

Université du Québec
Institut National de la Recherche Scientifique Eau

**UTILISATION DES MESURES DE DÉBIT DANS UNE GESTION ADAPTATIVE ET
PRÉDICTIVE DES REJETS URBAINS EN TEMPS DE PLUIE**

Par
Elisabeth Marceau
B. Sc. A. (génie civil)

Mémoire présenté
pour l'obtention
du grade Maître ès Sciences (M. Sc.)

Jury d'évaluation

Examineur externe	Jean-Luc Bertrand-Krajewski Chargé de recherche CTIA de la Lyonnaise des Eaux Bordeaux, France
Examineur interne	Alain Mailhot Associé de recherche INRS-Eau Québec, Canada
Directeur de recherche	Jean-Pierre Villeneuve Professeur et Directeur INRS-Eau Québec, Canada
Codirecteur de recherche	Bernard Chocat Professeur Institut National des Sciences Appliquées de Lyon Lyon, France

Septembre 1997

AVANT-PROPOS

Le projet de recherche traité dans ce mémoire tire son origine d'une réflexion sur le potentiel du module de gestion SWIFT, développé par l'équipe de M. Jean-Pierre Villeneuve pour le compte d'une firme privée de consultants. Cette firme d'ingénieurs a eu le mandat de la Communauté Urbaine de Québec de bâtir un système de gestion intégrée des égouts dans le but de réduire les impacts néfastes des débordements d'eaux usées à la rivière Saint-Charles et au Fleuve Saint-Laurent. Pour l'instant, le module de gestion SWIFT est fonctionnel en temps différé, et a été utilisé pour le design des ouvrages de stockage du réseau de collecte de la CUQ. Cependant, il n'a pas encore été testé en temps réel, et quelques ajustements doivent y être apportés avant son application prévue pour le début de l'an deux mille.

Plusieurs personnes ont participé de près ou de loin à la complétion de mes travaux durant ces deux années. Je tiens à remercier principalement mon directeur de maîtrise, M. Jean-Pierre Villeneuve, aussi directeur de l'INRS-Eau, qui a su me fournir un environnement propice au travail ainsi que les ressources nécessaires à mes études. Je suis également très reconnaissante envers mon codirecteur M. Bernard Chocat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, qui m'a accueillie au sein de son laboratoire de recherche et qui a guidé l'ensemble de mes travaux sur la déconvolution.

Ce travail n'aurait de toute évidence pu voir le jour sans les éclairs de génie de M. Alain Mailhot, physicien et associé de recherche à l'INRS-Eau, ni sans la patience infinie de M. Claude Blanchette, informaticien accompli et homme de cœur exceptionnel. Et plus que tout, je remercie mes parents, mes quatre soeurs adorées, et Jean, pour avoir été présents auprès de moi durant cette période.

Le Fonds pour la Formation et l'Aide à la recherche a participé financièrement aux travaux par l'octroi d'une bourse de recherche au 2^{ème} cycle.

RÉSUMÉ

Le mémoire de maîtrise présenté dans ces pages traite de l'utilisation des mesures de débit en continu dans un module de gestion des eaux usées opéré en temps réel et également prédictif, afin de corriger les erreurs dues aux intrants des modèles de simulation. Le module de gestion étudié, appelé SWIFT, a pour buts de réduire les impacts néfastes des débordements des eaux usées urbaines sur les milieux aquatiques récepteurs et d'éviter les inondations des rues et des sous-sol des bâtiments. Il fut à l'origine développé pour être incorporé à un système de gestion des eaux usées destiné à la Communauté Urbaine de Québec (CUQ).

La réduction des impacts sur le milieu est assurée par la minimisation d'une fonction objectif, dont le calcul est basé sur des résultats de modélisation des phénomènes physiques survenant sur un réseau de collecte. Un optimisateur détermine les décisions optimales sous forme de consignes appliquées aux régulateurs. La base de la modélisation de SWIFT provient des intensités de pluie prédites en temps réel, qui sont utilisées en tant qu'intrants par le modèle d'axe secondaire pour simuler le ruissellement de l'eau de pluie en surface. Un second modèle prend la relève et simule le transport de l'eau dans les conduites de l'axe primaire du réseau (les intercepteurs). Un troisième modèle simule le transport de l'eau dans les conduites de l'axe majeur (le collecteur) ainsi que le comportement des structures complexes telles les régulateurs, les pompes, les SST et les réservoirs. Pour l'instant, les décisions prises par l'optimisateur sont faites à partir des simulations avec des pluies prédites par radar, lesquelles sont entachées d'incertitudes non-négligeables. Cette situation implique est risquée quant à l'optimalité des consignes de gestion. Parallèlement, des appareils de mesure en temps réel procure des mesures de débit sur certaines conduites du réseau, mais ces mesures ne sont pas utilisées actuellement par le module de gestion. Le projet de recherche évalue la possibilité d'inclure ces mesures de débit prises en temps réel dans le processus décisionnel de SWIFT, dans le but de corriger les erreurs observées sur les résultats de simulations.

Deux approches ont été testées pour ce faire, soit la correction ponctuelle et la déconvolution. C'est cette dernière qui donne les résultats les plus satisfaisants. La déconvolution consiste à exécuter la modélisation du ruissellement de surface en sens inverse, et à obtenir une pluie ayant généré le débit mesuré. La pluie issue de la déconvolution sert à corriger les débits simulés, ce qui a pour effet de réduire l'influence des incertitudes des pluies prédites. La déconvolution en est encore au début de son développement, et des améliorations devront y être apportées préalablement à son insertion dans un système de gestion en CPI. Cependant, les résultats obtenus montrent qu'elle est une avenue hors de tout doute très prometteuse pour corriger les erreurs engendrées sur les résultats de la modélisation.

TABLE DES MATIERES

AVANT-PROPOS	i
---------------------	----------

RÉSUMÉ	iii
---------------	------------

TABLE DES MATIÈRES	iv
---------------------------	-----------

1. INTRODUCTION	1
------------------------	----------

2. REVUE DE LA LITTÉRATURE PERTINENTE	5
--	----------

2.1 CONTEXTE DE LA GESTION DES EAUX USÉES EN TEMPS DE PLUIE	5
--	----------

2.2 LES PRINCIPES DE BASE DE LA GESTION DES EAUX USÉES EN TEMPS DE PLUIE	8
---	----------

2.3 LA GESTION ADAPTATIVE EN CPI	10
---	-----------

2.3.1 LA SIMULATION	11
---------------------	----

2.3.2 L'OPTIMISATION	12
----------------------	----

2.3.3 LA LOGISTIQUE	15
---------------------	----

2.4 ÉTUDES DE CAS	17
--------------------------	-----------

2.4.1 SAN FRANCISCO (ÉTATS-UNIS)	17
----------------------------------	----

2.4.2 SEINE ST-DENIS (FRANCE)	18
-------------------------------	----

2.4.3 SEATTLE (ÉTATS-UNIS)	19
----------------------------	----

2.4.4 MONTRÉAL (QUÉBEC, CANADA)	21
---------------------------------	----

2.4.5 HANNOVRE (ALLEMAGNE)	21
----------------------------	----

2.5 LES INCERTITUDES RELIÉES À LA GESTION	22
--	-----------

2.5.1 LES INCERTITUDES SUR LES HYÉTOGRAMMES	23
---	----

2.5.2 LES INCERTITUDES SUR LES HYDROGRAMMES	24
---	----

2.6 LA CORRECTION DES ERREURS RELIÉES AUX INCERTITUDES SUR LES DONNÉES	25
---	-----------

2.6.1 LA DESCRIPTION STATISTIQUE DE L'INCERTITUDE SUR LES DONNÉES DE PLUIE	26
--	----

2.6.2 LA VALIDATION DES DONNÉES DE PLUIE	26
--	----

2.6.3 LA CORRECTION PONCTUELLE DES DÉBITS SIMULÉS	27
---	----

2.7 CONCLUSION	28
-----------------------	-----------

3. LE MODULE DE GESTION SWIFT	29
--------------------------------------	-----------

3.1 INTRODUCTION	29
-------------------------	-----------

3.2 LE RÉSEAU	29
----------------------	-----------

3.3 LA SIMULATION	31
--------------------------	-----------

3.3.1 LE MODÈLE D'AXE SECONDAIRE	32
----------------------------------	----

3.3.2 LES AUTRES MODÈLES DE SWIFT	40
-----------------------------------	----

3.4 L'OPTIMISATION	41
---------------------------	-----------

3.5 LA LOGISTIQUE	43
--------------------------	-----------

3.6 CONCLUSION	43
<u>4. PROPAGATION DES ERREURS DANS LE MODÈLE D'AXE SECONDAIRE</u>	<u>47</u>
4.1 INTRODUCTION	47
4.2 LES DONNÉES UTILISÉES	48
4.2.1 LES ÉCARTS ENTRE LES DÉBITS MESURÉS ET LES DÉBITS SIMULÉS	50
4.3 MÉTHODOLOGIE	52
4.3.1 LES INCERTITUDES SUR LES HYÉTOGRAMMES	53
4.3.2 LES HYÉTOGRAMMES ERRONÉS	55
4.4 RÉSULTATS	56
4.4.1 LES INTENSITÉS MESURÉES AUX PLUVIOMÈTRES	56
4.4.2 LES INTENSITÉS PRÉDITES PAR RADAR	57
4.5 DISCUSSION	58
4.6 CONCLUSION	60
<u>5. LA CORRECTION DES ERREURS SUR LES RÉSULTATS DES SIMULATIONS</u>	<u>61</u>
5.1 INTRODUCTION	61
5.2 LA CORRECTION PONCTUELLE DES DÉBITS SIMULÉS	62
5.2.1 INTRODUCTION	62
5.2.2 LA PERFORMANCE DE LA CORRECTION PONCTUELLE	64
5.2.3 DISCUSSION	65
5.3 LA DÉCONVOLUTION	66
5.3.1 INTRODUCTION	66
5.3.2 LE COUPLE CONCEPTUEL CONVOLUTION/DÉCONVOLUTION	67
5.3.3 LA DÉCONVOLUTION DU MODÈLE D'AXE SECONDAIRE	68
5.3.4 TEST SUR LE PROGRAMME DE DÉCONVOLUTION	72
5.3.5 LA PERFORMANCE RÉELLE DE L'ALGORITHME DE DÉCONVOLUTION	76
5.3.6 LA PERFORMANCE RÉELLE DE L'ALGORITHME DE DÉCONVOLUTION AVEC UNE PLUIE GÉNÉRATRICE NÉGATIVE	84
5.3.7 LA PERFORMANCE RÉELLE DE L'ALGORITHME DE DÉCONVOLUTION : MESURES DE DÉBITS FILTRÉS	86
5.3.8 CONCLUSION	93
5.4 LA CORRÉLATION DES INTENSITÉS DE PLUIE	95
5.4.1 INTRODUCTION	95
5.4.2 LA CORRÉLATION DES PLUIES MESURÉES	95
5.4.3 LA CORRÉLATION DES PLUIES GÉNÉRATRICES	97
5.5 CONCLUSION	99
<u>6. CONCLUSION</u>	<u>101</u>
<u>7. BIBLIOGRAPHIE</u>	<u>103</u>
<u>ANNEXES</u>	<u>111</u>

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A: Exemples de simulations avec le modèle d'axe secondaire	111
ANNEXE B: Données mesurées sur le territoire de la CUQ : pluies et débits de l'été 1995	117
ANNEXE C: Résultats des simulations et mesures de débits pour les événements pluvieux choisis.....	125
ANNEXE D: Résultats de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire.....	133
ANNEXE E: Résultats de la correction ponctuelle.....	145
ANNEXE F: Code source de l'algorithme de déconvolution	151
ANNEXE G: Déconvolution : résultats du test en temps différé.....	159
ANNEXE H: Déconvolution : résultats du test en conditions réelles.....	165
ANNEXE I: Déconvolution : résultats du test en conditions réelles avec filtrage des mesures de débit.....	173
ANNEXE J: Corrélation des cumuls de pluie mesurée.....	181
ANNEXE K: Corrélation des cumuls de pluie génératrice.....	187

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Description d'un système de gestion adaptative en CPI.....	11
Figure 2.2 : Optimisation des consignes de gestion des régulateurs	13
Figure 3.1 : Plan d'ensemble de la CUQ.....	30
Figure 3.2 : Patron de débit sanitaire moyen sur le territoire de la CUQ.....	33
Figure 3.3 : Le modèle d'axe secondaire de SWIFT.....	34
Figure 3.4 : Les différentes hauteurs d'eau du modèle d'axe secondaire.....	38
Figure 3.5 : Le module de gestion SWIFT dans le cadre d'un système de gestion des EUTP adaptatif et prédictif	44
Figure 5.1 : La correction ponctuelle du débit dans le module de gestion SWIFT	63
Figure 5.2 : Schématisation du réseau réduit utilisé pour le test sur la performance de la correction ponctuelle des débits simulés.....	65
Figure 5.3 : L'algorithme de déconvolution et le modèle d'axe secondaire	70
Figure 5.4 : Schématisation du réseau réduit qui a été utilisé pour tester la déconvolution .	73
Figure 5.5 : Test sur le programme de déconvolution.....	74
Figure 5.6 : Résultats du test sur le programme de déconvolution : pluies mesurée et génératrice pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260	75
Figure 5.7 : Test de performance de l'algorithme de déconvolution en conditions réelles..	78

Figure 5.8 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260.....	79
Figure 5.9 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (bis).....	79
Figure 5.10 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (Q_{tsec} modifié).....	81
Figure 5.11 : Pluie génératrice obtenue de la déconvolution lorsque les intensités négatives sont acceptées ; événement du 12 août 1995, axe secondaire #5260.....	85
Figure 5.12 : Résultats de la déconvolution lorsque les intensités négatives sont acceptées ; événement du 12 août 1995, axe secondaire #5260.....	85
Figure 5.13 : Fenêtre mobile d'un filtrage classique.....	88
Figure 5.14 : Exemple des débits mesuré et mesuré filtré : événement du 11 juin 1995 sur l'axe secondaire #5260.....	90
Figure 5.15 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles avec mesures de débit filtrées pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260.....	91
Figure 5.16 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles avec mesures de débit filtrées pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (bis).....	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1 : Les axes secondaires de l'étude.....	49
Tableau 4.2 : Les événements pluvieux de l'étude	50
Tableau 4.3 : Principaux résultats de l'étude [Mercier 1996].....	51
Tableau 4.4 : Caractéristiques du radar météorologique de Villeroy	54
Tableau 4.5 : Résultats de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire avec des intensités de pluie mesurées aux pluviomètres.....	57
Tableau 4.6 : Résultats de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire avec des intensités de pluie prédites par radar	58
Tableau 5.1 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée aux pluviomètres B et Q (N).....	96
Tableau 5.2 : Corrélation des cumuls de pluie génératrice sur les axes secondaires #5260 et #6150.....	98

1. INTRODUCTION

Les origines véritables de la gestion de l'eau remontent à des civilisations aussi anciennes que celle de la Rome antique avec son Cloaca Maxima destiné à drainer la plaine du Tibre puis ensuite à évacuer les égouts, et celle de Byzance où déjà il était imposé par législation que les eaux usées domestiques soient déchargées à la mer. De tous temps, l'homme s'est soucié de rendre sa ville plus saine et plus salubre en construisant des ouvrages de canalisation des égouts et de distribution de l'eau potable.

Peu à peu, l'urbanisation et l'accroissement rapide de la population des villes ont entraîné une augmentation substantielle des volumes des égouts à gérer ainsi que de la pollution qu'ils contenaient. Cette situation entraîna non seulement de plus grands déversements au milieu récepteur naturel, mais également sa dégradation accélérée. La qualité du milieu diminuait rapidement, les maladies infectieuses associées aux eaux du milieu récepteur pullulaient, la pollution visuelle des rives n'invitait pas la population aux activités de villégiature, etc. Ces constatations conscientisèrent graduellement la société, qui s'engagea dans la construction d'ouvrages d'assainissement plus adaptés destinés à rejeter les eaux usées de plus en plus loin de la ville. On s'assurait ainsi de conditions de vie saines au sein de la ville même et de ses environs, mais sans se soucier de celles à l'extérieur de la ville. L'urbanisation a aussi entraîné une augmentation des volumes d'eau de pluie transitant à travers la ville, par l'augmentation de l'imperméabilité des sols (défrichement des forêts, pavage des sols pour les routes, etc.). Au milieu du 19^{ème} siècle, les ouvrages de collecte des eaux sont conçus pour transporter à la fois les eaux usées et les eaux de pluie, mais encore exclusivement afin de reporter leur rejet au milieu récepteur de plus en plus loin de la ville.

Le début du 20^{ème} siècle vit la naissance d'une conscience sociale davantage axée sur la protection de la nature, que l'on appellerait aujourd'hui environnementale. Croyant à tort

que les eaux pluviales de ruissellement étaient fortement diluées en comparaison des égouts, les ingénieurs de l'époque espérèrent solutionner le problème de la pollution des eaux naturelles en séparant la collecte des eaux usées en deux réseaux indépendants ; un pour le ruissellement de la pluie et un autre pour les égouts. Ceci a été entrepris dans le but d'épurer les égouts à une usine de traitement avant leur rejet au milieu récepteur. L'effort était de taille puisqu'il consistait à construire, pratiquement sur tout le territoire de la ville, un tout nouveau réseau de canalisations. Cependant, il ne donna pas les résultats escomptés, car non seulement les coûts engendrés par cette refonte de la gestion furent énormes, mais la complexité des raccordements des conduites empêcha les nouveaux réseaux d'être totalement performants.

De façon générale, les ouvrages de collecte des égouts ont été dimensionnés pour des débits variant de 2 à 4 fois le débit moyen en période de temps sec, selon une série de lois environnementales et de considérations économiques. Mais les portions unitaires des réseaux, celles qui reçoivent encore les égouts et les eaux de ruissellement, se retrouvent régulièrement en charge en période de pluie. De nos jours en effet, les débits dans les conduites peuvent atteindre jusqu'à près de 100 fois le débit moyen de temps sec [Burroughs *et al.* 1979] ! Le réseau de collecte, dans sa finalité même, est alors tout à fait inutile car il rejette trop souvent les eaux usées non-traitées vers le milieu récepteur.

Il est devenu essentiel de trouver un moyen efficace de réduire les débordements d'eaux usées urbaines en temps d'orage. De multiples pôles de recherche en génies urbain et sanitaire travaillent en ce sens : gestion automatisée, optimisation des consignes de gestion, techniques alternatives, etc. Ils se concentrent tous sur la réduction des impacts de la collecte des eaux usées en temps d'orage sur le milieu récepteur.

La Communauté Urbaine de Québec (CUQ) n'échappe pas à cette problématique générale des débordements des eaux usées, et c'est dans une optique environnementaliste qu'elle a décidé, dès 1989, de se doter d'un système de gestion automatisée des eaux usées en temps

d'orage. La CUQ couvre un territoire de 550 km², dont font partie 13 municipalités environnantes. Environ 600 000 habitants, des centaines d'industries, de bâtiments publics, et plusieurs autres, déversent près de 400 000 m³ d'eaux usées par jour dans le réseau de collecte, qui est constitué à 80% de conduites unitaires. Les débordements d'eaux usées vers la rivière Saint-Charles et le fleuve Saint-Laurent ont lieu approximativement une fois tous les 4 ou 5 jours en période estivale [Lavallée et Lessard 1984].

L'INRS-Eau fut mandaté pour développer un outil informatique dont les objectifs principaux sont de modéliser les phénomènes physiques survenant sur un réseau et de minimiser les impacts de la collecte des eaux usées en période d'orage. Ce module de gestion, appelé SWIFT, est à la base d'un système de gestion automatique des égouts en temps d'orage. Il permet de prendre des décisions de gestion sur la base des intensités de pluie prédites par radar. L'utilisation de ces données entraîne des écarts entre les résultats des simulations et la réalité, laquelle réalité peut être en quelque sorte associée aux mesures de débit prises en continu. Les décisions prises par le système sont en situation de boucle ouverte, car pour l'instant aucune vérification n'est faite a posteriori quant à la validité des débits simulés. Cette situation est risquée quand on pense aux conséquences des débordements non-contrôlés de réseaux unitaires sur l'environnement.

La recherche réalisée dans ce mémoire porte sur une méthode d'intégration des mesures de débit prises en temps réel sur le réseau au module SWIFT, afin d'augmenter la justesse des simulations. Il faudrait en effet pouvoir ajuster les prédictions simulées des débits dans le réseau en fonction des débits mesurés afin de réduire l'influence des incertitudes sur les prévisions de pluie.

La structure de ce mémoire de maîtrise est la suivante. Le deuxième chapitre décrit sommairement les différents systèmes de gestion des égouts à travers le monde, en faisant le tour de la technologie qui lui est associée ; le troisième chapitre décrit le système de gestion propre à la CUQ, le système SWIFT; le quatrième chapitre présente une étude de la

propagation des erreurs impliquées dans l'utilisation du modèle d'axe secondaire de SWIFT ; le cinquième chapitre traite de deux méthodes de correction des résultats de la simulation basées sur les mesures de débit, soit la correction ponctuelle et la déconvolution ; le sixième et dernier chapitre présente les conclusions générales sur les travaux de recherche de maîtrise présentés.

2. REVUE DE LA LITTERATURE PERTINENTE

2.1 Contexte de la gestion des eaux usées en temps de pluie

Il existe plusieurs types de systèmes de gestion des Eaux Usées en Temps de Pluie (EUTP) à travers le monde. Chaque ville qui se munit d'un système de gestion des eaux en temps de pluie doit le faire en intégrant un ensemble de considérations qui lui sont propres, telles sa situation géographique, son budget disponible pour le développement, le fonctionnement et l'entretien du système, la volonté des politiciens municipaux, les revendications de ses citoyens, ses capacités techniques et technologiques, etc. Ainsi, les villes de Chicago, Lima, Cleveland, Philadelphie, Minneapolis, et Seattle aux É.-U., de Le Havre, Seine St-Denis, Nancy, Marseille, Bordeaux, et Lyon en France, et de Montréal ici au Québec, ont-elles chacune un système de gestion des EUTP tenant compte de différents critères ayant conduit à son élaboration [Frérot et Jacquet 1989 ; Kroa 1993]. Bien que le processus de décision menant au choix des composants d'un tel système de gestion soit adapté à chacune des villes, celles-ci ont dû considérer plusieurs alternatives communes. Dans ce chapitre, nous présenterons les systèmes de gestion des EUTP en général, en faisant le tour de la littérature qui a été publiée à ce sujet.

Comme on l'a mentionné plus tôt, la gestion des EUTP répondait jusqu'à tout dernièrement à une volonté de rediriger la totalité de ces eaux vers l'extérieur de la ville afin de ne pas la polluer et de ne pas inonder ses habitations et ses rues. On ne se souciait guère des impacts que ces rejets pouvaient avoir sur les milieux récepteurs, tels les fleuves, les rivières, les ruisseaux...

La conscience environnementale a fait un saut extraordinaire depuis les derniers vingt ans. Que ce soit chez la population, chez les décideurs politiques ou même chez les dirigeants d'entreprises, la volonté de préserver et d'accroître la qualité de notre environnement est maintenant monnaie courante. Cette modification de la pensée sociale s'est également étendue à toutes les facettes de la vie : les habitudes de vie ont changé au niveau de la famille, du travail, des écoles, etc., mais aussi aux points de vue social et communautaire. Les citoyens désirent que leur ville soit saine mais qu'elle respecte l'environnement.

Les systèmes de gestion des EUTP doivent donc maintenant répondre à des exigences de qualité des rejets. Il importe toujours de minimiser les inondations à l'intérieur de la ville, mais également les débordements pollués aux milieux aquatiques naturels. Ce nouveau mot d'ordre n'est certes pas sans complexifier la gestion, puisque *diminution des inondations* et *diminution des déversements au milieu récepteur* sont dans une certaine mesure des concepts contradictoires. En effet, il suffirait de stocker les eaux usées dans les conduites afin de ne pas les déverser au milieu, mais on doit également les stocker rapidement dans des structures de rétention externes au réseau afin d'éviter la mise en charge des conduites et l'inondation de la ville. La problématique est de taille car tout ceci doit être appliqué en engendrant des coûts minimums.

Les débordements qui ont lieu sur un réseau de collecte des eaux usées sont de composition variée. En période de temps sec, hormis les eaux parasites d'infiltration et de captage, les eaux captées par le réseau sont issues des activités de l'homme ; on les appelle *les eaux sanitaires* ou *les égouts*. Ces eaux sont nettement contaminées, en matière organique principalement, mais aussi en phosphates (détergents) et différents contaminants industriels. Elles proviennent des multiples utilisations que font de l'eau potable la population, les industries, les bâtiments communautaires, et du lavage des rues, de l'arrosage des pelouses, etc.

La goutte d'eau météorique qui tombe à la surface de la terre est un site favorable à l'adsorption et à l'absorption d'un grand nombre de contaminants provenant principalement du sol. Plusieurs phénomènes expliquent la contamination des eaux de ruissellement, soit l'abrasion des surfaces métalliques, l'érosion des sols, le lessivage des huiles et poussières, etc. [Musso 1997]. Il s'ensuit que les eaux de ruissellement sont caractérisées par une grande concentration en métaux (Cu, Pb, Zn) et en MES en général, et par une plus faible concentration en matière organique, nutriments (P, N) et micro-organismes [Lavallée et Lessard 1984].

En période de pluie, les volumes d'eau captés par le réseau sont beaucoup plus élevés qu'en période de temps sec. La croyance populaire a longtemps été de considérer que les eaux de ruissellement diluaient les égouts et diminuaient par le fait même les effets néfastes de leur contamination sur le milieu récepteur. Or, il en est tout autrement, puisque comme on l'a mentionné, les eaux de ruissellement sont elles aussi fortement contaminées. D'ailleurs, en période de pluie, on a constaté que les valeurs maximales de concentration en contaminants coïncidaient généralement avec les valeurs de débit maximal [Lavallée et Lessard 1984], ce qui rejette l'hypothèse du pouvoir super-diluant des eaux de ruissellement. Les eaux de ruissellement induisent davantage de problèmes, quand on songe au volume d'eau supplémentaire à transporter jusqu'à la station d'épuration qui doit y être traité avant son rejet.

La plupart des réseaux de collecte des eaux usées ont été dimensionnés pour des débits plus faibles que ceux qui surviennent fréquemment en période d'orage [Burroughs 1979]. Comme on vient de l'expliquer, la pollution contenue dans les eaux unitaires lorsqu'il pleut est très grande. [Lavallée et Lessard 1984] a montré qu'un débordement d'eaux unitaires avait un impact de détérioration sur le milieu récepteur pouvant durer jusqu'à deux ou 3 jours après le débordement. Or, à Québec par exemple, de tels événements surviennent tous les quatre ou 5 jours, ce qui ne laisse guère de temps au milieu pour se relever du choc intense de pollution. De plus, chaque site n'a pas le même comportement face aux

débordements et à la pollution ; certains sites sont nettement plus sensibles que d'autres. La nécessité de mettre en place de nouveaux outils de gestion plus performants est maintenant devenue urgente.

2.2 Les principes de base de la gestion des eaux usées en temps de pluie

Le coût de remplacement ou de rénovation des installations d'un réseau de collecte d'eaux usées est énorme, et on ne peut employer une telle stratégie sur des territoires largement étendus. La construction d'ouvrages de rétention où sont stockées les eaux autrement débordées avant leur traitement, même si elle se révèle très coûteuse [Frérot et Jacquet 1989], est employée dans la plupart des systèmes de gestion des eaux usées en temps de pluie. De plus, ces méthodes dites « structurales » atteignent la limite de leur efficacité à l'instant où un événement pluvieux extrême ayant une faible récurrence survient sur le réseau. De nouvelles stratégies plus efficaces doivent être implantées.

La variation spatio-temporelle d'une chute d'eau météorique fait en sorte que pendant un événement pluvieux, certaines conduites du réseau se retrouvent en charge et en situation potentielle de débordement, alors que d'autres conduites moins remplies seraient disponibles pour stocker des volumes d'eau supplémentaires [Nelen *et al.* 1992 ; Roux *et al.* 1995]. Nous qualifierons ces méthodes de « non-structurales ». Il est possible de tirer avantage de ce phénomène et de redistribuer les eaux des conduites en situation critique ou près de l'être vers des conduites du réseau qui ne le sont pas, à l'aide d'organes de régulation appelés *régulateurs*. Le régulateur est une structure annexée à une conduite et dont l'ouverture, ou la *consigne*, peut varier mécaniquement pour laisser passer plus ou moins d'eau. C'est également la charge du régulateur de déborder les eaux usées vers le milieu récepteur.

La méthode non-structurale la plus répandue consiste à fixer préalablement les consignes des régulateurs par rapport au débit de design pour que le surplus d'eau dans les conduites soit débordé automatiquement [Villeneuve *et al.* 1992]. Cette astuce, que l'on nomme *gestion statique* n'est pas optimale en terme de pollution puisqu'elle ne maximise pas le remplissage des conduites ni de l'hétérogénéité de l'événement pluvieux. De plus, elle ne permet pas de tenir compte de la sensibilité des sites.

Un autre type de gestion non-structurale plus performante a été développée, elle se nomme *gestion adaptative*. Dans une gestion adaptative, les capacités de transport et d'emmagasinement du réseau existantes sont exploitées davantage qu'en *gestion statique*, où les consignes des régulateurs sont fixées statiquement dès le début de l'événement pluvieux et ne changent pas au cours de celui-ci. La gestion adaptative, aussi appelée *gestion dynamique*, permet de modifier les consignes des régulateurs selon l'évolution de l'événement pluvieux. Selon [Villeneuve *et al.* 1992] et [BPR 1996 ; brochure publicitaire], la diminution moyenne des volumes d'eau débordés amenée par la gestion adaptative sur le territoire de la CUQ varie entre 60% et 65% par rapport à la gestion statique, tout en tenant compte de la sensibilité de chaque site de débordement. Les gains qu'amène cette stratégie sur le territoire de la CUQ ne sont donc pas négligeables ...

La gestion adaptative est souvent associée à un contrôle en *temps réel*, qui consiste à actualiser l'image du réseau à mesure qu'évolue l'événement pluvieux, et à utiliser cette donnée pour déterminer en continu le comportement optimal des régulateurs. Cette technologie est considérée par plusieurs chercheurs comme une avenue intéressante pour diminuer davantage les impacts des débordements d'eaux usées [Trotta *et al.* 1977 ; Patry *et al.* 1986 ; Wilson 1988]. Il faut dans ce cas modéliser le comportement du réseau de collecte en fonction de la pluie et du débit sanitaire de la population. La modélisation de l'écoulement de l'eau, allant de sa chute sur la surface urbaine jusqu'à son traitement à l'usine en passant par son captage par le réseau de collecte et son transport en conduite, permettra de représenter le réseau dans le futur. De fait, le système a besoin de connaître les

variables définissant le comportement du réseau de collecte, telles le débit, la hauteur d'eau, la vitesse dans les conduites, la sensibilité du site de débordement, la qualité des rejets, etc., afin d'optimiser les consignes de gestion. On présentera un peu plus loin les notions d'*objectif* et d'*optimisation* de la gestion adaptative.

Il existe d'autres niveaux de contrôle de la gestion adaptative, lesquels tiennent compte de l'influence mutuelle entre les différents régulateurs. Les deux stratégies de contrôle les plus courantes de la gestion adaptative sont le Contrôle Réactif Local (CRL) et le Contrôle Prédictif Intégré (CPI). Le CRL est le résultat d'une gestion adaptative locale, où les régulateurs sont opérés de manière indépendante les uns des autres en raison du petit horizon de prédiction disponible, du fait que ce sont des mesures qui sont utilisées [Frérot et Jacquet 1989]. L'horizon de prédiction correspond au temps d'avance que prend la modélisation sur le phénomène réel. Le CPI considère pour sa part une gestion adaptative à plus grande échelle, où certains régulateurs sont opérés en un tout cohérent selon leur localisation sur le réseau. Le CPI nécessite la connaissance future de l'écoulement sur le réseau afin que les interactions entre les régulateurs couplés soient prises en compte dans l'optimisation. Il est alors possible d'effectuer des transferts de déversements et de capacités entre les régulateurs couplés, ce qui se révèle avantageux au niveau des alternatives de gestion. Par exemple, dans une gestion en CPI, les déversements peuvent être favorisés là où la charge polluante est faible, ou là où le milieu récepteur est le moins fragile. L'horizon de prédiction doit être grand pour que la CPI soit efficace.

2.3 La gestion adaptative en CPI

Dans cette section, nous décrirons globalement en quoi consiste la gestion adaptative en CPI. La gestion adaptative en CPI comprend différents modules ou blocs d'opération qui interagissent entre eux. Ce sont les blocs *simulation*, *optimisation* et *logistique*. Voici un schéma représentant un système de gestion adaptative en CPI.

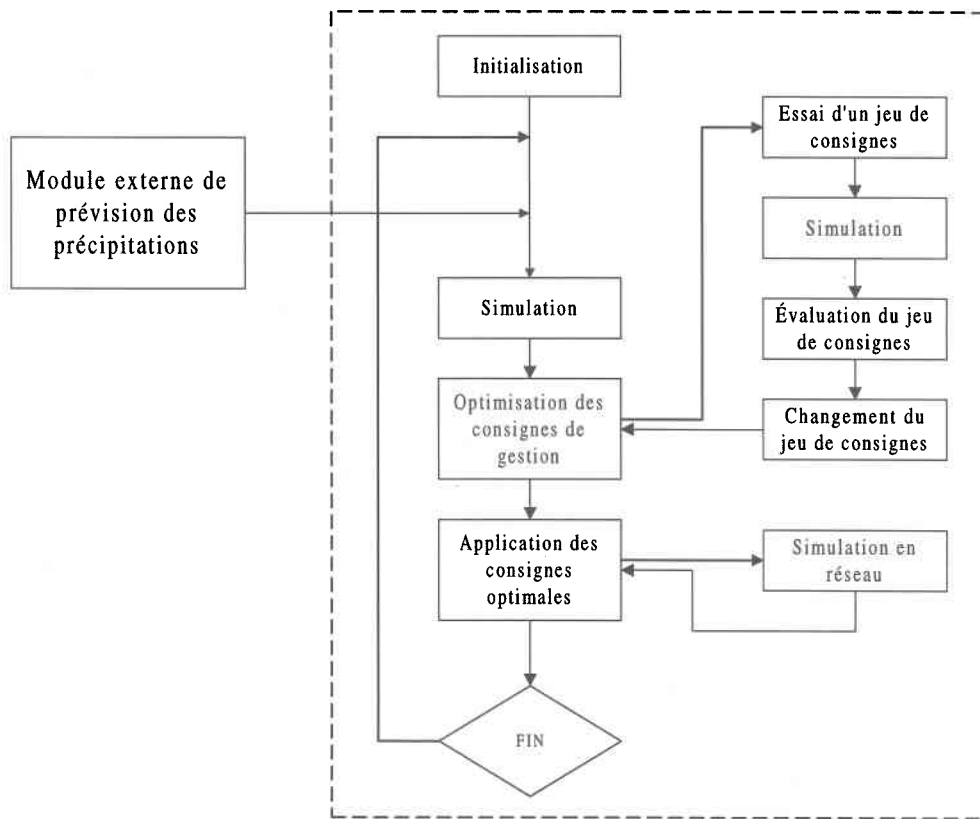


Figure 2.1 : Description d'un système de gestion adaptative en CPI

2.3.1 La simulation

L'élément le plus important de la gestion des EUTP est la connaissance du comportement du réseau face à un événement pluvieux. Pour ce faire, une gestion adaptative utilise la modélisation des phénomènes physiques pour simuler la réaction du réseau à la pluie. L'objectif du système étant à la fois de minimiser les impacts néfastes des débordements d'eaux usées au milieu récepteur et d'éviter d'inonder la ville, il faut pouvoir quantifier les volumes débordés, la qualité des débordements, les débits, etc., et ce, *pendant et en réaction* à l'événement pluvieux. Les deux principaux phénomènes physiques à modéliser sur un réseau de collecte sont le ruissellement de l'eau en surface et son transport en conduite jusqu'à l'usine de traitement et/ou le milieu récepteur. Chacun de ces phénomènes

peut à son tour être découpé en sous-phénomènes plus simples, tels l'évaporation de l'eau en surface, son infiltration sous la surface, la mise en charge des conduites, etc. Des phénomènes physiques secondaires doivent aussi être modélisés, tels le fonctionnement des régulateurs, des pompes, des réservoirs, etc.

Le choix final des modèles repose entièrement sur la discrétion de l'équipe de gestion. Les modèles retenus doivent nécessiter des temps de calcul minimums, et fournir une bonne représentation des phénomènes. Il importe également que la modélisation permette de générer les variables décisionnelles essentielles au calcul de la fonction objectif [Frérot et Jacquet 1989]. Pour cette raison, la plupart des modèles utilisés dans les systèmes de gestion des eaux en temps de pluie sont des modèles mécanistes, représentant les phénomènes par des lois mathématiques qui décrivent leur comportement. Leur caractère physique leur confère une grande commodité d'usage et est de fait très utile pour comprendre le fonctionnement intrinsèque du système de gestion et du réseau.

2.3.2 L'optimisation

L'optimisation de la gestion consiste à déterminer le jeu optimal des consignes de gestion aux régulateurs à chaque *pas de temps d'optimisation*. Les consignes de gestion optimales sont celles qui réduiront à sa valeur minimale une fonction appelée *fonction objectif*, ou l'augmenteront à sa valeur maximale, selon son expression et les objectifs poursuivis. La fonction objectif intègre en un seul terme numérique tous les objectifs du système de gestion. La gestion peut être qualitative (e.g. réduction de la masse de polluants, respect de la fragilité du site), quantitative (e.g. réduction des volumes déversés, de la fréquence des débordements), ou structurelle (e.g. réduction des mises en charge, des variations des consignes), ou une combinaison des trois. Ces objectifs sont considérés sous leur forme mathématique par l'optimisateur, grâce à la simulation et au calcul des variables décisionnelles.

Un algorithme se charge d'optimiser la fonction objectif en fonction des ouvertures des régulateurs, dont dépendent les variables décisionnelles. Le jeu de consignes final obtenu suite au processus est *optimal*, et il sera appliqué au pas de temps d'optimisation suivant. Une optimisation est établie pour une période de temps que l'on nomme *horizon d'optimisation*, soit la période sur laquelle un ensemble de consignes de gestion sont testées pour être optimales. La longueur de cette période est fonction de la capacité de prédiction de la précipitation dans le temps, et de la précision de cette prédiction en fonction du temps.

Il existe différentes techniques d'optimisation mathématique, dites de recherche opérationnelle. Selon l'allure de la fonction objectif et des différentes contraintes, la technique d'optimisation sera linéaire, quadratique, non-linéaire, dynamique, etc. [Frérot et Jacquet 1989]. Voici le principe d'optimisation des consignes de gestion des régulateurs.

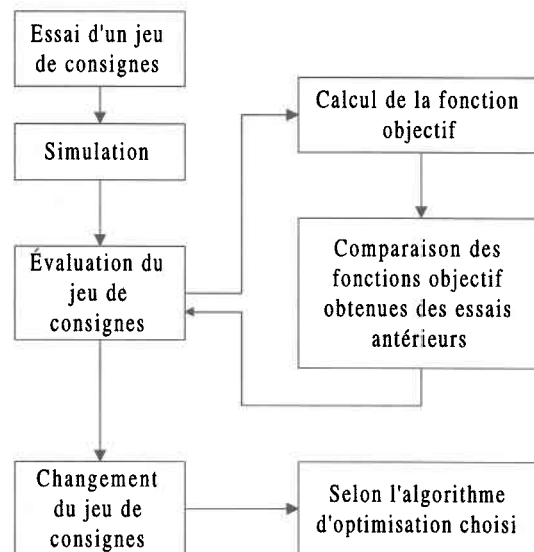


Figure 2.2 : Optimisation des consignes de gestion des régulateurs

Pour bien comprendre en quoi consistent l'optimisation des consignes de gestion et la poursuite des objectifs de gestion, nous allons donner l'exemple d'une gestion en CPI dans

laquelle il faut réduire la charge totale de MES rejetée au milieu récepteur. La fonction objectif à calculer à chaque pas de temps d'optimisation est égale à la masse brute de MES déversée sur tout le réseau. Une telle stratégie de gestion se traduit mathématiquement comme suit :

$$O(t) = \min \sum_i m_i(t) \quad (2.1)$$

où $m_i(t)$ est la masse de polluant déversée simulée à chaque régulateur i au pas d'optimisation t

$O(t)$ est la valeur de la fonction objectif optimale au pas d'optimisation t

L'avantage premier d'une gestion en CPI est sa capacité à lier entre elles les consignes choisies aux régulateurs qui s'influencent. De plus, dans ces conditions on peut appliquer un *coefficient de sensibilité* différent à chaque régulateur, en fonction de la sensibilité environnementale du site. Ainsi, un fort coefficient de sensibilité sera fixé pour un régulateur voisin d'un site qu'on veut protéger, et/ou où les charges déversées auront un grand impact négatif. L'impact de la pollution déversée en ce point sera plus important que celui aux autres sites ayant un coefficient de sensibilité plus faible. On tiendra compte de cette spécification au niveau de la fonction objectif, qui sera maintenant calculée comme suit :

$$O(t) = \min \sum_i c_i m_i(t) \quad (2.2)$$

où c_i est le coefficient de sensibilité attribuée au régulateur i

L'algorithme d'optimisation minimisera la fonction $O(t)$ en faisant varier les consignes aux régulateurs et en simulant l'écoulement sur le réseau pour l'horizon d'optimisation. Au

cours de chacune des simulations, de nouvelles variables décisionnelles (débits, hauteurs d'eau dans les conduites, masses déversées aux régulateurs, etc.) sont calculées, et une nouvelle valeur de la fonction $O(t)$ est aussi calculée. Le jeu de consignes suivant est déterminé selon une procédure propre à l'algorithme d'optimisation, et cette étape se répète jusqu'à l'obtention d'une fonction objectif minimale ou quasi-minimale (i.e. en respectant un critère d'arrêt).

2.3.3 La logistique

L'acquisition et la transmission des données en temps réel confère à la gestion en CPI une dimension supplémentaire par rapport aux systèmes de gestion réactifs locaux (CRL). Dans le cas de la CPI, il faut traiter de façon davantage efficace et rapide les informations disponibles et significatives afin que la gestion prédictive et temps réel soit possible. La logistique assure la communication et le transfert des données entre les différents modules du système en vue de leur cohésion. Elle doit être performante, rapide et sans faille car son dysfonctionnement entraîne à coup sûr un échec du système de gestion dans la poursuite de ses objectifs. Voici la liste des variables et données qui transitent généralement par le module logistique dans un système de gestion en CPI.

- les intensités de pluie prédites ;
- les débits initiaux dans les conduites ;
- la description physique du réseau ;
- les variables décisionnelles (e.g. débit, charge des eaux) ;
- les consignes initiales des régulateurs, pompes, réservoirs, etc. ;

On peut le comprendre, la logistique est très importante dans un système de gestion en CPI, puisqu'elle est sollicitée à toutes les étapes de la gestion. Pour ne pas amenuiser le gain de rendement substantiel apporté au système par sa dimension prédictive et temps réel, elle doit nécessiter des temps minimum de transfert et d'enregistrement des données.

2.3.3.1 La technologie radar

L'utilisation du radar en hydrologie urbaine est une technologie relativement nouvelle et elle fait encore l'objet de multiples recherches. Certaines études ont prouvé que la mesure de pluie effectuée par radar sur une surface plane est aussi précise que celle obtenue d'un ensemble de pluviomètres d'une densité moyenne d'environ un pluviomètre par 10 km² [Andrieu 1986]. Dans les années soixante-dix, selon [Harrold *et al.* 1975] cité dans [CUQ *et al.* 1989], la précision de la mesure de pluie par radar était alors plus faible, soit de l'ordre de un pluviomètre pour 37 à 62 km².

Mais il n'en demeure pas moins préférable d'utiliser le réseau de pluviomètres pour obtenir la mesure de la pluie lorsque celui-ci est fonctionnelle. On comprend cependant que l'avantage principal du radar par rapport à des pluviomètres est bien entendu sa capacité à *prédire* l'intensité de pluie. Cette particularité permet de porter la prévision de l'écoulement sur un plus grand horizon de temps, et ainsi d'augmenter le nombre de régulateurs couplés lors de l'optimisation.

Le radar météorologique utilisé en hydrologie urbaine est habituellement un radar à impulsions, dont l'émetteur envoie des ondes de longueur d'onde λ comprise entre 3 et 10 cm, et de puissance de crête allant de 25 à 1000 kW. Les antennes réceptrices du signal sont des paraboles qui concentrent l'énergie réfléchiée par les particules d'eau, et qui sont orientables avec une précision de quelques dixièmes de degré. La réflexion du signal par la précipitation est assurée par les molécules d'eau qui absorbent une partie de l'énergie du radar (sous forme de chaleur) et qui en réfléchissent la balance. La réflexion de l'énergie par les molécules d'eau varie selon la taille des particules et la longueur d'onde des émissions du radar [Chocat *et al.* 1997].

Plusieurs équations permettent de calculer la grosseur moyenne des particules des hydrométéores en se basant sur leur réflectivité enregistrée par le radar. Aussi, le laps de temps écoulé entre l'émission et la réception des ondes est une mesure indirecte de leur

éloignement. La sensibilité du radar à calculer ces paramètres est liée à la précision du tandem récepteur-émetteur, à la puissance de l'émission radar, et à la grandeur de l'antenne.

C'est en comparant deux images réfléchies successives que le radar peut prévoir les intensités futures de pluie. En effet, en évaluant la vitesse d'avancée du nuage, un modèle est capable de prévoir son comportement et son évolution temporelle et spatiale. Généralement, on doit caler le modèle de prévision avec une importante quantité d'événements pluvieux, puis le modèle tente de relier l'évolution spatio-temporelle de l'événement présent à un événement déjà monitoré. Plusieurs travaux importants traitent de l'utilisation du radar en hydrologie urbaine. Pour en savoir plus, le lecteur peut consulter les références suivantes : [McPherson 1981 ; Andrieu 1986 ; Frérot 1987 ; Denoeux *et al.* 1991 ; Roux *et al.* 1995 ; Roux 1996].

2.4 Études de cas

Depuis le milieu des années soixante, plusieurs villes importantes se sont munies d'un système de gestion des eaux usées en temps réel. C'est le cas notamment de San Francisco, de Montréal, de Seine St-Denis, de Seattle et de Hannovre. Nous décrirons sommairement ces cinq systèmes de gestion, non pas dans le but de faire une étude exhaustive de chacun, mais plutôt pour montrer que la technologie s'est largement répandue et qu'elle ne cesse d'évoluer.

2.4.1 San Francisco (États-Unis)

En 1968, la ville de San Francisco s'est lancée dans le développement d'un système de gestion des eaux usées unitaires, dont l'objectif est de minimiser les déversements vers la mer pour plutôt optimiser les volumes traités à la station d'épuration. Les phénomènes hydrauliques et hydrologiques sont modélisés en temps réel, afin que le système de pilotage puisse déterminer la position propre de chaque actionneur en fonction de l'évolution de

l'événement pluvieux et de la réponse du réseau. Les consignes sont déterminées à la suite d'une optimisation basée sur une fonction objectif qui traduit l'objectif du système, soit minimiser les déversements à la mer [Kroa 1993].

