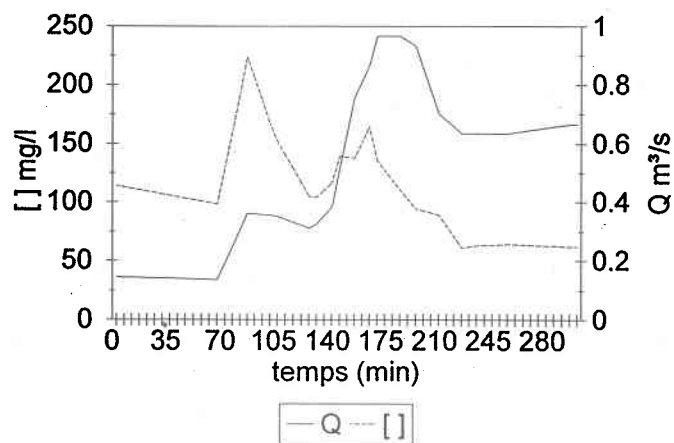


Figure D.6 : Pluie du 28 juillet 1982

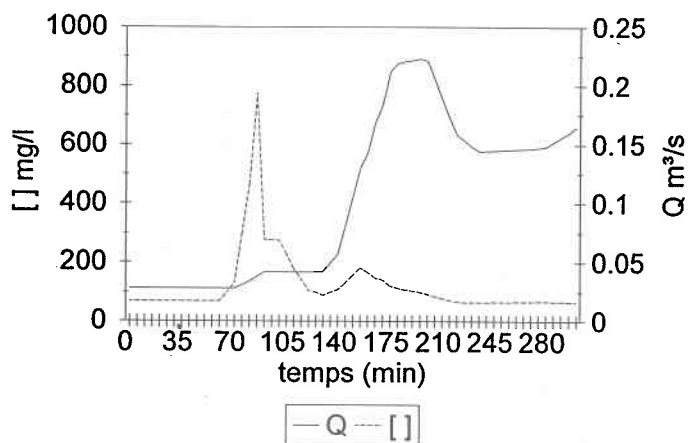
## Pluie du 25 août 1982

BASSIN 10  
 $r^2 = 0.04$ BASSIN 11  
 $r^2 = 0.30$ 

BASSIN 12  
 $r^2 = 0.06$



BASSIN 14  
 $r^2 = 0.06$



BASSIN 16  
 $r^2 = 0.05$

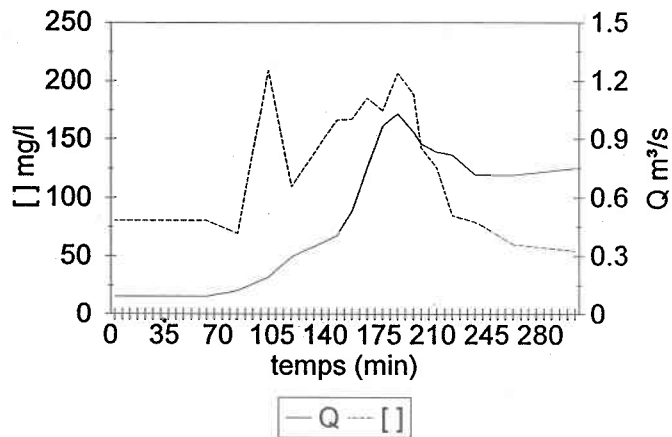


Figure D.7 : Pluie du 25 août 1982



## BIBLIOGRAPHIE

---

- Béron, P. (1983). *Intégration de la composant qualité dans le contrôle des déversements de réseaux unitaires*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Université de Montréal, Québec, Canada, 123 p.
- Béron, P., F. Brière et J. Rousselle (1988). *Strategies to Control Combined Sewer Overflows*. Journal of Environmental Engineering, vol 114 (2), pp. 454-459.
- Béron, P., F. Brière, J. Rousselle et J.P. Riley (1984). *An Evaluation of some Real-Time Techniques for Controlling Combined Sewer Overflows*. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage , Göteborg, 4-8 juin 1984, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, pp. 1093-1097.
- Charron, A. (1990) . *Modélisation de l'aspect qualitatif du ruissellement urbain*. Mémoire de maîtrise, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 109 p.
- Collins, P.G. et J.W. Ridgway (1980). *Urban Strom Runoff Quality in Southeast Michigan*. Journal of the Environmental Engineering Division, vol 106 (EE1), pp. 153-162.
- Cottinet, D, D. Couillard, J. Dartois, H. Demard et D. Mascolo (1975). *Réseaux de collectes des eaux usées. Tome 1 : Méthodologie*. INRS-Eau, Université du Québec, rapport rédigé pour les Services de protection de l'Environnement, Québec, et l'Office de développement de l'est du Québec, 238 p.
- Couillard, D. *Compilation de certains rejets industriels: bilan des polluants*. Rapport interne no 47, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 246 p.
- Delattre, J.M., A. Bachoc et G. Jacquet (1986). *Performance of Hardware Components for Real Time Management of Sewer Systems*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp. 819-842.