Les données d'entrée au modèle hydrologique sont des prévisions de pluie. Elles peuvent être déterminées par deux modèles différents [Labadie 1978 dans Kroa 1993]. Le premier est un modèle de régression de type ARMA (*Autoregressive Moving Average*) qui se nomme FRCST, et qui utilise les mesures antérieures de la pluie pour calculer la pluie au pas de temps suivant. Le second se nomme RAFORT et se base sur la corrélation entre deux pluviomètres adjacents pour calculer la pluie au pluviomètre considéré comme dépendant de l'autre.

Le modèle hydrologique employé à San Francisco pour calculer les hydrogrammes est tiré du modèle largement reconnu SWMM [USEPA]. Il est en ainsi également du modèle hydraulique. La description du réseau est faite en segments, chaque tronçon, bassin versant, organe de contrôle étant décrit individuellement. Cette façon de représenter le réseau est largement employée dans les système de gestion des eaux usées en CPI, puisqu'elle offre la possibilité de modéliser séparément les phénomènes physiques qui s'y déroulent.

2.4.2 Seine St-Denis (France)

Depuis le début de ses travaux en 1977, le DEA de Seine St-Denis s'est penché sur plusieurs alternatives en matière de gestion des eaux usées en temps de pluie afin de réduire les inondations survenant sur son territoire et la pollution déversée au milieu récepteur. Leur première idée consistait en une gestion totalement automatisée, i.e. où les décisions sur les consignes seraient entièrement à la charge du système informatique.

Suite à quelques années de recherche, les gestionnaires du réseau se sont rendus à l'évidence que le succès de la gestion des eaux sur le département de Seine St-Denis ne

passait pas nécessairement par l'automatisation inflexible des tous les aspects du système [Delattre 1996 ; communication personnelle]. Au contraire, l'automatisation impliquait davantage de risques qu'un contrôle plus « humain », et minait le rendement global de l'outil à développer au point de faire disparaître les avantages de la gestion en temps réel.

Ainsi, à partir de 1986 environ, ils ont commencé à établir d'autres règles de gestion du système basées cette fois-ci sur la reproduction événementielle des pluies et sur la génération de décisions de gestion applicables à un grand nombre de pluies de nature semblable (pluies-types issues d'un catalogue) ainsi qu'à l'expérience des pilotes. L'événement pluvieux prédit et observé en continu est approché par une pluie type dont les règles de gestion furent préalablement choisies en fonction de l'état du réseau ; le pilote a le choix de suivre ces recommandations ou de formuler les siennes selon son expérience. Approchant ainsi la pluie en cours par une autre pour laquelle des règles de gestion efficaces sont déjà connues, on peut investir davantage sur la précision des règles de gestion que sur la connaissance exacte de l'événement. On mise sur la rapidité d'exécution d'une bonne solution plutôt que sur la mise en place plus lente d'une solution optimale (bien entendu dans les limites de rendement de l'optimisateur).

La plupart des problèmes qu'ils ont rencontrés étaient liés à la prise en compte des risques et incertitudes reliés à la nature des données utilisées, lesquels complexifiaient à l'extrême le processus de décision. De plus, puisque la gestion est effectuée en temps réel, les décisions prises le sont avec un décalage et impliquent plus d'incertitude qu'elles n'en résolvent réellement. La sécurité dans la prise de décision repose sur une meilleure représentation de l'état du système, laquelle repose sur la détection d'anomalies.

2.4.3 Seattle (États-Unis)

Le cas de la ville de Seattle est très intéressant, car son développement, qui a commencé au début des années 1970, a été précédé d'une étude approfondie de la gestion des eaux usées.

La référence [Trotta *et al.* 1977] est d'ailleurs exhaustive sur ce sujet, elle en présente les lignes directrices ; le lecteur est grandement appelé à la consulter.

Le système de gestion mis en place a été testé sous tous ses angles. En effet, on a testé sa performance avec différents modes de gestion (contrôle statique, CRL, CPI avec prédictions parfaites, CPI en considérant les incertitudes sur les prédictions), différents modèles de prédiction de pluie, différents modules d'optimisation, différents modèles de simulation, etc. Il ressort de cette étude qu'il existe une grande incertitude sur les prédictions, une incertitude non-négligeable qui mine les avantages de la gestion en temps réel.

Le modèle de prédiction des intensités de pluie qui a été retenue est un modèle de type ARMA. Les modèles de simulation (transformation pluie-débit et écoulement en conduite) qui ont été testés varient de très simples à plus complexes, les plus complexes étant dérivés du modèle SWMM. L'optimisation de la gestion se base sur une fonction objectif qui traduit les différents objectifs. L'objectif principal est d'éviter les débordements, puis de minimiser la pollution déversée au milieu. Cependant, le deuxième objectif n'est exercé que lorsqu'un modèle de qualité performant est disponible en temps réel. La méthode d'optimisation employée est celle de la programmation dynamique, laquelle se prête bien à la gestion en temps réel associée aux risques. Le réseau est segmenté, et l'optimisation n'a lieu que sur la section du réseau qui comporte des organes de régulation. Dans le mode en CPI qui considère l'incertitude sur les prévisions de pluie, il faut minimiser l'espérance d'une fonction objectif. Cette espérance tient compte de la probabilité de retrouver tel ou tel débordement à un site, en fonction de l'incertitude que l'on attribue a priori à la prédiction. L'incertitude considérée sur la pluie est sous forme d'un bruit blanc.

2.4.4 Montréal (Québec, Canada)

La ville de Montréal a élaboré un système de gestion adaptative en CPI et temps réel [Marchi 1981]. Le modèle du réseau est semblable à celui de San Francisco. Les intensités de pluie sont prédites en temps réel, et pour l'instant elles sont supposées exactes et sans incertitude. L'utilisation du radar, même si elle n'est pas parfaitement au point présentement, est un aspect primordial de la réussite de la gestion des eaux usées à Montréal. La performance du système est déterminée par la justesse des données d'entrée, et donc des prédictions radar. La transformation pluie-débit est effectuée par des modèles de régression basés sur plusieurs paramètres (débits antérieurs, pluies antérieure, présente et future, pas écoulés depuis le début de l'événement, etc.).

Le processus d'optimisation des consignes de gestion a comme objectif de minimiser la charge polluante déversée, en considérant un facteur de sensibilité β propre à chaque site de déversement. Les pas d'acquisition de données et de détermination des consignes optimales sont tous deux de 5 minutes. Une étude poussée de ce système de gestion a été d'ailleurs faite par [Kroa 1993].

2.4.5 Hannovre (Allemagne)

Le système de gestion de la ville de Hannovre, développé en association avec l'Université de Hannovre, est opéré en mode CRL, car ce ne sont pas des prédictions de pluie qui sont utilisées mais bien des mesures de pluie, de débit et de hauteur d'eau. Cependant, l'horizon d'optimisation est étendu pour relier les organes de contrôle entre eux, et pour pouvoir distribuer les débordements de l'un à l'autre. Le réseau est segmenté lors de l'optimisation, puis connecté pour que la modélisation soit continue. Les mesures de pluie utilisées proviennent du radar et également d'un réseau de pluviomètres, au cas où le radar serait défectueux. Des mesures de débit et de hauteur d'eau pertinentes sont également prises en continu.

Le modèle de transformation pluie-débit est conventionnel (perméabilité, infiltration, évaporation, etc.), et se nomme HYSRAD. Le modèle de transport de l'eau en conduite qui est utilisé est EXTRAN de SWMM. L'algorithme d'optimisation détermine la position des organes de contrôle qui satisfont l'objectif recherché (minimiser les débordements). La principale incertitude considérée dans ce système est celle associée à l'utilisation des modèles. En effet, on remplace toutes les valeurs simulées par leur mesure dès que celle-ci est disponible, pour actualiser l'état du réseau avant que ne débute la prochaine optimisation.

2.5 Les incertitudes reliées à la gestion

Nous pouvons identifier deux types principaux d'erreurs associées à la gestion adaptative des eaux usées en temps de pluie. Ces erreurs proviennent des incertitudes sur :

- la **modélisation** : approximations, hypothèses, omission de phénomènes complexes ou négligeables, etc.
- la **qualité des données** : hétérogénéité de la pluie en surface, variation de l'intensité de pluie à l'intérieur d'un pas de temps, incertitude sur les débits mesurés, incertitude sur les intensités de pluie mesurées, erreurs de prédiction radar, incertitude sur la description physique du réseau, etc.

Chacune de ces incertitudes a une influence sur la qualité de la gestion du système [Trotta *et al.* 1977 ; Frérot et Jacquet 1989 ; Nelen 1993]. En effet, la gestion adaptative implique la connaissance de l'état actuel du réseau et de l'écoulement de l'eau en surface et en conduite. Meilleure la représentation mathématique de la réalité, meilleure la gestion qui est faite des débordements. Cependant, de ce lot d'incertitudes, certaines ont une grande influence sur les résultats de la modélisation de l'écoulement, et donc sur la gestion des eaux usées en général. Les plus importantes sont celles qui concernent les prévisions de

pluie [Trotta *et al.* 1977 ; Frérot et Jacquet 1989]. Nous mettrons donc l'emphase sur les incertitudes associées aux intensités de pluie acquises en temps réel (hyétogrammes). De plus, puisque le sujet de recherche traite de l'utilisation des mesures de débit dans la gestion adaptative en CPI, nous discuterons également des incertitudes sur les mesures de débit acquises en temps réel (hydrogrammes).

2.5.1 Les incertitudes sur les hyétogrammes

Différents hyétogrammes peuvent être employés pour la une gestion adaptative, selon qu'elle est locale (mesures de pluie) ou intégrée (prévisions de pluie). Différents auteurs ont analysé les incertitudes reliées à l'utilisation des ces hyétogrammes ; voici un résumé de leurs recherches.

2.5.1.1 Les intensités de pluie mesurées

Alors que la pluie est un phénomène nettement hétérogène dans l'espace [Jacquet *et al.* 1987 ; Nelen *et al.* 1992 ; Roux *et al.* 1995], les intensités de pluie mesurées proviennent des pluviomètres situés dans un endroit précis de l'espace physique. De plus, lorsque le modèle de ruissellement considère une valeur de l'intensité de pluie uniforme sur toute la surface, des incertitudes supplémentaires sont induites à cause de l'incertitude sur la mesure elle-même. De plus, l'intensité de pluie est variable à l'intérieur d'un pas de temps d'optimisation, alors qu'elle est habituellement considérée constante.

[Roux 1996] considère que les pluviomètres à augets basculeurs donnent lieu à des incertitudes moyennes variant de 5% à 15% sur le cumul journalier ; l'incertitude à l'échelle du pas de temps peut être plus grande, et elle varie également selon l'intensité de la pluie. En agglomérant tous les facteurs qui peuvent influencer leur niveau d'imprécision, les mesures d'intensité de pluie à un pluviomètre sont associées à des incertitudes de l'ordre de 10% à 15 % sur le cumul journalier [Andrieu 1986], et jusqu'à 40% pour de faibles

hauteurs de pluie totale selon [Pointin *et al.* 1988]. À l'échelle de cinq minutes, l'incertitude sur la mesure atteint environ 30%, selon [Ciaponi *et al.* 1993]. Pour une étude exhaustive des différentes incertitudes impliquées dans la gestion des eaux en temps de pluie, le lecteur est invité à consulter [Musso 1997].

2.5.1.2 Les intensités de pluie prédites par radar

Il est très difficile de quantifier les vraies incertitudes sur les intensités prédites par radar, compte tenu de la difficulté paradoxale de mesurer précisément la valeur de référence, en l'occurrence l'intensité de pluie. [Chocat *et al.* 1996] a déterminé que des dysfonctionnements principalement, mais aussi des arrêts obligatoires de maintenance, pouvaient entraîner des incertitudes de l'ordre de 100% sur la mesure de pluie faite par radar ; celles sur la prévision de la pluie seraient donc plus élevées. Selon [Denoeux *et al.* 1991], les intensités prédites par radar devraient être associées à une incertitude distribuée de [-50%,+150%] sur un horizon d'une heure pour que la gestion en CPI soit avantageuse par rapport à la gestion automatique en CRL ; c'est-à-dire pour que le gain de performance du système utilisant des prédictions de pluie soit balancé par leur incertitude. Si les incertitudes sur les intrants sont comprises hors de cet intervalle, les erreurs qu'ils engendreront sur les résultats de la modélisation seront trop importantes pour que celle-ci soit valide et utile à la gestion en CPI. Remarquons que pour une telle distribution, les surestimations de l'intensité de pluie versus ses sous-estimations sont aussi fréquentes, mais plus prononcées. Il se crée donc un biais systématique et un déplacement du hyétogramme erroné moyen vers une valeur plus élevée que celle du hyétogramme de base.

2.5.2 Les incertitudes sur les hydrogrammes

La fiabilité de la mesure de débit en temps réel est variable selon le type d'instrument de mesure qui est utilisé. Elle provient de l'incertitude sur l'instrument, de même que sur la variabilité et la non-permanence des conditions hydrauliques au point de mesure. La

précision moyenne à laquelle on peut s'attendre d'une mesure de débit en réseau d'assainissement varie entre 5% et 25%, selon le type de l'appareil [Guillon 1987 ; Musso 1997]. Par contre, les valeurs extrêmes de l'incertitude peuvent atteindre jusqu'à 60% si le débit est très faible, et même 100% selon [Desbordes 1985] si les instruments de mesure sont disposés sans plan préalable.

2.6 La correction des erreurs reliées aux incertitudes sur les données

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur l'étude des erreurs engendrées sur les résultats des simulations par les différentes incertitudes mentionnées plus tôt. Une telle étude est d'ailleurs présentée au chapitre quatre ; elle porte sur le module de gestion SWIFT, développé pour gérer les eaux usées du territoire de la CUQ.

Nul n'admettra que les incertitudes associées à la gestion des eaux usées en temps de pluie ont une influence négligeable sur les résultats des simulations et sur la qualité de la gestion. Au contraire, la plupart des auteurs suggèrent que la principale limite au succès d'une telle gestion correspond à la fiabilité des données sur le réseau, sur la pluie et l'événement pluvieux, sur le comportement des organes de régulation, etc.

Les systèmes de gestion en CPI étudiés à la section 2.4 sont pour la majeure partie fonctionnels. Les développeurs de ces systèmes ont dû négocier avec multiples incertitudes, et trouver des solutions pour qu'elles ne mettent pas en péril le déroulement de leur gestion. Nous présenterons quelques unes de ces méthodes, en mettant l'emphase sur leurs lacunes.

2.6.1 La description statistique de l'incertitude sur les données de pluie

Cette méthode de correction consiste à décrire l'incertitude de façon statistique avant que la donnée erronée soit utilisée dans la modélisation. Pour connaître l'incertitude sur les intensités de pluie prédites, celles-ci sont reliées à des paramètres statistiques de l'hydrogramme prévu en le comparant avec l'hydrogramme mesuré. Ainsi, on a pu construire des lois statistiques qui permettent de connaître l'incertitude sur les prédictions en temps réel, et de gérer les eaux usées selon plusieurs scénarios potentiels qui respectent leur structure [Frérot et Jacquet 1989].

Le Département de Seine-St-Denis (§2.4.2) utilise une telle méthode pour réduire l'influence de l'incertitude sur les pluies prédites pour optimiser la gestion des eaux usées en temps de pluie ; une optimisation en avenir incertain est par la suite effectuée. Les intensités utilisées sont prédites par un radar, puis calées avec un réseau de pluviomètres au sol, selon la méthode CALAMAR¹. Rappelons dans ce cas précis, que les incertitudes les plus importantes sont celles associées aux intensités de pluie prédites. Cette méthode de correction ralentit considérablement le processus d'optimisation, car plusieurs incertitudes doivent être simulées chaque fois. D'ailleurs, le système de gestion en question ne peut être performant sans être muni de modèles de simulation simplistes.

2.6.2 La validation des données de pluie

Une autre méthode intéressante consiste à valider les données incertaines avec d'autres mesures disponibles simultanément. Ces dernières peuvent mesurer le même phénomène, ou non. Par exemple, pour valider la pluie prédite par radar, on peut utiliser parallèlement une régression basée sur les mesures et vérifier s'il y a ou non concordance (avec une marge d'erreur) des deux données. D'un autre côté, on peut établir des corrélations entre divers valeurs et vérifier si elles sont en tout temps retrouvées.

¹ De la société française Rhéa.

Par exemple, au Département de Seine St-Denis, on tente de mettre au point un dispositif automatique de validation des mesures de débit en corrélant leurs paramètres avec ceux des mesures de vitesse faites en différents sites, rigoureusement choisis sur le réseau [Marceau 1997]. La réussite d'une telle méthode de correction tient à la qualité de la corrélation qui s'établit entre les données.

2.6.3 La correction ponctuelle des débits simulés

La correction ponctuelle consiste à remplacer les valeurs simulées par les valeurs mesurées dès que la mesure *in situ* est disponible. Cette correction, notons-le, ne peut être faite qu'à retardement dans un système de gestion adaptative en CPI, puisque les résultats des simulations sont en avance sur les phénomènes réels.

Nous donnerons comme exemple la ville de Hannovre. Leur système de gestion a été l'objet d'une parution pour la toute première fois dans la référence [Dettmar et Cassar 1996]. Ils utilisent les intensités de pluie mesurées, lesquelles sont insérées dans une suite de modèles. Une décision de gestion optimale est prise suite à ces simulations, sans que ne soient considérées les incertitudes sur les données d'entrée. Le principe de correction consiste à remplacer le débit et la hauteur simulés par les modèles par le débit et la hauteur mesuré aux endroits pertinents dès qu'ils sont disponibles. En plus d'amener une correction en retard (les consignes ont en effet été déterminées avec la donnée incertaine), cette méthode est ponctuelle dans l'espace, c'est-à-dire que la correction ne peut survenir que là où une mesure est prise. Il est donc impossible de remettre à jour les débits sur tout le réseau. La correction ponctuelle sera l'objet d'une étude appliquée au territoire de la CUQ au chapitre cinq.

2.7 Conclusion

Le chapitre qui se termine a démontré qu'une gestion plus adaptée des EUTP est une priorité actuelle dans plusieurs villes du monde. En effet, la section sur les études de cas contient la description de cinq systèmes de gestion des EUTP, qui s'approchent plus ou moins de celui qui nous intéresse, soit celui associé à la CUQ et qui se nomme SWIFT.

Nous avons fait le tour des références majeures qui traitent des différents aspects de la gestion des EUTP, en mettant l'emphase sur les sujets particuliers qui nous intéressent pour la recherche en cours, notamment sur les incertitudes associées aux données d'entrée et sur les mesures de correction de ces incertitudes. Le chapitre suivant décrira le module de gestion adaptative des EUTP SWIFT.

3. LE MODULE DE GESTION SWIFT

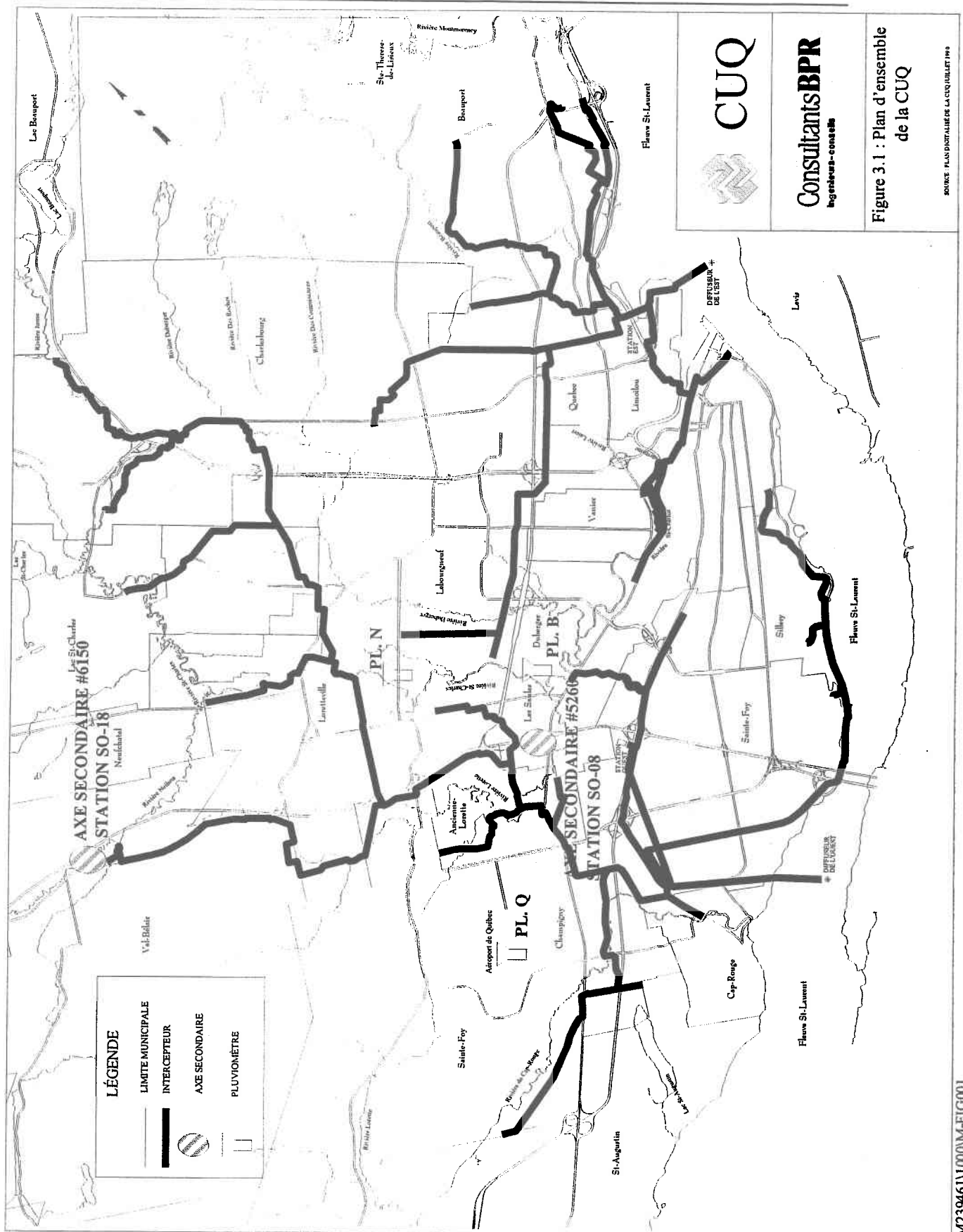
3.1 Introduction

Le chapitre précédent a présenté les assises de la gestion des EUTP, en faisant le tour de la littérature qui a été publiée à ce sujet. Dans l'ordre des choses, nous décrivons maintenant le module de gestion des EUTP SWIFT, qui a été développé pour être utilisé sur le territoire de la CUQ d'ici une dizaine d'années. Ce logiciel informatique a été créé à l'INRS-Eau, par l'équipe du professeur Jean-Pierre Villeneuve, pour être incorporé à un outil intégré et plus élaboré de gestion des EUTP. SWIFT est un module de gestion adaptative en CPI, comprenant des blocs de simulation, d'optimisation et de logistique.

3.2 Le réseau

Tout d'abord, nous allons décrire la structure physique de base de la simulation de SWIFT, soit le réseau de collecte des eaux usées de la CUQ. Celui-ci est divisé en trois secteurs, l'OUEST, l'EST-EST et l'EST-OUEST, selon sa disposition sur le territoire de la CUQ (Figure 3.1). Les secteurs OUEST et EST sont optimisés individuellement, puisque la CUQ comporte deux usines d'épuration, une pour chaque secteur.

Chacun de ces secteurs est segmenté en trois types de sous-réseaux, que l'on appelle des *axes* : 1) axe secondaire, 2) axe primaire et 3) axe majeur. Le réseau secondaire est constitué de tous les axes secondaire, qui correspondent aux sous-bassins de drainage de surface se jetant dans le collecteur. Le réseau primaire contient tous les axes primaires du secteur, c'est-à-dire tous les collecteurs qui se jettent dans l'intercepteur. Le réseau majeur est constitué de l'intercepteur, sur lequel sont situés les organes de régulation dont il faut déterminer les consignes lors de l'optimisation.



Physiquement, les axes secondaires sont en amont des axes primaires, et ces derniers sont en amont des axes majeurs. Chaque axe secteur est le siège d'une modélisation dont les résultats sont transmis par la logistique au modèle suivant pour que la simulation en aval puisse avoir lieu. On agit en quelque par raccordement des sous-réseaux pour former le réseau réel. Les axes primaires et majeurs sont principalement composés de conduites ; l'axe secondaire sera plus explicitement décrit à la section 3.3.1.

La simulation est à la base de la gestion, nous avons insisté sur ce point depuis le tout début de la présentation des systèmes de gestion. Voici maintenant une description des modèles de simulation de SWIFT.

3.3 La simulation

La goutte d'eau météorique qui tombe en zone urbaine emprunte un parcours complexe en surface et en conduite avant d'être emportée et traitée à l'usine de traitement, ou autrement débordée. Elle commence par ruisseler en surface (modèle d'axe secondaire), pour ensuite pénétrer en conduite dans les collecteurs du réseau (modèle d'axe primaire), puis dans l'intercepteur du réseau (modèle d'axe majeur). Ces trois phénomènes sont différents, et c'est pourquoi SWIFT est constitué de trois modèles distincts.

La modélisation des phénomènes physiques est discrétisée en pas de temps de durée constante. Lors de l'application de SWIFT, les intensités de pluie prédites par radar seront acheminées au centre nerveux toutes les cinq minutes, puis interpolées toutes les minutes, durée de temps pour laquelle l'intensité de pluie sera considérée constante. La modélisation du cheminement des eaux usées s'effectue à tous les pas de temps de simulation, sur une durée totale correspondant à l'horizon d'optimisation. Pour l'instant, l'horizon d'optimisation utilisé est de une heure. La modélisation est segmentée, comme dans la plupart des systèmes de gestion de EUTP analysés à la section 2.4.

3.3.1 Le modèle d'axe secondaire

La définition usuelle d'un *bassin versant* est habituellement celle d'une « surface sur laquelle toutes les eaux de pluie qui tombent ruissellent ensuite pour se retrouver en un point unique » [Chocat *et al.* 1997]. Dans le module de gestion SWIFT, on a défini un nouveau concept, celui d'un *axe secondaire*. L'axe secondaire est une entité constituée d'un bassin versant selon sa définition classique, et de quelques conduites suburbaines. Les eaux de ruissellement en surface se retrouvent à l'*exutoire du bassin versant*, et circulent en conduite sur une certaine distance avant d'être récupérées par les conduites du réseau primaire (collecteurs) en un point unique qui s'appelle l'*exutoire* de l'axe secondaire.

Le modèle d'axe secondaire simule le débit de ruissellement à partir des intensités de pluie uniformes sur toute la surface de l'axe secondaire, puis y ajoute le débit de temps sec, c'est-à-dire les débits moyens d'infiltration et sanitaire. Le débit sanitaire de temps sec est reproduit en tenant compte d'un *patron de débit sanitaire* moyen (Figure 3.2), c'est-à-dire représentatif de la forme usuelle de l'hydrogramme sanitaire moyen observé. Ce patron sanitaire a été calé sur de nombreuses mesures de débit de temps sec s'étalant sur une grande période de temps, et il est constant sur l'ensemble du territoire de la CUQ. Pour obtenir le débit sanitaire en m^3/s , il suffit de multiplier la valeur adimensionnelle horaire du patron de débit sanitaire moyen par celle du débit sanitaire moyen caractéristique de l'axe secondaire. On ajoute au débit sanitaire un *débit (parasite) d'infiltration* de valeur constante, afin de constituer le débit de temps sec total. Voici le patron de débit sanitaire moyen sur le territoire de la CUQ.

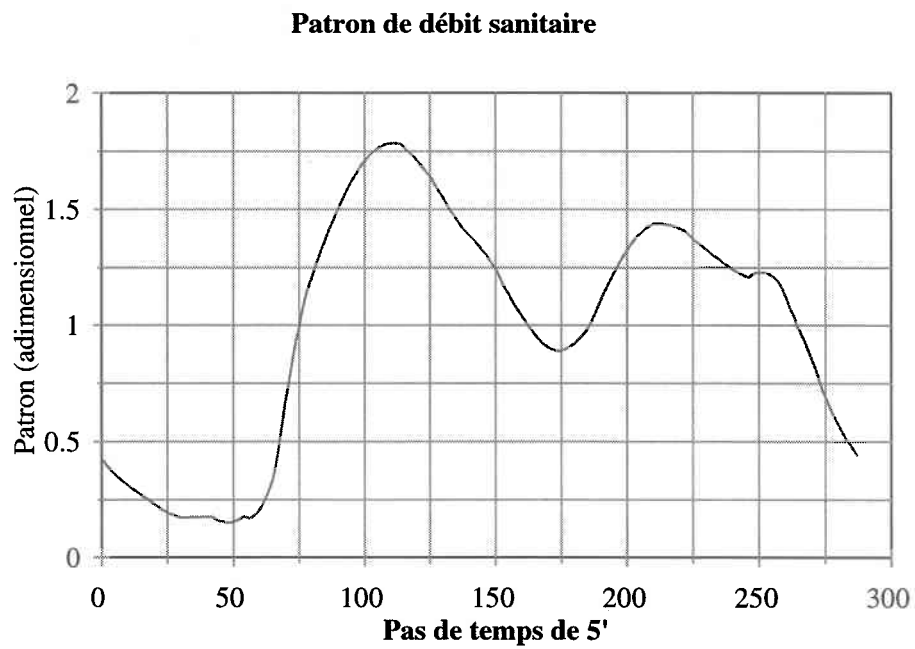


Figure 3.2 : Patron de débit sanitaire moyen sur le territoire de la CUQ

Voici les différentes étapes impliquées dans la modélisation du ruissellement de l'eau de pluie sur un axe secondaire selon sa définition dans SWIFT.

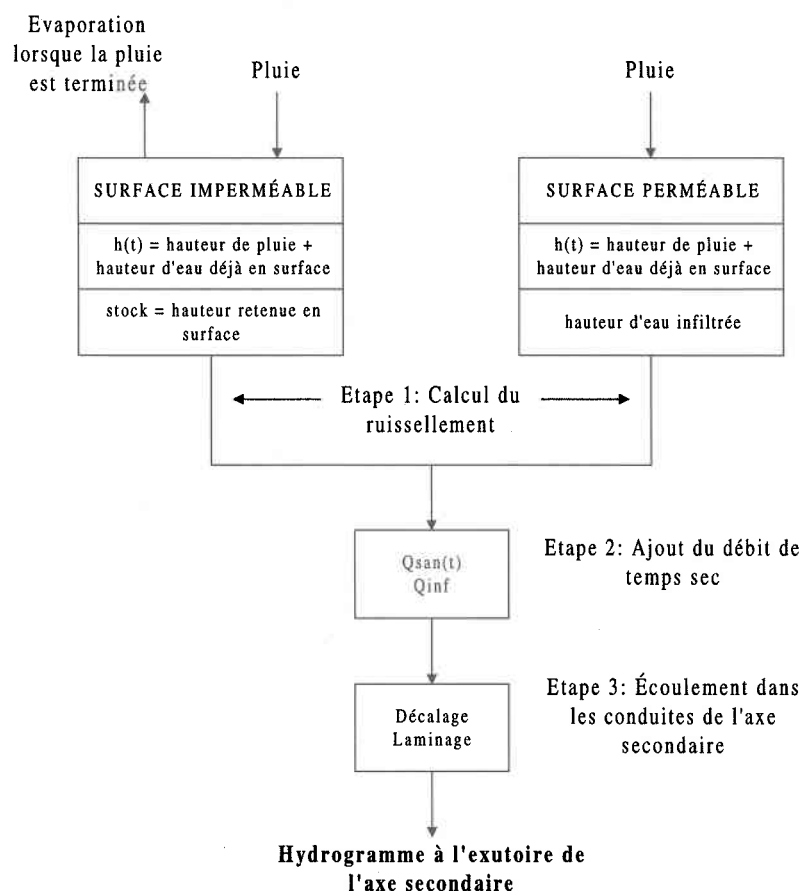


Figure 3.3 : Le modèle d'axe secondaire de SWIFT

Dans le cadre des travaux présentés dans ce mémoire, nous nous sommes penchés exclusivement sur les axes secondaires de surface imperméable. La simulation du ruissellement de l'eau en surface d'un axe secondaire imperméable est elle-même constituée de deux sous-modèles, que l'on nomme *fonction de production* et *fonction de transfert*. La première calcule la part de l'eau météorique qui est disponible pour ruisseler alors que la seconde transforme cette hauteur d'eau efficace en débit de ruissellement.

La modélisation du ruissellement sur l'axe secondaire se fait à chaque pas de temps de simulation t . Dans notre cas, elle utilise les études de Manning et assimile la surface de

l'axe secondaire à un canal rectangulaire à surface libre ; la vitesse d'écoulement de l'eau en surface s'établit alors comme suit :

$$v(t) = \frac{1}{n} \sqrt{i} R_h(t)^{2/3} \quad (3.1)$$

- où $v(t)$ est la vitesse de l'eau dans le canal [m/s]
 n est le coefficient de Manning (adimensionnel)
 i est la pente du canal [m/m]
 $R_h(t)$ est le rayon hydraulique de la section [m]
 t est le pas d'optimisation [s]

D'autre part, le rayon hydraulique R_h est défini comme étant le rapport entre l'aire mouillée de la section d'écoulement et son périmètre mouillé. Pour un canal rectangulaire, il est égal à :

$$R_h(t) = \frac{h(t)W}{2h(t) + W} = \frac{h(t)}{\frac{2h(t)}{W} + 1} \quad (3.2)$$

- où $h(t)$ est la hauteur d'eau dans le canal [m]
 W est la largeur du canal [m]

Dans cette dernière équation, la largeur d'écoulement W doit être l'objet d'un calage pour chaque axe secondaire séparément. Supposant que $h(t)$ est négligeable par rapport à W , on obtient $R_h(t) \approx h(t)$, ce qui simplifie grandement l'expression de la vitesse en (3.1), qui devient :

$$v(t) = \frac{1}{n} \sqrt{i} h^{2/3}(t) \quad (3.3)$$

Dans cette dernière équation, $h(t)$ égale à la *hauteur d'eau totale* h_{tot} au début du pas de temps t de simulation, qui est égale à la *hauteur d'eau brute* h_b à la fin du pas de temps $t-1$ à laquelle on additionne la pluie météorique h_{pl} pour le pas de temps t .

L'aire totale d'écoulement suite au ruissellement correspond à la hauteur d'eau efficace multipliée par la largeur d'écoulement W . Le débit ruisselé Q_{ruiss} est le produit de l'aire d'écoulement et de la vitesse calculée selon l'équation de Manning.

$$Q_{ruiss}(t) = W h(t) \frac{1}{n} \sqrt{i} h^{2/3}(t) = \frac{1}{n} \sqrt{i} W h^{5/3}(t) \quad (3.4)$$

Par définition, la *hauteur de rétention* ou *hauteur de stock* h_{ret} est la hauteur d'eau qui reste captive en surface lors du ruissellement sur un axe secondaire. La hauteur de rétention est considérée constante pour tous les axes secondaires d'un même secteur urbain et pour la durée de l'événement pluvieux. On définit la hauteur d'eau *utile* h_u égale à la hauteur d'eau totale au début du pas de temps considéré diminuée de la hauteur de rétention. C'est cette quantité qui est transmise à la fonction de transfert pour calculer le débit de ruissellement. Considérant qu'à chaque pas t de simulation, la hauteur de rétention h_{ret} doit rester en surface de l'axe secondaire, on modifie quelque peu la forme précédente pour retrouver :

$$Q_{ruiss}(t) = \frac{1}{n} \sqrt{i} W [h(t) - h_{ret}]^{5/3} \quad (3.5)$$

où $Q_{ruiss}(t)$ est le débit ruisselé [m^3/s]

h_{ret} est la hauteur de rétention [m]

Le calcul de la *hauteur d'eau ruisselée* h_{ruiss} sert ensuite au calcul de la hauteur d'eau brute à la fin du pas de temps t , et par le fait même à la continuation du processus de modélisation au pas de temps de simulation suivant. Le débit Q_{ruiss} est égal à l'aire totale de l'axe secondaire multipliée par la hauteur h_{ruiss} qui ruisselle sur une unité de temps Δt . La hauteur d'eau ruisselée est :

$$h_{\text{ruiss}}(t) = \frac{Q_{\text{ruiss}}(t)}{A} \Delta t \quad (3.6)$$

où A est la surface de l'axe secondaire [m^2]

Δt est la durée du pas de temps de simulation [s]

La hauteur d'eau brute à la fin du pas de temps t est égale à la hauteur d'eau totale au pas de temps t à laquelle on retranche la hauteur d'eau ruisselée durant le pas. La Figure 3.4 présente un schéma global de l'algorithme de calcul des hauteurs d'eau.

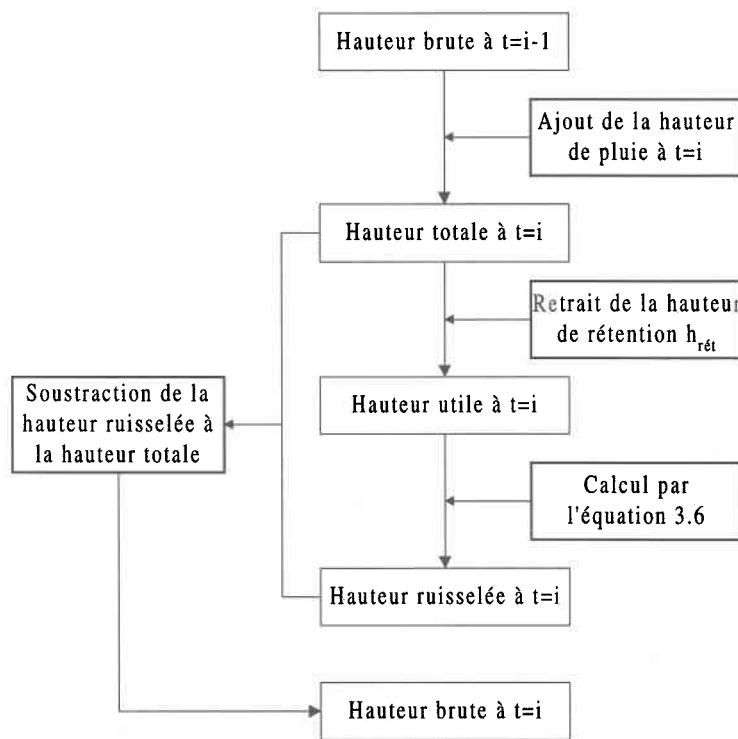


Figure 3.4 : Les différentes hauteurs d'eau du modèle d'axe secondaire

Rappelons qu'à chaque nouveau calcul de la hauteur d'eau brute h_b^t , il faut s'assurer qu'elle soit plus élevée que la hauteur de rétention h_{ret} de l'axe secondaire avant la fin du calcul pour le pas de temps présent. Si ce n'est pas le cas, elle est réajustée pour qu'il y ait toujours au moins la hauteur de rétention en surface de l'axe secondaire.

Les débits de temps sec et de ruissellement sont ensuite véhiculés dans la portion de conduites de l'axe secondaire, avec un décalage temporel et un laminage de l'hydrogramme brut. La notion de décalage temporel représente le temps de parcours moyen de l'eau dans les conduites pour qu'elle se rende jusqu'à l'exutoire de l'axe secondaire. Le laminage se traduit par une atténuation du débit de pointe et un étalement temporel de l'hydrogramme brut, mathématiquement reproduit en effectuant une moyenne pondérée. Le débit à l'exutoire de l'axe secondaire au temps t est calculé comme suit :

$$Q_{ex}(t) = (1 - 2\alpha)Q(t - T) + \alpha[Q(t - T - \Delta t) + Q(t - T + \Delta t)] \quad (3.7)$$

- où $Q_{ex}(t)$ est le débit à l'exutoire de l'axe secondaire au temps t [m³/s]
 $Q(t)$ est le débit brut de ruissellement additionné au débit de temps sec [m³/s]
 α est le paramètre de laminage (adimensionnel)
 T est le paramètre de décalage temporel [s]
 Δt est le pas de temps de simulation [s]

Pour mieux comprendre le comportement du modèle d'axe secondaire, l'Annexe A présente les résultats de quelques simulations effectuées avec des pluies de formes différentes. Ces pluies ont les allures suivantes :

- une intensité constante de 1.2 mm/h ;
- une intensité constante de 2.4 mm/h ;
- une intensité constante de 3.6 mm/h ;
- une intensité de 100 mm/h durant un seul pas de temps ;
- une intensité de 40 mm/h durant une heure ;
- une intensité triangulaire variant de 0-10-0 mm/h durant 200 minutes.

Notons que le débit de temps sec a été fixé à zéro pour l'ensemble de ces simulations. A la lumière des graphiques de l'Annexe A, on peut visualiser le fonctionnement du modèle d'axe secondaire. Sur ces graphiques, on aperçoit clairement les différents phénomènes suivants : 1) l'influence de la pluie se fait ressentir quelques pas de temps plus tard sur le débit de ruissellement ; le décalage observé correspond de fait au paramètre de décalage T du modèle ; 2) la montée de l'hydrogramme est amortie par rapport à celle du hyétogramme ; ce phénomène est associé au paramètre de laminage du modèle ; 3) une

pluie constante d'intensité doublée occasionne un débit de ruissellement également doublé ;
4) la descente de l'hydrogramme s'effectue plus lentement que la montée (e.g. Figure A.4).

Les paramètres de calage du modèle d'axe secondaire ont été calés pour chaque axe secondaire pour représenter le mieux possible la transformation pluie-débit qui y était observée. Ce sont les données mesurées au cours de l'été 1988 (intensité de pluie versus débit) qui ont été choisies pour ce faire. Une analyse statistique poussée a prouvé que les pluies de l'été 1988 étaient caractéristiques des événements pluvieux survenant sur le territoire de la CUQ [CUQ *et al.* 1994]. Le calage s'est appuyé sur la méthode des moindres carrés entre les débits simulés et observés. Les paramètres qui ont fait l'objet d'un calage sont :

- la largeur de la section d'écoulement imperméable W_{imper} [m] ;
- la largeur de la section d'écoulement perméable W_{per} [m] ;
- le paramètre de décalage temporel T [s] ;
- le paramètre de laminage α (adimensionnel) ;
- la capacité maximale dans la conduite de l'axe secondaire Q_{max} [m³/s].

Le modèle d'axe secondaire donne de très bons résultats. Les pages 150 et 151 *du Guide de l'utilisateur de SWIFT* [INRS-Eau 1994, Rapport interne] présentent les résultats de la validation pour deux événements de 1988. Pour ce qui est de la validation avec les données qui ont servi à l'étude en cours (§4.2), [Mercier 1996] a montré qu'il subsistait des écarts moyens de 15% seulement entre les débits simulés et ceux mesurés pour les 10 événements monitorés de 1995. Nous discuterons davantage de cette étude au chapitre suivant.

3.3.2 Les autres modèles de SWIFT

Le modèle d'axe primaire prend la relève de la simulation là où le modèle d'axe secondaire termine, et modélise l'écoulement en conduite dans les collecteurs du réseau de collecte.

Puisque les axes secondaires sont situés en amont des collecteurs, les données d'entrée au modèle d'axe primaire sont les débits simulés aux exutoires des axes secondaires. Les débits calculés par le modèle d'axe primaire sont ensuite insérés dans le modèle d'axe majeur.

Le modèle d'axe majeur simule l'écoulement en conduite dans l'intercepteur du réseau, c'est-à-dire la portion du réseau de conduites où sont situées les structures de contrôle tels les régulateurs et les réservoirs. Le comportement de ces structures doit aussi être modélisé. Les débits simulés par ce modèle sont ensuite utilisés par l'optimisateur pour calculer la fonction objectif et déterminer les consignes de gestion optimales.

La description détaillée de ces modèles n'est pas pertinente dans le cadre de ce travail. Pour en connaître davantage sur ces deux modèles, le lecteur est invité à consulter les ouvrages suivants : *Manuel de référence de SWIFT* et *Guide de l'utilisateur de SWIFT* (Rapports internes de l'INRS-Eau, 1996).

3.4 L'optimisation

Les objectifs poursuivis par SWIFT sont au nombre de trois :

- réduction des volumes d'eaux usées déversés (quantitatif) ;
- réduction du temps de mise en charge des conduites (structurel) ;
- réduction des variations intempestives d'ouverture des vannes de contrôle (structurel).

Voici la notation mathématique de la fonction objectif de SWIFT :

$$O(t) = \sum_{i=1}^{nb_rég} \sum_{t=1}^{nb_dt} c_i (Qd_i) + \sum_{k=1}^{nb_cond} \sum_{t=1}^{nb_dt} c_k \max[0, Q_k - Q_{max_k}]_t + \sum_{l=1}^{nb_rég} \sum_{t=2}^{nb_dt} c_l (cons_l - cons_{t-1})_t \quad (3.8)$$

où $nb_rég$ est le nombre de régulateurs

nb_dt est le nombre de pas de temps d'optimisation dans un horizon d'optimisation

nb_cond est le nombre de conduites du réseau

Qd_i est le débit déversé au régulateur i [m^3/s]

Q_k est le débit dans la conduite k [m^3/s]

Q_{max_k} est la capacité maximale de la conduite k [m^3/s]

$cons$ est la consigne attribuée au régulateur l

c_i est la pondération attribuée à chaque régulateur pour les déversements

c_k est la pondération attribuée à chaque conduite pour les mises en charge

c_l est la pondération attribuée à chaque régulateur pour les variations de consigne

L'outil de prédiction radar utilisé présentement fournit une prédiction de la précipitation tous les cinq minutes, ce qui correspond également au pas de temps d'optimisation. La fonction objectif est calculée à chaque pas de temps d'optimisation à partir des résultats de la simulation. On optimise les consignes sur la totalité de l'horizon d'optimisation, c'est-à-dire une heure pour l'instant, mais seule la consigne de gestion pour le pas de temps suivant (5 minutes plus tard) est appliquée suite à une optimisation. La détermination des consignes optimales est une procédure graduelle, pas à pas, une seule consigne étant appliquée tous les cinq minutes, compte tenu de l'incertitude croissante dans le temps sur la prévision des précipitations. L'algorithme d'optimisation de SWIFT est celui de Powell. Le lecteur peut se reporter à la référence [Powell 1965] pour plus de détails.

3.5 La logistique

Le transfert de données d'un bloc de modélisation à l'autre assure la continuité de la simulation sur tout le réseau. La données d'entrée uniques du processus sont les intensités de pluie prédites sur un horizon d'une heure. Les résultats fournis par les modèles sont cependant diverses :

- hydrogramme à l'exutoire de l'axe secondaire ;
- hydrogramme dans une conduite ;
- volumes déversés aux régulateurs ;
- utilisation de la capacité des conduites ;
- volume d'eau acheminé vers l'usine d'épuration.

Ces résultats peuvent en tout temps être imprimés dans un fichier, pour être a posteriori consultés et analysés. Ces fichiers contiennent de l'information de première importance, notamment sur l'utilisation des conduites et des modifications urgentes à apporter au réseau.