- Ellis, J.B. (1989). *The Quality of Urban Discharges*. Dans: Urban Discharges and Receiving Water Quality Impacts, J.B. Ellis (Éd.). Advances in Water Pollution Control, no 7, Pergamon Press, pp. 1-8.
- Ellis, J.B. (1986). *Pollutionnal Aspects of Urban Runoff*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp. 1-38.
- Field, R. et E.J. Struzeski (1972). *Management and Control of Combined Sewer Overflows*. Journal of Water Pollution Control Federation, vol 44 (7), pp.1393-1415.
- Field, R. et R. Turkeltaub (1981). *Urban Runoff Receiving Water Impacts: Program Overview*. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, vol 107 (EE1), pp. 83-100.
- Flores-Rodriguez , J. (1992). *Les métaux toxiques dans les eaux pluviales, en milieu urbain: caractéristiques physico-chimiques*. Thèse de doctorat, Université de Paris-XII, Val-de-Marne, France, 229 p. Dans : Thévenot D.R. (1993). *Pollution des eaux pluviales urbaines: origine, niveaux et mobilité des polluants*. Rejets urbains par temps de pluie: pollution et nuisances. Acte des troisièmes journées du Diplôme d'Études Approfondies, Sciences et Techniques de l'Environnement, 14-15 mai 1992, Paris, France, pp. 81-92.
- Freedman, P.L. et J.K. Marr (1990). *Receiving-Water Impacts*. Dans: Control and Treatment of Combined-Sewer Overflows, P.E. Moffa (Éd.). Environmental Series, Van Nostrand Reinhold, New-York, pp. 79-117.
- Geiger, W.F. (1986). *Conventionnal Pollutants Impacts on Receiving Waters*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp.345-378.

- Hogland, W., R. Berndtsson, M. Larson (1984). *Estimation of Quality and Pollution Load of Combined Sewer Overflow Discharge*. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage , Göteborg, 4-8 juin 1984, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, pp. 841-850.
- Hvitved-Jacobsen, T. (1986). *Conventional Pollutant Impacts on Receiving Waters*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp. 345-378.
- Hvitved-Jacobsen, T. (1982). *The Impact of Combined Sewer Overflows on the Dissolved Oxygen Concentration of a River*. Water Research, vol 106, pp. 1099-1105.
- Jacquet, G. (1993). *Étude de la sédimentation des MES en bassin de retenue d'eaux pluviales*. Rejets urbains par temps de pluie: pollution et nuisances. Acte des troisièmes journées du Diplôme d'Études Approfondies, Sciences et Techniques de l'Environnement , 14- 15 mai 1992, Paris, France, pp. 237-241.
- Lavallée, P., P. Lessard et J.P. Villeneuve (1984). *Water Quality Variations in Running Waters due to Combined Sewer Overflowing. Evaluation of Negative influence*. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, 4-8 juin 1984, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, pp. 761-769.
- Marchi, G. (1981). *Étude du contrôle en temps réel d'un intercepteur régional*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Université de Montréal, Québec, Canada, 106 p.

- Metcalfe et Eddy (1971). *Stormwater Problems and Control in Sanitary Sewers, Oakland and Berkeley, California*. U.S. Environmental Protection Agency, Water Pollution Control Research Series No 11024 EQG 03/71. Dans : Cottinet D., D. Couillard, J. Dartois, H. Demard et D. Mascolo (1975). *Réseaux de collectes des eaux usées. Tome 1 : Méthodologie*. INRS-Eau, Université du Québec, rapport rédigé pour les Services de protection de l'Environnement, Québec, et l'Office de développement de l'est du Québec, 238 p.
- Moffa, P.E. (1990). *The Combined Sewer Overflow Problem: An Overview*. Dans : Control and Treatment of Combined-Sewer Overflows, P.E. Moffa (Éd.). Environmental Series, Van Nostrand Reinhold, New-York, pp. 1-21.
- Nguyen Van, H.N., M. Osseyrane et M.B. Mc Pherson (1982). *Integrated Control of Combined Sewer Regulators*. Journal of the Environmental Engineering Division, vol. 108 (EE6), pp. 1342-1360.
- Novotny, V. (1984). *Efficiency of Low Cost Practices for Controlling Pollution by Urban Runoff*. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, 4-8 juin 1984, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, pp. 1241-1250.
- Novotny, V., H.M. Sung, R. Bannerman et K. Baum (1985). *Estimating Nonpoint Pollution from Small Urban Watersheds*. Journal of Water Pollution Control Federation, vol 57 (4), pp. 339-348.
- Patry, G., G. Marchi et J. Rousselle (1982). *Prédiction des débits de ruissellement pour le contrôle des réseaux d'égouts unitaires*. Revue canadienne de génie civil, vol 9, pp. 537-548.

- Powell, M.J.D. (1965). *A Method for Minimizing a Sum of Squares of Non-linear Functions without Calculations Derivatives*. The Computer Journal, vol 7, pp. 303-307. Dans: Charron, A. (1990) . *Modélisation de l'aspect qualitatif du ruissellement urbain*. Mémoire de maîtrise, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 109 p.
- Robinson, M. et W. James (1981). *Simulation of Urban Drainage for Hamilton using Co-ordinated Multi-Processing*. Second International Conference on Urban Drainage, Urbana, Illinois, USA, 14-19 juin 1981, pp. 398-405.
- Sartor, J.D. et D.R. Gaboury (1984). *Street Sweeping as a Water Pollution Control Measure: Lessons Learned over the Past ten Years*. The Science of the Total Environment, vol 33 , pp.171-183.
- Schilling, W. (1986). *Urban Runoff Quality Management by Real-Time Control*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp.765-817.
- Stahre. P. (1986). *Structural Measures for Runoff Quality Management*. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, pp. 701-712.
- Torno, H.C. (1983). *The EPA Nationwide Urban Runoff Program (NURP)*. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, 4-8 juin 1984, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, pp. 1465 -1474.
- Traver, R. (1982). *Stormwater-Combined Sewage Pollution Abatement*. Journal of the Technical Council of ASCE, vol 108 (TC1), pp. 159-171.
- Trotta, P.D., J.W. Labadie et N.S.Grigg (1977). *Automatic Control Strategies for Urban Stormwater*. Journal of the Hydraulic Division, vol 103 (HY12), pp. 1443-1459.

- Verbanck, M. (1993). *The Significance of Solids in Urban Stormwater Pollution: Outline of Recent Research Efforts in Europe*. Rejets urbains par temps de pluie: pollution et nuisances. Acte des troisièmes journées du Diplôme d'Études Approfondies, Sciences et Techniques de l'Environnement, 14-15 mai 1992, Paris, France, pp. 75-77.
- Villeneuve, J.P., C. Blanchette, A. Mailhot, G. Genest, D. Filion, S. Duchesne, N. Gravel et E. Marceau (1994). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la CUQ. Modèle SWIFT-Guide de l'utilisateur*. Version préliminaire, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 192 p.
- Villeneuve, J.P., G. Genest, A. Mailhot et C. Blanchette (1994). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la CUQ. Modèle SWIFT-Manuel de référence*. Version préliminaire, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 83 p.
- Villeneuve, J.P., C. Marcoux, J.F. Cyr, P. Lavallée, I. Abi-Zeid et J. Benoît (1992). *La gestion dynamique des eaux de débordements de réseaux unitaires sur le territoire de la Communauté Urbaine de Québec*. Sciences et Techniques de l'eau, vol 26 (3), pp. 229-237.
- Wilson, L. (1988). *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. Thèse de doctorat, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, 139 p.
- Yaziz, M.I., H. Gunting, N. Sapari et A.W. Ghazali (1989). *Variations in Rainwater Quality from Roof Catchments*. Water Research, vol 23 (6), pp.761-765.