3.6 Conclusion

Pour l'instant, le module de gestion en CPI SWIFT est fonctionnel en temps différé, c'est-à-dire non pas en temps réel. Les modèles qui le composent ont été calés, la description physique du réseau de la CUQ a été complètement enregistrée dans une base de données, les tests de validation ont été entrepris et ont conclut que SWIFT était performant pour atteindre l'ensemble des objectifs recherchés. SWIFT a d'ailleurs servi d'outil au dimensionnement des réservoirs de stockage qui seront construits sur le territoire de la CUQ d'ici quelques années. Il a été prouvé que le volume total de ces réservoirs a pu être diminué de 15% suite à l'application d'un système de gestion des EUTP en CPI. D'un point

de vue monétaire, cela équivaut à plus de 11 M\$ d'épargne pour la CUQ. N'oublions pas non plus la diminution substantielle des volumes débordés, soit entre 60% et 65%, qui amène une économie supplémentaire et une gestion plus saine des EUTP [Villeneuve *et al.* 1992].

De l'ensemble de fonctions constituant un système de gestion des EUTP, nous pouvons à présent cerner auxquelles répond précisément le module SWIFT. Sur la Figure 3.5, la zone entourée d'un double trait représente la situation du module SWIFT dans le cadre de la gestion des EUTP en général.

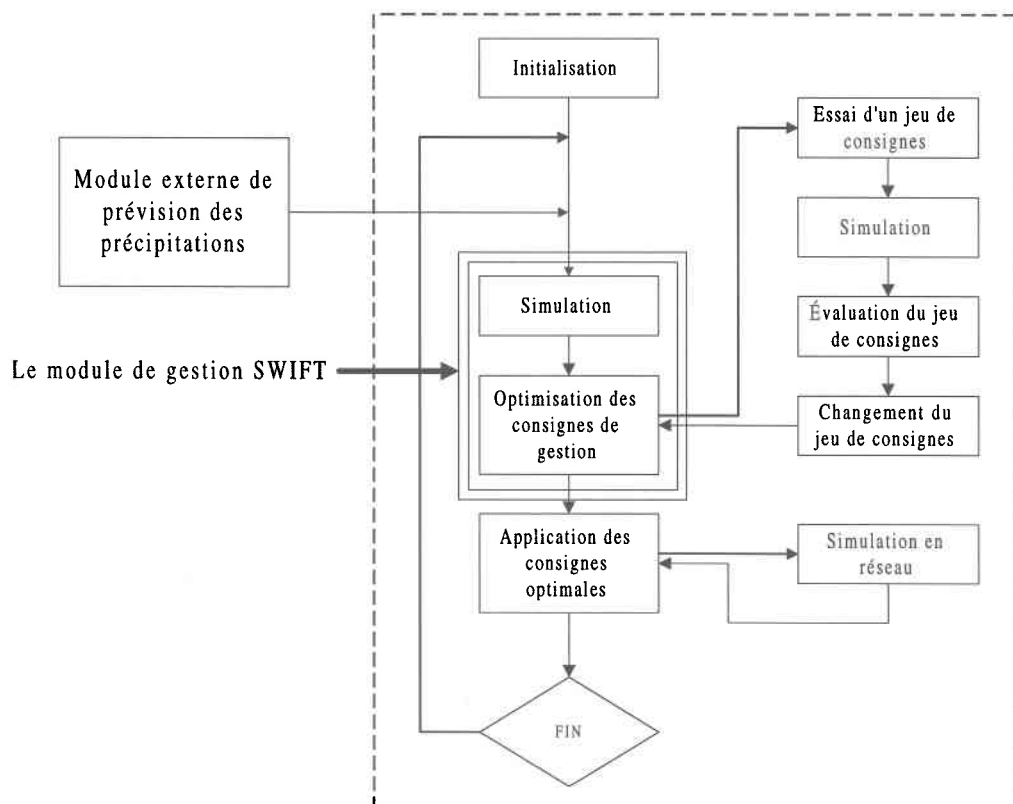


Figure 3.5 : Le module de gestion SWIFT dans le cadre d'un système de gestion des EUTP adaptatif et prédictif

Néanmoins, jusqu'à présent, aucun test n'a été effectué quant à l'opérationnalité de SWIFT en temps réel, c'est-à-dire de concert avec le système de gestion au complet. Il faut en effet savoir si les conditions d'utilisation en temps réel de SWIFT vont affecter sa robustesse éprouvée jusque là en temps différé. Parmi ces conditions, la plus importante réside au sein de la qualité des données d'entrée du modèle d'axe secondaire, soit les prédictions de pluie. En effet, lors des tests de validation en temps différé, on a considéré que les intensités de pluie utilisées par le modèle étaient exactes, et correspondaient à la pluie météorique tombant sur la surface uniforme de l'axe secondaire. Cependant, ni le pluviomètre ni le radar ne peut fournir des valeurs parfaites de l'intensité de pluie, qu'elle soit présente ou future, et les erreurs engendrées sur les débits par les intrants ne sont pas négligeables [Mercier 1996 ; Bilodeau 1997 ; §4].

Le chapitre suivant présente une étude de la propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire, pour les quantifier dans un premier temps, et dans un second temps, pour être en mesure de les corriger par l'utilisation des mesures de débit prises en continu dans le processus de gestion.

4. PROPAGATION DES ERREURS DANS LE MODÈLE D'AXE SECONDAIRE

4.1 Introduction

L'exécution du modèle d'axe secondaire du module de gestion des EUTP en CPI SWIFT a besoin des intensités de pluie prédites (par radar) en temps réel. Ces intensités de pluie (mm/unité de temps) sont transformées en débit à l'exutoire de l'axe secondaire par le modèle. Les écarts observés entre les débits simulés et les débits mesurés à l'exutoire de l'axe secondaire peuvent être issus de plusieurs sources, comme on l'a vu à la section 2.5.

Dans un système de gestion des EUTP en CPI, lors de la réduction des impacts des débordements, le module optimisateur doit maximiser le remplissage des conduites existantes pour réduire les volumes d'eaux usées débordés (§2.3.2). Cette situation amène le réseau d'assainissement dans un état très proche de l'état critique de surcharge, et les erreurs sur les débits simulés sont dans ce cas risquées. Une des techniques employées pour réduire ce risque consiste à optimiser la gestion en diminuant artificiellement la capacité maximale des conduites. Il reste un jeu de sécurité si les débits simulés sont plus faibles que les débits réels dans les conduites. Par contre, cette méthode a aussi ses limites ; pour obtenir plus de détails sur ce sujet, le lecteur pourra consulter [Bilodeau 1997].

L'hypothèse à la base de l'étude de la propagation des erreurs est de considérer que les incertitudes reliées aux données d'entrée du modèle d'axe secondaire sont les principaux responsables des écarts observés entre les débits simulés et mesurés. Avec cette hypothèse, nous pourrions poursuivre nos travaux dans l'optique de corriger les erreurs sur les résultats de la modélisation qui sont imputables aux incertitudes sur les intensités de pluie prédites par radar.

4.2 Les données utilisées

Les données disponibles pour faire cette étude consistent en une série de dix événements pluvieux survenus au cours de l'été 1995 sur le réseau de la CUQ, et pour lesquels les mesures d'intensité de pluie aux pluviomètres (en mm/h) et de débit aux stations de mesure (en l/s) ont été prises simultanément. Ces événements sont ceux des 7 et 11 juin, 1^{er}, 18, 23 et 29 juillet, et 1^{er}, 3, 12 et 15 août 1995. Les stations de mesure de pluie se nomment les pluviomètres, tandis que celles où on mesure le débit se nomment débitmètres.

Les pluviomètres installés sur le territoire de la CUQ sont de type « augets basculeurs ». Un récipient à deux têtes bascule par gravité dès que le poids d'eau est suffisant pour compenser le poids de l'auget. Les augets utilisés basculent lorsque 2 mm d'eau de pluie se sont accumulés. La plupart des débitmètres de la CUQ fournissent les mesures de débit en se basant sur la hauteur d'eau dans la conduite. Ces débitmètres envoient des ultrasons à la surface de l'eau, et le temps que mettent les ultrasons pour revenir au dispositif est une indication de la hauteur d'eau. Néanmoins, sur les conduites fréquemment en charge, on a installé des débitmètres Doppler qui mesurent la vitesse ; on calcule aisément le débit en multipliant le résultat par la section de la conduite.

Comme on l'a mentionné au chapitre précédent, seuls les axes secondaires de surface imperméable seront considérés dans cette étude. La raison pour ce faire sera mise en évidence au chapitre suivant. De la quantité importante de données qui sont disponibles, seules deux stations de mesure de débit sont situées à l'exutoire d'un axe secondaire imperméable, soit celles de deux axes secondaires du secteur OUEST de la CUQ (#5260 ⇒ station SO-08 et #6150 ⇒ station SO-18 sur la Figure 3.1). Ces deux axes secondaires ont les caractéristiques présentées au Tableau 4.1. Pour obtenir les intensités de pluie simultanées correspondantes, une analyse par polygones de Thiessen a permis de déterminer que le pluviomètre B (Figure 3.1) correspond à l'axe secondaire #5260, alors que le pluviomètre Q correspond à l'axe secondaire #6150.

De ces événements pluvieux, nous en avons choisi cinq en fonction de leur durée, leur pic d'intensité pluvieuse, et leur hauteur d'eau de pluie totale. Notons cependant, pour l'événement du 1^{er} août 1995, que les données du pluviomètre Q ne sont pas disponibles et que ce sont plutôt celles du pluviomètre N qui ont été utilisées. [Mercier 1996] a prouvé que les données des deux pluviomètres (Q et N) étaient fortement semblables et que la substitution de l'un par l'autre n'induisait pas d'erreur substantielle.

Le tableau 2 de la référence [Villeneuve *et al.*, 1992] présente les occurrences d'événements pluvieux de cinq années consécutives (1985 à 1989) qui dépassent les hauteurs de pluie totale 20, 25, 30, 35 et 40 mm, pour une durée d'événement de 1, 2 et 6 heures. On peut ainsi déterminer la probabilité d'occurrence d'un événement pluvieux en se basant sur ce tableau. Toujours selon cette étude, on a caractérisé les événements pour lesquels moins de 20 mm de pluie s'était accumulé comme étant des événements mineurs. Les deux tableaux suivants contiennent les informations relatives à chaque axe secondaire et événement pluvieux faisant partie de cette étude.

Tableau 4.1 : Les axes secondaires de l'étude

N° axe secondaire	Station	Pluvio.	Exutoire SWIFT	Surface (m ²)	Qinfil ^a 1995 (m ³ /s)	Qsan ^a 1995 (m ³ /s)
#5260	SO-08	B	509	61 680	0.0303	0.0112
#6150	SO-18	Q ou N	538	50 025	0.0800	0.0384

^a Mercier, D. (1996). *Intégration des mesures en continu dans le modèle de simulation et de gestion en temps réel SWIFT*, (Mémoire de 3^{ème} année ENGEES). Québec, INRS-Eau. 155 p.

Tableau 4.2 : Les événements pluvieux de l'étude

Événement pluvieux	Hauteur d'eau totale (pluvio. Q) (mm)	Intensité max. (mm/h)	Durée (min.)	Particularités	Probabilité d'occurrence (an ⁻¹)
Dimanche 11 juin 1995	29	57.9	275	Intensité moyenne + pic d'intensité	1.4
Mardi 18 juillet 1995	15.2	14.4	845	Longue durée + intensité faible	Événement mineur
Dimanche 23 juillet 1995	40.2	130	580	Forte intensité + longue durée	0.8
Mardi 01 août 1995	14.1	8.3	100	Faible intensité + courte durée	Événement mineur
Samedi 12 août 1995	21.4	24	360	Moyenne intensité + moyenne durée	5.2

L'Annexe B présente les graphiques des mesures de débits et d'intensités de pluie pour les événements et axes secondaire de l'étude. On remarque à la vue de ces graphiques que le débit de temps sec correspond en grande partie au débit total enregistré au débitmètre, et ce pour tous les événements pluvieux. Cette situation est due à la grande densité de population de la CUQ, à la nature de la surface du territoire de la CUQ, à la réponse physiques des axes secondaires à la pluie, etc.

4.2.1 Les écarts entre les débits mesurés et les débits simulés

Dans l'ouvrage [Mercier 1996], on présente une étude exhaustive des écarts observés entre le débit simulé par le modèle d'axe secondaire avec l'intensité de pluie (mesurée) et le débit mesuré à l'exutoire de l'axe secondaire correspondant. L'Annexe C présente les graphiques des comparaisons entre ces deux débits. L'étude [Mercier 1996] se base sur les mêmes événements et axes secondaires que ceux choisis pour l'étude. Notons que le modèle

SWIFT a été calé avec des événements pluvieux différents, soit des événements pluvieux de l'été 1988. Voici quelques résultats tirés de cette étude.

Tableau 4.3 : Principaux résultats de l'étude [Mercier 1996]

Événement pluvieux	Axe secondaire	Ecart relatif moyen sur le débit à chaque pas de temps (%)	Erreur sur le volume total d'eau (%)
Dimanche 11 juin 1995	5260	15	9
Mardi 18 juillet 1995	5260	nd	nd
Dimanche 23 juillet 1995	5260	20	-2
Mardi 01 août 1995	5260	10	-1
Samedi 12 août 1995	5260	24	-23
	6150	15	9
	6150	8	2
	6150	10	-3
	Moyenne	15%	≈0%

De ce tableau, on peut tirer les observations suivantes :

- l'écart relatif moyen entre les débits mesuré et simulé à chaque pas de temps est de 15% ;
- le signe de l'écart entre les volumes d'eau mesuré et simulé peut varier d'un événement à l'autre et d'un axe secondaire à l'autre.

Deux conclusions importantes peuvent être tirées de ces observations. La première est que le modèle d'axe secondaire donne des résultats satisfaisants quant à la correspondance entre les débits simulé et mesuré à chaque pas de temps. En effet, 15% d'écart par rapport aux

mesures est non seulement raisonnable en terme de performance du modèle, mais des résultats plus précis pourraient difficilement être obtenus compte tenu des incertitudes sur les mesures de débit elles-mêmes (§2). Deuxièmement, le modèle validé est bien calé puisque les écarts entre les volumes d'eau ne sont pas systématiques d'un événement à l'autre ou d'un axe secondaire à l'autre.

Le but recherché de l'étude [Mercier 1996] était de jauger la capacité du modèle d'axe secondaire à simuler le ruissellement de l'eau de pluie en surface d'un axe secondaire. Il a considéré à la fois les incertitudes associées aux intrants mesurés et celles inhérentes au modèle lui-même. Voici à présent la méthodologie que nous emploierons dans l'étude de la propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire.

4.3 Méthodologie

Partant d'un hyétogramme mesuré à un pluviomètre, d'autres hyétogrammes sont générés avec des incertitudes variant selon la nature de l'intrant considéré, afin de constituer les hyétogrammes *erronés*. Puis, chaque hyétogramme mesuré et erroné est utilisé au cours d'une simulation avec le modèle d'axe secondaire pour composer respectivement les hydrogrammes *de base* et *erronés* à l'exutoire de l'axe secondaire. Ces derniers sont ensuite comparés entre eux pour évaluer l'influence des incertitudes des intrants sur les résultats de la simulation.

La Figure 4.1 donne un aperçu de la méthodologie employée.

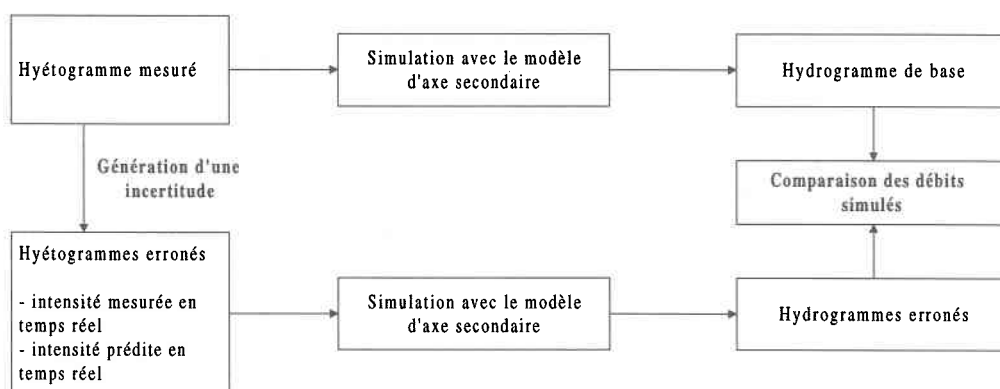


Figure 4.1 : Méthodologie de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire

4.3.1 Les incertitudes sur les hyétogrammes

Le module de gestion des EUTP en CPI SWIFT utilise des intensités de pluie prédites par radar pour déterminer en temps réel les consignes de gestion optimales. Cependant, des intensités de pluie mesurées aux pluviomètres sont aussi disponibles en temps réel, tout comme les mesures de débit aux stations débitmètres. Les intensités de pluie mesurées, qui peuvent aussi être utilisées comme intrants au modèle d'axe secondaire dans le cas d'une gestion en CRL, sont aussi entachées d'incertitudes pouvant affecter la précision de la simulation.

4.3.1.1 Les intensités de pluie mesurées

On peut considérer que $\pm 15\%$ d'incertitude sur l'intensité de pluie mesurée est une valeur optimiste, mais relativement près de la réalité pour une mesure de la pluie à l'échelle de l'axe secondaire (§2). La génération d'un bruit blanc sur une telle donnée causera moins d'erreur sur le débit à l'exutoire de l'axe secondaire qu'un bruit systématique, car les incertitudes consécutives tendront à se compenser par le laminage du modèle d'axe secondaire. Inversement, une incertitude systématique aura un grand impact sur les débits simulés car elle ne sera pas compensée au cours de la simulation. Une incertitude

systematique sur l'intensité de pluie mesurée équivaut, par exemple, à un mauvais calage du volume de l'auget, ou à une défaillance mécanique du pluviomètre ; elle peut être rapidement corrigée.

Nous utiliserons donc une valeur systématique de $\pm 15\%$ pour représenter l'incertitude associée aux intensités de pluie mesurées à chaque pas de temps aux pluviomètres, en gardant à l'esprit qu'elle est peut-être un peu faible.

4.3.1.2 Les intensités de pluie prédites par radar

Le type de radar météorologique prévu pour SWIFT est le type WSR-807, tel que celui situé à Villeroy au Québec. Le Tableau 4.4 présente ses différentes caractéristiques [BPR 1996, communication personnelle].

Tableau 4.4 : Caractéristiques du radar météorologique de Villeroy

Type de radar	WSR-807
Longueur d'onde λ	5.3 cm
Puissance transmise	250 kW
Longueur d'impulsion	2 μ sec
Temps d'écoute	3000 μ sec
Fréquence des impulsions	324 sec^{-1}
Diamètre de l'antenne	12 pi
Largeur du faisceau	1.08 °
Vitesse de transmission des images	9600 bauds
Fréquence des images	12 h^{-1}
Résolution spatiale	1 km X 1 km

Nous utiliserons une distribution des incertitudes sur les intensités prédites par radar de [-50%, +150%] pour l'étude en cours, tel que mentionné à la section 2.5. Pour une telle distribution de l'incertitude, les surestimations de l'intensité de pluie versus ses sous-estimations sont aussi fréquentes, mais plus prononcées. Il se crée donc un biais systématique de la donnée moyenne, soit un déplacement du hyétogramme erroné moyen vers une valeur plus élevée que le hyétogramme de base. Une représentation normalement distribuée de l'incertitude équivaut à la prise en compte d'un ensemble de processus aléatoires inconnus ou que l'on omet volontairement lors de la prédiction radar. L'astuce consistant à appliquer une incertitude distribuée est celle qui est la plus souvent utilisée en pratique.

L'attribution d'une incertitude suivant une loi distribuée tronquée est établie comme suit. On exécute un générateur de nombres aléatoires, dont le résultat est transmis à une approximation de la loi normale $N[0,1]$ tronquée, dans laquelle nous avons fixé les valeurs inférieure et supérieure du domaine respectivement à -1 et 3 (contrairement à $-\infty$ et $+\infty$ dans la loi normale traditionnelle), pour représenter la distribution de [-50%,+150%]. Pour obtenir l'incertitude sur l'intensité de pluie, on doit multiplier le résultat obtenu par 50%.

4.3.2 Les hyétogrammes erronés

Sept hyétogrammes erronés (1 de type systématique +15%, un autre de -15% et 5 de type tronqué [-50%,+150%]) ont été générés pour les cinq événements et les deux axes secondaires. Ce qui porte le nombre de simulations à 80 : 70 simulations erronées et 10 simulations de base.

Les axes secondaires #5260 et #6150 représentent chacun une ville de la CUQ, soit respectivement les villes de Les Saules et de Val-Bélair (Figure 3.1). Afin de comparer les erreurs dues aux incertitudes sur les intensités de pluie exclusivement, l'hydrogramme associé à l'écoulement de temps sec a été soustrait des hydrogrammes de base et erronés.

Chaque hydrogramme de base a été comparé aux 7 hydrogrammes erronés qui lui sont dérivés. Pour estimer l'influence des incertitudes des intrants sur les débits simulés, la valeur de référence utilisée est l'écart entre les débits simulés de base et simulés erronés calculé à chaque pas de temps, et moyenné pour la durée de l'événement.

4.4 Résultats

Les hydrogrammes résultant des simulations avec les hyétoigrammes de base et erronés sont présentés à l'Annexe D. Sur chaque figure, on perçoit clairement l'influence des incertitudes appliquées sur les hyétoigrammes de base. En effet, chaque hydrogramme erroné provenant d'un hyétoigramme erroné se distingue de celui issu du hyétoigramme de base.

4.4.1 Les intensités mesurées aux pluviomètres

Dans le cas d'une incertitude systématique de $\pm 15\%$ sur les intensités de pluie mesurées, l'écart relatif entre les débits simulés, en moyenne pour la durée de l'événement, varie de 13% à 26%. Pour tous les événements et tous les axes secondaires, il est en moyenne de 20%. Le Tableau 4.5 résume les résultats obtenus.

Tableau 4.5 : Résultats de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire avec des intensités de pluie mesurées aux pluviomètres

Événement pluvieux	Axe secondaire	Ecart moyen entre les débits pour la durée de l'événement (%)
Dimanche 11 juin 1995	5260	23
Mardi 18 juillet 1995	6150	20
Dimanche 23 juillet 1995	5260	20
Mardi 01 août 1995	6150	15
Samedi 12 août 1995	5260	26
	6150	21
	5260	19
	6150	13
	Moyenne des écarts de débits	20%
	Intervalle des écarts moyens de débits	[13%, 26%]

4.4.2 Les intensités prédites par radar

En considérant cette fois des intensités de pluie prédites en tant que données d'entrée au modèle d'axe secondaire, l'écart relatif moyen entre les débits simulés à l'exutoire de l'axe secondaire pour la durée totale des événements varie de 6% à 53%. Pour tous les événements et axes secondaires, il est en moyenne de 22%. Le Tableau 4.6 résume les résultats obtenus.

Tableau 4.6 : Résultats de l'étude de propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire avec des intensités de pluie prédites par radar

Événement pluvieux	Axe secondaire	Ecart moyen entre les débits pour la durée des événements et pour les 5 hyétogrammes erronés (%)
Dimanche 11 juin 1995	5260	[11, 39]
Mardi 18 juillet 1995	5260	[7, 34]
Dimanche 23 juillet 1995	5260	[9, 53]
Mardi 01 août 1995	5260	[16, 52]
Samedi 12 août 1995	5260	[10, 34]
	6150	[9, 17]
	Moyenne des écarts de débits	22%
	Intervalle des écarts moyens de débits	[6%, 53%]

4.5 Discussion

Nous avons effectué l'étude de propagation des erreurs en utilisant deux types d'intensités de pluie disponibles en temps réel, soit les intensités de pluie mesurées aux pluviomètres et les intensités de pluie prédites par radar. Les incertitudes systématiques qui ont été générées sur les hyétogrammes de base étaient de $\pm 15\%$. Le ruissellement de l'eau de pluie en surface n'est pas un phénomène linéaire (théorie de l'hydrogramme unitaire [Chocat *et al.* 1997]) ; on constate plutôt un *laminage* et un *écrêtement* de l'hydrogramme. Dans le

modèle d'axe secondaire de SWIFT, le laminage explique les valeurs différentes entre l'incertitude sur les intensités de pluie (15%) et l'écart moyen observé sur les débits simulés (20%). Remarquons dans ce cas que l'écart sur les débits aux exutoires se situe dans un intervalle relativement étroit (13-26%).

Les écarts sur les débits simulés avec des intensités de pluie prédites par radar sont plus complexes à décrire car la distribution tronquée de leur incertitude entraîne leur compensation sur des pas de temps voisins. On retrouve une valeur absolue moyenne de l'écart entre les débits de 22%, résultat qui trouve à peu près son équivalent dans la littérature [Denoeux *et al.* 1991]. La plage de variation de ces écarts est cependant plus étendue, variant de 6% à 53%.

Suite à cette brève analyse de la propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire, on peut déjà mieux constater l'impact et l'influence des incertitudes des intrants utilisés en temps réel sur la performance globale d'un système de gestion des eaux usées en CPI. En effet, si d'ores et déjà les intrants du modèle d'axe secondaire sont entachés d'incertitude que l'on ne peut d'aucune façon réduire ou dont on ne peut tenir compte, le système de gestion appuiera ses optimisations sur des débits simulés erronés. Les consignes appliquées aux régulateurs ne seront donc pas optimales.

Comme il le fut constaté plus tôt, les intensités de pluie prédites sont davantage surestimées que sous-estimées. Les graphiques de l'Annexe D montrent que les courbes représentant les hydrogrammes de base sont dans la grande majorité des cas situées sous celles représentant les hydrogrammes erronés. Ceci a pour conséquence que si les intensités de pluie prédites par radar sont utilisées en temps réel sans qu'aucune correction des débits ne soit entreprise, les débordements sur le réseau seront plus grands que ceux modélisés par le système de gestion, et la performance de celui-ci dans la poursuite de ses objectifs sera nettement amenuisée.

Notons qu'en moyenne, les deux types d'intrants entraînent des écarts entre les débits du même ordre, soit aux environs de 20%. Les écarts observés entre les débits simulés et mesurés au cours de l'étude [Mercier 1996] se situent également autour de 20%, ce qui corrobore l'hypothèse initiale voulant que les erreurs associées aux débits simulés soient issues des incertitudes sur les intrants du modèle.

4.6 Conclusion

Le ruissellement de l'eau météorique en surface d'un axe secondaire urbain est un phénomène complexe et non-linéaire. Chaque phénomène, sous-phénomène, caractéristique et hypothèse impliqués dans sa modélisation est le siège d'un grand nombre d'incertitudes de toutes provenances. Tenter de cerner et surtout de comprendre toutes les erreurs se révèle très ardu, voire impossible.

L'analyse de la propagation des erreurs dans le modèle d'axe secondaire qui a été présentée au cours de ce chapitre permet de justifier l'entreprise de la recherche proposée dans le cadre de la maîtrise, puisqu'elle arrive à la conclusion que les écarts entre les débits simulés (de base et erronés) dus à la nature des intrants sont bel et bien substantiels. Ils peuvent engendrer des erreurs dans le choix des consignes optimales déterminées par le système de gestion en CPI.

Le prochain chapitre tente d'établir une méthode de correction des erreurs sur les débits simulés qui soit applicable en temps réel, de concert avec un système plus complet de gestion en CPI. Ce sont les mesures de débit prises en temps réel qui serviront de base à la correction des débits simulés.

5. LA CORRECTION DES ERREURS SUR LES RÉSULTATS DES SIMULATIONS

5.1 Introduction

Dans un système de gestion des EUTP en CPI, la modélisation des phénomènes se déroulant en surface d'un axe secondaire débute avec les intensités de pluie en temps réel. Lorsqu'elle est une indication de la pluie qui tombe à un pluviomètre, l'intensité de pluie est une indication de la hauteur d'eau qui tombe ponctuellement, et elle ne représente pas nécessairement la pluie météorique à l'échelle de l'axe secondaire. Plusieurs travaux ont prouvé que si les incertitudes sur l'intensité de pluie ne sont pas prises en compte, elles entraînent des erreurs non-négligeables sur les résultats de la modélisation du ruissellement en surface (§2).

Le radar météorologique est utilisé en hydrologie urbaine pour prédire les intensités de pluie, mais à grande échelle spatiale que ne le fait la mesure, puisque dans ce cas-là, l'intensité est attribuée pour une surface dont l'étendue varie selon la résolution et le type du radar. Par contre, les intensités prédites en temps réel par le radar contiennent des incertitudes encore plus grandes que celles entachant les mesures aux pluviomètres. Sur la mesure de pluie effectuée par radar, on peut s'attendre à des soit de l'ordre de [-50%, +150%] sur un horizon d'une heure seulement (§2).

On considère par contre que la mesure du débit à l'exutoire de l'axe secondaire est représentative du ruissellement à l'échelle de l'axe secondaire, puisqu'elle est le résultat de l'ensemble des phénomènes physiques qui ont eu lieu à la grandeur de l'axe secondaire. L'incertitude sur les mesures de débit sur un réseau d'assainissement est le plus souvent située entre 5% et 25% (§3), dépendant du type de capteur au débitmètre (§2). Les travaux

réalisés dans le cadre de ce projet de maîtrise tirent appui et justification dans l'observation que la mesure du débit à l'exutoire de l'axe secondaire contient moins d'incertitude que les intensités prédites, du fait qu'elle représente un phénomène à plus grande échelle que l'intensité de pluie ponctuelle. C'est donc en tirant profit d'une plus grande représentativité et d'une plus grande précision de la mesure du débit que l'on croit pouvoir améliorer la qualité et la justesse de la prise de décision en temps réel. Dans les pages qui suivent, nous allons tester si tel est réellement le cas.

L'option retenue pour corriger les erreurs propagées dans la modélisation est de mettre à jour les débits simulés par le modèle dès que la mesure de débit est disponible. Cette correction doit être effectuée en temps réel puisqu'elle fonctionnera de concert avec le système de gestion en CPI. Deux méthodes de correction vont être présentées dans le cadre du module SWIFT, soient la correction ponctuelle des débits simulés et la déconvolution du modèle d'axe secondaire.

5.2 La correction ponctuelle des débits simulés

5.2.1 Introduction

La correction ponctuelle du débit consiste à remplacer le débit simulé par la mesure de ce même débit au moment où elle est disponible. La correction ponctuelle peut être appliquée sur toute conduite où est installé un débitmètre sur le réseau de la CUQ. En 1995, le réseau OUEST de la CUQ était pourvu d'un total de onze stations débitmètres, dont deux à l'exutoire d'un axe secondaire. La Figure 5.1 décrit la correction ponctuelle du débit dans le cas où le module de gestion SWIFT est employé ; dans ce cas, n correspond à l'horizon d'optimisation, soit une heure. Le pas de simulation i est pour l'instant de une minute, alors que le pas d'optimisation est de 5 minutes.

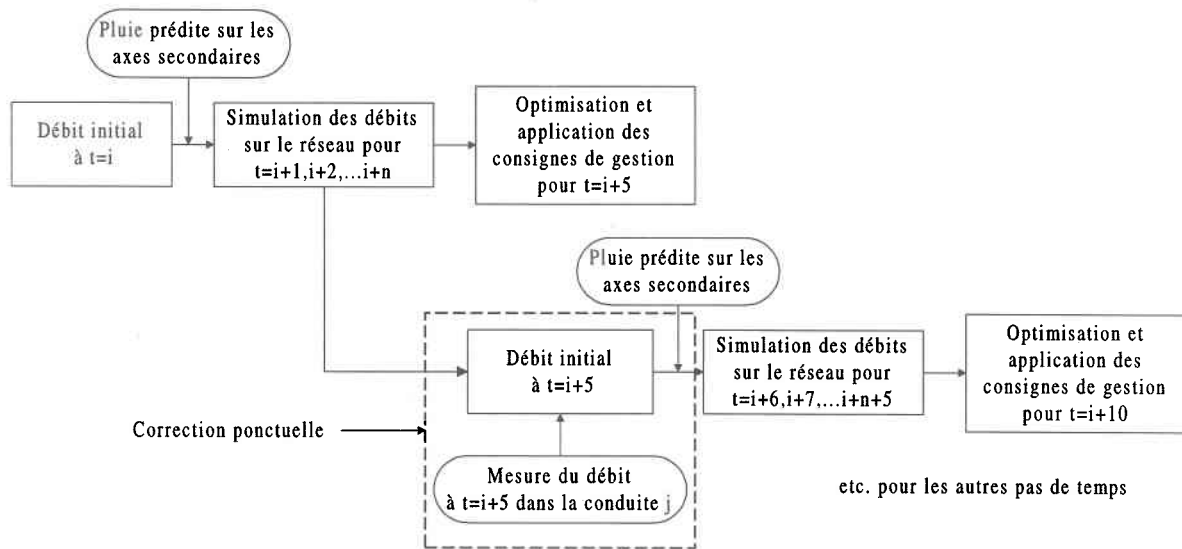


Figure 5.1 : La correction ponctuelle du débit dans le module de gestion SWIFT

Dans le processus de simulation/optimisation de SWIFT qui est décrit au chapitre trois, les débits dans les conduites sont calculés dans le futur en utilisant des intensités de pluie prédites à partir des données radar sur un horizon donné. La nature prédictive de la gestion en CPI fait en sorte que la mesure du débit est disponible quelques pas de temps de simulation après que le débit simulé ait été utilisé pour déterminer les consignes optimales. Dans la correction ponctuelle du débit simulé, la substitution du débit simulé par le débit mesuré se fait ponctuellement dans le temps et l'espace. Or, les erreurs se propagent dans le temps et l'espace par le biais de la simulation.

Décrivons mieux la Figure 5.1. Au temps $t=i$, le système de gestion détermine le jeu des consignes optimales aux régulateurs pour le temps $t=i+5$, en simulant le ruissellement et l'écoulement de l'eau en conduite jusqu'à la fin de l'horizon d'optimisation. La simulation permet de calculer les débits dans toutes les conduites du réseau, à tous les pas de temps de simulation ($t=i+1, i+2, i+3 \dots i+n$ où n représente la grandeur de l'horizon d'optimisation).

L'optimisation des consignes se termine avant $t=i+5$ pour que l'application des consignes aux régulateurs soit possible.

Supposons maintenant que les intensités de pluie prédites par radar soient faussées et qu'une surestimation systématique de l'intensité de la pluie ait lieu. Par simulation avec les modèles, les hauteurs d'eau en surface de l'axe secondaire sont sous-estimées pour tous les pas de temps de simulation, et les débits dans les conduites sont également sous-estimés (§4). Autrement dit, il y a trop d'eau partout dans le réseau en comparaison de ce qui a été simulé. À $t=i+5$, la mesure du débit aux stations de mesure est disponible et la substitution du débit simulé par le débit mesuré est effectuée, selon le principe de la correction ponctuelle décrit plus tôt.

Puisque le processus de simulation/optimisation est continu, les conditions initiales d'un cycle (consignes aux régulateurs, hauteurs d'eau en surface de l'axe secondaire, débits dans les conduites, etc.) correspondent aux conditions finales du cycle précédent. Le cycle suivant celui que nous venons de décrire débutera à $t=i+5$ avec des conditions initiales corrigées seulement aux conduites où a été appliquée la correction ponctuelle. Cependant, les débits dans les autres conduites et aux autres pas de temps resteront erronés. Tentons d'évaluer à présent la performance de la correction ponctuelle des débits simulés.

5.2.2 La performance de la correction ponctuelle

Nous appliquerons la correction ponctuelle des débits simulés à l'exutoire de l'axe secondaire #6150. Les mesures de débit à la station SO-18 (conduite #304 de l'ancienne appellation SWIFT) correspondent au débit mesuré à l'exutoire de cet axe secondaire. Encore cette fois, ce sont les mesures de pluie et de débit des cinq événements estivaux de 1995 mentionnées plus tôt qui seront utilisées.

Pour évaluer la performance de la correction ponctuelle, nous comparerons les débits simulés dans la conduite #304 sous deux situations différentes, soit 1) lorsque aucune action de correction n'est appliquée, et 2) lorsque la correction ponctuelle est appliquée. Il n'est pas nécessaire de lancer le programme SWIFT sur l'ensemble du réseau OUEST ; une petite partie du réseau suffira. Voici le réseau réduit qui a été utilisé pour cette étude.

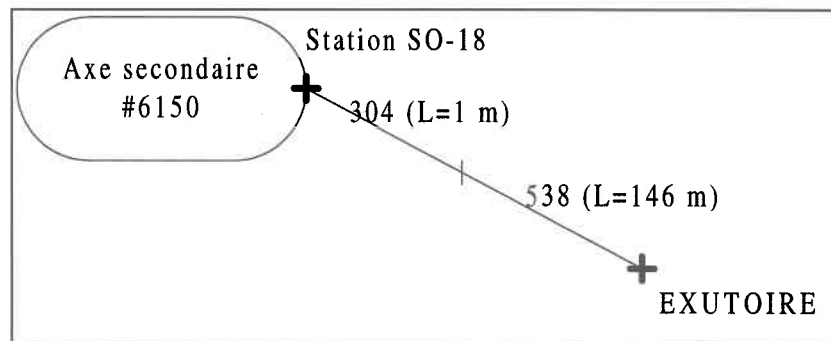


Figure 5.2 : Schématisation du réseau réduit utilisé pour le test sur la performance de la correction ponctuelle des débits simulés

5.2.2.1 Résultats

Les résultats obtenus prouvent que la correction ponctuelle a une influence négligeable sur le débit simulé corrigé dans cette conduite. En effet, les graphiques de l'Annexe E montrent que les débits corrigés par cette méthode correspondent aux débits simulés de l'Annexe C, alors qu'aucune correction n'est effectuée ; les débits simulés et simulés corrigés sont semblables dans les deux situations.

5.2.3 Discussion

Dans le test précédent, étant donné que la correction ponctuelle ne corrige pas l'état initial de toutes les conduites pour l'optimisation subséquente, il semble illusoire a priori

d'espérer une correction significative de l'erreur induite par l'utilisation d'intensités de pluie prédites par radar, qui sont entachées d'encore plus d'incertitude que les mesures. La vérification que nous avons faite démontre donc que la correction ponctuelle ne donne pas de résultats satisfaisants quant à la correction des débits simulés à partir des mesures de débit dans un système de gestion en CPI. On constate qu'après seulement 146 mètres d'écoulement (longueur de la conduite #538) l'influence de la substitution du débit simulé par le débit mesuré à la station SO-18 ne se fait plus du tout ressentir. [Mercier 1996] avait obtenu des résultats similaires lors de l'étude de la propagation des erreurs dans le modèle d'écoulement en conduite. Après seulement 100 mètres de distance en conduite, une erreur générée en amont n'était quasiment pas détectable en aval.

Le principal défaut de la correction ponctuelle réside dans le fait que la substitution des débits est effectuée pour un seul pas de temps de mesure (aux cinq minutes dans notre cas, tout comme le pas de temps d'optimisation), alors que les simulations sont faites à intervalles d'une minute. Les débits simulés avec des erreurs demeurent en place pour les quatre autres pas de temps et pour toutes les autres conduites. Il faut tenter de corriger les débits simulés pour tous les pas de temps de simulation. Pour ce faire, nous avons développé une nouvelle méthode de correction du débit qui remonte jusqu'aux origines de l'incertitude sur la pluie pour propager la correction dans le temps et l'espace. Cette méthode porte le nom de « déconvolution » et elle est décrite dans la section qui suit.

5.3 La déconvolution

5.3.1 Introduction

Comme la majorité des modèles de ruissellement de l'eau de pluie en surface, le modèle d'axe secondaire de SWIFT est constitué d'une fonction de production et d'une fonction de transfert (§3). La première est utilisée pour déterminer la hauteur d'eau issue de la pluie météorique qui sert à constituer l'écoulement sur la surface de l'axe secondaire, en tenant

compte de ses caractéristiques physiques les plus importantes, telles sa perméabilité, sa capacité de rétention de l'eau en surface, son potentiel d'évaporation, etc. La seconde transpose ces eaux *brutes* en débit ruisselé à l'aide d'un modèle de ruissellement bâti selon le choix du développeur [Chocat *et al.* 1997].

Par contre, il faut distinguer cette fonction de transfert qui vient tout juste d'être décrite avec celle trouvant plutôt des applications en électronique. Un modèle de ruissellement peut être schématisé de façon globale par une fonction de transfert au sens strict de la théorie de l'électronique. À ce genre de fonction sont habituellement associés des signaux d'entrée et de sortie qui sont respectivement les intrants et les résultats de la fonction de transfert. Dans notre cas, où le modèle d'axe secondaire du module SWIFT est considéré, l'intensité de pluie en temps réel correspond au signal d'entrée de la fonction de transfert appelée *modèle d'axe secondaire*, alors que le débit à l'exutoire de l'axe secondaire est son signal de sortie.

Pour corriger les erreurs engendrées sur les résultats de la modélisation par la nature des intrants, une autre alternative consiste à corriger l'erreur à plus grandes échelles spatiale et temporelle en remontant à la cause et la source des écarts observés, c'est-à-dire jusqu'aux intrants eux-mêmes. C'est ce que nous appellerons la déconvolution. La déconvolution est basée sur les mesures du débit à l'exutoire des axes secondaires, et elle fait principalement intervenir le modèle d'axe secondaire.

5.3.2 Le couple conceptuel convolution/déconvolution

Pour décrire précisément ce qu'est la déconvolution, nous passerons a priori par la définition de son antonyme, la convolution. « La convolution est l'effet que produit un instrument de mesure qui donne d'un phénomène non pas une image nette, mais une image un peu floue » [Ragot *et al.* 1990]. De façon inverse, la déconvolution est le processus par lequel on tente de retrouver une quantité ou un signal en ne connaissant que l'image floue que nous en ont donnée des outils ou des instruments de mesure. Planck a écrit : « ...Nous

nous retrouvons donc dans la situation d'un homme qui ne pourrait considérer un objet qui l'intéresse qu'à travers des verres de lunettes dont il ignorerait absolument les propriétés optiques » [Max 1977]. Voilà l'essence même du couple conceptuel convolution/déconvolution.

En réalité, on ne peut jamais connaître la valeur vraie d'une quantité ou son image nette, que l'on appelle sa *mesurande* ; on ne peut que l'estimer à l'aide des outils ou instruments de mesure qui sont à notre disposition. Intuitivement, par l'exemple des verres de lunettes entre autres, on saisit que plus le nombre d'instruments de mesure superposés et occasionnant l'image floue est grand, plus il sera difficile de remonter une à une les transformations qu'a subies le signal initial afin de recréer sa *mesurande*. Et ceci principalement à cause de la juxtaposition des propriétés *optiques* de chaque instrument de mesure qui deviennent difficilement différenciables entre elles. Autrement dit, si on superpose deux ou trois paires de lunettes ou même plus, la vision que l'on a des choses est nettement plus complexe à reproduire que si l'on n'avait qu'une seule paire de lunettes.

5.3.3 La déconvolution du modèle d'axe secondaire

Le modèle d'axe secondaire simule le ruissellement de l'eau de pluie à la surface d'un axe secondaire en transformant les eaux météoriques en débit à son exutoire. Nous sommes bel et bien en présence d'un phénomène de transformation d'un premier signal en un second, donc d'une convolution. Les différents éléments qui sont à notre disposition en temps réel sont :

- la mesure du signal de sortie, soit le débit ruisselé à l'exutoire ;
- la représentation mathématique de la transformation qu'a subi le signal d'entrée afin de produire le signal de sortie, le modèle d'axe secondaire, soit la convolution.

Il a été envisagé de déconvoluer le modèle d'axe secondaire à partir du débit mesuré à l'exutoire de l'axe secondaire, de générer une pluie corrigée, et de réinjecter celle-ci dans le modèle afin de propager la correction et de modifier tous les débits simulés sur le réseau. Cependant, il est impossible de transposer les notions théoriques plutôt simples de la déconvolution au cas présent, car le modèle d'axe secondaire est non-linéaire.

L'opération choisie pour approcher la déconvolution classique consiste à programmer en sens inverse le modèle de ruissellement à la surface d'un axe secondaire, soit le modèle d'axe secondaire. Le débit à l'exutoire devient donc le signal d'entrée alors que l'intensité de la pluie sur la surface de l'axe secondaire, le signal de sortie : nous retrouvons un nouveau modèle dont l'exécution génère une pluie sur l'axe secondaire à partir du débit en son exutoire. Les stations débitmètres situées ailleurs sur le réseau ne peuvent pas être utilisées dans cette technique de correction.

5.3.3.1 Le programme de déconvolution du modèle d'axe secondaire

Nous appellerons le débit d'entrée de la déconvolution le *débit source*, alors que l'intensité de pluie résultant de la déconvolution du débit source se nommera la *pluie génératrice*. La Figure 5.3 présente la situation de ce nouvel algorithme par rapport au modèle d'axe secondaire originel.

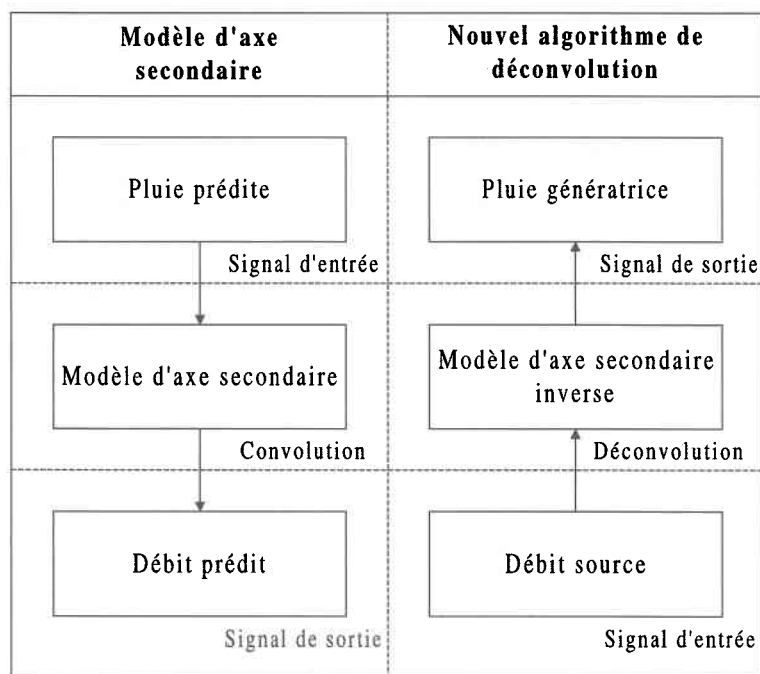


Figure 5.3 : L'algorithme de déconvolution et le modèle d'axe secondaire

Nous allons maintenant présenter les équations qui ont été utilisées dans le programme de déconvolution. Elles correspondent à l'inverse du modèle d'axe secondaire, tout en respectant les différentes contraintes qui assurent que les phénomènes modélisés soient réels. La donnée d'entrée de la déconvolution est le débit mesuré au temps t . Le calcul du débit total au temps suivant donne :

$$Q(t+1) = \frac{1}{\alpha} [Q_{ex}(t) - (1 - 2\alpha)Q(t)] - Q(t-1) \quad (5.1)$$

où $Q(t)$ est le débit total non-laminé calculé au temps t [m^3/s]

$Q_{ex}(t)$ est le débit total mesuré à l'exutoire de l'axe secondaire au temps t [m^3/s]

Le débit de ruissellement pour sa part correspond au débit total mesuré à l'exutoire diminué du débit de temps sec, qui est dérivé du patron de débit sanitaire et du débit d'infiltration.

$$Q_{ruiss}(t-T+1) = Q(t+1) - Q_{san}(t+1) - Q_{inf} \quad (5.2)$$

où $Q_{ruiss}(t)$ est le débit de ruissellement au temps t [m³/s]

$Q_{san}(t)$ est le débit sanitaire au temps t [m³/s]

T est le paramètre de décalage de l'axe secondaire [s]

À cette étape, il se peut que le débit de ruissellement calculé soit négatif, ce qui est en soi impossible. Nous allons poser une condition sur la positivité du débit de ruissellement. Si le débit de ruissellement à $t+1$ est positif :

$$h_{tot}(t-T+1) = \left[\frac{Q_{ruiss}(t-T+1) * n}{\sqrt{i} * W} \right]^{3/5} + h_{rét} \quad (5.3)$$

où $h_{tot}(t)$ est la hauteur d'eau totale à la surface de l'axe secondaire au temps t [m]

$h_{rét}$ est la hauteur de rétention à la surface de l'axe secondaire [m]

n est le coefficient de friction de Manning (adimensionnel)

i est la pente moyenne de l'axe secondaire [m/m]

W est la surface de l'axe secondaire [m²]

Suite à cette équation, on doit poser une autre condition pour respecter la réalité, à savoir si la hauteur totale est positive. Si c'est le cas, obtient directement la hauteur de pluie génératrice recherchée comme suit :

$$h_{pluie}(t-T+1) = h_{tot}(t-T+1) - h_{imp}(t-T+1) \quad (5.4)$$

où $h_{pluie}(t)$ est la hauteur de pluie génératrice au temps t [m]

$h_{imp}(t)$ est la hauteur brute à la surface de l'axe secondaire calculée selon la Figure 3.4 [m]

Par contre, si la hauteur totale se trouvait à être négative, la pluie génératrice devrait obligatoirement être nulle, c'est-à-dire $h_{pluie}(t-T+1) = 0$ (se référer à la section 5.3.6 pour mieux comprendre la portée de cette situation).

Revenons maintenant à la toute première condition qui a été posée, soit celle sur le débit de ruissellement. Si le débit de ruissellement est négatif, la hauteur totale à la surface de l'axe secondaire correspond à la hauteur brute ($h_{tot}(t-T+1) = h_{imp}(t-T+1)$), et la hauteur de pluie génératrice est nulle ($h_{pluie}(t-T+1) = 0$).

L'algorithme de déconvolution fut construit à partir du code source du modèle d'axe secondaire, et il est rédigé en C. Le programme de déconvolution, présenté à l'Annexe F, a été jusqu'à aujourd'hui compilé avec les logiciels Borland Turbo C++ v.4.5 et MSVisual C++ v.1.00.

5.3.4 Test sur le programme de déconvolution

Avant d'entamer des travaux plus poussés sur la déconvolution, il importe de tester sa capacité à créer une pluie génératrice associée au débit source, c'est-à-dire de tester la justesse du code du programme de déconvolution.

5.3.4.1 Méthodologie

Pour effectuer ce test, nous avons utilisé les cinq événements pluvieux de l'étude de la propagation des erreurs, soient les événements du 11 juin 1995, des 18 et 23 juillet 1995, et des 1^{er} et 12 août 1995. Cependant, un seul des deux axes secondaires mentionnés sera étudié, soit l'axe secondaire #5260. Les données nécessaires pour ce test sont les mesures de pluie aux pluviomètres et les mesures du débit aux débitmètres à l'exutoire de l'axe secondaire en question. L'Annexe B contient les graphiques des données mesurées de pluie

et de débit pour tous les événements de l'étude. Voici le réseau réduit qui a été utilisé pour tester la déconvolution.

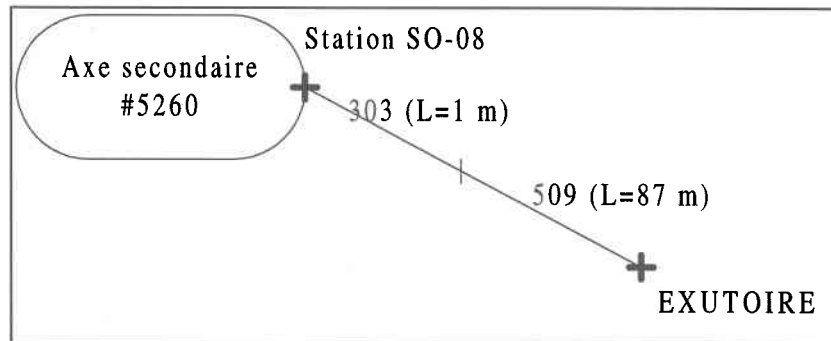


Figure 5.4 : Schématisation du réseau réduit qui a été utilisé pour tester la déconvolution

La philosophie première du test est de construire une pluie génératrice à partir du débit source, a priori simulé avec les données de pluie mesurées. On compare ensuite la pluie génératrice avec la pluie mesurée pour savoir si l'algorithme est bien programmé. Si tel est le cas, l'algorithme reproduira intégralement la pluie mesurée. Pour chaque événement, on a effectué les étapes suivantes :

- simulation avec le modèle d'axe secondaire avec la pluie mesurée ;
- application de l'algorithme de déconvolution avec le débit source (simulé) ;
- comparaison des données de pluie (mesurée et génératrice).

La Figure 5.5 présente la méthodologie employée pour ce test.

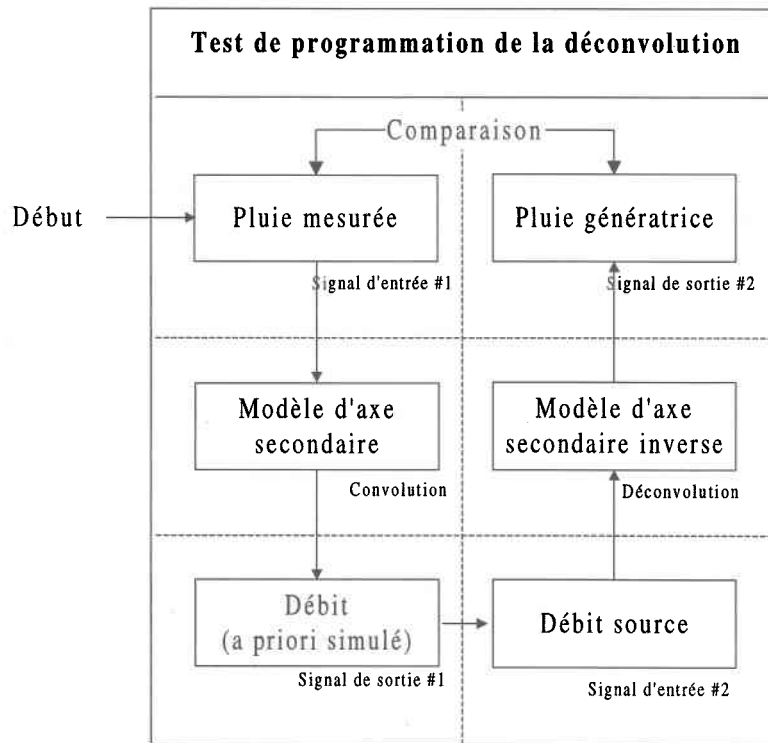


Figure 5.5 : Test sur le programme de déconvolution

5.3.4.2 Résultats

L'ensemble des résultats obtenus de ce test pour tous les événements sont présentés sous forme graphique à l'Annexe G. En voici un exemple, soit le graphique des pluies mesurée et génératrice de l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260.

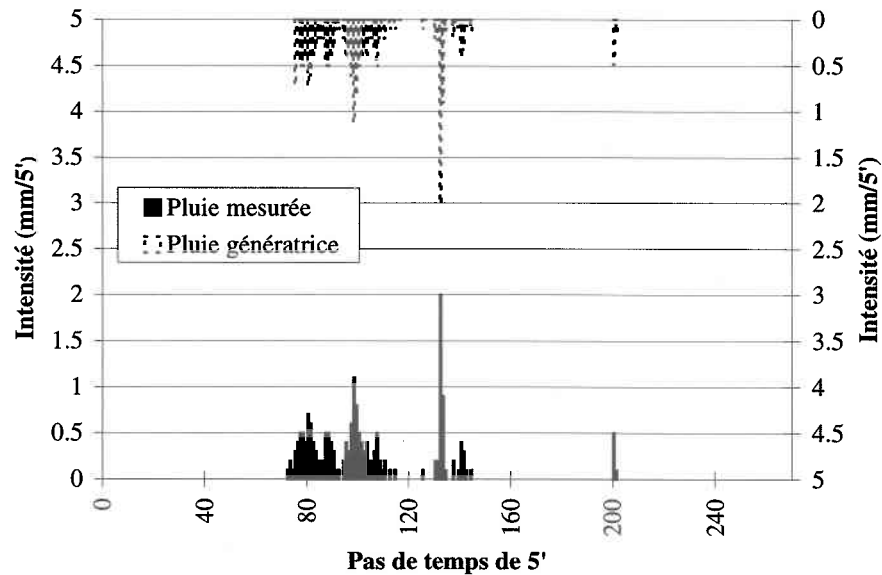


Figure 5.6 : Résultats du test sur le programme de déconvolution : pluies mesurée et génératrice pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260

5.3.4.3 Discussion

La comparaison des pluies de l'Annexe G nous permet de constater qu'il existe une excellente correspondance entre les pluies mesurée et génératrice pour tous les événements. La nécessité de conserver une hauteur d'eau minimale h_{ret} sur la surface de l'axe secondaire empêche cependant l'algorithme de déconvolution de retracer les intensités de pluie mesurée allant du début de l'événement jusqu'à ce que l'eau totale tombée soit égale ou supérieure à h_{ret} (§3). Autrement dit, l'algorithme ne peut déceler précisément les chutes d'eau météorologique avant le moment où un débit de ruissellement mesuré est supérieur à zéro, et lorsqu'il le fait, il les attribue toutes au même pas de temps. Aussi, il considère le manque d'eau à gagner entre le débit de temps sec et le débit mesuré qu'il compense en générant une pluie encore plus forte (vers $t=75$ de la Figure 5.6). Dans le cas où la première intensité mesurée au pluviomètre est plus grande que la hauteur de rétention (e.g. le 1^{er} août 1995 et l'axe secondaire #5260), l'algorithme recrée exactement la pluie telle qu'elle fut

mesurée dès le début de l'événement et sans aucune erreur pour tout le reste de l'événement. Lorsque la pluie génératrice est utilisée par la suite lors d'une simulation avec le modèle d'axe secondaire, le débit simulé obtenu est le même que le débit simulé initial (signal de sortie de la Figure 5.5).

Dans les conditions sous lesquelles fut effectué, ce test de performance de l'algorithme de déconvolution, on peut affirmer qu'il est tout à fait apte à générer une pluie génératrice correspondante à la pluie mesurée. Dans l'ordre où il a été appliqué, c'est-à-dire la modélisation suivie de la déconvolution, le couple *convolution/déconvolution* du modèle est symétrique¹, le seul problème restant étant celui relié à h_{ret} . Nous reviendrons sur ce principe de symétrie à la section suivante.

5.3.5 La performance réelle de l'algorithme de déconvolution

Au cours du test précédent, le débit source a été a priori simulé avec le modèle d'axe secondaire, et donc laminé selon l'équation (3.7). Dans ce cas, il y a peu de différence entre deux valeurs successives du débit source, et l'allure des courbes du débit source est régulière. Rappelons que l'algorithme de déconvolution a pour objectif d'être utilisé en temps réel de concert avec le système de gestion en CPI, et le véritable débit source qui sera utilisé par l'algorithme de déconvolution dans ce cas ne sera pas un débit simulé mais bien un débit mesuré à l'exutoire de l'axe secondaire.

Les mesures de débit pour leur part ne sont pas des valeurs laminées, mais au contraire, elles sont caractérisées par des pics et des creux fréquents et irréguliers (Annexe B). Il est donc important de vérifier la performance de l'algorithme de déconvolution sous des conditions réelles, en utilisant le débit mesuré à l'exutoire de l'axe secondaire en tant que débit source.

¹ Si la symétrie existe, un élément d'un premier ensemble correspond à un seul élément d'un second ensemble, et vice-versa.

Les mesures de débit ont été prises simultanément aux mesures de pluie durant les événements mentionnés auparavant. L'Annexe B contient les données mesurées de débit et de pluie sur l'axe secondaire #5260 pour tous les événements. La déconvolution servira potentiellement à corriger les débits simulés à partir des débits mesurés. La comparaison la plus importante à faire est donc celle entre le débit source (mesuré) et le débit simulé corrigé par la suite avec la pluie génératrice. Voici la méthodologie employée pour ce second test sur la déconvolution.

5.3.5.1 Méthodologie

Pour chaque événement, les étapes suivantes ont été effectuées :

- déconvolution avec le débit source (mesuré) ;
- simulation avec le modèle d'axe secondaire avec la pluie génératrice ;
- comparaison des données de débit source et corrigé.

La Figure 5.7 décrit la méthodologie de ce test portant sur l'utilisation de l'algorithme de déconvolution en conditions réelles.

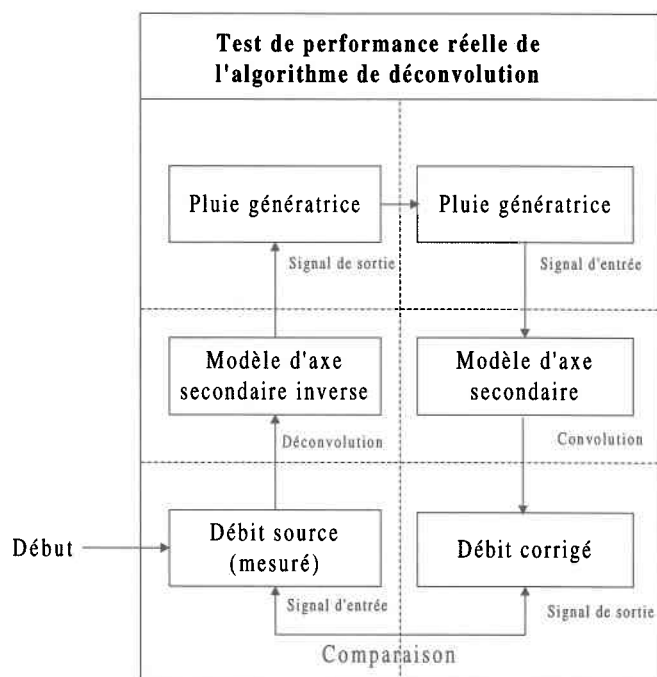


Figure 5.7 : Test de performance de l'algorithme de déconvolution en conditions réelles

Notons que le sens de l'application de l'algorithme de déconvolution et du modèle d'axe secondaire est inversé par rapport au test précédent. En effet, la déconvolution précède la modélisation. La symétrie avait été respectée au cours du test précédent ; il reste à savoir si elle l'est dans ce test.

5.3.5.2 Résultats

La déconvolution a été appliquée pour la première fois à $t=10$ pour initialiser les hauteurs d'eau en surface de l'axe secondaire. À $t=10$, le débit simulé a été initialisé à la valeur du débit de temps sec. Les résultats de ce test sont présentés à l'Annexe H. Voici les graphiques des résultats, pluies et débits, pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260.

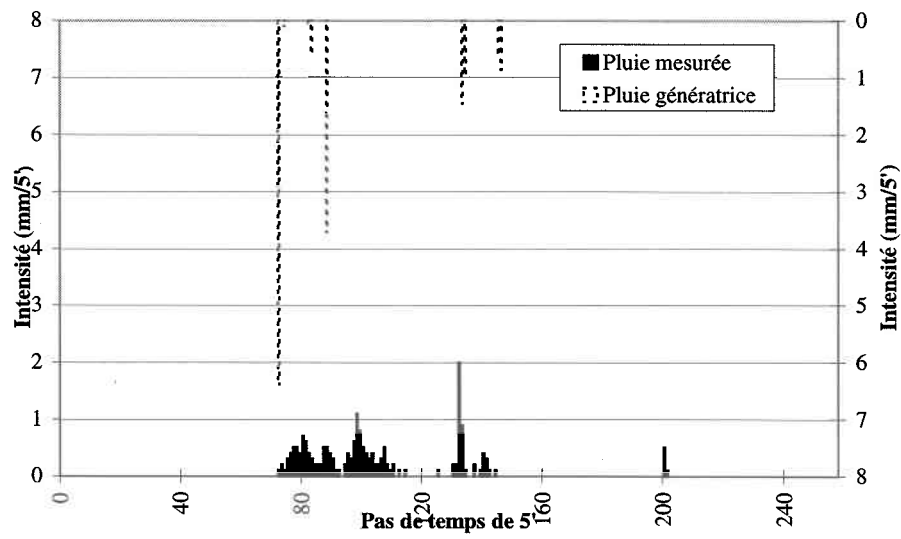


Figure 5.8 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260

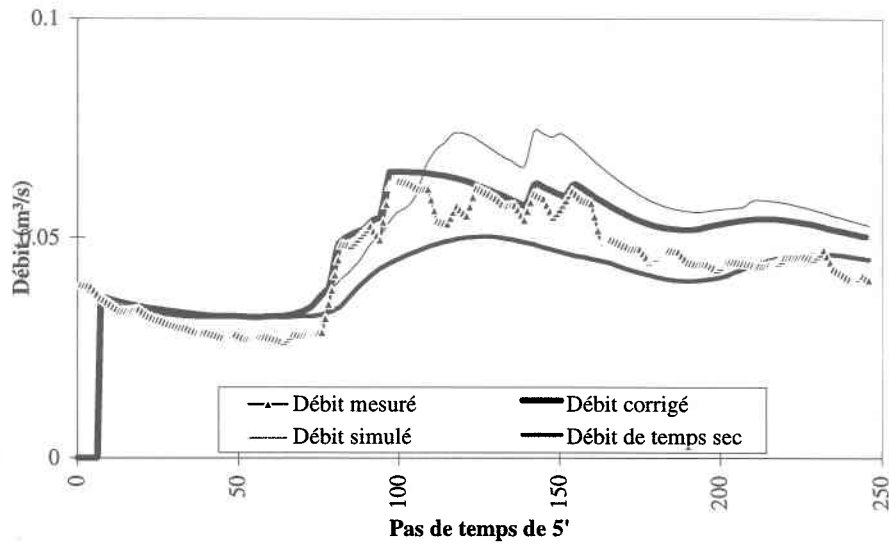


Figure 5.9 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (bis)

5.3.5.3 Discussion

Sur ce dernier graphique, on remarque que le débit corrigé né de la pluie génératrice réinjectée dans le modèle d'axe secondaire ne correspond pas à la mesure du débit, c'est-à-dire au débit source de la déconvolution. On aurait pu prévoir ce phénomène en observant les grands écarts entre les pluies mesurée et génératrice de la Figure 5.8. En principe, les deux courbes devraient être superposées. Cependant, on le voit bien, il existe quelques problèmes au niveau de la concordance entre les débits. Tout porte à croire que le couple *convolution/déconvolution* du modèle n'est pas symétrique lorsqu'il est appliqué dans le sens contraire de celui du test précédent, c'est-à-dire la déconvolution suivie de la modélisation.

Analysons davantage la Figure 5.9. De $t=10$ à $t=75$, le débit corrigé est systématiquement supérieur au débit mesuré, et il suit d'ailleurs la courbe du débit de temps sec. Cette situation est expliquée par le fait que le débit corrigé est simulé et qu'il provient d'une modélisation au cours de laquelle le débit de temps sec est rigoureusement additionné au débit de ruissellement. Même si la pluie génératrice est nulle, le débit corrigé ne peut pas descendre sous la valeur du débit de temps sec. À $t=75$, l'algorithme de déconvolution doit générer une forte intensité de pluie (près de 6.5 mm/5') afin de faire coller le débit simulé à la grande pointe de débit mesurée vers $t=80$. De même à $t=95$, $t=135$, et $t=150$.

En général, les creux de l'hydrogramme mesuré ne sont pas bien reproduits par le débit corrigé, et ce, même si le débit de temps sec est inférieur au débit mesuré (e.g. à $t=120$). Pour le montrer, nous allons relancer l'algorithme de déconvolution en temps réel avec un débit de temps sec toujours inférieur à l'hydrogramme mesuré. Cette situation n'est pas réelle, mais elle est cependant très utile pour comprendre le fonctionnement intrinsèque de l'algorithme de déconvolution. Voici les résultats obtenus pour l'événement du 12 août 1995, toujours sur l'axe secondaire #5260, dans le cas où le débit de temps sec fut réduit à $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$.

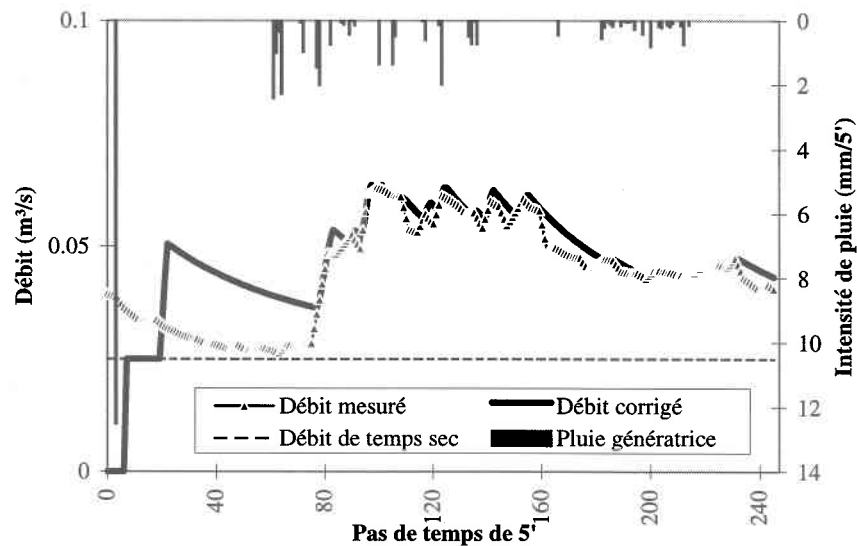


Figure 5.10 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (Q_{tsec} modifié)

Remarquons a priori que la toute première intensité de pluie génératrice à $t=5$ environ est très grande (plus de 12 mm/5'). Cette intensité correspond à tous les manques en eau enregistrés depuis le début de l'événement qui doivent être compensés en un seul pas de temps. Puisque le débit de temps sec a été nettement réduit, le manque en eau est beaucoup trop élevé, et la déconvolution a de la difficulté à rétablir des conditions réelles d'écoulement. Il se produit plutôt une montée très brusque de l'hydrogramme corrigé vers $t=20$. Nous mettrons ce problème de côté pour nous concentrer exclusivement sur le reste de l'hydrogramme et vérifier la reproduction du débit mesuré dans les meilleures conditions possibles (i.e. après $t=80$).

Durant le reste de l'événement, on voit que les descentes rapides de l'hydrogramme mesuré sont encore difficiles à reconstituer, même avec un débit de temps sec inférieur au débit mesuré. Cette constatation nous amène à noter que la symétrie du couple

convolution/déconvolution du modèle est différente selon le sens où ces deux entités sont appliquées. Dans le premier test, où la simulation avec le modèle d'axe secondaire précédait l'exécution de la déconvolution, les pluies comparées étaient tout à fait semblables. Dans le présent test, où la déconvolution est appliquée avant le modèle, on ne retrouve pas de correspondance entre les débits mesuré et corrigé. La symétrie est retrouvée dans le premier cas, mais pas dans le second. Continuons notre analyse de la Figure 5.10.

Les montées de l'hydrogramme mesuré, même si elles sont rapides, sont bien reproduites par la déconvolution. Dans ce cas, l'algorithme doit générer une intensité de pluie généralement assez élevée. Par contre, les descentes de l'hydrogramme mesuré sont très mal reproduites. Dans ces cas, l'algorithme ne génère aucune intensité de pluie. Il s'ensuit que les montées des pics de débits corrigé et mesuré se suivent très bien, mais que la correspondance des débits dans les descentes soit plutôt mauvaise (e.g. Annexe H à t=195 le 23 juillet 1995). L'eau qui est générée en grande quantité dans une montée de l'hydrogramme ne semble pas s'écouler assez rapidement de la surface de l'axe secondaire.

Ceci nous indique que l'incapacité de l'algorithme de déconvolution à reproduire exactement le débit mesuré provient de sa contrainte à générer une pluie réelle, c'est-à-dire positive ou nulle, mais jamais négative (§5.3.3.1). En effet, il suffirait de générer instantanément une pluie négative pour que l'eau en surface s'écoule aussi rapidement que le démontrent les mesures de débit. Ainsi, les courbes descendantes rapides de l'hydrogramme mesuré seraient aussi bien reproduites que ses courbes montantes. La section 5.3.6 présente la performance de l'algorithme de déconvolution lorsque celui-ci accepte les pluies négatives.

Également, certaines constatations supplémentaires méritent qu'on s'y attarde afin de mieux comprendre le comportement de l'algorithme de déconvolution en conditions réelles. Elles concernent la méthodologie de calage du modèle d'axe secondaire. Premièrement, lors du calage des paramètres du modèle d'axe secondaire, ce sont des débits simulés avec le

modèle SWMM [USEPA 1971] pour les événements de l'été 1988 qui ont été utilisés comme débits de référence. Ce modèle est largement reconnu et utilisé par la communauté scientifique et nous ne remettons pas en doute la validité de ses résultats. Mais il faudrait tout de même reprendre la simulation des événements de 1995 avec SWMM et tenter de voir si sa vitesse de vidange de l'eau en surface correspond bel et bien à celle observée dans les mesures de débit.

Deuxièmement, l'axe secondaire étudié (le #5260) comporte quelques particularités au niveau des valeurs des paramètres de calage obtenus. L'équation (3.7) établit que le laminage des débits de ruissellement dans le modèle n'est efficace et valide que pour des valeurs du décalage T inférieures à quatre pas de temps, soit 1200 secondes dans notre cas [CUQ *et al.* 1994]. Or, pour cet axe secondaire, le décalage est égal à sept pas de temps, soit 2100 secondes. Cette situation peut entraîner des différences au niveau de la réponse du modèle.

Troisièmement, la méthode employée pour caler le paramètre de décalage T consistait à optimiser la synchronisation temporelle des pics de l'hydrogrammes de base (SWMM) et de l'hydrogramme simulé par le modèle SWIFT. Or, le calage des paramètres s'est établi sur des événements pluvieux assez forts. La célérité de l'onde en période de pluie est plus grande qu'en période de temps sec, et le calage de T peut donc être inadéquat pour les situations de faible pluie ou de temps sec.

Quoiqu'il en soit, il est difficile de cerner précisément pourquoi la symétrie du modèle d'axe secondaire et de la déconvolution n'est pas conservée au cours des deux tests. Pour tenter de mieux cerner le problème, une option intéressante consiste à réduire la vitesse de variation des mesures de débit. Ceci peut être fait en filtrant les mesures de débit avant leur utilisation dans la déconvolution. C'est ce qui sera fait au cours de la section 5.3.7. Commençons tout d'abord par présenter la déconvolution dans le cas où la pluie génératrice négative est acceptée.

5.3.6 La performance réelle de l'algorithme de déconvolution avec une pluie génératrice négative

Les tests effectués jusqu'à maintenant sur la déconvolution ont prouvé qu'il était difficile pour l'algorithme de reconstituer intégralement le débit source mesuré. Dans les descentes rapides de l'hydrogramme principalement, mais aussi lorsque le patron de débit de temps sec était supérieur au débit mesuré, le débit corrigé était toujours supérieur au débit source. Lors du développement de l'algorithme de déconvolution, toutes les contraintes assurant la validité des phénomènes physiques ont été respectées, notamment la nécessité de ne générer que des intensités de pluie positives. Cette contrainte était essentielle afin de rendre l'outil de déconvolution fonctionnel de concert avec le système de gestion adaptative en CPI.

Or, il est intéressant de constater que le retrait de cette contrainte de l'algorithme de déconvolution permet de reconstituer intégralement le débit source, qu'elle que soit la forme de l'hydrogramme ou du patron de débit de temps sec [Marceau 1997]. Et effet, une intensité de pluie négative à t réduit *instantanément* la hauteur d'eau à la surface de l'axe secondaire, et diminue en conséquence le débit simulé T secondes plus tard. Plus le débit simulé est supérieur au débit source, plus l'intensité de pluie négative générée par l'algorithme sera élevée. L'intensité de pluie négative peut alors être assimilée à un puits d'eau, permettant d'éliminer les excès d'eau de pluie génératrice calculée précédemment. Les deux graphiques suivants permettent d'illustrer cette hypothèse.

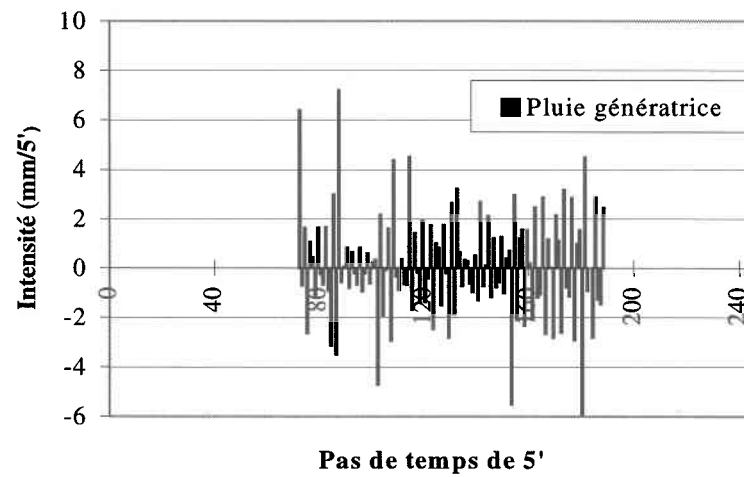


Figure 5.11 : Pluie génératrice obtenue de la déconvolution lorsque les intensités négatives sont acceptées ; événement du 12 août 1995, axe secondaire #5260

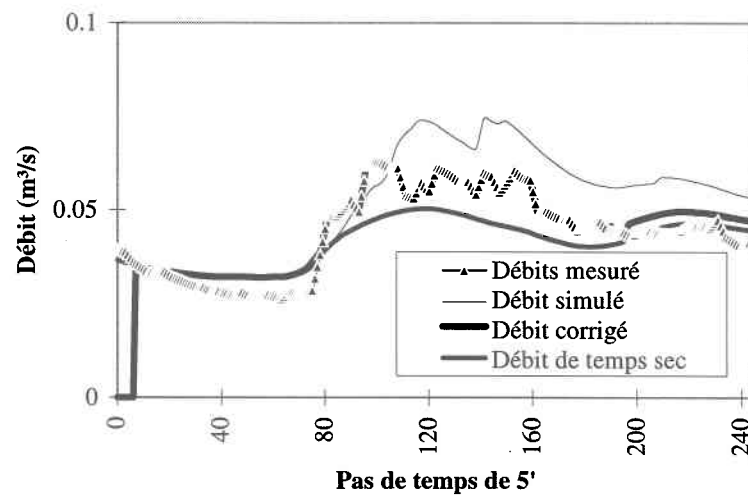


Figure 5.12 : Résultats de la déconvolution lorsque les intensités négatives sont acceptées ; événement du 12 août 1995, axe secondaire #5260

La déconvolution dans le cas où la pluie négative est acceptée corrige le débit simulé et reproduit le débit mesuré. La pluie génératrice négative peut être interprétée comme une fonction de perte assurant que les volumes totaux d'eau mesuré et corrigé soient égaux. La pluie négative a le potentiel de corriger les variations brusques du hyétogramme généré par la déconvolution, qui est toujours calculé a posteriori en réaction aux variations de l'hydrogramme mesuré. Notons que les intensités négatives sont en gros aussi fréquentes que les intensités positives.

À titre d'outil mathématique exclusivement, l'algorithme de déconvolution qui accepte les pluies négatives donne des résultats probants quant à la reconstitution du débit mesuré par le modèle d'axe secondaire. Par contre, nous croyons qu'il n'est pas pertinent d'approfondir cette option dans le cadre d'une gestion adaptative en CPI, puisque la réalité des phénomènes physiques n'est alors pas respectée.

5.3.7 La performance réelle de l'algorithme de déconvolution : mesures de débits filtrées

Comme on l'a expliqué au cours de la section 5.3.5, l'incapacité de l'algorithme de déconvolution à corriger les débits simulés dans les descentes brusques peut être en grande part expliquée par le rejet des intensités de pluie génératrice négatives, mais aussi par la vitesse de vidange de l'eau en surface. La section précédente a d'ailleurs démontré que lorsque les pluies négatives sont acceptées par l'algorithme, le débit simulé correspondait intégralement au débit mesuré. Or, nous avons décidé de ne pas accepter une telle solution pour régler le problème observé dans les descentes brusques de l'hydrogramme mesuré. Une autre solution consiste à réduire la vitesse et l'amplitude des variations de l'hydrogramme mesuré ; une technique bien connue pour arriver à ce résultat est le *filtrage*.

Tout appareil de mesure est couplé d'une incertitude sur les lectures, laquelle suit généralement une distribution normale autour de la valeur vraie. Ceci a pour conséquence

de fournir un signal de sortie constitué de vaguelettes plus ou moins accentuées, tel qu'on le voit sur les courbes de débit mesuré de l'Annexe B. Pour sa part, le modèle d'axe secondaire produit un hydrogramme simulé laminé selon un patron déterminé, comme on l'a vu au troisième chapitre. C'est ce qui explique que la concordance entre les débits mesuré et corrigé au niveau des vaguelettes était difficile à reproduire dans le test précédent.

5.3.7.1 Les techniques de filtrage

Nous avons décidé d'effectuer un filtrage des débits mesurés afin de réduire la vitesse et la fréquence des oscillations dans les lectures de débit, et ainsi de faciliter leur reproduction par l'algorithme de déconvolution. Rappelons que le filtrage entraîne une réduction du nombre et de la fréquence de valeurs aberrantes dans les mesures, puisqu'il atténue le *bruit* présent autour de la valeur vraie du débit et amortit les valeurs extrêmes. Dans notre cas, il est important de percevoir très rapidement les pointes de débit dans les conduites, et cette caractéristique du filtrage n'est pas vraiment souhaitable.

Il existe plusieurs techniques de filtrage de séries de données temporelles, notamment le filtre classique et le filtre statistique [Brunet *et al.* 1990]. Le filtre classique est établi à partir des valeurs brutes des données elles-mêmes, alors que le filtre statistique est établi suite à la reconstruction de ces valeurs par des lois déterministes et/ou stochastiques. Le filtrage classique est beaucoup plus simple et rapide que le filtrage statistique, et à moins de cas très particuliers, le filtrage classique satisfait dans tous les cas l'objectif que l'on cherche à atteindre.

Il existe un grand nombre de filtres classiques, chacun étant construit avec les données brutes précédentes et/ou futures, et s'étendant sur un intervalle ou une période de temps que l'on appelle la *fenêtre de filtrage*. À mesure que l'événement évolue dans le temps et que les données mesurées sont disponibles en temps réel, la fenêtre se déplace autour de la

valeur à filtrer, et c'est pourquoi on nomme aussi cette technique la *fenêtre mobile*. Les différents éléments d'un filtrage classique sont 1) le nombre de données brutes prises en compte dans le schéma de filtrage, 2) la pondération attribuée à chaque donnée brute et 3) la disposition de la fenêtre mobile par rapport à la donnée à filtrer. La Figure 5.13 montre une fenêtre mobile de filtrage d'une série de données temporelles.

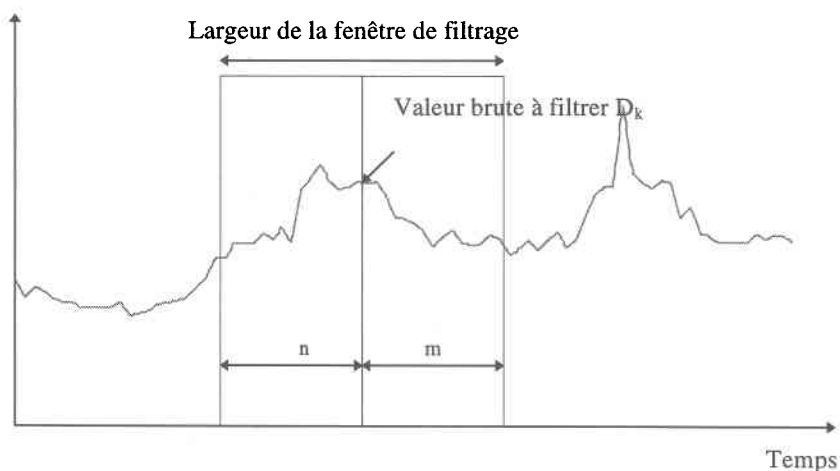


Figure 5.13 : Fenêtre mobile d'un filtrage classique

La technique de filtrage classique peut être notée mathématiquement comme suit :

$$Q_k = \frac{1}{\sum a_i + \sum a_j + a_k} \left[\sum_{i=1}^n a_i D_{k-i} + \sum_{j=1}^m a_j D_{k+j} + a_k D_k \right] \quad (5.5)$$

où Q_k est la donnée filtrée

a_k est la pondération de la mesure brute D_k

a_i est la pondération de chaque mesure brute antérieure D_{k-i}

a_j est la pondération de chaque mesure brute postérieure D_{k+j}

$(n+m+1)$ est la largeur de la fenêtre mobile

Lors de l'application en temps réel de notre algorithme de déconvolution, le filtre classique doit respecter le fait que les données de débit mesuré futures ne seront pas connues au pas de temps k , et que seules les données présente et antérieures (D_k et D_{k-i}) seront disponibles. La fenêtre mobile est exclusivement située avant le pas de temps présent, soit en respectant la contrainte $m=0$.

Les valeurs des pondérations de l'équation (5.5) qui ont été choisies pour ce test sont les suivantes : $a_k=a_i=0.125$ et $n=7$. C'est-à-dire que la donnée filtrée du débit mesuré est une moyenne de 8 valeurs, soit du débit mesuré lui-même et des 7 débits bruts précédents. Ce schéma de filtrage a été choisi principalement pour sa simplicité et sa facilité d'application. Le schéma de filtrage retenu pour ce test, très simple comme on le voit, devient donc :

$$Q_k = 0.125 \left[\sum_{i=1}^7 D_{k-i} + D_k \right] \quad (5.6)$$

Voici un exemple de filtrage effectué avec le schéma (5.6), pour l'événement pluvieux du 11 juin 1995 sur l'axe secondaire #5260.

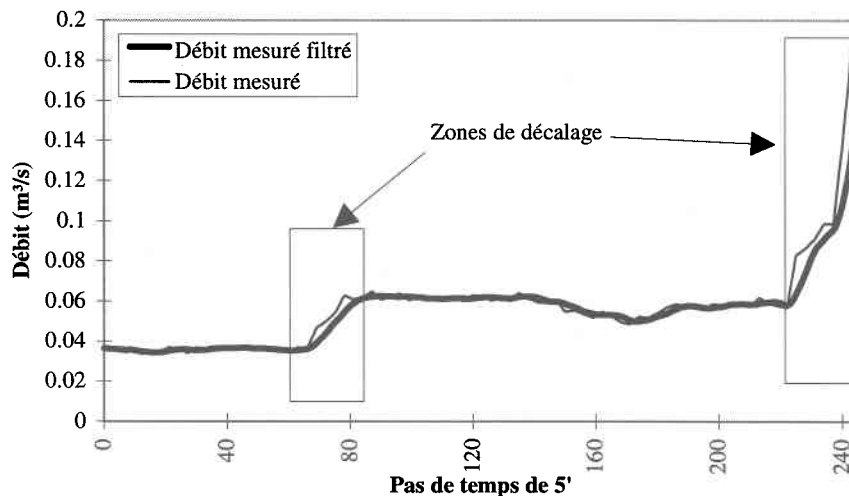


Figure 5.14 : Exemple des débits mesuré et mesuré filtré : événement du 11 juin 1995 sur l'axe secondaire #5260

L'hydrogramme obtenu suite à ce filtrage est un hydrogramme beaucoup plus régulier et lissé, où sont atténués les pics, les descentes et les vaguelettes de l'hydrogramme mesuré originel. Mais cette technique n'a pas que des avantages ; comme on le voit sur la Figure 5.14, il se crée un décalage temporel entre les mesures brutes et les mesures filtrées. Dans un système de gestion des EUTP en CPI tel SWIFT, où l'on tente de diminuer l'impact des débordements causés par de grandes pointes de débit, il est très important de percevoir le plus rapidement possible les valeurs extrêmes de débit. Il ne faut absolument pas que le filtrage retarde leur reconnaissance par le système de gestion ou amortisse démesurément leur valeur. Ce désavantage peut être réglé en partie par l'utilisation d'une pondération a_k plus élevée, et c'est ce qui devra être fait si le schéma retenu cause trop de problèmes au niveau du retard et de l'amortissement.

5.3.7.2 Méthodologie

Pour chaque événement, les étapes suivantes ont été effectuées :

- filtrage de la donnée brute de débit mesuré selon le schéma de filtrage (5.6) ;
- déconvolution avec le débit source (mesuré filtré) pour l'événement ;
- simulation avec le modèle d'axe secondaire avec la pluie génératrice ;
- comparaison des données de débit source et corrigé.

Le diagramme de ce test est semblable à celui du test précédent (Figure 5.7), excepté que le débit source (signal d'entrée #1) est filtré préalablement à son utilisation par l'algorithme de déconvolution.

5.3.7.3 Résultats

Les résultats de ce test sont la pluie génératrice et les débits corrigés par la suite avec une simulation, qui proviennent de la déconvolution exécutée avec les débits mesurés préalablement filtrés. Les résultats pour tous les événements sont présentés à l'Annexe I. Voici les différents débits associés à la déconvolution en conditions réelles avec les mesures de débit filtrées pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260.

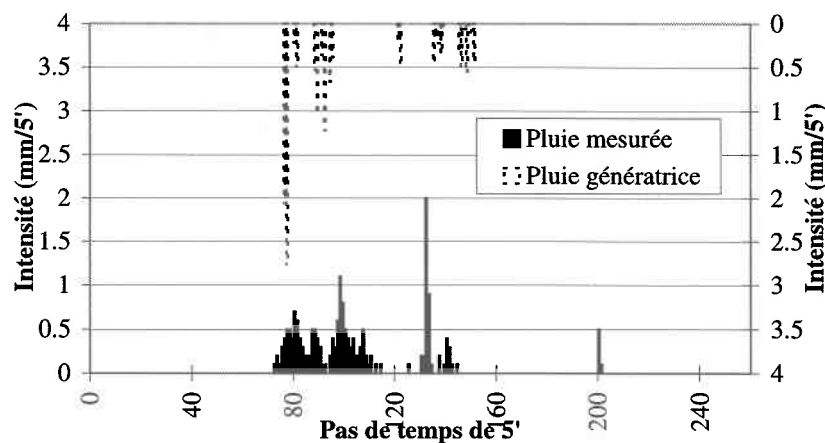


Figure 5.15 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles avec mesures de débit filtrées pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260

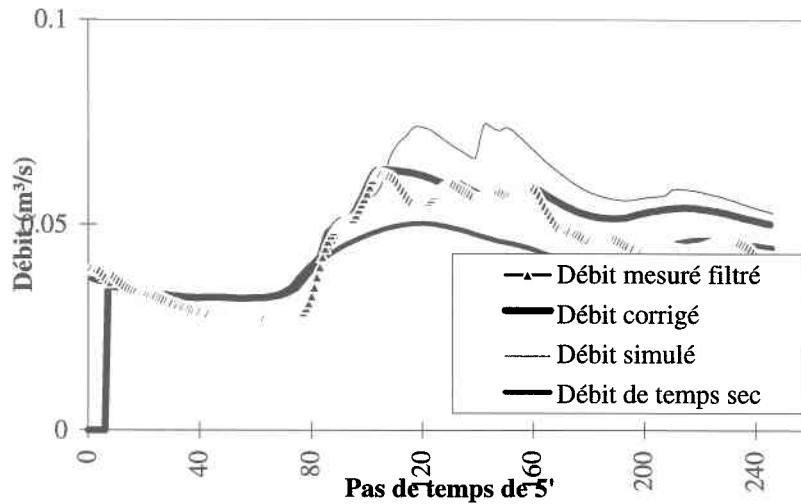


Figure 5.16 : Résultats de la déconvolution en conditions réelles avec mesures de débit filtrées pour l'événement du 12 août 1995 sur l'axe secondaire #5260 (bis)

Il persiste encore des erreurs au niveau de la reconstitution du débit mesuré filtré, mais elles sont moins fréquentes et importantes que lorsque les mesures n'étaient pas filtrées (Figure 5.9). Les pluies mesurée et génératrice de l'Annexe I sont d'ailleurs encore différentes. Comme au cours du premier test en conditions réelles, les descentes des pics de l'hydrogramme mesuré filtré sont moins corrigées par la déconvolution que les montées. Aussi, on démarque encore l'influence du débit de temps sec sur les erreurs. La concordance globale des débits mesuré filtré et corrigé ne peut encore être totalement assurée. La pluie génératrice lorsque les débits mesurés sont préalablement filtrés est différente de celle où les mesures ne sont pas filtrées. Les intensités sont généralement plus fréquentes dans le premier cas, mais de plus faible intensité.

5.3.7.4 Discussion

Comparons les résultats du test (Figure 5.15 et Figure 5.16) à ceux obtenus au cours du premier test (Figure 5.8 et Figure 5.9), c'est-à-dire lorsque le débit source n'est pas filtré. A l'aide de ces deux figures, on voit que le débit corrigé concorde moins avec le débit source

dans les cas où celui-ci n'est pas filtré préalablement. Le phénomène est amplifié aux descentes rapides de l'hydrogramme, notamment aux temps $t=120$ et $t=170$. Puisque cette amélioration est due à l'amortissement des valeurs extrêmes de débit mesuré et à la réduction de la vitesse de ses oscillations, le filtrage ne règle pas le problème que nous avons observé au cours du deuxième test. Mais rappelons que le schéma de filtrage (5.6) qui a été utilisé fut choisi en raison de son expression très simple, et qu'on ne sait pas quelle est son influence réelle sur le rendement de la déconvolution ou sur la validité du débit mesuré filtré par. La technique de filtrage pourrait éventuellement être changée pour améliorer davantage la déconvolution en temps réel.

Bien que la représentativité du débit mesuré filtré par rapport au débit mesuré n'ait pas été vérifiée pour l'instant, nous ferons l'hypothèse que la déconvolution en temps réel avec un débit mesuré filtré est celle qui est la plus performante jusqu'à présent pour corriger les erreurs sur les débits simulés. Les résultats de ce tests seront utilisés ultérieurement au cours de la section sur la corrélation des pluies (§5.4).

5.3.8 Conclusion

Quatre tests ont été menés sur l'algorithme de déconvolution. Le premier a été entrepris dans le but premier de prouver la validité de son code source. Le deuxième, basé sur des mesures de débit prises en temps réel, a été effectué dans le but d'initier l'algorithme de déconvolution aux conditions réelles dans lesquelles il serait utilisé dans un système de gestion en CPI. Le troisième test a permis de constater que le rejet des intensités de pluie génératrice négatives était à l'origine de l'incapacité de l'algorithme à corriger le débit simulé dans les descentes brusques de l'hydrogramme mesuré. Le quatrième test a montré qu'il était possible d'améliorer la déconvolution en traitant a priori les mesures de débit en les filtrant, sans pour autant accepter les intensités de pluie négatives.

Au cours de cette section, nous avons tenté de mettre en évidence toute la puissance de la déconvolution, mais en gardant bien à l'esprit qu'elle n'est pas une solution inflexible aux problèmes d'incertitudes reliées aux intrants du modèle d'axe secondaire. Les problèmes persistant dans la déconvolution sont issus des contraintes réelles reliées aux phénomènes physiques, lesquelles ne peuvent de toute évidence pas être mises de côté. Nous devons également considérer les points suivants : 1) des hypothèses de base ont été émises dans la modélisation, 2) l'hétérogénéité de la pluie à l'échelle de l'axe secondaire n'est pas négligeable, 3) le patron de débit sanitaire ne convient pas à tous les axes secondaires, etc.

Le patron de débit sanitaire, qui n'est pas adapté à tous les axes secondaires du réseau, pourrait être amélioré. En effet, les écarts qui existent entre le débit de temps sec observé et le débit de temps sec calé pourront être réduits par un calage plus rigoureux du patron de débit sanitaire. Il pourrait par exemple être calé localement pour chaque axe secondaire, ou être constitué de deux patrons différents selon les jours de semaine ou de fin de semaine. Pour l'instant, SWIFT utilise un patron de débit sanitaire unique pour tous les jours de la semaine et pour tous les axes secondaire de la CUQ.

La déconvolution du modèle d'axe secondaire du système de gestion en CPI SWIFT est une avenue fortement intéressante, qui nécessite certainement d'être étudiée davantage. En effet, le quatrième test sur la déconvolution (§5.3.7) donne des résultats satisfaisants, mais qui peuvent encore être améliorés par la mise en place d'un schéma de filtrage plus adapté. Celui-ci aurait pour tâche d'assurer à la fois la symétrie du couple convolution/déconvolution du modèle d'axe secondaire, ainsi que la représentativité du débit mesuré filtré par rapport au débit mesuré.

5.4 La corrélation des intensités de pluie

5.4.1 Introduction

Au cours des pages précédentes, l'algorithme de déconvolution a été testé sous différentes situations, avec différents débits sources et en acceptant différentes intensités de pluie. Dans tous ces tests, la déconvolution a été effectuée pour un seul axe secondaire à la fois, et elle a donc permis, dans une certaine mesure, de corriger les débits simulés sur la portion du réseau située en aval de l'axe secondaire en question. En ce qui touche la mise en service de SWIFT sur le territoire de la CUQ, prévue pour d'ici quelques années, il n'a pas été prévu d'installer une station débitmètre à l'exutoire de tous les axes secondaires. C'est donc dire que l'application de la déconvolution sur l'ensemble du réseau, qui compte en tout quelque 200 axes secondaires, ne sera pas possible en appliquant simplement la déconvolution.

C'est de cette constatation qu'est née l'idée d'étudier la corrélation entre les intensités de pluie sur deux axes secondaires voisins, pour transférer la déconvolution d'un axe secondaire à l'autre afin de couvrir tout le réseau. Dans un premier temps, nous évaluerons la corrélation existant entre les mesures de pluie pour savoir s'il existe ou non une corrélation spatiale entre les données de deux pluviomètres voisins. Dans un second temps, nous tenterons de corréler les pluies génératrices issues de la déconvolution afin d'appliquer celle-ci à l'échelle du réseau.

5.4.2 La corrélation des pluies mesurées

Les cellules orageuses d'un événement pluvieux se déplacent par unités de grand volume et de grande superficie, soit sous forme de nuages. Il existe une forte corrélation spatiale entre les chutes de pluie qui surviennent en des endroits relativement près l'un de l'autre. Afin d'illustrer cette affirmation, les mesures de pluie de l'été 1995 sur deux axes secondaires

voisins (axes secondaires #5260 et #6150 du réseau Ouest de la CUQ) ont été analysées en fonction de la corrélation qui existe entre elles.

Les pluviomètres où sont prises les mesures sont respectivement les pluviomètres B et Q (N pour l'événement du 1^{er} août 1995) de la Figure 3.1, qui sont séparés d'une distance approximative de 3.6. km La corrélation a été établie en fonction du cumul des mesures de pluie, pour tenir compte du fait que ces mesures sont discrètes, une donnée étant obtenue chaque 5 minutes. Le Tableau 5.1 contient les valeurs du coefficient de corrélation r pour les cinq événements, et les résultats sont présentés graphiquement à l'Annexe J.

Tableau 5.1 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée aux pluviomètres B et Q (N)

Événement	Coefficient de corrélation r
Dimanche 11 juin 1995	0.99
Mardi 18 juillet 1995	0.99
Dimanche 23 juillet 1995	0.98
Mardi 01 août 1995	0.95
Samedi 12 août 1995	0.99

La corrélation entre les deux séries de pluie mesurée cumulée est très élevée pour tous les événements ; elle varie de $r=0.95$ à $r=0.99$, ce qui fait preuve d'une excellente corrélation entre les deux séries de données. La qualité de la corrélation entre les mesures de pluie semble être influencée par différents paramètres, tels l'intensité moyenne de l'événement pluvieux et la durée de l'événement. Grosso modo, plus la pluie est longue et forte, plus la

corrélation entre les mesures est bonne. Ce résultat fort probant signifie qu'il est bel et bien possible de relier mathématiquement entre elles les mesures de pluie prises aux pluviomètres, et ce, pour un même événement seulement. D'un événement à l'autre par contre, les graphiques de l'annexe J montrent que la relation mathématique (ou équation de régression) entre les deux séries de données n'est pas la même.

Ces deux pluviomètres sont séparés d'une distance de 3.6 kilomètres, ce qui est paradoxal compte tenu des hypothèses faites quant aux incertitudes reliées à l'hétérogénéité de la pluie à l'échelle de l'axe secondaire (lequel mesure en moyenne moins d'un kilomètre carré sur le réseau de la CUQ). Mais la corrélation a été établie sur le cumul des pluies mesurées, ce qui réduit artificiellement la variabilité des mesures ponctuelles dans le temps et l'espace. De plus, les hypothèses sur l'hétérogénéité concernaient davantage les intensités de pluie prédites par radar, et elles ne peuvent donc pas être rejetées par ces observations sur la corrélation des **mesures** de l'intensité de pluie.

Pour affirmer que l'hétérogénéité de la pluie a des impacts néfastes sur la gestion adaptative en CPI, il faudrait obtenir de véritables prédictions des intensités de pluie et effectuer une analyse de corrélation pour ces données. Pour l'instant, ce genre de données n'est pas disponible et nous conserverons donc cette hypothèse dans le but de transférer à tout le réseau la correction issue de la déconvolution, c'est-à-dire les intensités de pluie génératrice.

5.4.3 La corrélation des pluies génératrices

La corrélation des pluies génératrices de deux axes secondaires voisins est une avenue intéressante à explorer pour corriger les erreurs sur les débits simulés à l'échelle du réseau. En effet, tous les axes secondaires ne seront pas munis d'une station débitmètre à leur exutoire, et la déconvolution ne pourra pas être appliquée sur tout le réseau. La corrélation des pluies génératrices permettrait en effet de déconvoluer sur un seul axe secondaire et de

transposer la pluie génératrice obtenue aux axes secondaires voisins, selon la corrélation retrouvée entre ceux-ci.

Plus tôt au cours de chapitre, nous avons fait l'hypothèse que le test en conditions réelles au cours duquel les mesures de débit étaient auparavant filtrées était le test le plus performant pour corriger les débits simulés à l'échelle de l'axe secondaire. Nous allons maintenant tenter de corréler les cumuls des pluies génératrices obtenues dans ce test sur les mêmes deux axes secondaires. Le Tableau 5.2 contient les valeurs du coefficient de corrélation r pour les cinq événements, et les résultats sont présentés graphiquement à l'Annexe K.

Tableau 5.2 : Corrélation des cumuls de pluie génératrice sur les axes secondaires #5260 et #6150

Événement	Coefficient de corrélation r
Dimanche 11 juin 1995	0.96
Mardi 18 juillet 1995	0.98
Dimanche 23 juillet 1995	0.83
Mardi 01 août 1995	0.82
Samedi 12 août 1995	0.87

Cette fois, la corrélation entre les deux séries de pluie cumulée est élevée pour tous les événements ; elle varie de $r=0.82$ à $r=0.98$, ce qui fait preuve d'une bonne corrélation entre les deux séries de données. Ces résultats prouvent qu'on peut, dans une certaine mesure, relier mathématiquement entre elles les pluies génératrices issues de la déconvolution sur

les deux axes secondaires de l'étude. Cependant, d'un événement à l'autre, la régression ne demeure pas la même, comme on le voit par les graphiques de l'Annexe. Les exutoires de ces deux axes secondaires sont séparés d'une distance approximative de 5.4 kilomètres, ce qui correspond grosso modo à la distance entre leurs deux pluviomètres correspondants.

5.4.3.1 Discussion

Les travaux sur la corrélation des pluies génératrices sont très prometteurs. Les coefficients de corrélation r obtenus sont en effet très élevés et font foi d'une bonne corrélation entre les pluies génératrices sur deux axes secondaires voisins. Par contre, on ne peut pas se fier à une équation de régression unique pour tous les événements ; il faudra plutôt bâtir quelques équations de régression et définir leur cadre de validité pour transférer les bonnes pluies génératrices. Le transfert des pluies génératrices d'un axe secondaire à l'autre sous-entend que les erreurs de modélisation seront corrélées d'un axe secondaire à l'autre. Puisque la corrélation entre les pluies génératrices sur les axes secondaires distants de 5.4 kilomètres s'est révélée très bonne, on peut considérer que les erreurs sur les données sont homogènes à cette même échelle. Selon que l'on accepte ou non les niveaux de corrélation observés entre les pluies génératrices, il est possible ou non de considérer que la déconvolution à l'échelle du réseau en entier est possible.

5.5 Conclusion

Le but recherché au cours de ce chapitre était de corriger les erreurs sur les débits simulés dans un système de gestion adaptative en CPI à partir des débits mesurés en temps réel. Pour ce faire, deux méthodes ont été testées, soit la correction ponctuelle des débits simulés et la déconvolution du modèle d'axe secondaire.

Pour ce qui est de la correction ponctuelle des débits simulés, les résultats obtenus ne permettent pas de confirmer qu'elle est efficace pour corriger les débits simulés. En effet, la

substitution du débit simulé par le débit mesuré se fait discrètement dans le temps et dans l'espace, alors que les erreurs se propagent de façon continue dans tout le réseau et à tous les pas de temps de simulation.

La déconvolution du modèle d'axe secondaire a été appliquée pour calculer une pluie génératrice qui, une fois insérée dans le modèle lui-même, permettrait de corriger les erreurs de simulation de façon continue. L'application de la déconvolution permet de corriger les débits simulés à l'échelle d'un axe secondaire dans une certaine mesure seulement. En effet, malgré le fait qu'elle contienne encore quelques erreurs, on peut d'ores et déjà remarquer que la déconvolution est performante dans le calcul de la pluie génératrice, et que la technique est prometteuse pour corriger le débit simulé à l'exutoire de l'axe secondaire. Une des limites de la déconvolution à l'échelle de l'axe secondaire concernait l'absence de station débitmètre à l'exutoire de tous les axes secondaires, et donc l'impossibilité de corriger les débits sur tout le réseau par la déconvolution. La troisième partie du chapitre, qui porte sur la corrélation des pluies, a prouvé qu'il était possible de diffuser la correction d'un axe secondaire à l'autre, lorsque ceux-ci sont situés relativement près l'un de l'autre.

Néanmoins, l'ensemble des travaux sur la déconvolution ne donne pas de résultats probants quant à son potentiel pour corriger les débits simulés, et nous ne pouvons pas admettre hors de tout doute qu'elle serait apte à le faire. En contrepartie, nous avons soumis quelques conseils pour tenter d'améliorer son rendement.

6. CONCLUSION

Les systèmes de gestion des eaux en temps d'orage ont beaucoup évolué depuis les deux dernières décennies. La gestion des eaux d'orage en temps réel est de plus en plus populaire auprès des décideurs et gestionnaires, car elle comporte les avantages de pouvoir optimiser l'espace disponible sur le réseau de collecte déjà existant et ainsi de réduire les coûts de construction de plus grandes structures de rétention. Également, elle permet de minimiser les impacts négatifs des débordements d'eaux usées vers le milieu récepteur.

Un système de gestion adaptative en CPI est de nature prédictive, c'est-à-dire que les données d'entrée qu'il emploie pour déterminer les consignes de gestion en temps réel sont des prévisions de l'intensité de pluie. Les incertitudes importantes associées à ce type de données nuisent grandement au rendement du système. En effet, elles impliquent des erreurs substantielles sur les résultats de modélisation, d'où découle directement la qualité des consignes de gestion appliquées aux régulateurs. Habituellement, des mesures de débit sont également prises en continu durant l'événement. Celles-ci sont plus justes pour représenter la réalité que les prédictions radar, et elles sont également associées à moins d'incertitude puisqu'elles intègrent les phénomènes physiques à plus grande échelle que la mesure de pluie.

Le but de ce projet de recherche était de corriger les erreurs observées sur les résultats des simulations en utilisant des mesures de débit. Nous avons évalué deux alternatives pour y parvenir : la correction ponctuelle des débits simulés et la déconvolution du modèle d'axe secondaire. La correction ponctuelle est une avenue qui ne satisfait pas l'objectif recherché, principalement à cause de la dimension spatio-temporelle de la modélisation en temps réel. La déconvolution du modèle d'axe secondaire, telle que nous l'avons définie dans cet ouvrage, semble être une avenue des plus intéressantes pour atteindre notre but. Dans ce

cas, les corrections sont apportées par le biais de données d'entrée corrigées (pluie génératrice), qui, une fois réinjectées dans le processus de modélisation, adaptent les valeurs de débit simulé (débit corrigé) partout dans le réseau.

Au tout début des manipulations sur la déconvolution, nous avons accepté l'hypothèse voulant que le débit mesuré était une indication parfaite du débit dans les conduites, alors qu'il est lui-même associé à des incertitudes. En réalité, il existe un seuil d'écart entre le débit mesuré et le débit simulé en-deça duquel la correction par la déconvolution n'est pas justifiée, puisque l'écart est alors dû à la qualité de la mesure et non pas à l'incertitude sur les données d'entrée. Il pourrait être intéressant de relancer la déconvolution à l'échelle de l'axe secondaire en respectant ce seuil.

Jusqu'à présent, la déconvolution a été testée à l'échelle de l'axe secondaire, c'est-à-dire que les corrections apportées n'ont pas été appliquées à l'échelle du réseau dans son ensemble. On ne sait donc pas quel est le rendement global de la déconvolution à l'intérieur de la gestion en CPI. Pour le savoir, il faudrait appliquer la déconvolution de concert avec le système SWIFT, en impliquant les principes de la corrélation établis au chapitre cinq. Cependant, cette tâche est assez complexe, notamment à cause des considérations au niveau de la programmation et de l'insertion du sous-modèle de déconvolution dans le code source de SWIFT. Les buts recherchés à l'origine n'ont donc été atteints qu'en partie, bien que les résultats obtenus sur la déconvolution soient satisfaisants et surtout prometteurs.

7. BIBLIOGRAPHIE

- Alleman, J.E., M. W. Sweeney et D. A. Vaccari (1992). *Applying instrumentation and automation in environmental engineering: water and wastewater*, Research triangle Park, N.C.: Instrument society of America. 146 pp.
- Andrews, J. F. (1994). Dynamic control of wastewater treatment plants. *Environmental Science and Technology*, 28(9): 434a-449a.
- Andrews, J. F. and G. Olsson (1992). Dynamics and control of the activated sludge process. *Water Quality Management Library*, 6:67-104.
- Andrieu, H. (1986). *Interprétation de mesures du radar Rodin de Trappes pour la connaissance en temps réel des précipitations en Seine St-Denis et Val-de-Marne, intérêt pour la gestion automatisée d'un réseau d'assainissement*, Ph.D. diss., ENPC, Paris.
- Aubé, P. (1987). *Amélioration de la précision des prévisions hydrauliques d'un modèle conceptuel par l'utilisation des filtres de Kalman*, Ph.D. diss., INRS-Eau, Québec.
- Beck, M. B. (1980). Forecasting and control of water quality. *Dans : Real-time forecasting/control of water resource systems*, 18-21 octobre 1976. New-York, Pergamon Press.
- Beck, M. B. (1980). Introduction. *Dans : Real-time forecasting/control of water resources systems*, 18-21 octobre 1976. New-York, Pergamon Press.
- Bérard, P. H. (1986). Spectral geometry : direct and inverse problems. *Lecture notes in mathematics*, 272 pp. Berlin, Springer-Verlag.

- Beron, P., F. Brière, J. Rouselle, et J. P. Riley (1984). An evaluation of some real-time techniques for controlling combined sewer overflows. *3rd international conference on urban storm drainage ICUSD*, M. Schad, pp. 1093-1097. Göteborg, 4-8 juin 1984.
- Biernson, G. (1988). Principles of feedback control. 497 pp. Toronto, Wiley and Sons.
- Bilodeau, A. (à paraître). *Impacts des erreurs de prédiction de la pluie sur le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*, M.Sc. diss., Université du Québec, INRS-Eau, Québec.
- Boger, Z. (1992). Applications of neural network to water and wastewater treatment plant operation. *Applying instrumentation and automation in environmental engineering: water and wastewater*, 31(1): 25-33.
- Brock, D. A. (1963). Closed-loop automatic control of water system operation. *J.AWWA.*, 55 (4): 467-480.
- Brunet, J., M. Labarrère, D. Jaume, A. Rault et M. Vergé (1990). Détection et diagnostic de pannes : approche par modélisation. Paris, Hermès.
- Burroughs, D., H. N. Nguyen Van et M. Osseyrane (1979). *Etude du contrôle en temps réel des déversements d'orage pour une utilisation optimale de l'intercepteur nord de la CUM*, Montréal, Communauté urbaine de Montréal.
- Chocat, B. et al. (1997). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. 1135 pp. Paris, Tec et Doc - Lavoisier.
- Ciaponi, C., U. Moisello et S. Papiri (1993). Rainfall measurements and spatial variability in a small urban catchment. *6th international conference on urban storm drainage ICUSD*, Niagara Falls, 1993.

- Cole, J. A. (1980). On-line forecasting for a regulated river using weather data from radar. *Dans : Real-time forecasting/control of water resources systems*, 18-21 octobre 1976. New York, pergamon Press.
- CUQ, Consultants BPR et INRS-Eau (1994). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la CUQ, Projet 333, Phase II ; Description du modèle de simulation des axes secondaires et de la méthodologie de calage*, (RP-28a Final).
- Denoeux, T. (1989). *Fiabilité de la prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine*, Ph.D. diss., ENPC, Paris.
- Denoeux, T., T. Einfalt et G. Jacquet (1991). Determination in real time of the reliability of RADAR rainfall forecasts. *Journal of hydrology*, 122:353-371.
- Desbordes, M. (1985). *Les incertitudes associées à la métrologie en hydraulique urbaine : leur incidence sur l'estimation des coefficients de ruissellement*, (Compte rendu de fin d'études, Laboratoire d'hydrologie mathématique de l'Université des sciences et techniques du Languedoc). Montpellier. 140 p.
- Dettmar, J. and A. Cassar (1996). Components for the real time control of an urban drainage system. *7th international conference on urban storm drainage ICUSD*, pp. 815. Hannovre, 9-13 septembre 1996.
- Döring, R., M. J. Green, H. J. G. Hartong, G. Jacquet, Y. Kido, S. O. Petersen et W. Schilling (1987). *Real-time control of urban drainage systems: the state of the art*, (IAWPRC Task group on real-time control of urban drainage systems). London, Pergamon Press. 84 p.
- Dubuisson, B. (1990). *Diagnostic et reconnaissance des formes*. 320 pp. Traité des nouvelles technologies. Série diagnostic et maintenance. Paris, Hermès.
- Einfalt, T. (1988). *Recherche d'une méthode optimale de prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine*, Ph.D. diss., ENPC, Paris.

- Frérot, A. (1987). *Procédures d'optimisation des consignes de gestion d'un réseau d'assainissement automatisé*, Ph.D. diss., ENPC, Paris.
- Frérot, A. et G. Jacquet (1989). Contrôle. Commande et gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. *Annales de Ponts et Chaussées*, 49:3-25.
- Gauriau, G. et V. Devauchelle (1996). La maîtrise des réseaux de distribution d'eau potable: valorisation avancée des débits acquis en continu. *AGHTM, Techniques, sciences et méthodes*, 2:121-126.
- Guillon, A. (1987). Mesures en rivière et réseau d'assainissement. Vélométrie et débitmètre : méthodes basées sur ultrasons. *La Houille Blanche*, 4/5:304-312.
- Jacquet, G., H. Andrieu et T. Denoeux (1987). About RADAR rainfall measurement. *XXIIth congress AIRH, 4th international conference on urban storm drainage ICUSD*, Lausanne, 1987.
- Kroa, A. (1993). *Couplage de systèmes experts et de méthodes connexionnistes dans la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement*, Ph.D. diss., INSA de Lyon, Lyon, France.
- Labadie, J. W., R. C. Lazaro et D. M. Morrow (1981). Worth of Short-Term Rainfall Forecasting for Combined Sewer Overflow Control. *Water Resources Research*, 17(5): 1489-1497.
- Lachance, M. (1995). Techniques mathématiques : statistiques de base. *Notes de cours*. Québec, INRS-Eau. 175 p.
- Lavallée, P. et P. Lessard (1984). Importance de la contamination des débordements de réseau unitaire. *Sciences et techniques de l'eau*, 17(4): 353-366.
- Marceau, E. (1997). *Rapport de stage à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, septembre-décembre 1996*. Québec, INRS-Eau.

- Marchi, G. (1981). *Étude du contrôle en temps réel d'un intercepteur régional*, M.Sc. diss., Université de Montréal, École Polytechnique, Montréal, 106 p.
- Marsalek, J., T. O. Barnwell, W. Geiger, W.C. Humber et A. J. Sauls (1993). Urban Drainage Systems: Design and Operation. *Water Science and Technology*, 27(12): 31-70.
- Marsalek, J. et D. Sztruhar (1994). Urban drainage: review of contemporary approaches. *Water Science and Technology*, 29(1/2): 1-10.
- Max, J. (1977). *Méthodes et techniques de traitement du signal et applications aux mesures physiques*. 351 pp. Paris, Masson.
- McPherson, M. B. (1981). *Integrated control of combined sewer regulators using weather radar*, (600/2-81-041). Washington D.C., USEPA.
- Mendel, J. M. (1990). *Maximum-likelihood deconvolution : a journey into model-based signal processing*. 227 pp. New-York, Springer-Verlag.
- Mercier, D. (1996). *Intégration des mesures en continu dans le modèle de simulation et de gestion en temps réel SWIFT*, (Mémoire de 3ème année ENGEES). Québec, INRS-Eau. 155 p.
- Moore, R. J. et G. Weiss (1980). Real-time parameter estimation of a nonlinear catchment model using extended Kalman Filters. *Dans : Real-time forecasting/control of water resources systems*, 18-21 octobre 1976. New York, Pergamon Press.
- Mukherjee, D. et N. Mansour (1996). Estimation of flood forecasting: errors and flow-duration joint probabilities of exceedance. *Journal of hydraulic engineering*, 122(3): 130-140.
- Nelen, A. J. M. (1993). On the potential of real time control of urban drainage systems. *Water science and technology*, 27(5/6): 111-122.

- Nelen, A. J. M. (1992). *Optimized control of urban drainage systems*, Ph.D. diss., Delft University of technology, Netherlands.
- Nelen, F., A. Mooijman et P. Jacobsen (1992). The importance of rainfall distribution in urban drainage operation. *Nordic hydrology*, 23:121-136.
- Nguyen Van, H. N. et M. Osseyrane (1987). Contrôle centralisé des régulateurs de l'intercepteur nord de la communauté urbaine de Montréal. *Sciences et techniques de l'eau*, 20(1): 37-52.
- Nguyen Van, H. N., M. Osseyrane et M. B. McPherson (1982). Integrated control of combined sewer regulators. *Journal of the environmental engineering division*, 108(6): 1342-1360.
- Nielsen, J. B., S. Lindberg et P. Harremoes (1993). Model based on-line control of sewer systems. *Water Science Technology*, 28(11/12): 87-98.
- Novotny, V., A. Capodaglio et H. Jones (1992). Real time control of wastewater treatment operations. *Sixth IAWPRC Conference, Water science and technology*, pp. 89-101. Prague, Août 1991.
- Olsson, G. (1992). Control of wastewater treatment systems. *Applying instrumentation and automation in environmental engineering: water and wastewater. Research triangle Park, N.C.: Instrument society of America*, 31(1): 87-96.
- Patry, G. G., H. C. Torno, J. Marsalek et M. Desbordes (1986). Operational algorithms for application in real-time control of combined sewer systems. *NATO advanced research workshop on urban runoff pollution*, pp. 843-868. Montpellier, 26-30 août 1986.
- Pointin, Y., D. Raymond, J. Fournet-Fayard (1988). *Campagne « Cevennes 87 » : qualification d'un radar météorologique à diversité de polarisation pour la mesure des précipitations en hydrologie urbaine*, (97), Clermont-Ferrand.

- Powell, M. J. D. (1965). A method for minimizing a sum of squares of non-linear functions without calculating derivatives. *The computer journal*, 7: 303-307.
- Ragot, J., D. Maqui, M. Darouach et G. Bloch (1990). *Validation de données et diagnostic*, 432 pp. Paris, Hermès.
- Roux, C. (1996). *Analyse des précipitations en hydrologie urbaine: exemple de Seine St-Denis*, Ph.D. diss., ENPC, Paris.
- Roux, C., A. Guillon et A. Comblez (1995). Space-time heterogeneities of rainfall on runoff over urban catchments. *Water, science and technology*, 32(1): 209-215.
- Schilling, W. (1994). Smart sewer systems: improved performance by real-time control. *European Water Pollution Control*, 4(5): 24-31.
- Schilling, W. et L. Fuchs (1985). Errors in stormwater modeling - a quantitative assessment. *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 112(2): 111-123.
- Torno, H. C., J. Marsalek et M. Desbordes (1986). Urban runoff pollution. 893 pp. NATO ASI Series. Series G : Ecological sciences, V. 10. Berlin/New-York, Springer-Verlag.
- Trotta, P. D., J. W. Labadie et N. S. Grigg (1977). Automatic control strategies for urban stormwater. *Journal of the hydraulics division*, 103(12): 1443-1459.
- 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*, Québec, INRS-Eau. 192 p.
- Villeneuve, J. P., A. Mailhot, G. Genest et C. Blanchette (1994). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la CUQ. Modèle SWIFT : Manuel de référence*, Québec, INRS-Eau. 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*, 26(3): 229-237.
- Vitasovic, Z., R. Swarner et E. Speer (1990). Real-time Control System for CSO Reduction. *Water Environment & Technology*, 2(3): 58-65.
- Weyand, M. (1993). Real Time Control Within a Combined Sewer System: Comparison of Practical and Theoretical Results. *Water Science and Technology*, 27(5/6): 123-132.
- Wilson, Lucie (1988). *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*, Ph.D. diss., INRS-Eau, Québec.

ANNEXE A Exemples de simulations avec le modèle d'axe secondaire

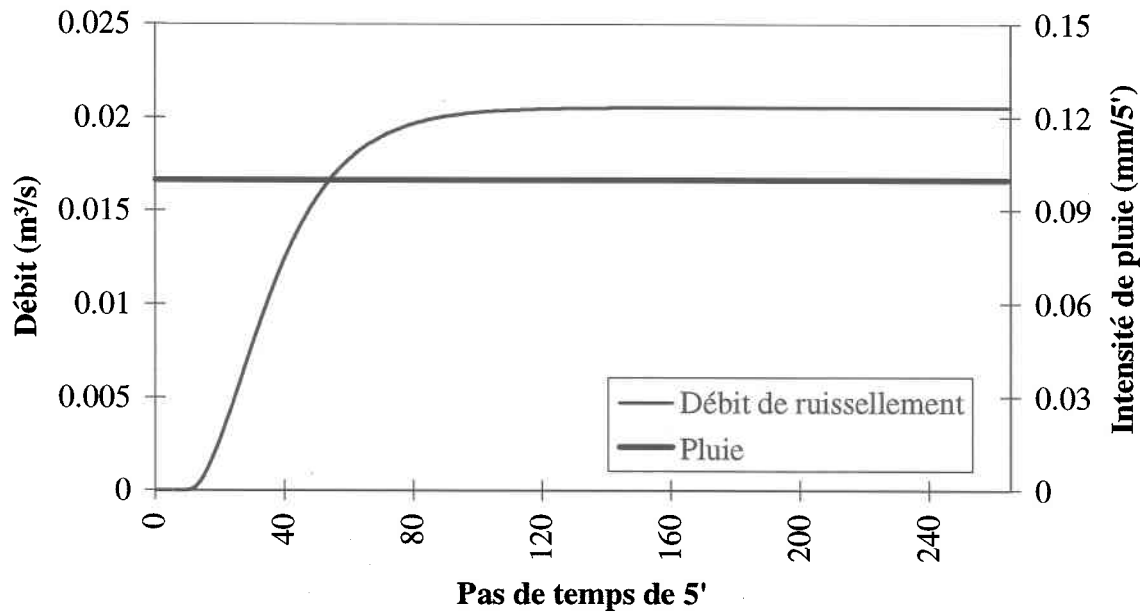


Figure A.1 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie constante de 1.2 mm/h

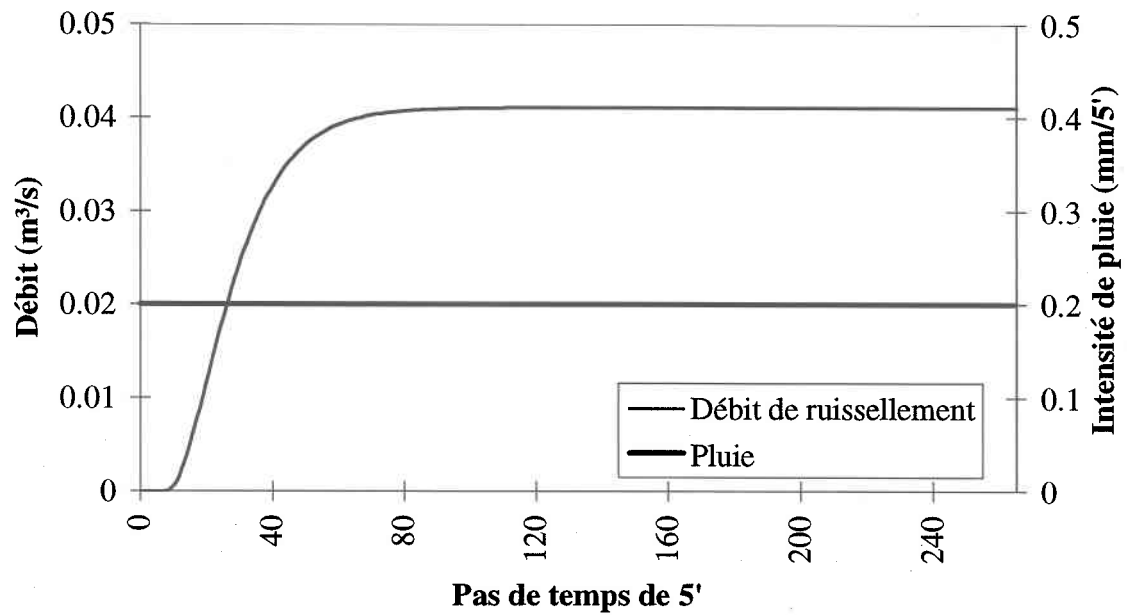


Figure A.2 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie constante de 2.4 mm/h

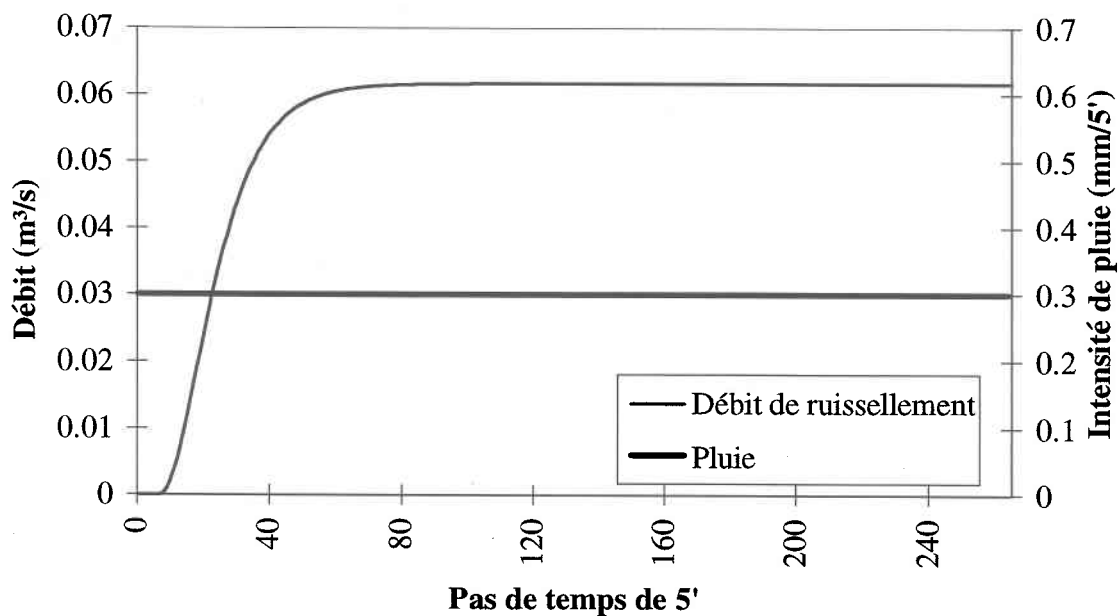


Figure A.3 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie constante de 3.6 mm/h

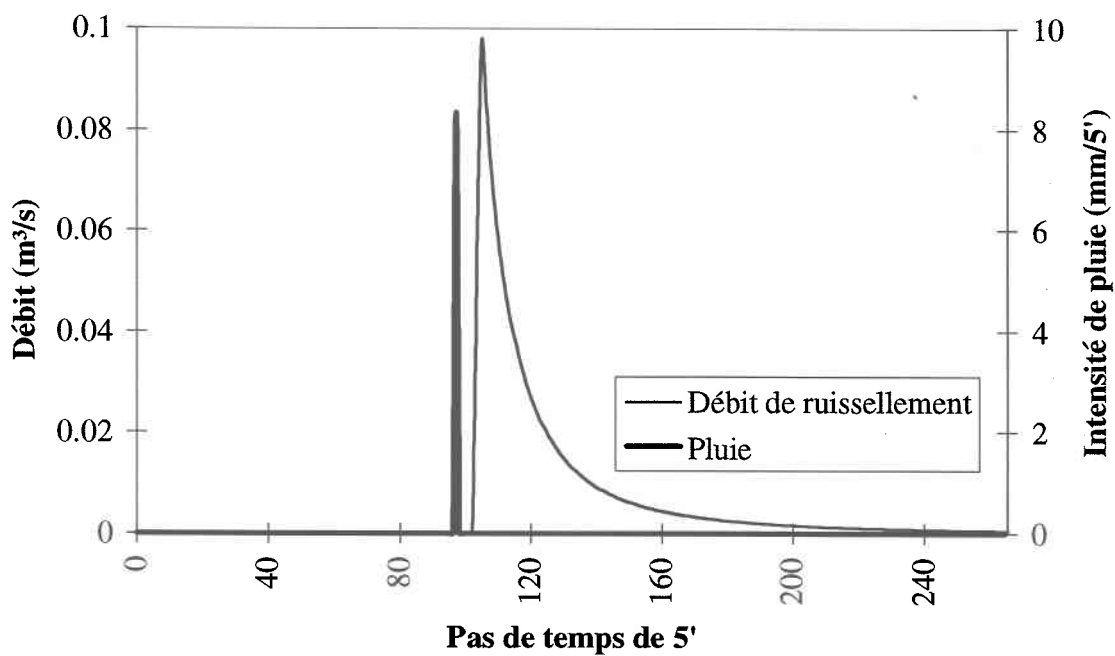


Figure A.4 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie de 100 mm/h à t=98

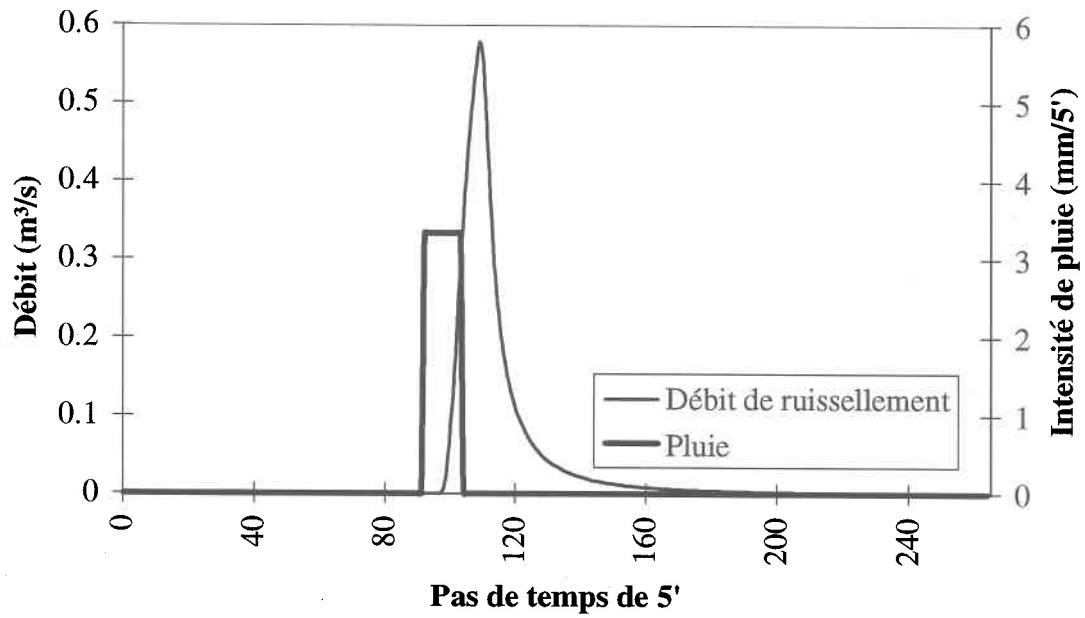


Figure A.5 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie de 40 mm/h pendant une heure

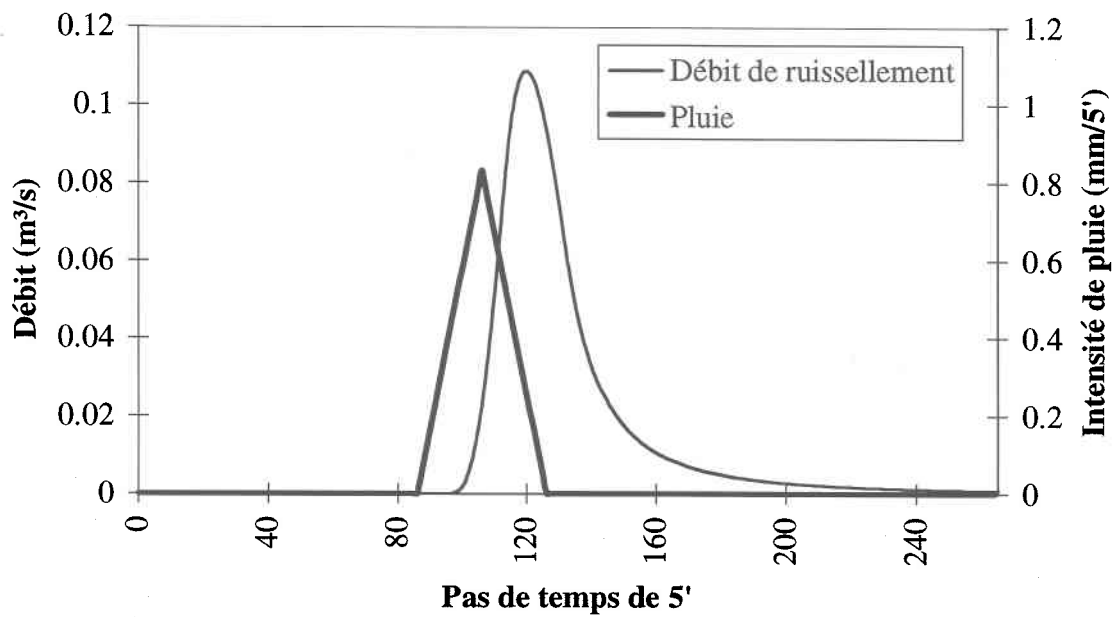


Figure A.6 : Simulation sur l'axe secondaire #5260 ; pluie triangle de 0-10-0 mm/h sur 40 pas de temps

**ANNEXE B Données mesurées sur le
territoire de la CUQ : pluies et débits de
l'été 1995**

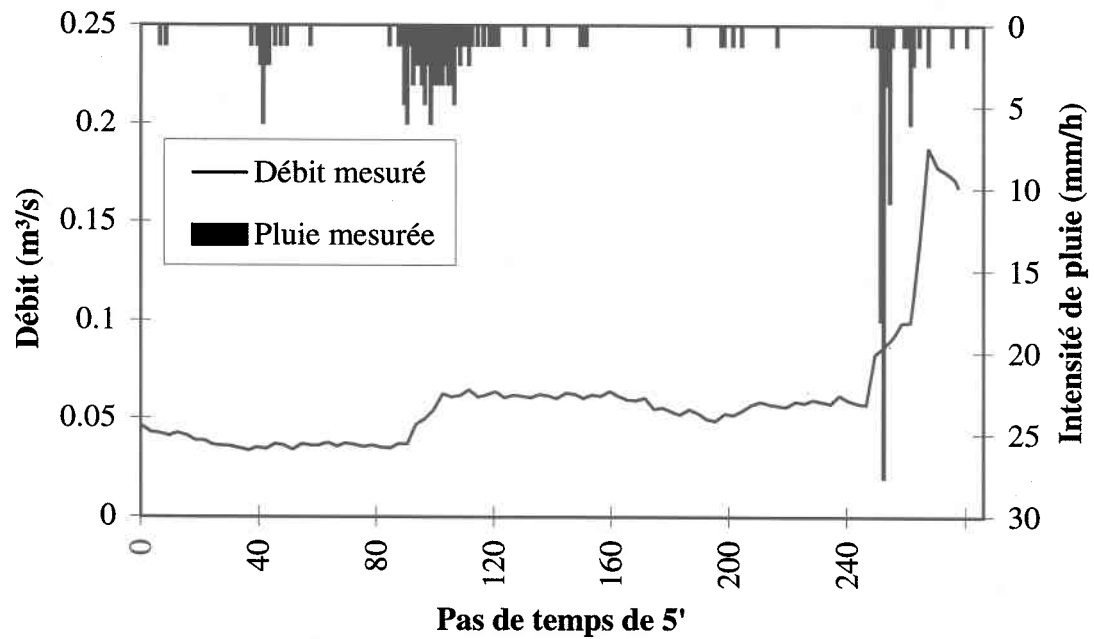


Figure B.1 : Mesures disponibles : événement du 11 juin 1995, axe secondaire #5260

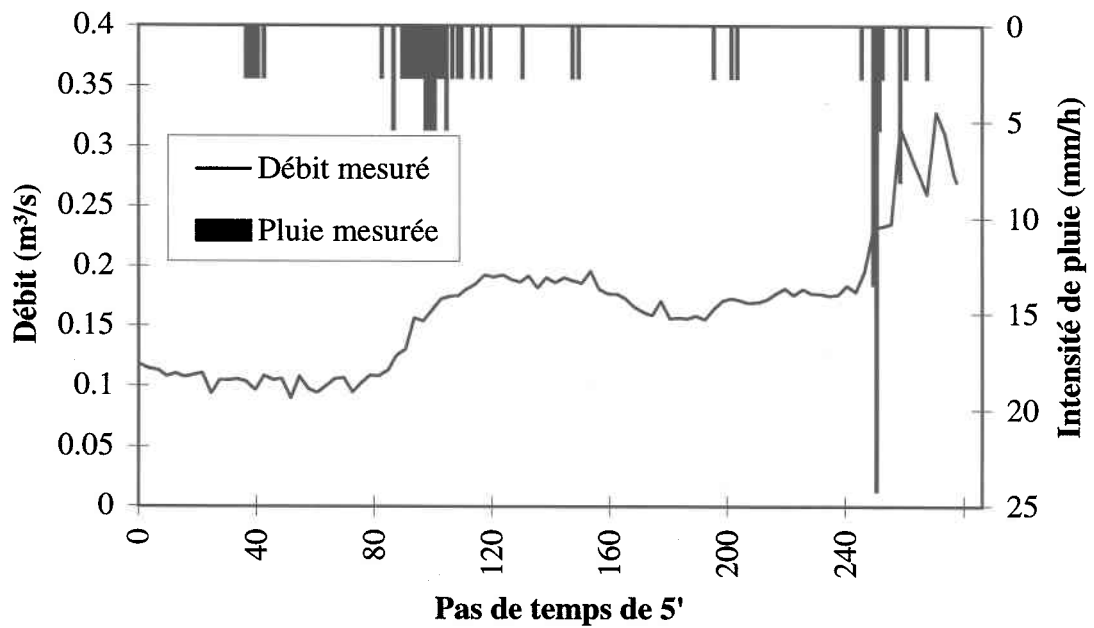


Figure B.2 : Mesures disponibles : événement du 11 juin 1995, axe secondaire #6150

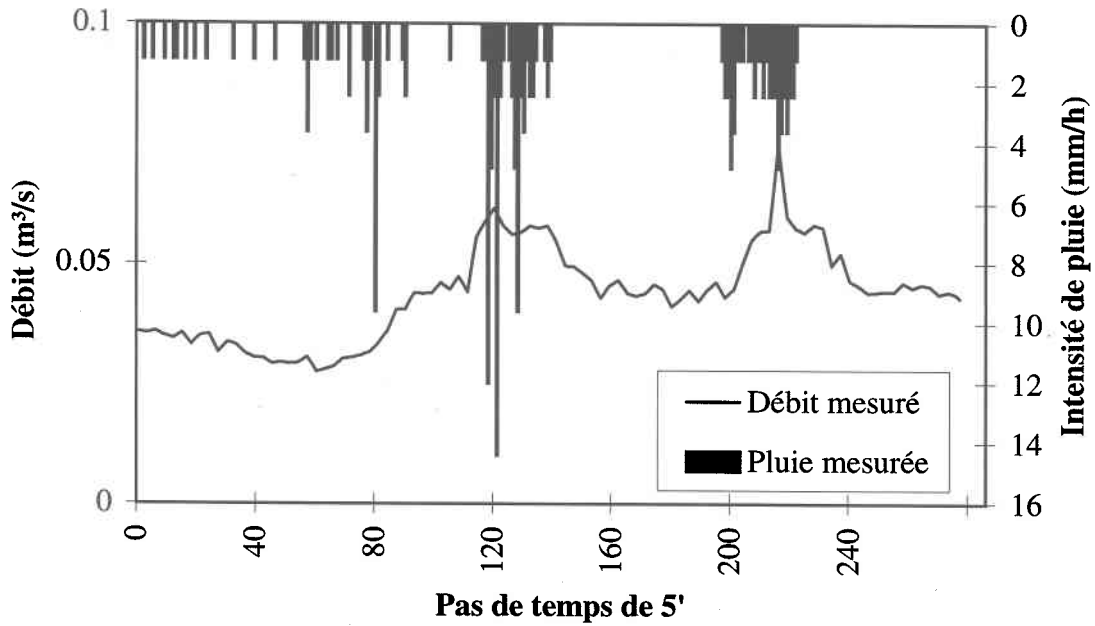


Figure B.3 : Mesures disponibles ; événement du 18 juillet 1995, axe secondaire #5260

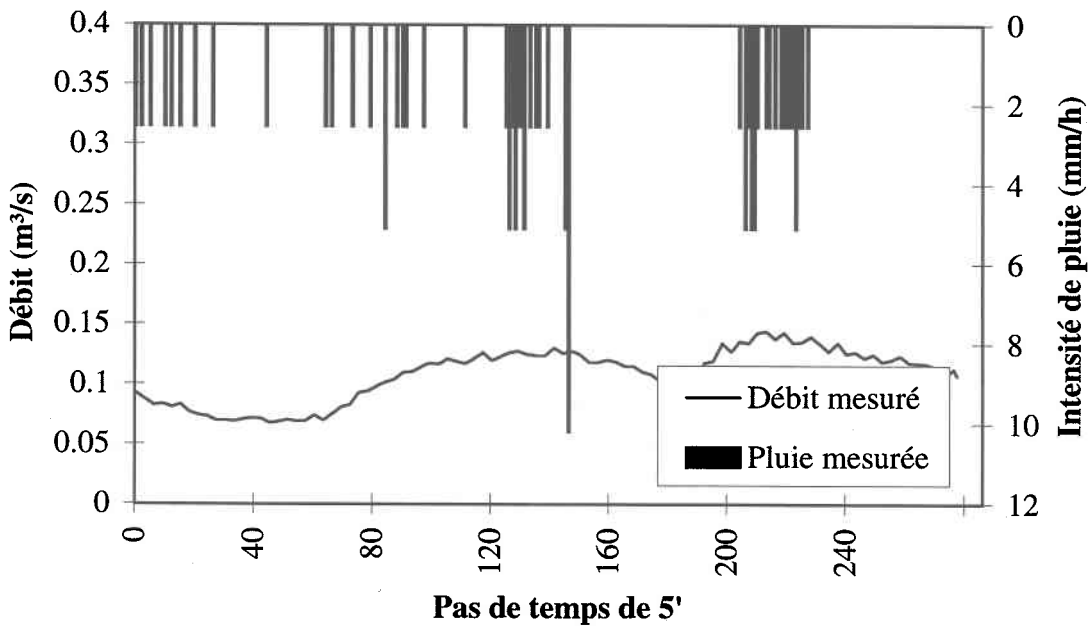


Figure B.4 : Mesures disponibles ; événement du 18 juillet 1995, axe secondaire #6150

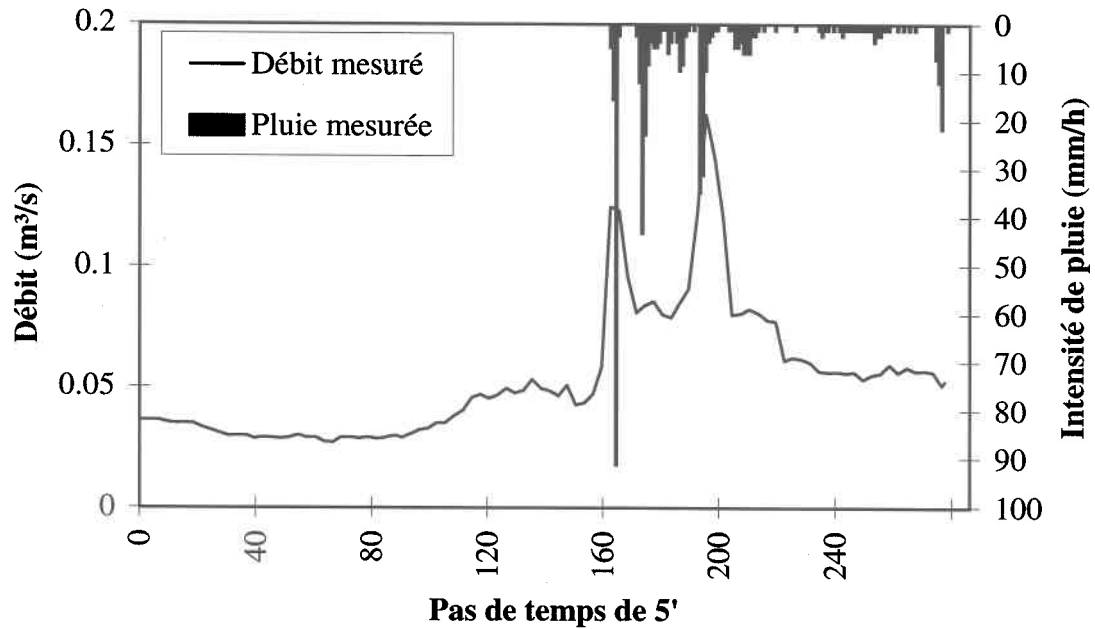


Figure B.5 : Mesures disponibles : événement du 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

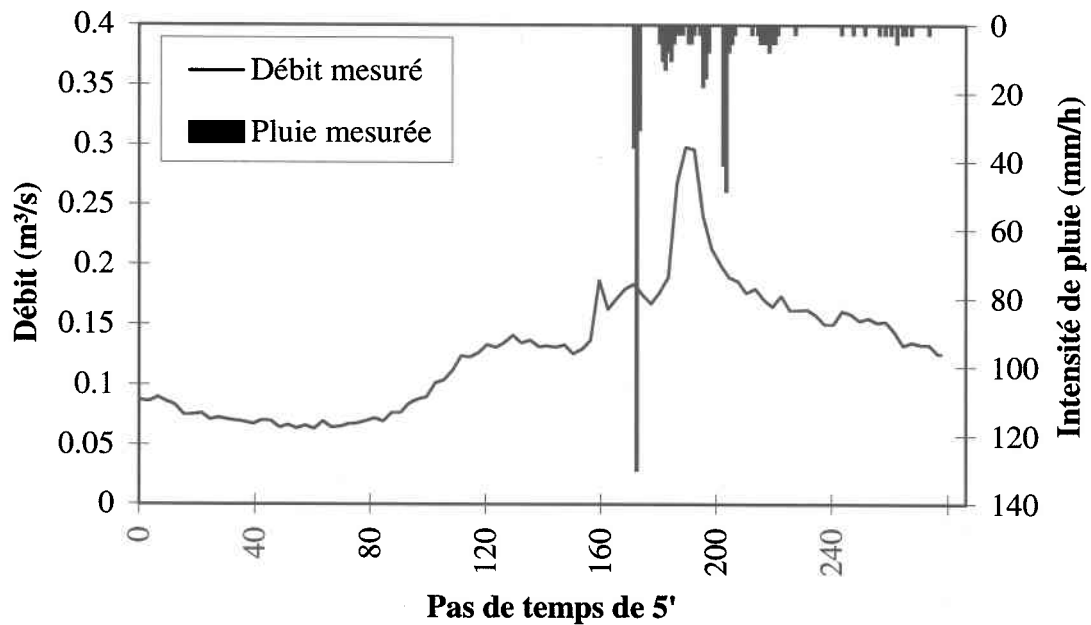


Figure B.6 : Mesures disponibles : événement du 23 juillet 1995, axe secondaire #6150

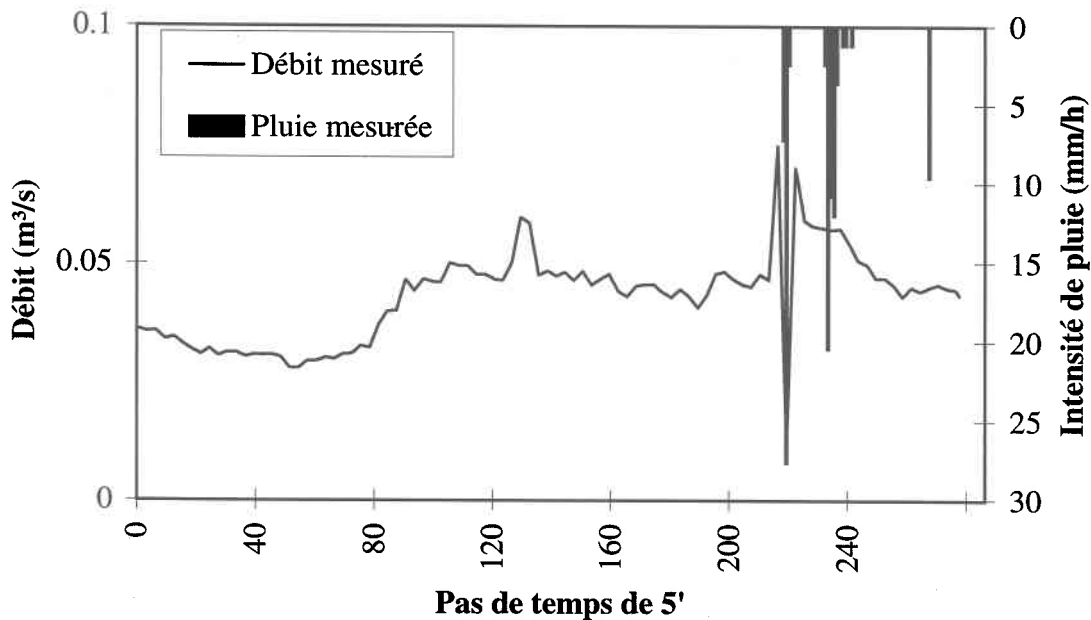


Figure B.7 : Mesures disponibles ; événement du 1er août 1995, axe secondaire #5260

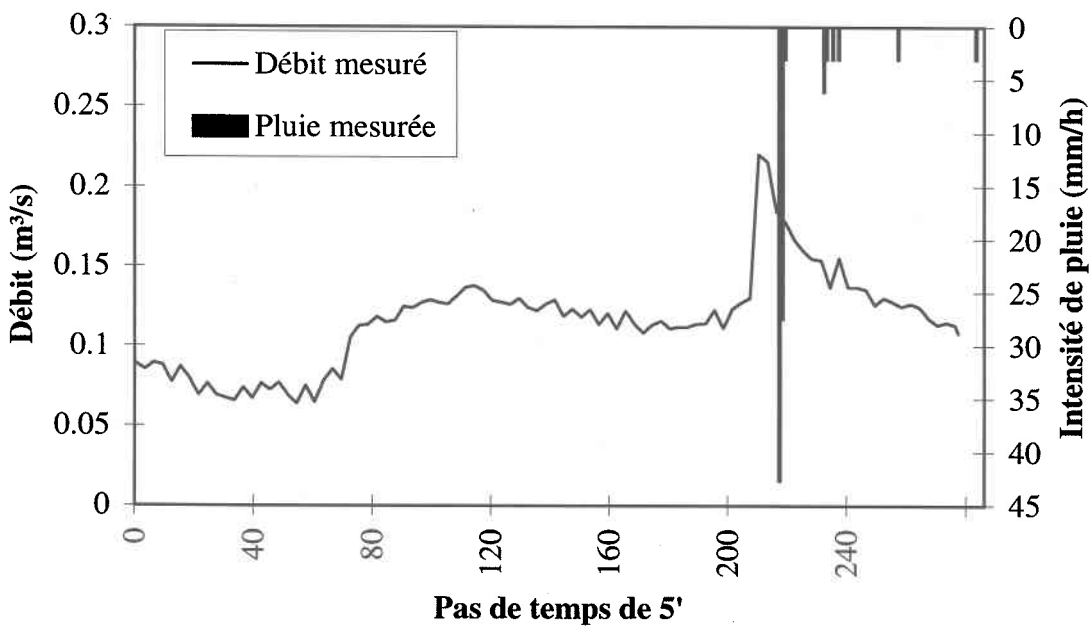


Figure B.8 : Mesures disponibles ; événement du 1er août 1995, axe secondaire #6150

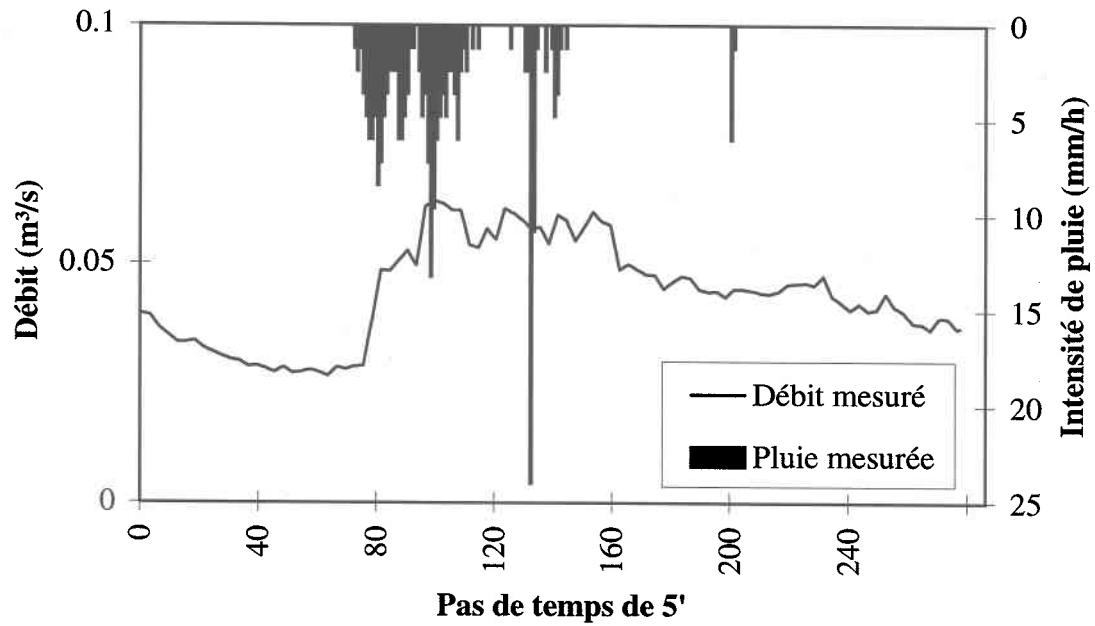


Figure B.9 : Mesures disponibles : événement du 12 août 1995, axe secondaire #5260

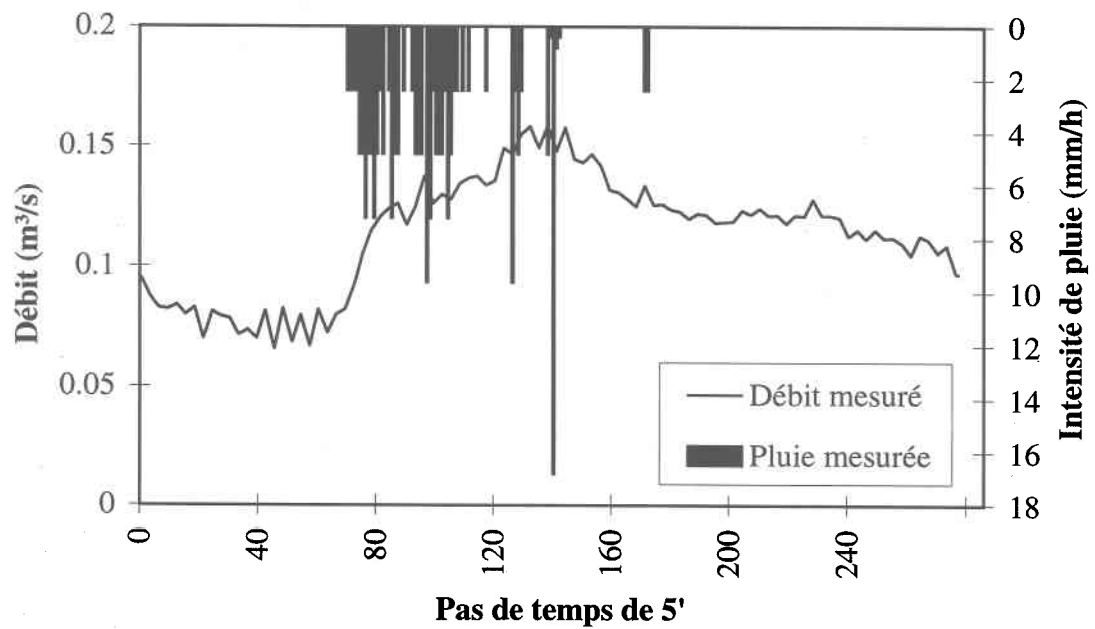


Figure B.10 : Mesures disponibles : événement du 12 août 1995, axe secondaire #6150

**ANNEXE C Résultats des simulations et
mesures de débits pour les événements
pluvieux choisis**

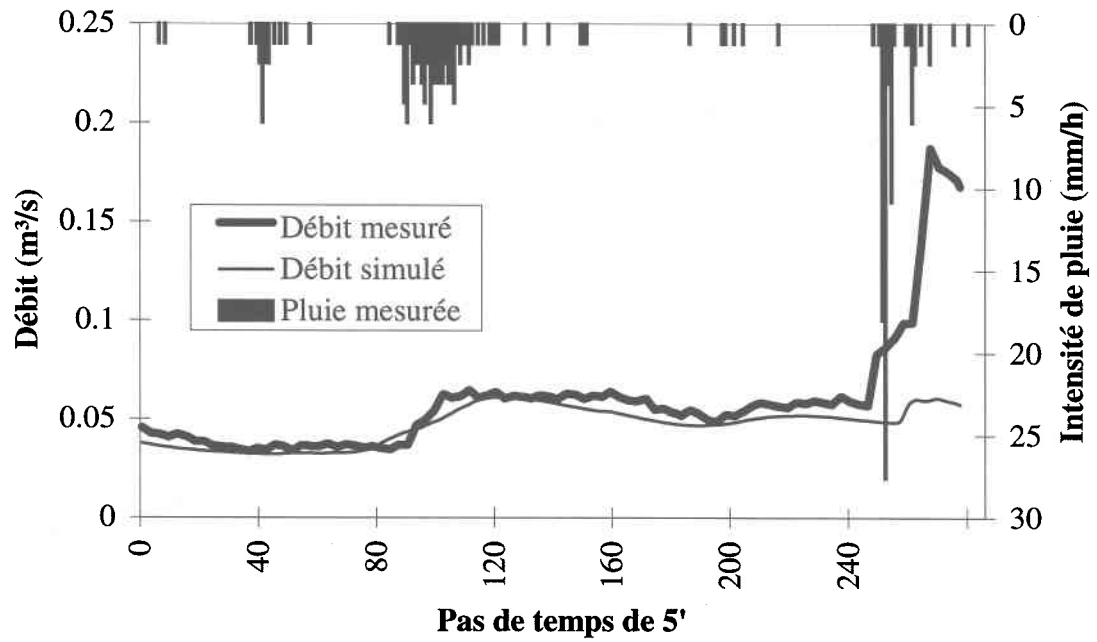


Figure C.1 : Mesures et débits simulés; événement du 11 juin 1995, axe secondaire #5260

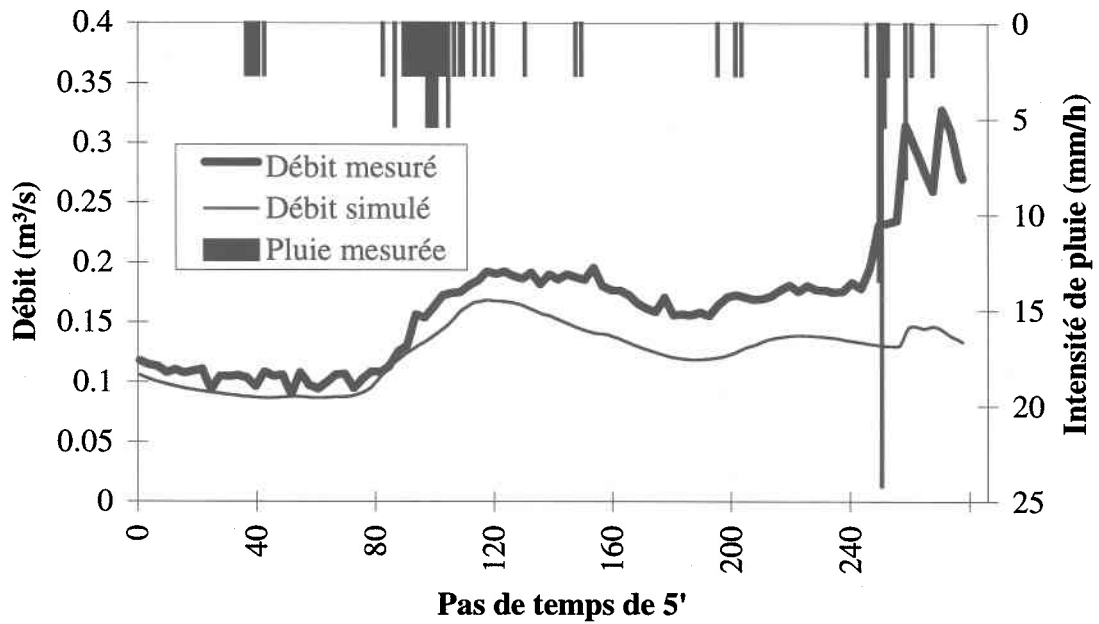


Figure C.2 : Mesures et débits simulés; événement du 11 juin 1995, axe secondaire #6150

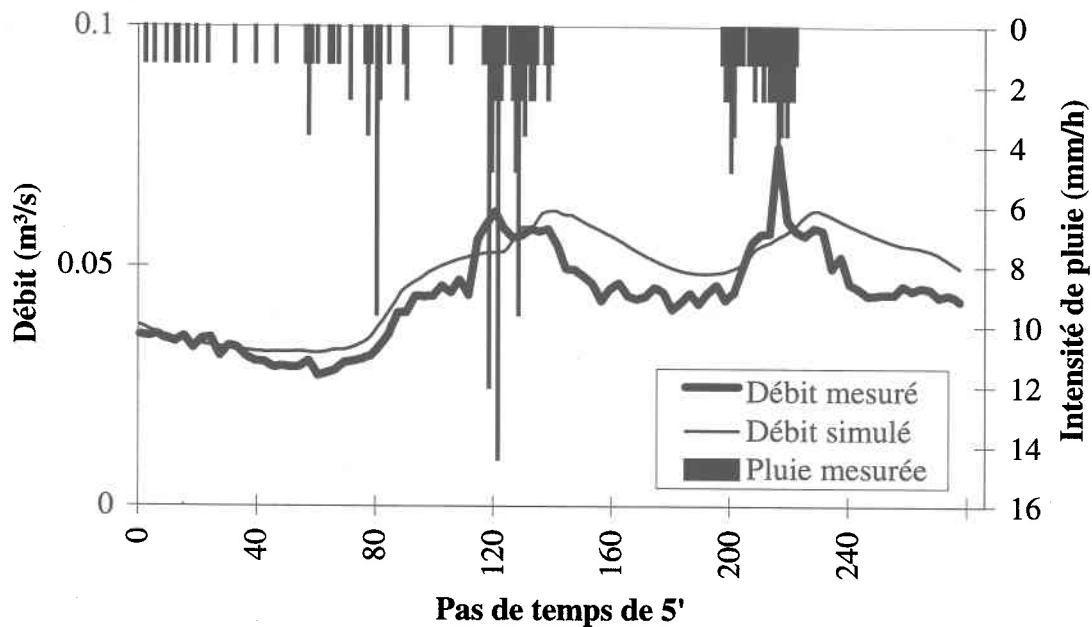


Figure C.3 : Mesures et débits simulés; événement du 18 juillet 1995,axe secondaire #5260

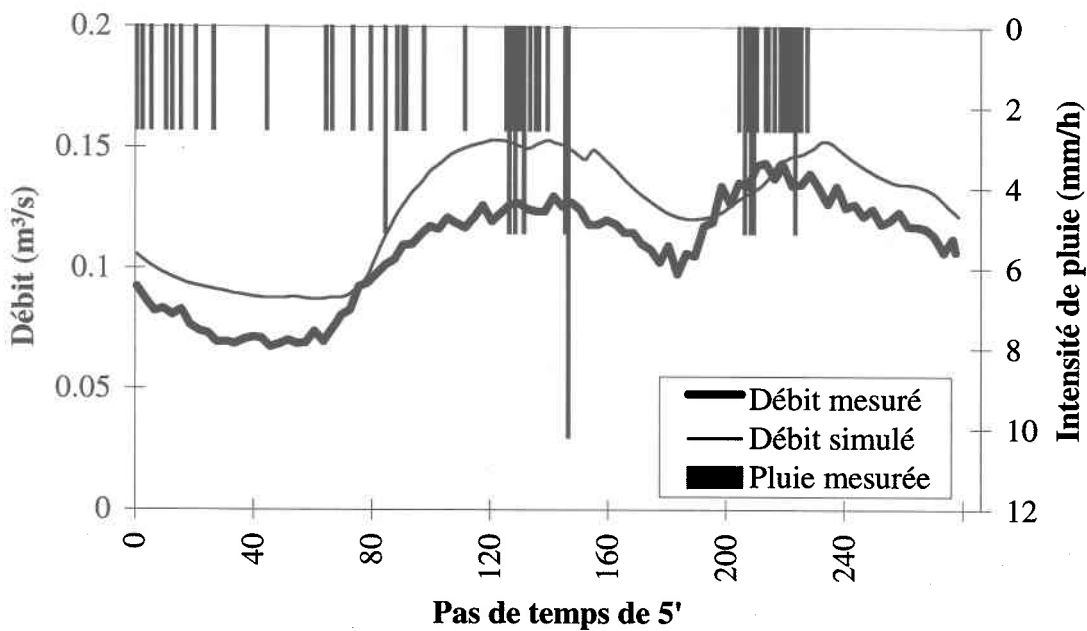


Figure C.4 : Mesures et débits simulés; événement du 18 juillet 1995,axe secondaire #6150

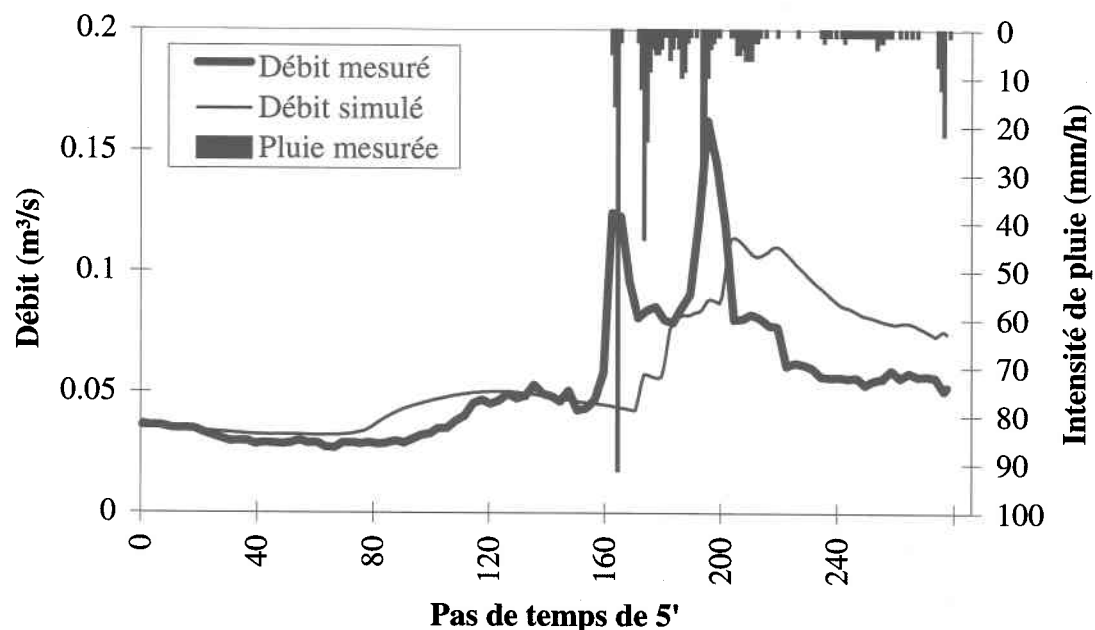


Figure C.5 : Mesures et débits simulés; événement du 23 juillet 1995,axe secondaire #5260

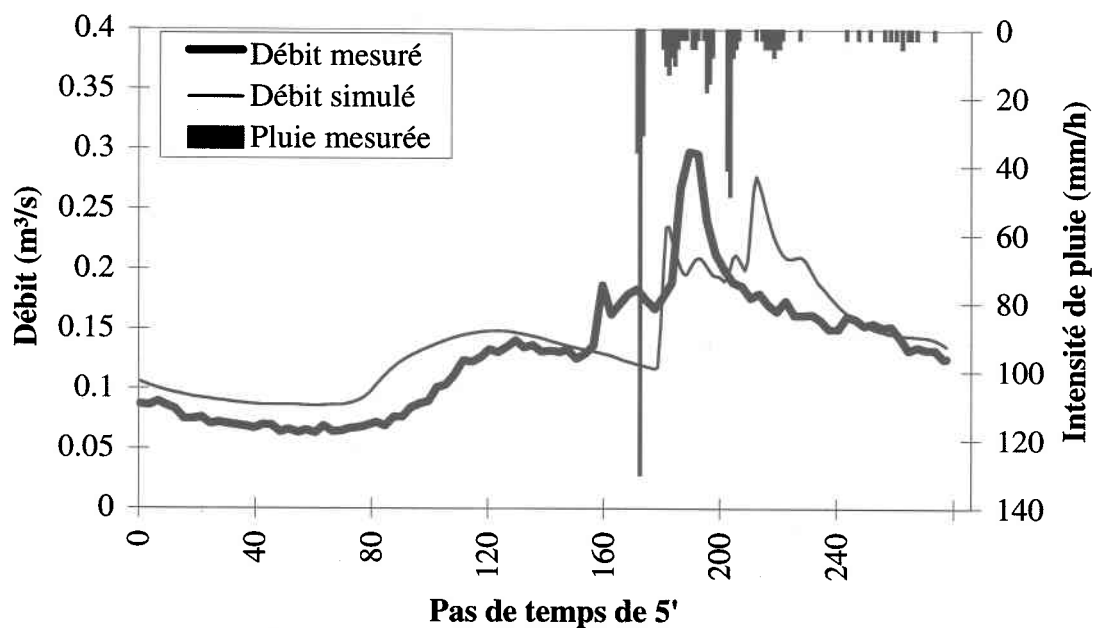


Figure C.6 : Mesures et débits simulés; événement du 23 juillet 1995,axe secondaire #6150

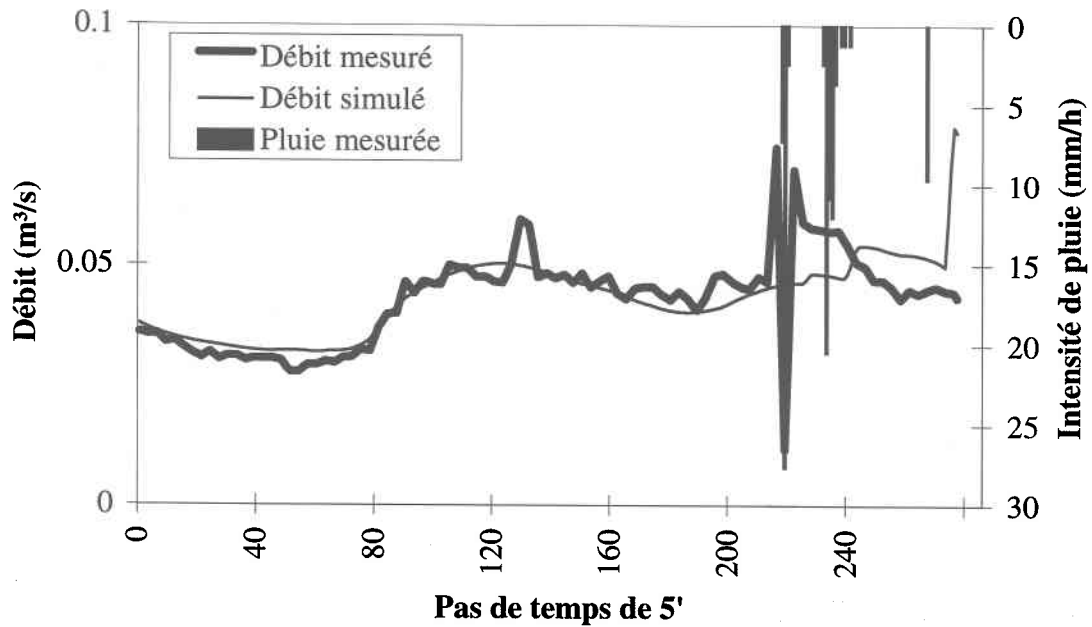


Figure C.7 : Mesures et débits simulés; événement du 1er août 1995, axe secondaire #5260

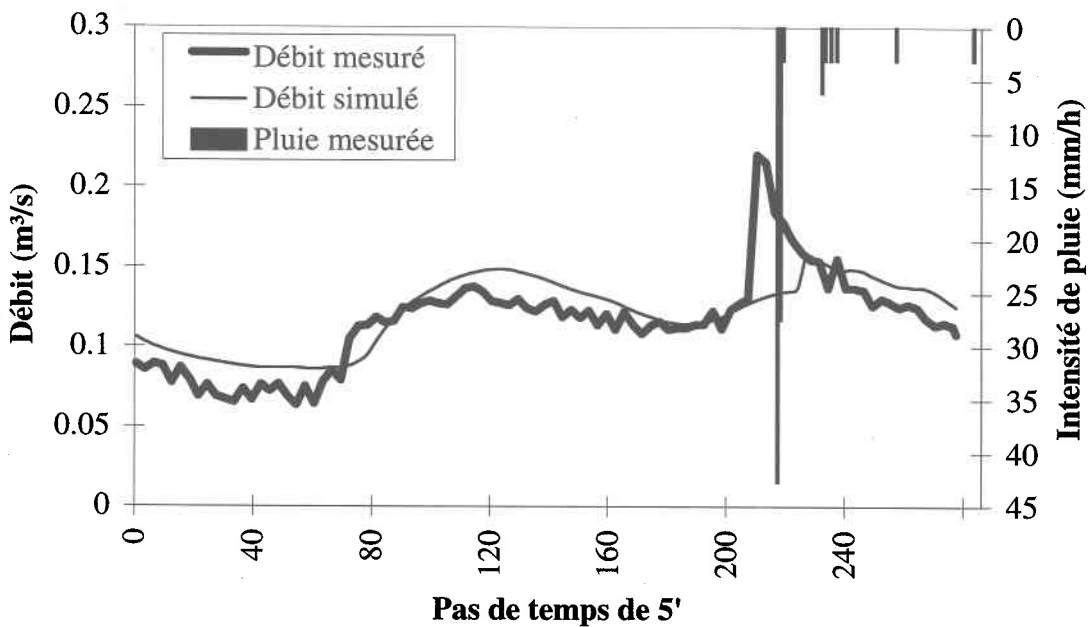


Figure C.8 : Mesures et débits simulés ;événement du 1er août 1995, axe secondaire #6150

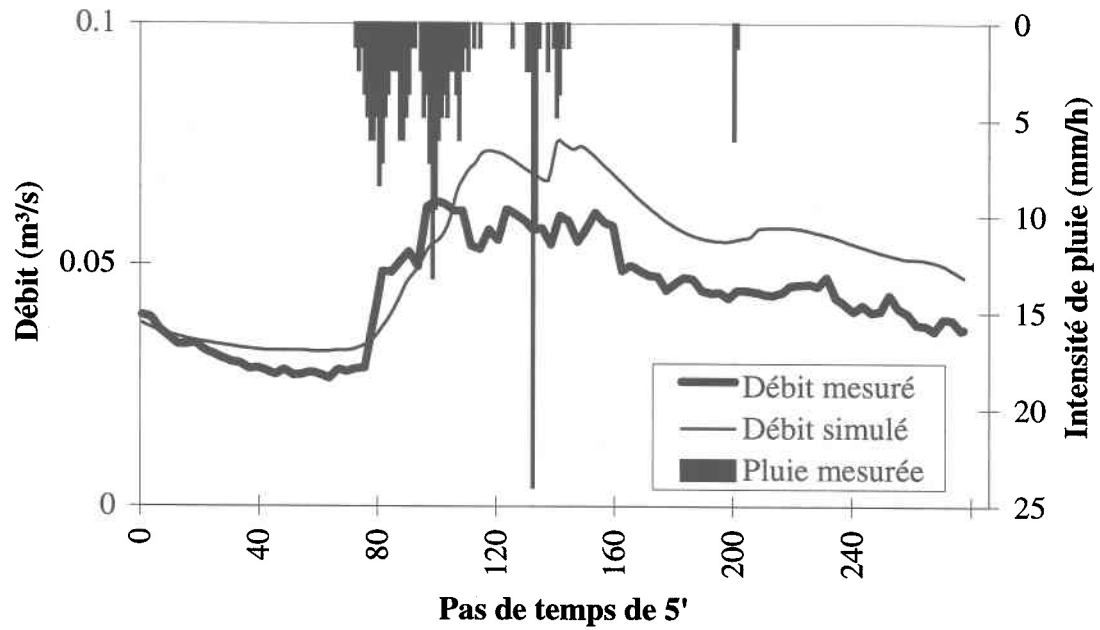


Figure C.9 : Mesures et débits simulés; événement du 12 août 1995,axe secondaire #5260

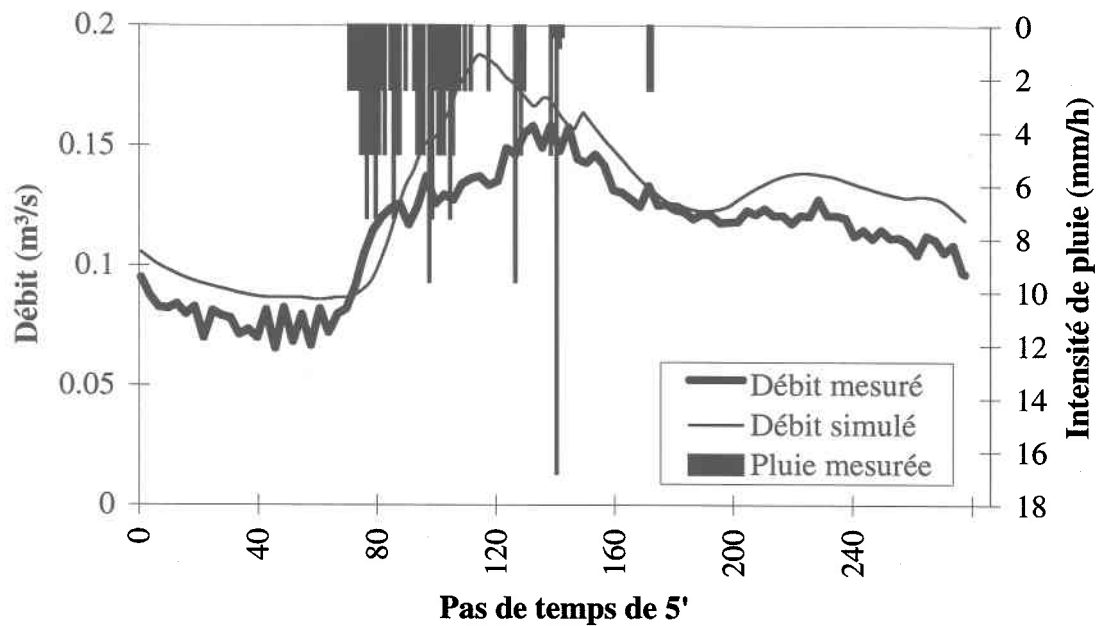
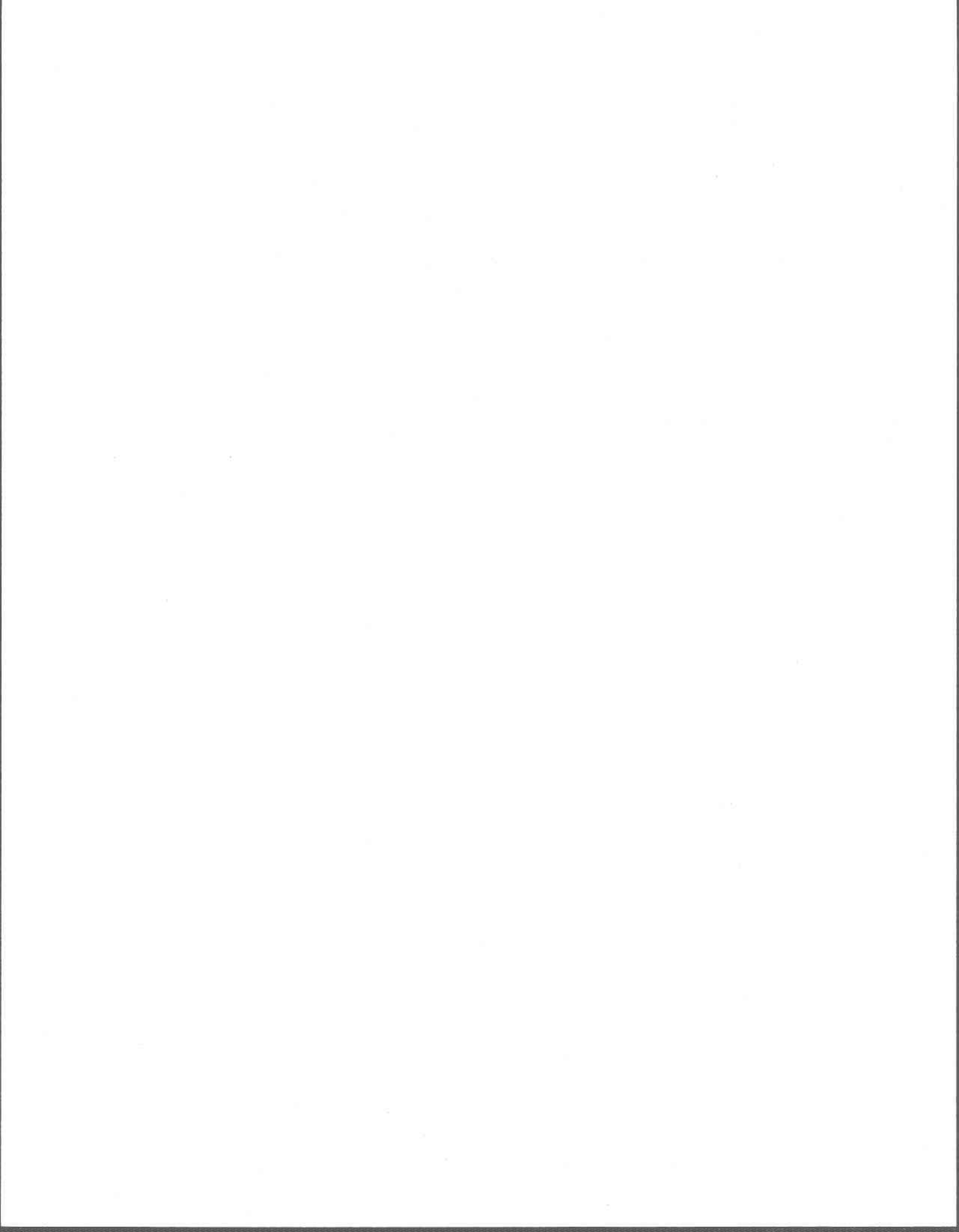
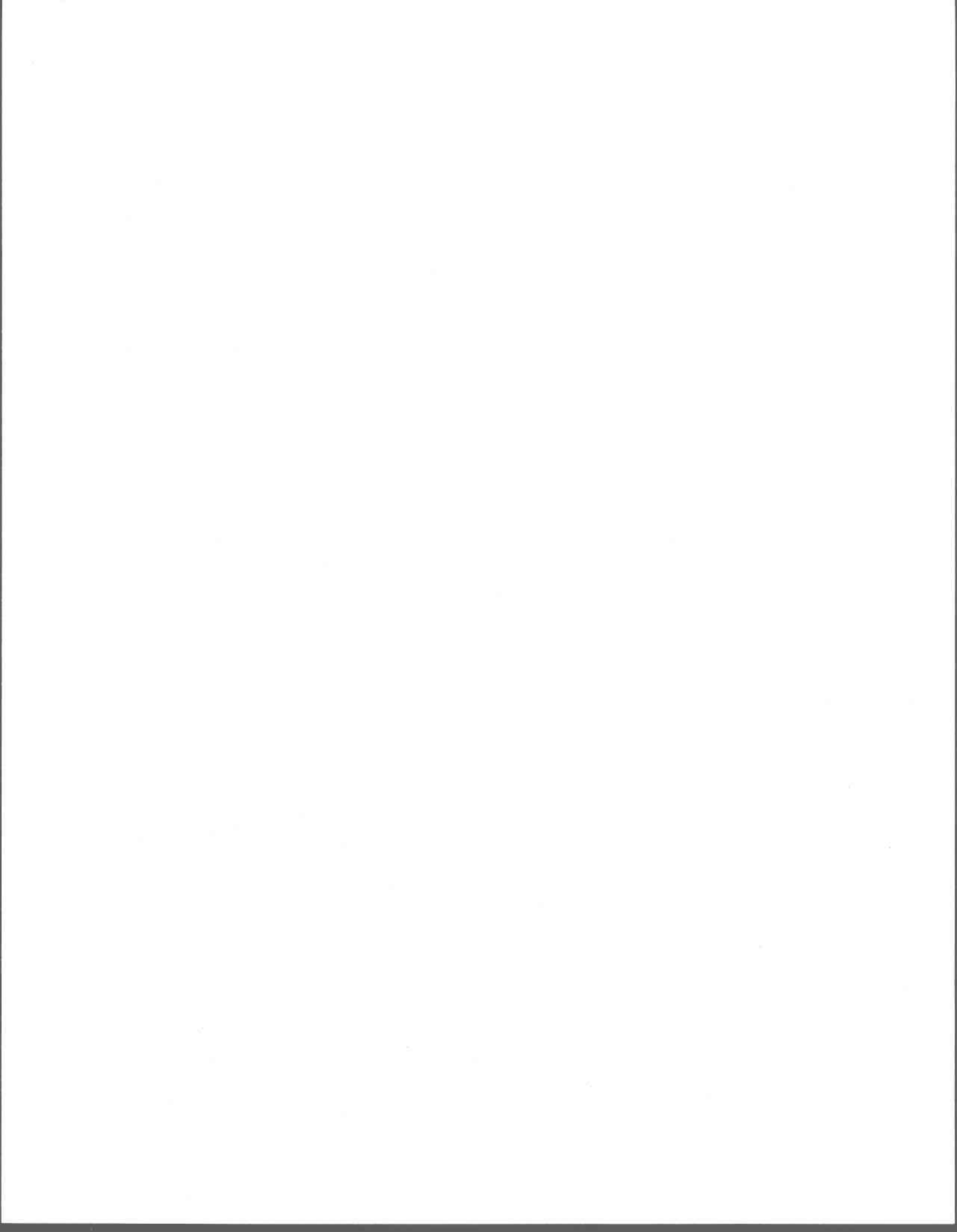


Figure C.10 : Mesures et débits simulés; événement du 12 août 1995,axe secondaire #6150



**ANNEXE D Résultats de l'étude de
propagation des erreurs dans le modèle
d'axe secondaire**



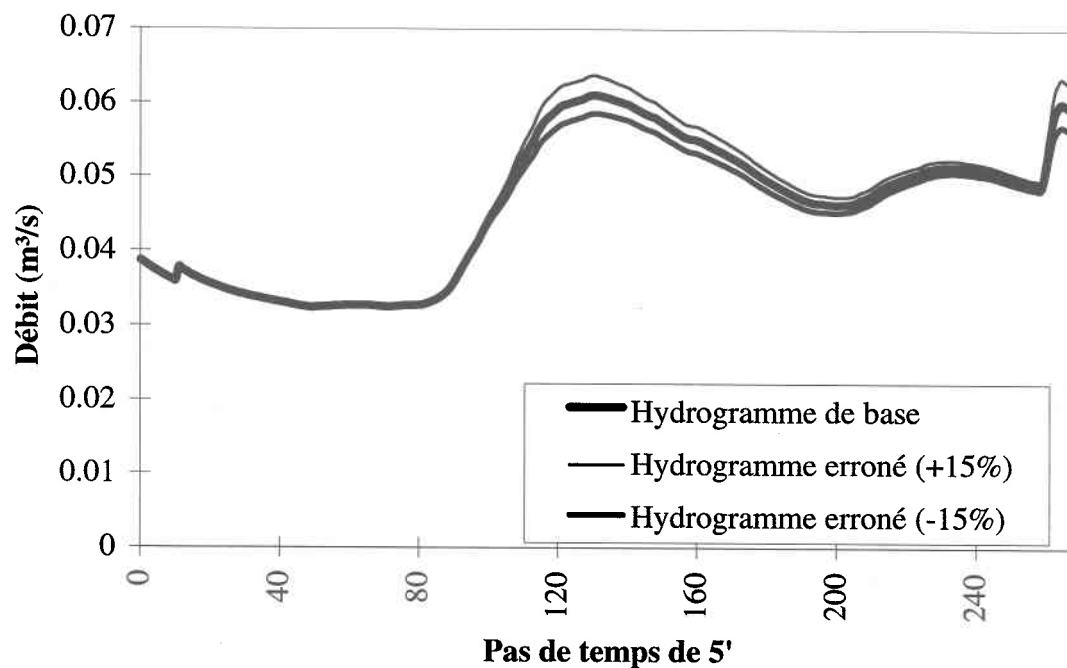


Figure D.1 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

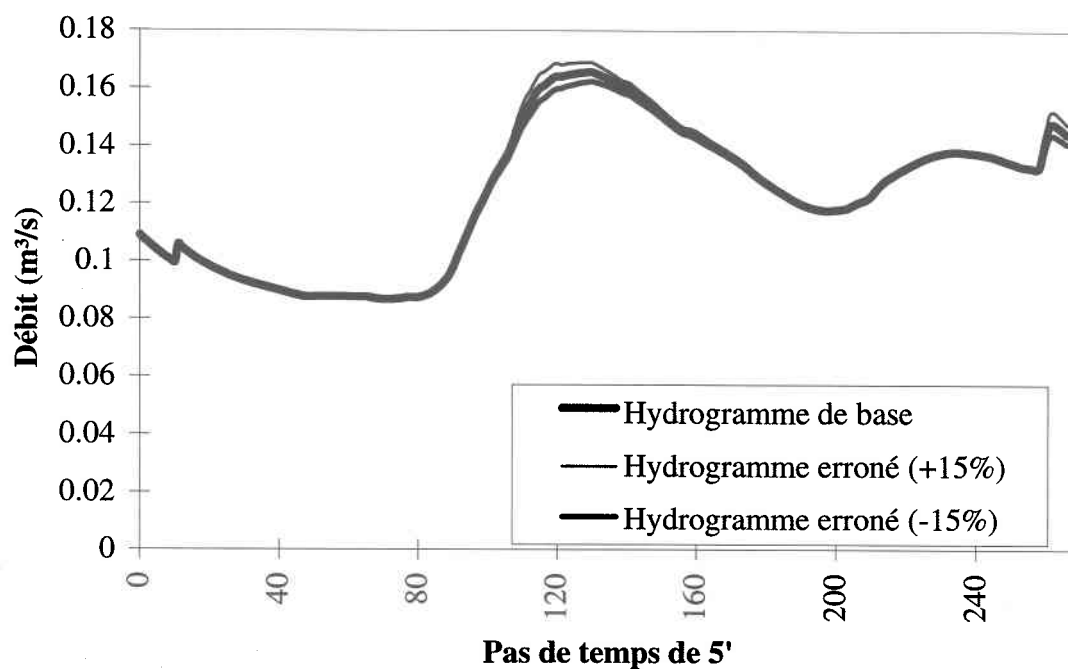


Figure D.2 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 11 juin 1995, axe secondaire #6150

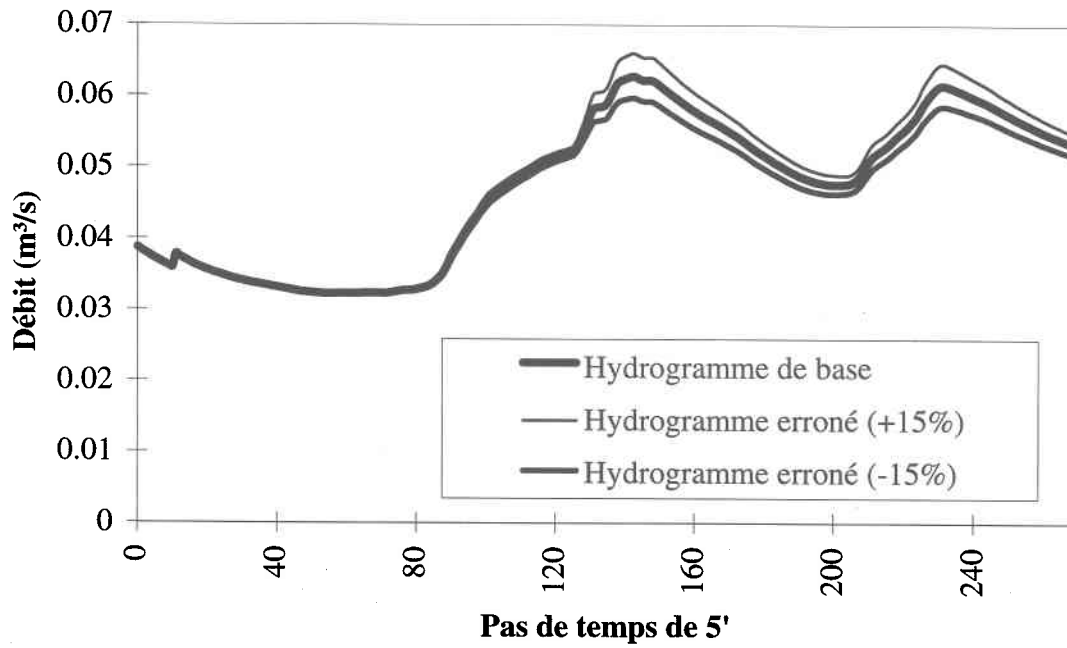


Figure D.3 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 18 juillet 1995, axe secondaire #5260

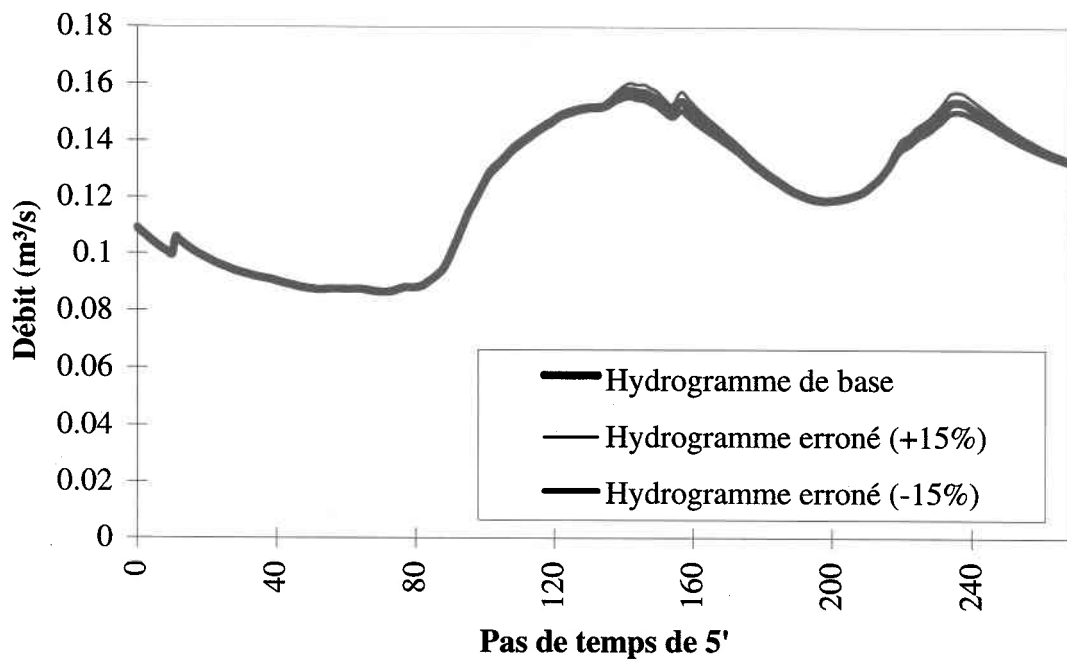


Figure D.4 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 18 juillet 1995, axe secondaire #6150

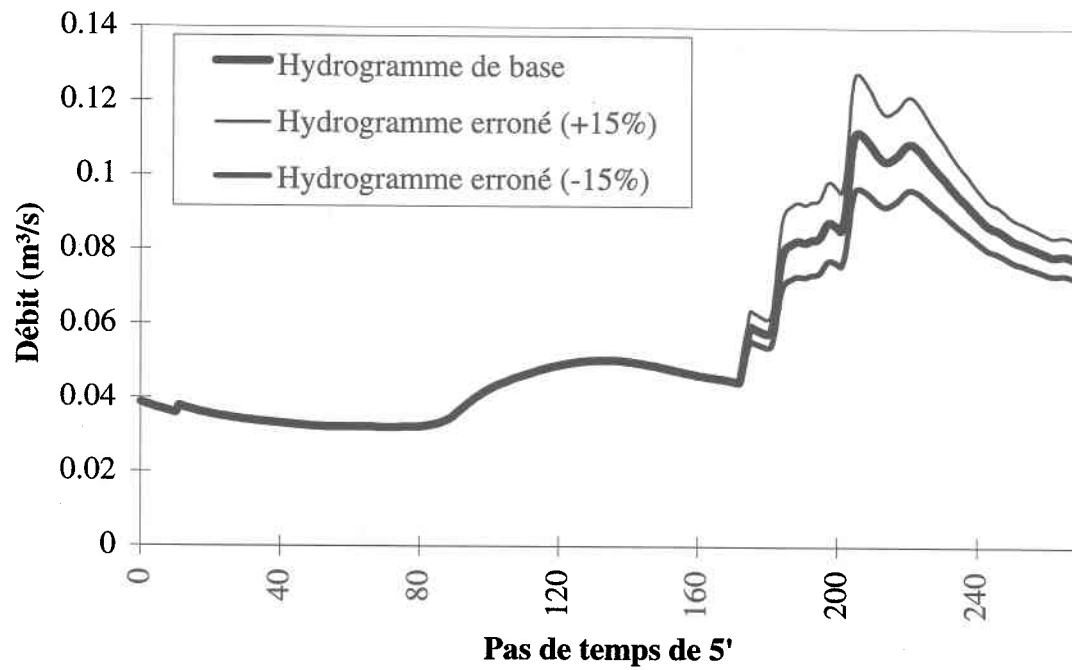


Figure D.5 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

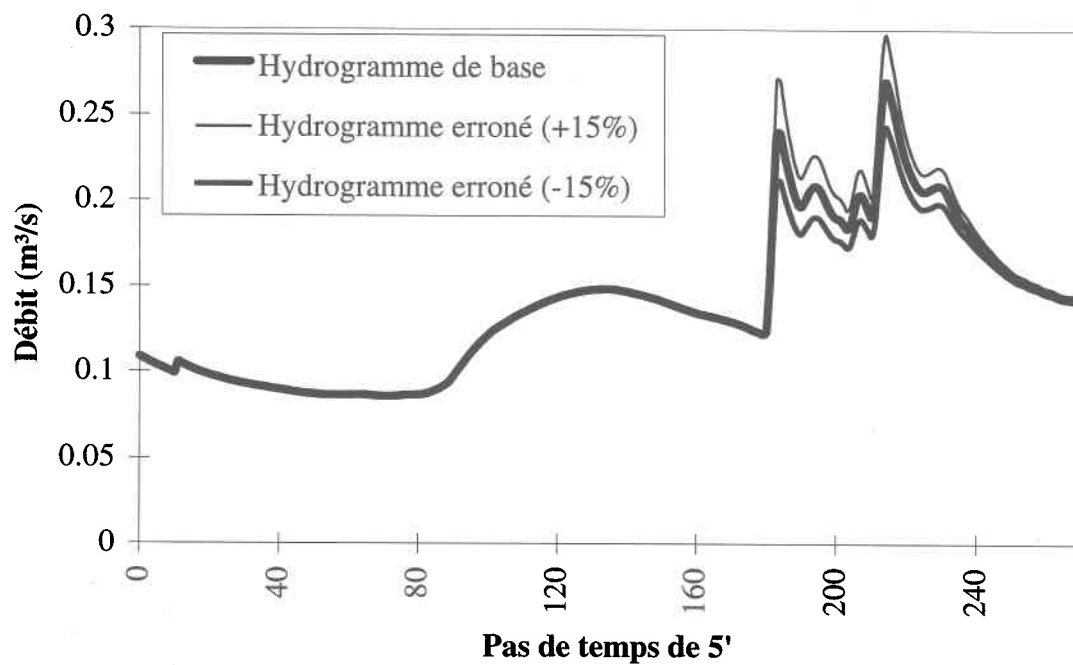


Figure D.6 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 23 juillet 1995, axe secondaire #6150

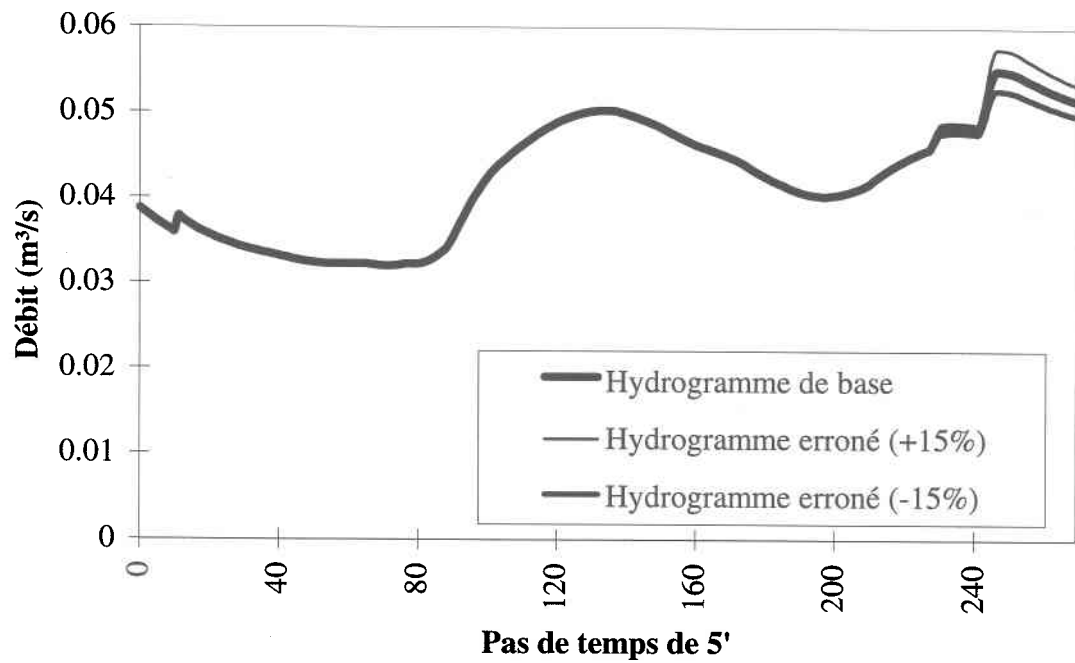


Figure D.7 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 1er août 1995, axe secondaire #5260

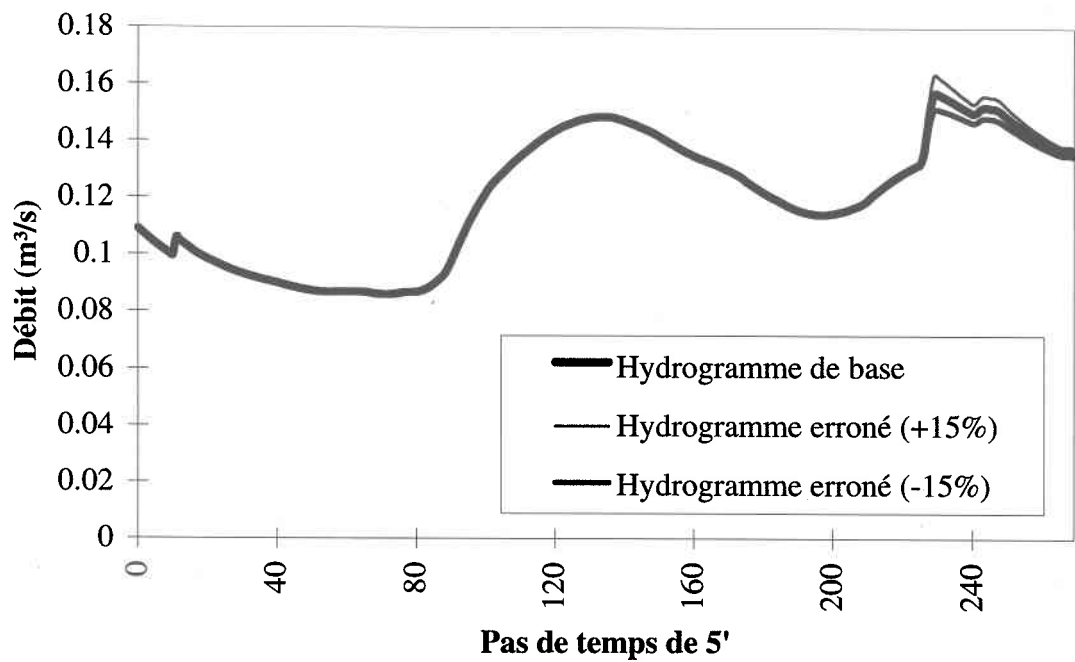


Figure D.8 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 1er août 1995, axe secondaire #6150

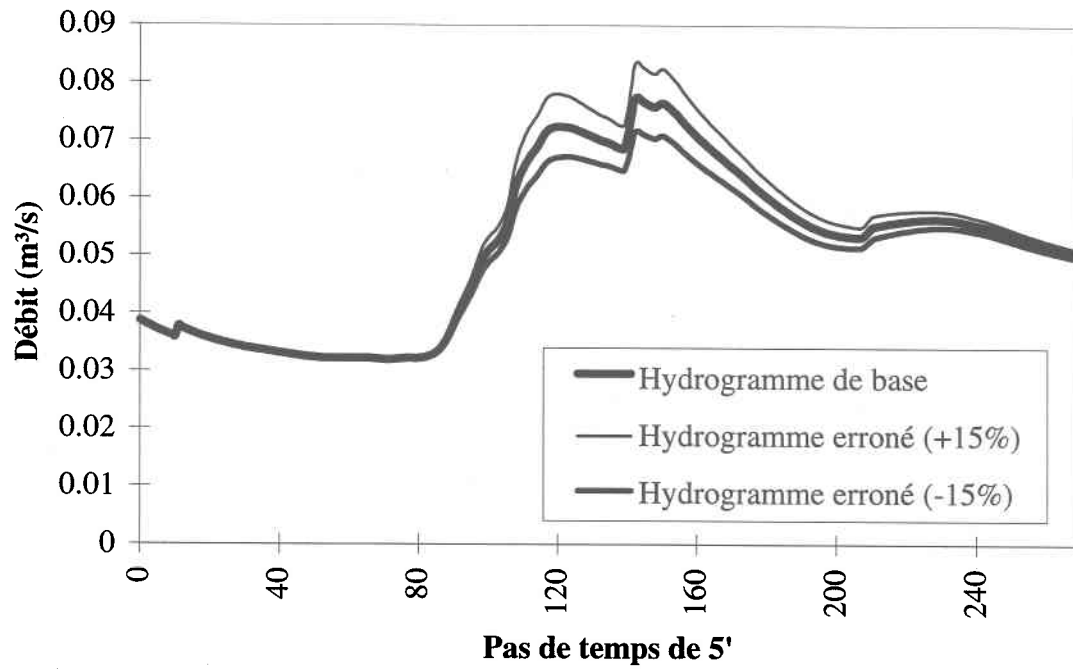


Figure D.9 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 12 août 1995, axe secondaire #5260

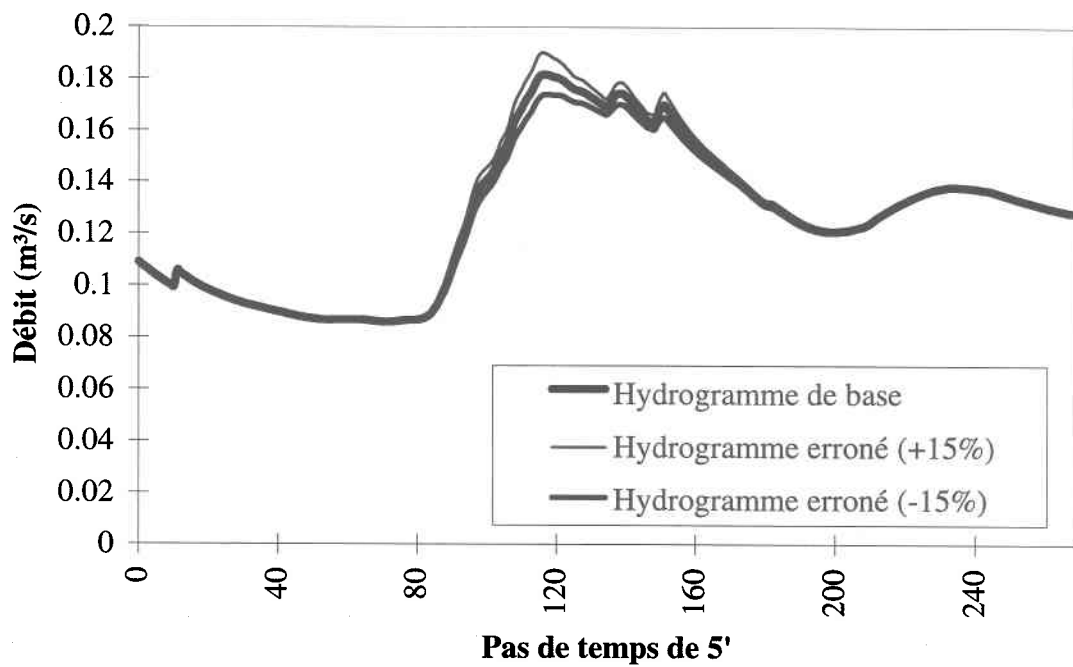


Figure D.10 : Erreurs dues aux intensités mesurées; 12 août 1995, axe secondaire #6150

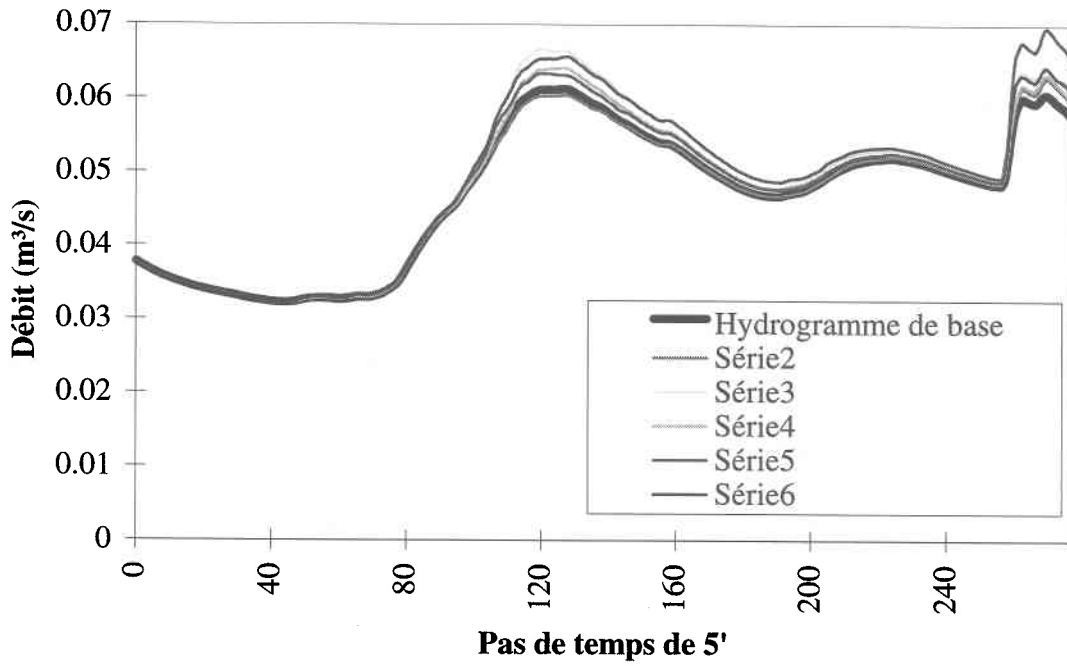


Figure D.11 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

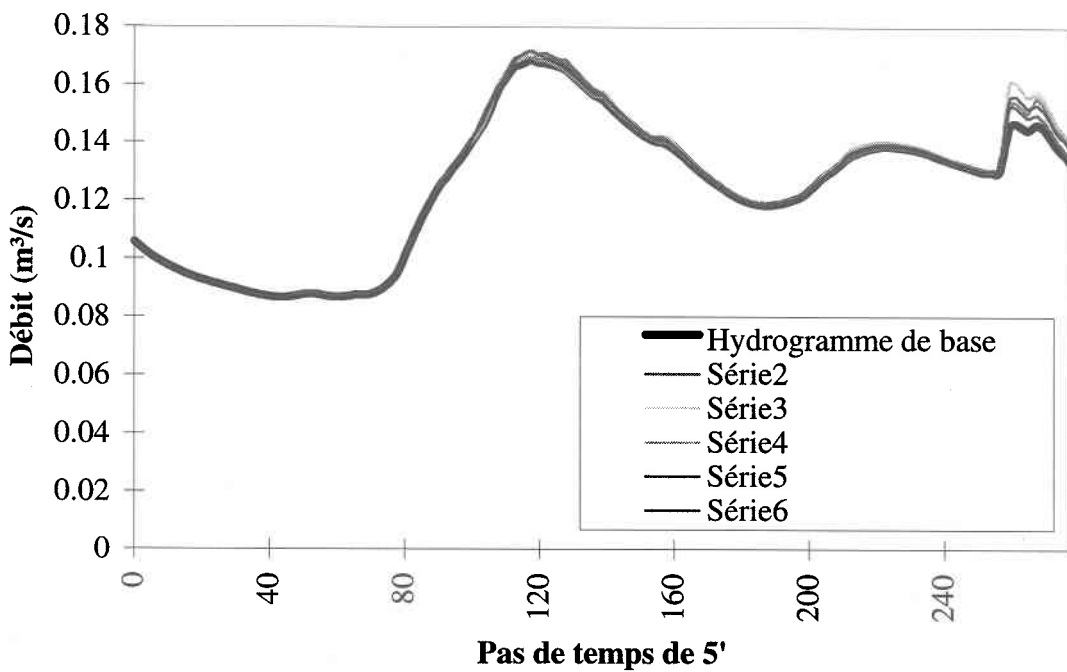


Figure D.12 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 11 juin 1995, axe secondaire #6150

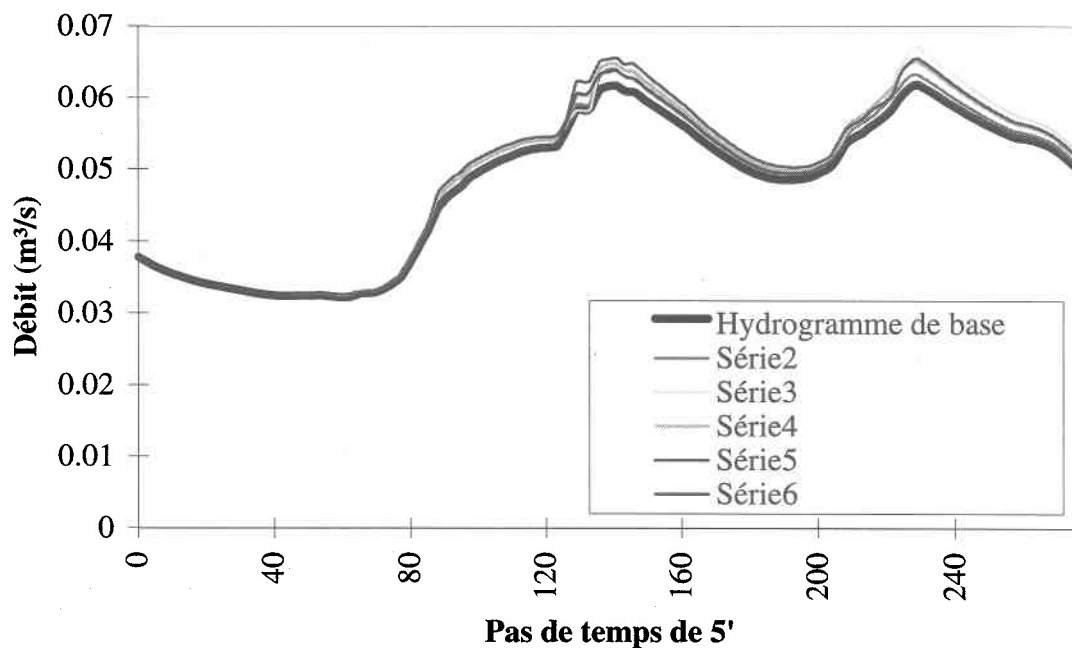


Figure D.13 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 18 juillet 1995, axe secondaire #5260

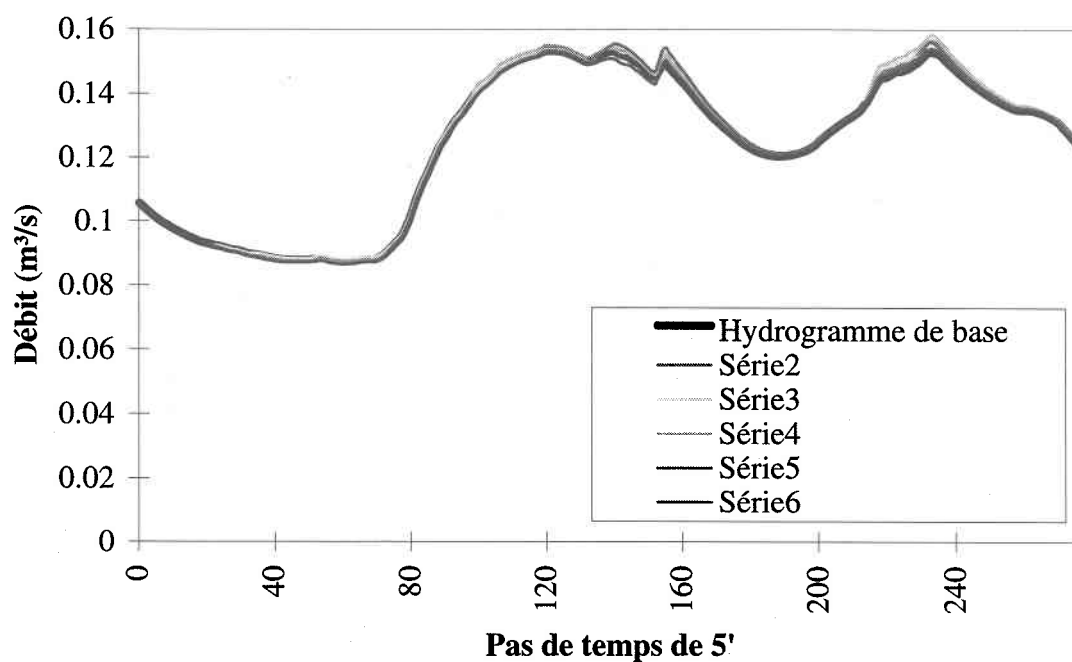


Figure D.14 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 18 juillet 1995, axe secondaire #6150

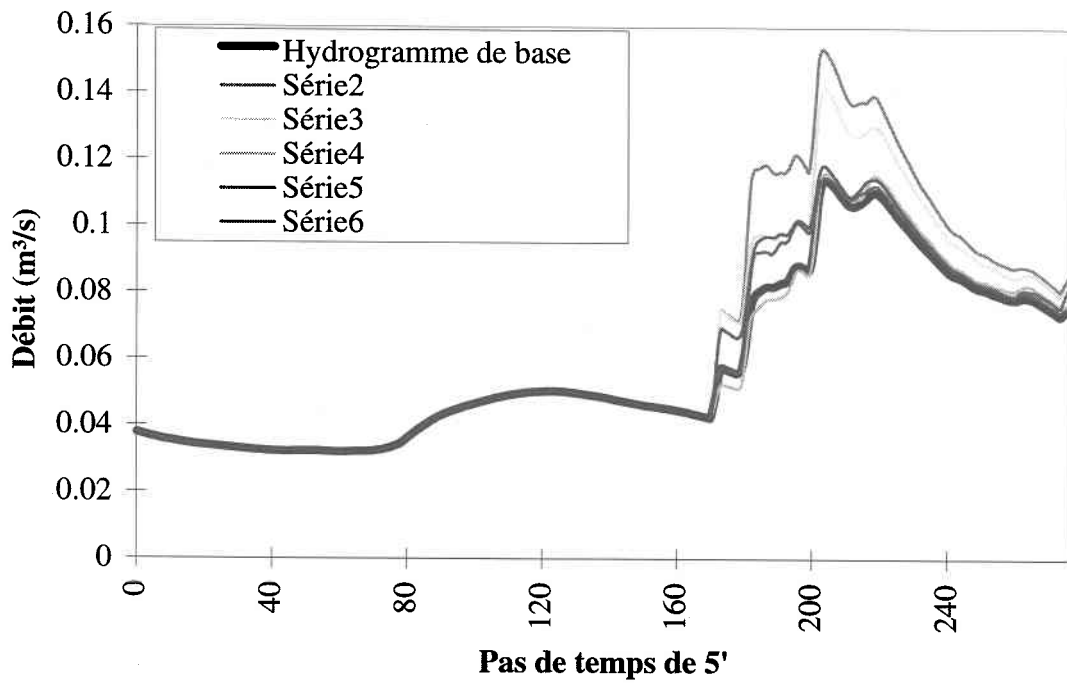


Figure D.15 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

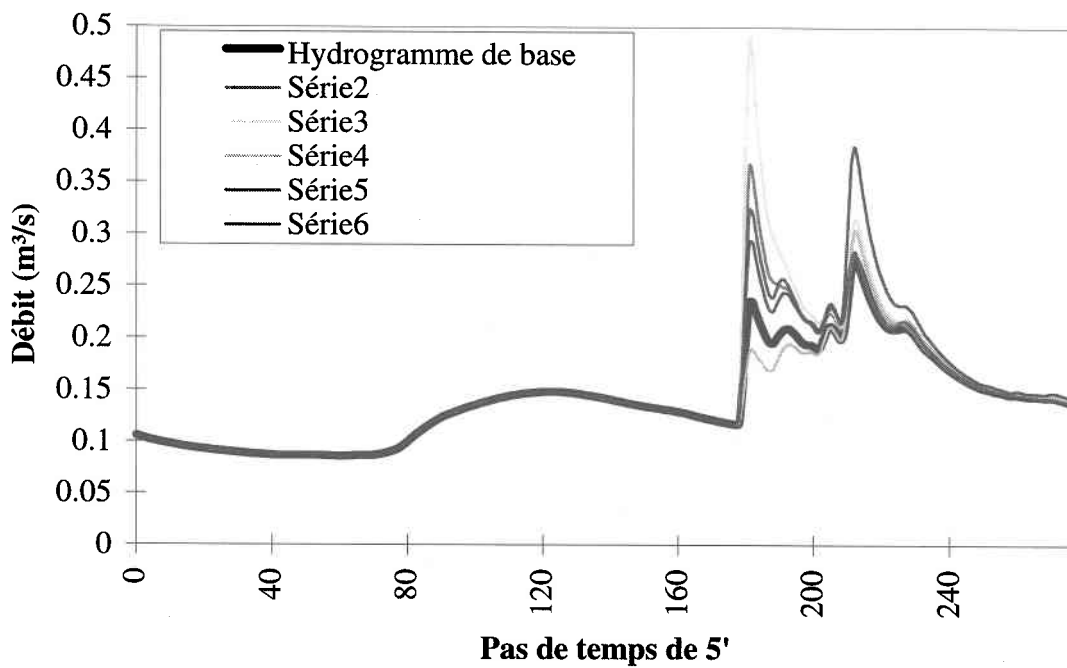


Figure D.16 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 23 juillet 1995, axe secondaire #6150

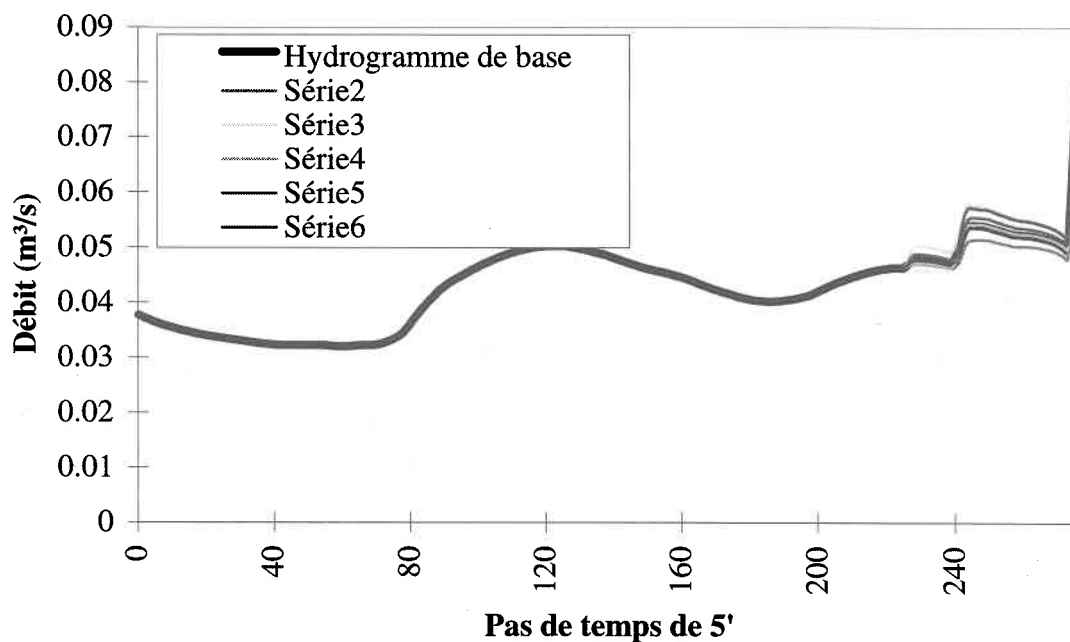


Figure D.17 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 1er août 1995, axe secondaire #5260

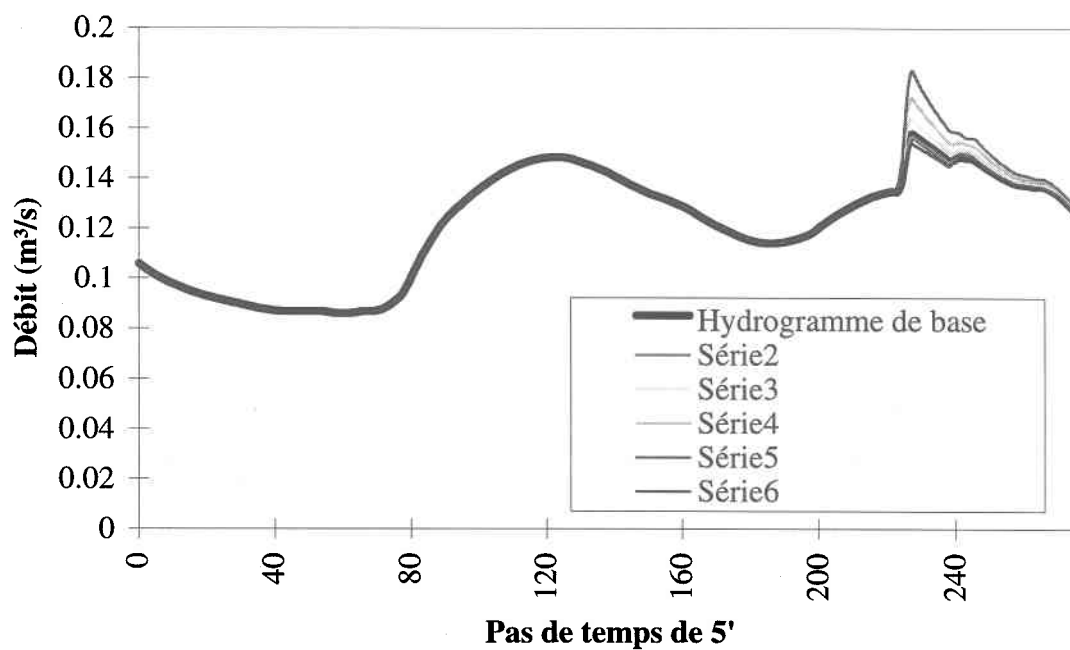


Figure D.18 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 1er août 1995, axe secondaire #6150

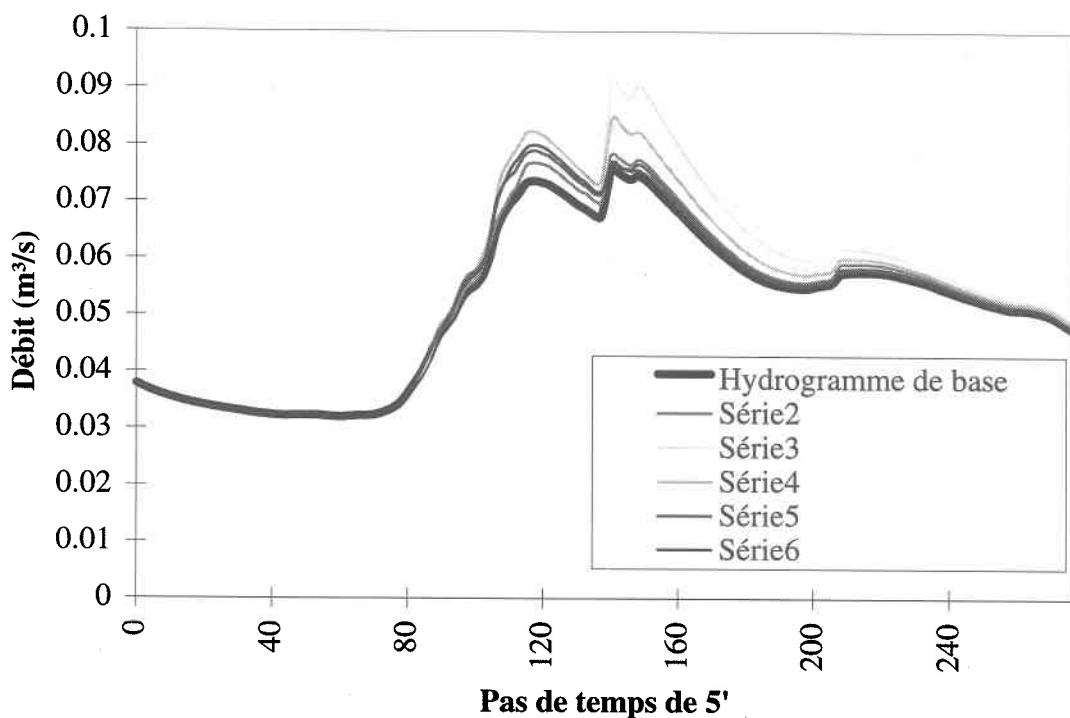


Figure D.19 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 12 août 1995, axe secondaire #5260

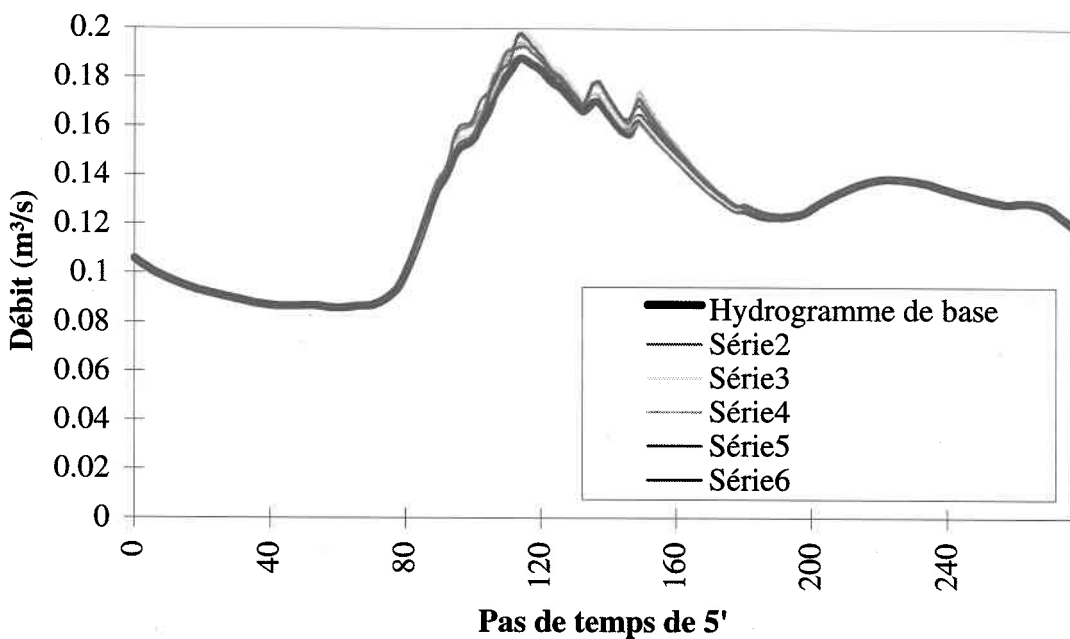


Figure D.20 : Erreurs dues aux intensités prédites ; 12 août 1995, axe secondaire #6150

ANNEXE E Résultats de la correction ponctuelle

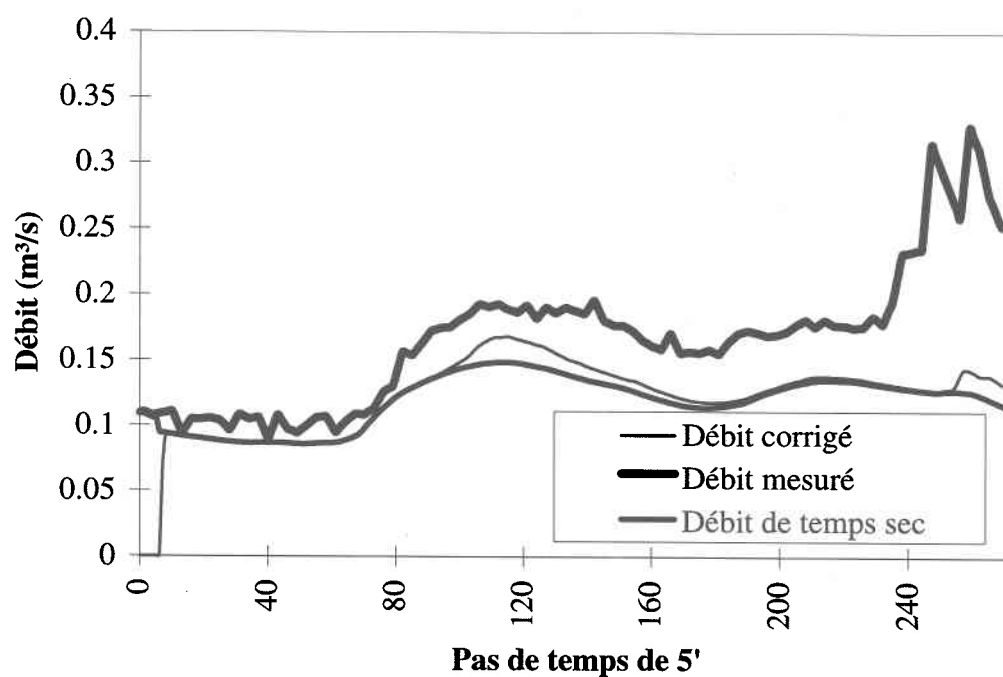


Figure E.1 : Résultats de la correction ponctuelle ; 11 juin 1995, axe secondaire #6150

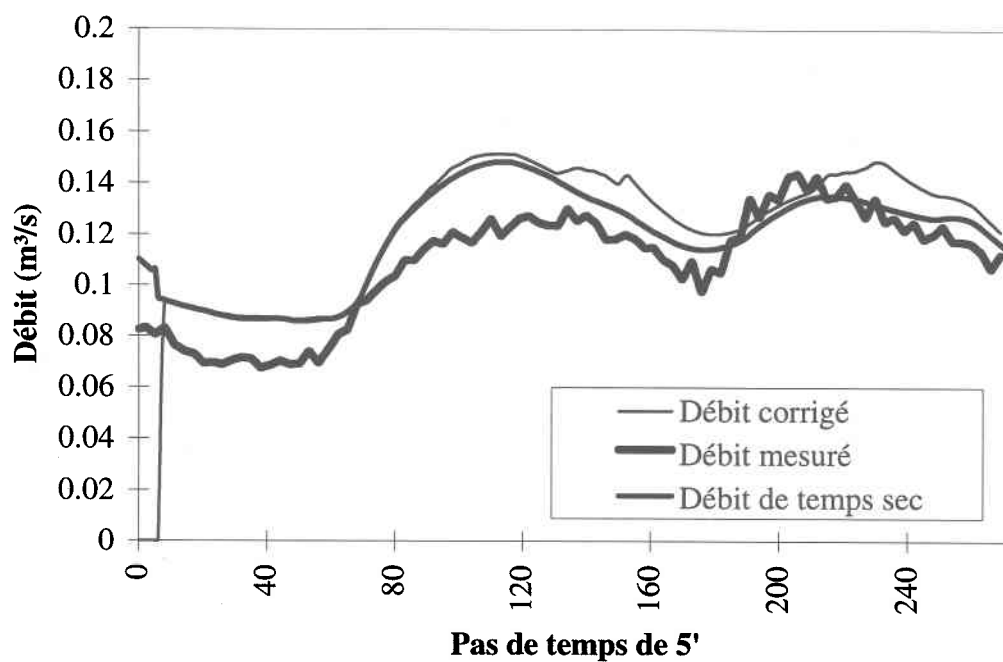


Figure E.2 : Résultats de la correction ponctuelle ; 18 juillet 1995, axe secondaire #6150

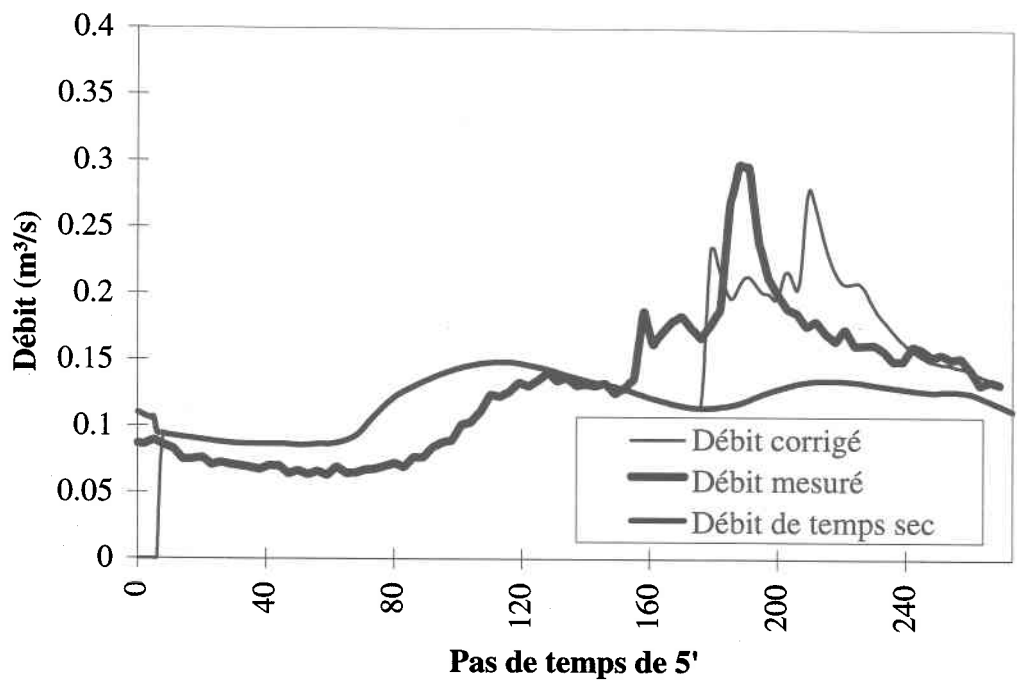


Figure E.3 : Résultats de la correction ponctuelle ; 23 juillet 1995, axe secondaire #6150

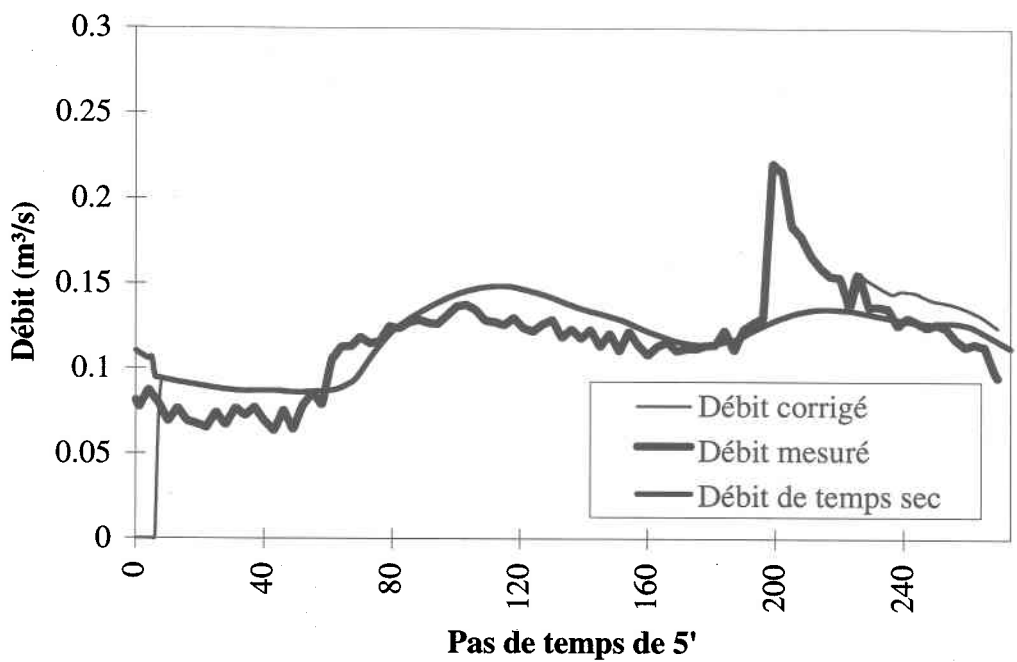


Figure E.4 : Résultats de la correction ponctuelle ; 1er août 1995, axe secondaire #6150

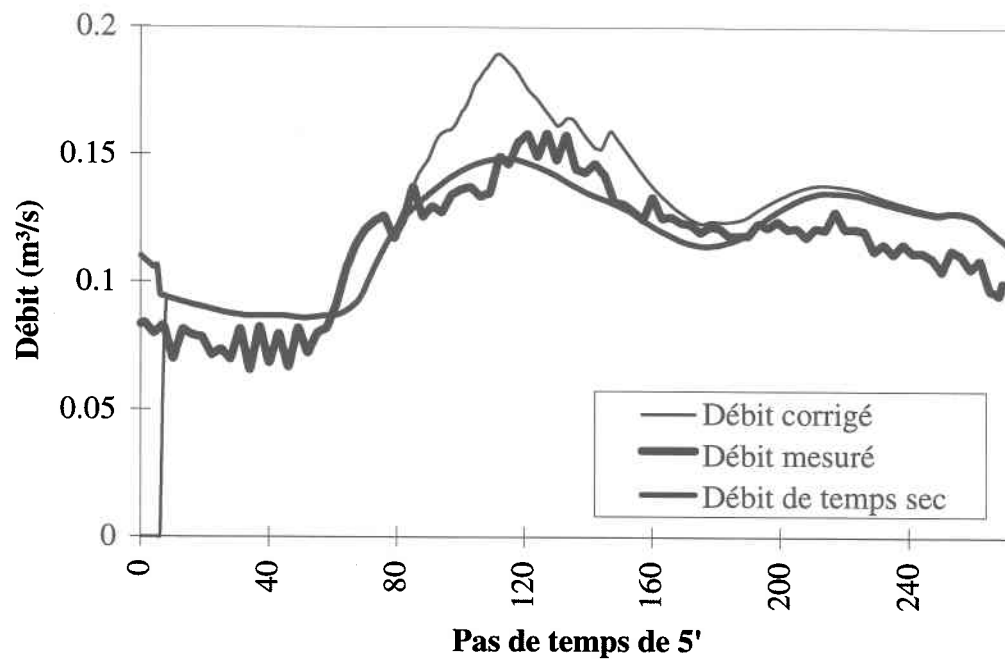


Figure E.5 : Résultats de la correction ponctuelle ; 12 août 1995, axe secondaire #6150

ANNEXE F Code source de l'algorithme de déconvolution

```

/*****
/*
/*
/*          DÉCONVOLUTION          */
/*
/*          PROGRAMME QUI CRÉE LA PLUIE GÉNÉRATRICE          */
/*          AU PLUVIOMÈTRE SO-08 À PARTIR DES MESURES          */
/*          DE DÉBIT PRISES À L'EXUTOIRE DU BASSIN #5260          */
/*
/*
/*
/*****

#include <stdlib.h>
#include <stdio.h>
#include <math.h>
#include <string.h>

/* Une journée divisee en pas de temps de 5 minutes */
#define DIM 256

/* Déclaration des variables externes */

/* Données de l'axe secondaire #5260 */
double alpha=0.3, hret=0.5, n=0.0195, w=18, pente=0.002, aire=61680,
qsan=0.0112, qinf=0.0303;
int decal = 7;;

/* Pluies, débits, hauteurs */
double qfinalmesur[DIM], qfinalcorr[DIM], deb[DIM], san[DIM];
double qtotmesur[DIM], qtotcorr[DIM];
double himpmesur[DIM], himpcorr[DIM];
double hpluimesur[DIM], hpluiecorr[DIM];
double hruissmesur[DIM], hruisscorr[DIM];
double ht[DIM];

/* Fonction principale */
int main(void)
{
    /* Déclaration des variables */
    int i, a;
    char fich[15], pluie[15], corr[15], fich2[50],
    pluie2[50], debit2[50], debit[15], bid[80], corr2[50];

    /* Déclaration des fonctions */
    void ecriture (FILE*, FILE *);
    void init (double vecteur[DIM]);
    void correct (int t, double qfre[DIM], double qtth[DIM],
    double hpth[DIM],

```

```

double hith[DIM]);
void calcul (int t, double hpl[DIM], double qt[DIM],
double qf[DIM],
double hp[DIM], double hr[DIM]);

FILE *ptfichresul, *ptpluie, *ptdebit, *ptsan, *ptcorr;

/* Patron de débit sanitaire */
printf("Lecture du patron sanitaire...\n");

if ((ptsan=fopen("c:\\zabie\\deconv\\quebec\\qsan5.txt",
"r"))==0)
    printf("ERREUR DE PATRON SANITAIRE...\n");

for (i=0; i<DIM; i++)
    fscanf(ptsan, "%lf", &san[i]);

/* Initialisation des vecteurs */
for (i=0; i<DIM-10; i++)
    {
    qtotmesur[i+1]=san[i]*qsan+qinf;
    qtotcorr[i+1]=san[i]*qsan+qinf;
    qfinalmesur[i+decal]=san[i]*qsan+qinf;
    qfinalcorr[i+decal]=san[i]*qsan+qinf;
    }

init(himpmesur);
init(himpcorr);
init(hruissmesur);
init(hruisscorr);

/* Ouverture des fichiers */

/* Fichier résultat */
printf("\nRentrer le nom du fichier resultat (.txt) :");
scanf("%s", fich);
strcat(fich, ".txt");
strcpy(fich2, "c:\\zabie\\deconv\\resul\\");
strcat(fich2, fich);

if ((ptfichresul=fopen(fich2, "w"))==0)
    printf("ERREUR D'OUVERTURE DE FICHIER
RESULTAT...\n");

/* Lecture de la pluie mesurée */
printf("\nRentrer le nom du fichier de pluie (.txt) :");
scanf("%s", pluie);
strcpy(corr, "h");
strcat(corr, pluie);
strcat(corr, ".cor");
strcat(pluie, ".txt");
strcpy(pluie2, "c:\\zabie\\donnees\\1995\\pluie\\fmt\\");
strcpy(corr2, "c:\\zabie\\deconv\\resul\\");
strcat(pluie2, pluie);

```



```
strcat(corr2, corr);

if((ptpluie=fopen(pluie2,"r")) == 0)
    printf("ERREUR D'OUVERTURE DE FICHIER PLUIE...\n");

if((ptcorr=fopen(corr2,"w")) == 0)
    printf("ERREUR D'OUVERTURE DE FICHIER DE
CORRECTION...\n");
else
    fprintf(ptcorr, ";Pluie corrigée par
l'algorithme...\n\t5260\n");

fscanf(ptpluie, "%[^\n]", bid);
fscanf(ptpluie, "%[^\n]", bid);

for( i=0; i<DIM; i++)
    {
        fscanf(ptpluie, "%d%lf", &a, &hpluiemesur[i]);

        /* Intensité en mm/h */
        hpluiemesur[i] = hpluiemesur[i]/12.;

        /* Intensité en mm/5' */
        hpluiecorr[i]=hpluiemesur[i];
    }

/* Lecture du débit source */
printf("\nRentrer le nom du fichier de débit (.txt) :");
scanf("%s", debit);
strcat(debit, ".txt");
strcpy(debit2,"c:\\zabie\\donnees\\1995\\debit\\fmt\\");
strcat(debit2, debit);

if((ptdebit=fopen(debit2,"r")) == 0)
    printf("ERREUR D'OUVERTURE DE FICHIER DEBIT...\n");

for (i=0; i<DIM-10; i++)
    {
        fscanf(ptdebit, "%d%lf",&a,&deb[i]);
        calcul(i, hpluiemesur, qtotmesur, qfinalmesur,
himpmesur, hruissmesur);
        calcul(i, hpluiecorr, qtotcorr, qfinalcorr,
himpcorr, hruisscorr);
    }

init(ht);
i = 10;

do
    {

        /* Application de la correction avec les mesures de débit */
        correct(i, deb, qtotcorr, hpluiecorr, himpcorr);

        /* Simulation avec pluie corrigée */
        calcul(i, hpluiecorr, qtotcorr, qfinalcorr,
himpcorr, hruisscorr);
        i++;
    }
while (i<DIM-10);
```

```
/* Ecriture des résultats dans le fichier */
ecriture(ptfichresul, ptcorr);
printf("\n\nSimulation terminée");

return 0;

/* Fin du programme principal */
}

/* Déclaration des fonctions */

/* Initialisation des vecteurs */
void init (double vecteur[DIM])
{
    int i;

    for (i=0; i<DIM; i++)
        vecteur[i]= 0;
    return;
}

/* Ecriture des résultats dans le fichier resultat */
void ecriture (FILE *pt, FILE *ptco)
{
    long i;

    fprintf(pt, "T\tPluie mes\tQ simulé\tPluie corr\t
    Q corr\tQ mes\n\n");

    for (i=0; i<DIM-10; i++)
    {
        fprintf(pt, "%ld\t%lf\t%lf\t%lf\t%lf\t%lf\n", i,
        hpluimesur[i], qfinalmesur[i], hpluiecorr[i],
        qfinalcorr[i], deb[i]);
    }
    return;
}

/* Simulation par le modele d'axe secondaire pour un pas de temps */
void calcul (int t, double hpl[DIM], double qt[DIM],
double qf[DIM], double hp[DIM], double hr[DIM])
{
    double htot, quiss;

    /* Calcul de la hauteur d'eau */
    htot = hp[t-decal+10] + hpl[t-decal+10];

    /* Condition de ruissellement */
    if (htot > hret)
    {

        /* Débit de ruissellement */
        quiss = 1./n * sqrt(pente) * w *
```

```

pow((htot-hret)/1000.,(5./3.));

/* Hauteur ruisselée */
hr[t-decal+10] = qruiss*300.*1000. / aire ;

/* Hauteur d'eau au pas de temps suivant */
hp[t-decal+10+1] = htot - hr[t-decal+10];

/* Test de validité du débit de ruissellement */
if (hp[t-decal+10+1] < hret)
{
    /* Nouveau calculs de h. ruisselée, débit ruisselé et h. d'eau */
    hr[t-decal+10]=htot - hret;
    qruiss = (htot - hret)*aire/(300*1000.);
    hp[t-decal+10+1] = hret;
}
else
{
    /* Condition de ruissellement non vérifiée */
    qruiss =0.;
    hr[t-decal+10]=0.;
    hp[t-decal+10+1] = htot;
}

/* Ajout de (Qsan moyen+ Qinf) au débit de ruissellement */
qt[t-decal+10+1] = qruiss + san[t-decal+10+1]*qsan + qinf;

/* Ecoulement en conduite */
qf[t+10] = (1-2*alpha)*qt[t-decal+10] + alpha*(qt[t-decal-1+10] + qt[t-decal+1+10]);
return;
}

/* Algorithme de déconvolution */
void correct (int t,double qfre[DIM],double qtth[DIM],
double hpth[DIM],double hith[DIM])
{
double qr;

/* Calcul inverse de l'écoulement en conduite */
qtth[t-decal+1+10] = 1/alpha * (qfre[t+10] - (1-2*alpha)
*qtth[t-decal+10])- qtth[t-decal-1+10];

/* Soustraction du débit de temps sec pour obtenir le débit de ruissellement */
qr=qtth[t-decal+1+10]-san[t-decal+1+10]*qsan-qinf;

/* Condition de ruissellement */
if (qr>0.00001)
{
ht[t-decal+10] = pow((qr * n / (sqrt(pente)*w)),
(3./5.))*1000 + hret;

/* Test pour éviter d'avoir une hauteur de pluie négative */

```

```
    if (ht[t-decal+10] < hith[t-decal+10])
        hpth[t-decal+10]=0.;

    /* Calcul de la hauteur de pluie corrigée */
    else
        hpth[t-decal+10] = ht[t-decal+10] - hith[t-
        decal+10];
    }

else
    {
    ht[t-decal+10] = hith[t-decal+10];
    hpth[t-decal+10]=0.;
    qr = 0;
    }

return;
}
```

**ANNEXE G Déconvolution : résultats du
test en temps différé**

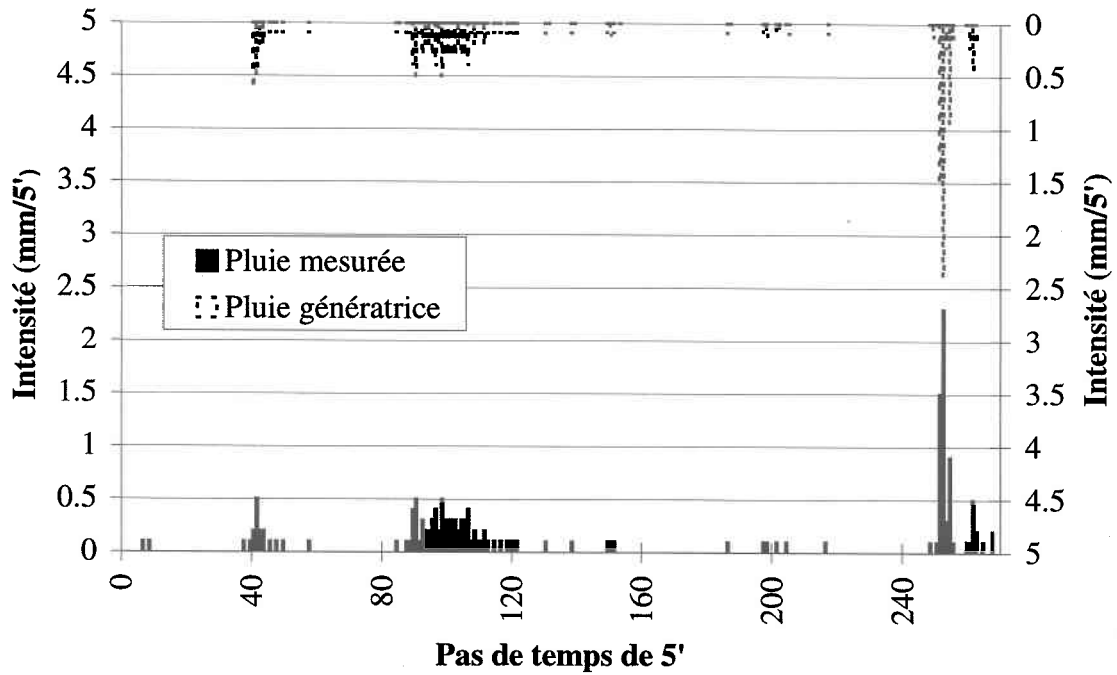


Figure G.1 : Pluies mesurée et génératrice ; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

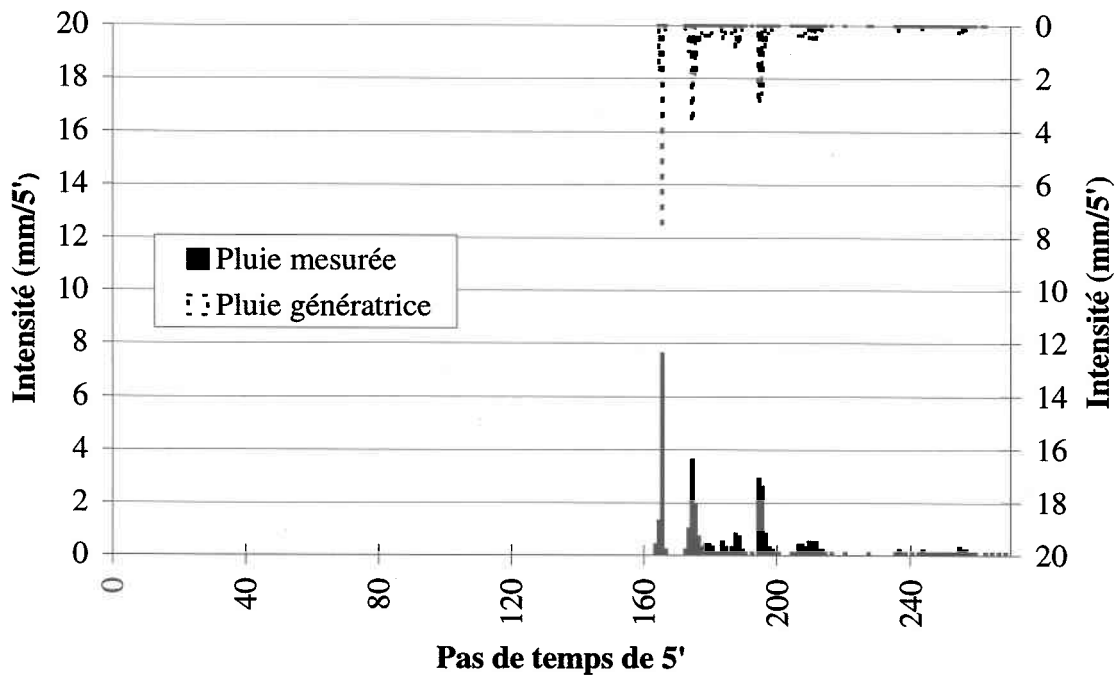


Figure G.2 : Pluies mesurée et génératrice ; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

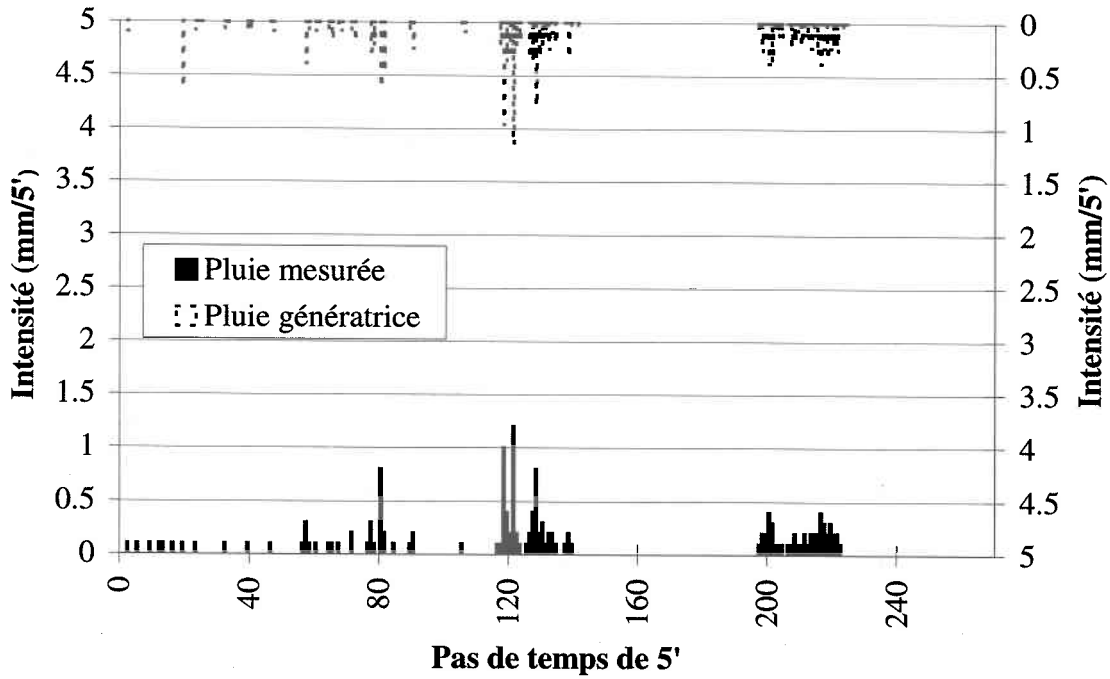


Figure G.3 : Pluies mesurée et génératrice ; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

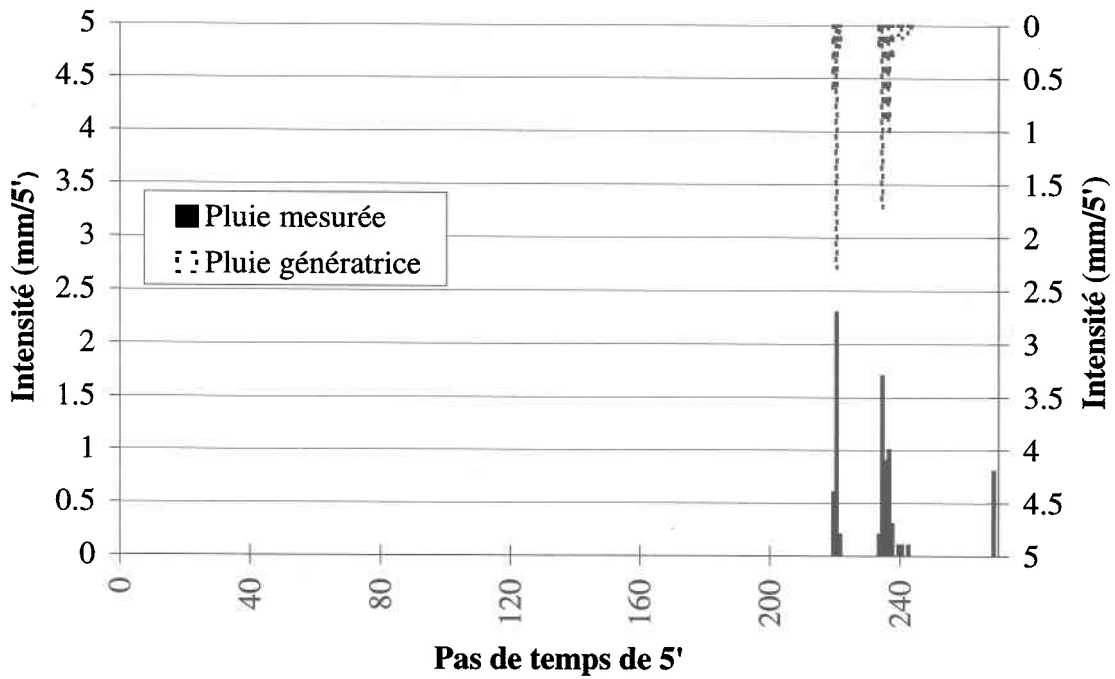


Figure G.4 : Pluies mesurée et génératrice ; 1er août 1995, axe secondaire #5260

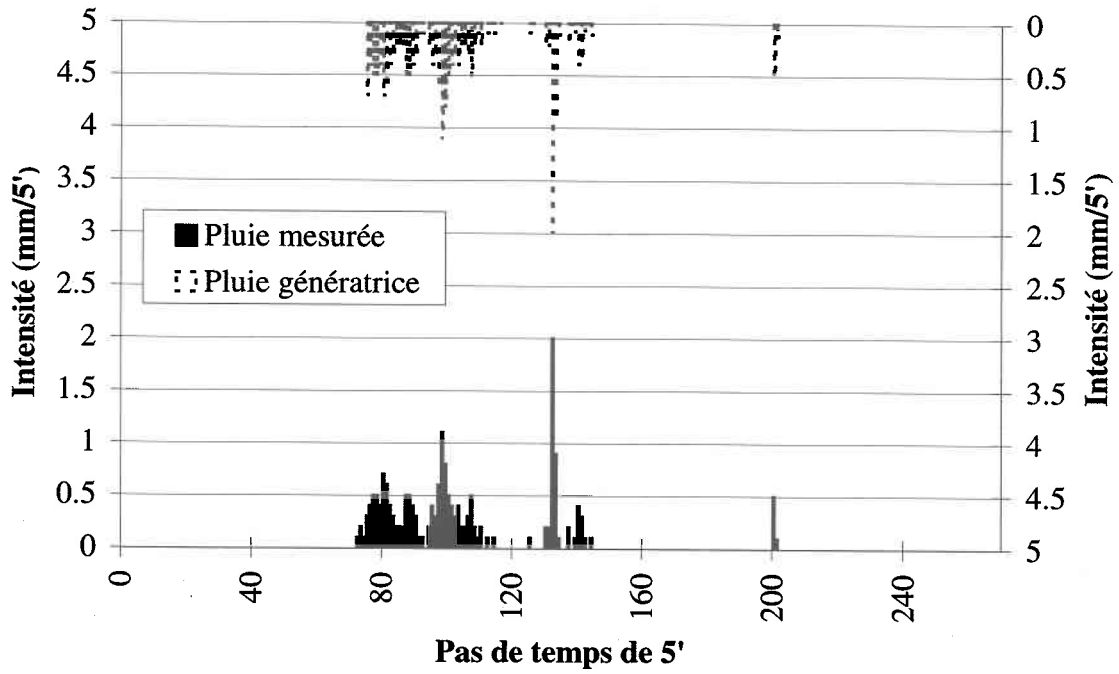


Figure G.5 : Pluies mesurée et génératrice ; 12 août 1995, axe secondaire #5260

ANNEXE H Déconvolution : résultats du test en conditions réelles

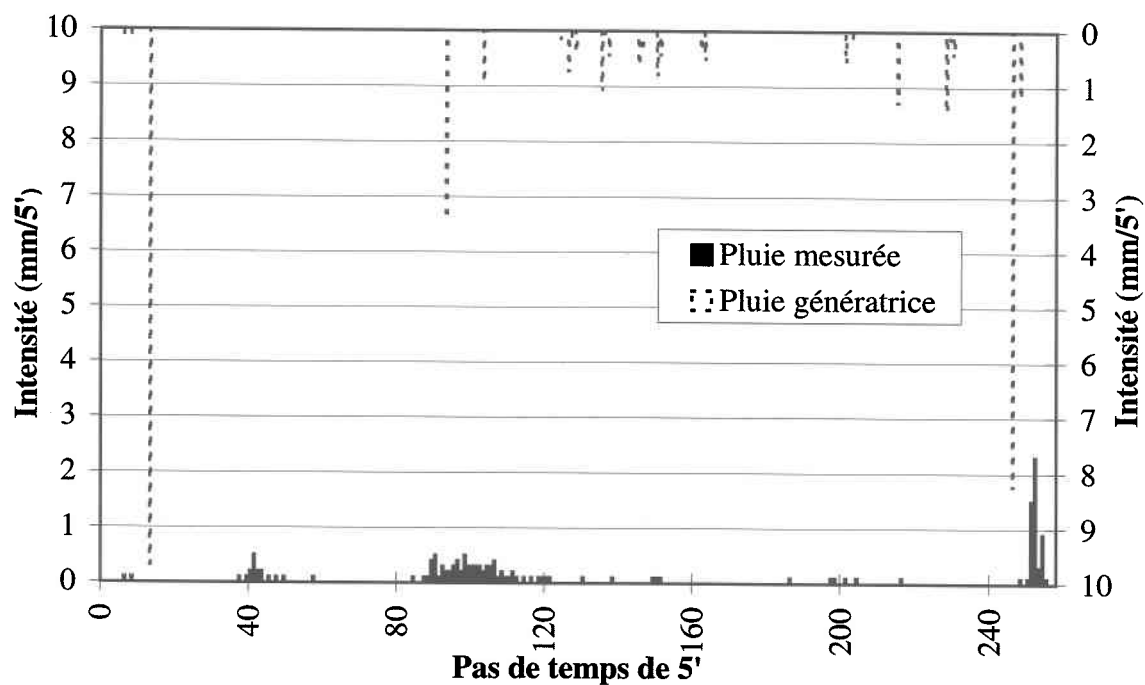


Figure H.1 : Résultats de la déconvolution ; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

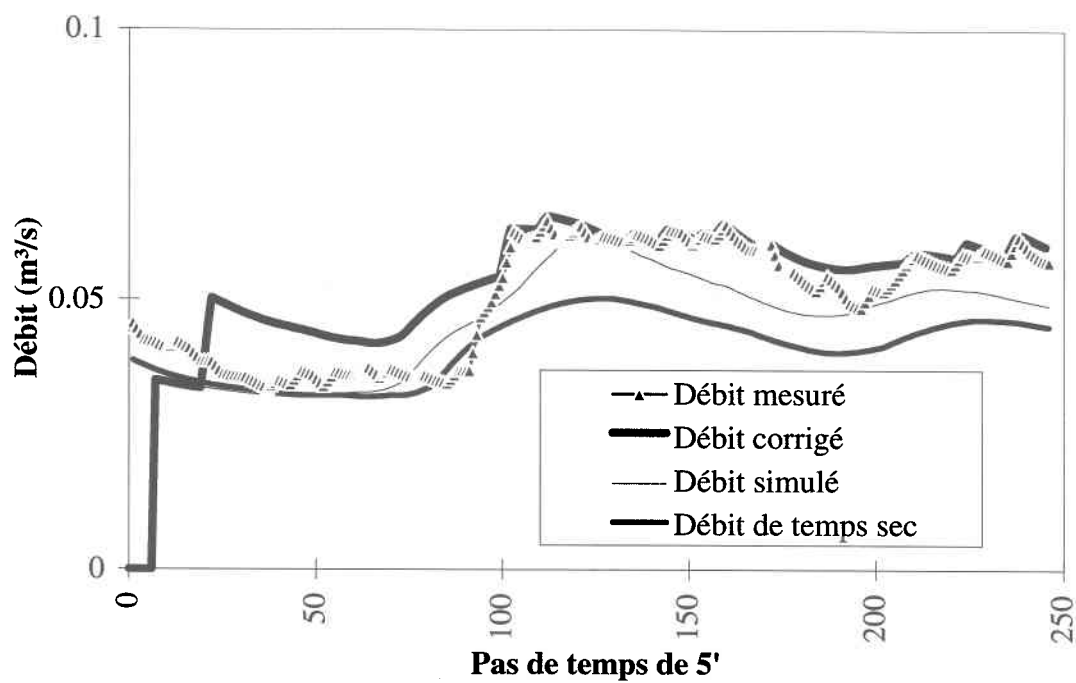


Figure H.2 : Résultats de la déconvolution ; 11 juin 1995, axe secondaire #5260 (bis)

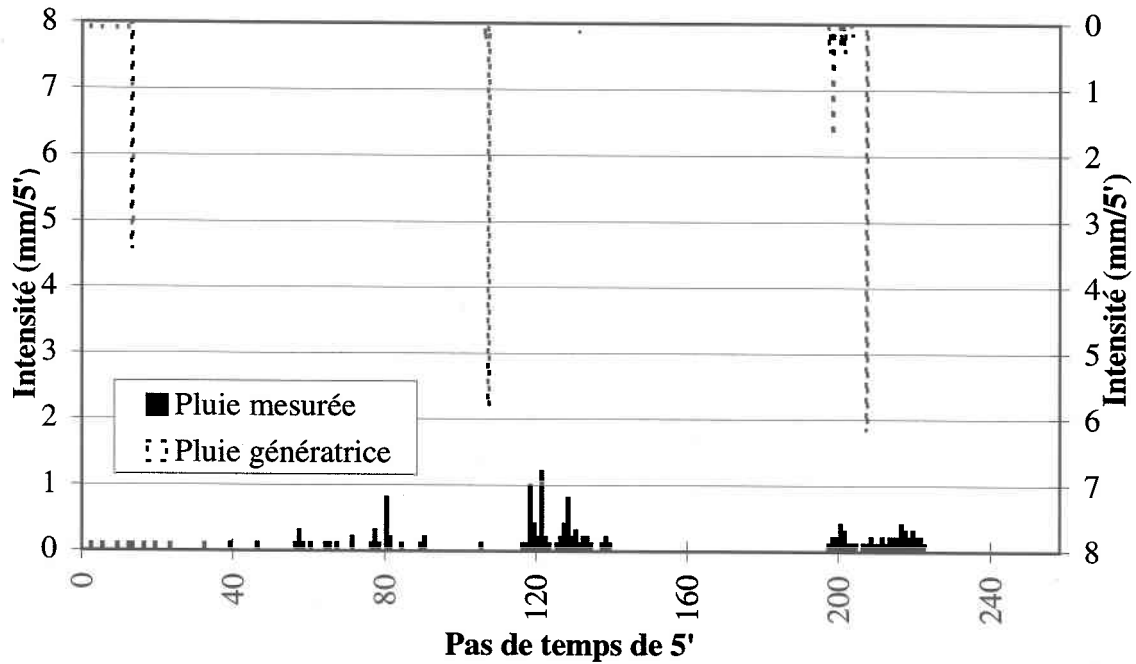


Figure H.3 : Résultats de la déconvolution ; 18 juillet 1995, axe secondaire #5260

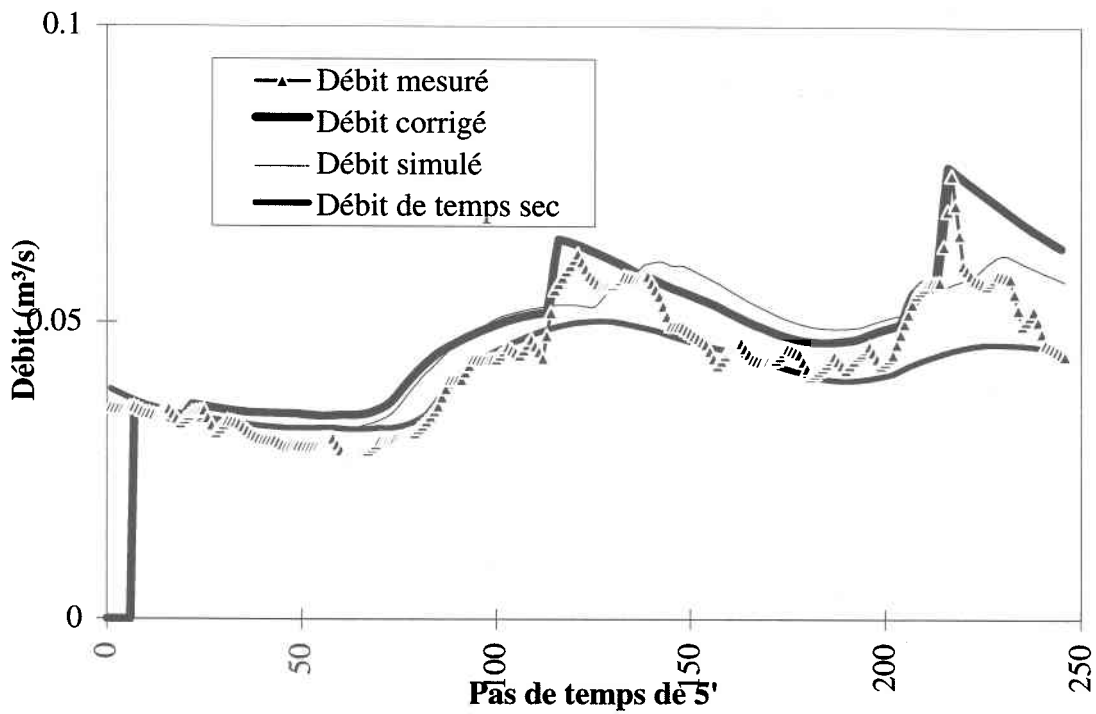


Figure H.4 : Résultats de la déconvolution ; 18 juillet 1995, axe secondaire #5260 (bis)

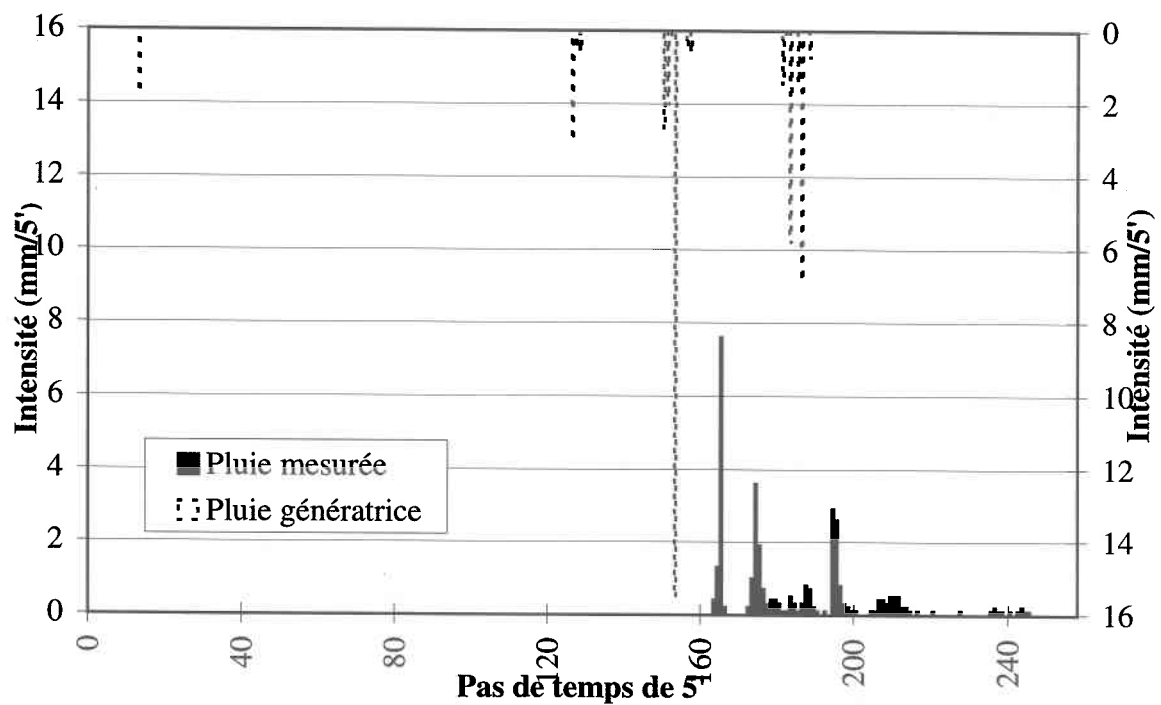


Figure H.5 : Résultats de la déconvolution ; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260

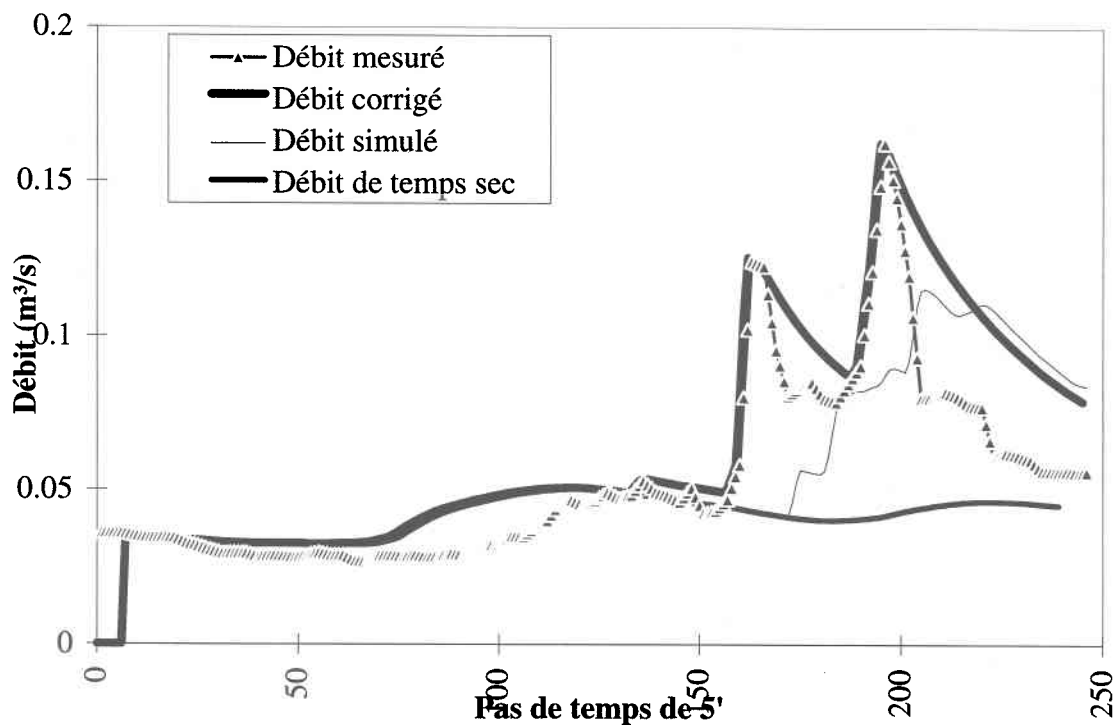


Figure H.6 : Résultats de la déconvolution ; 23 juillet 1995, axe secondaire #5260 (bis)

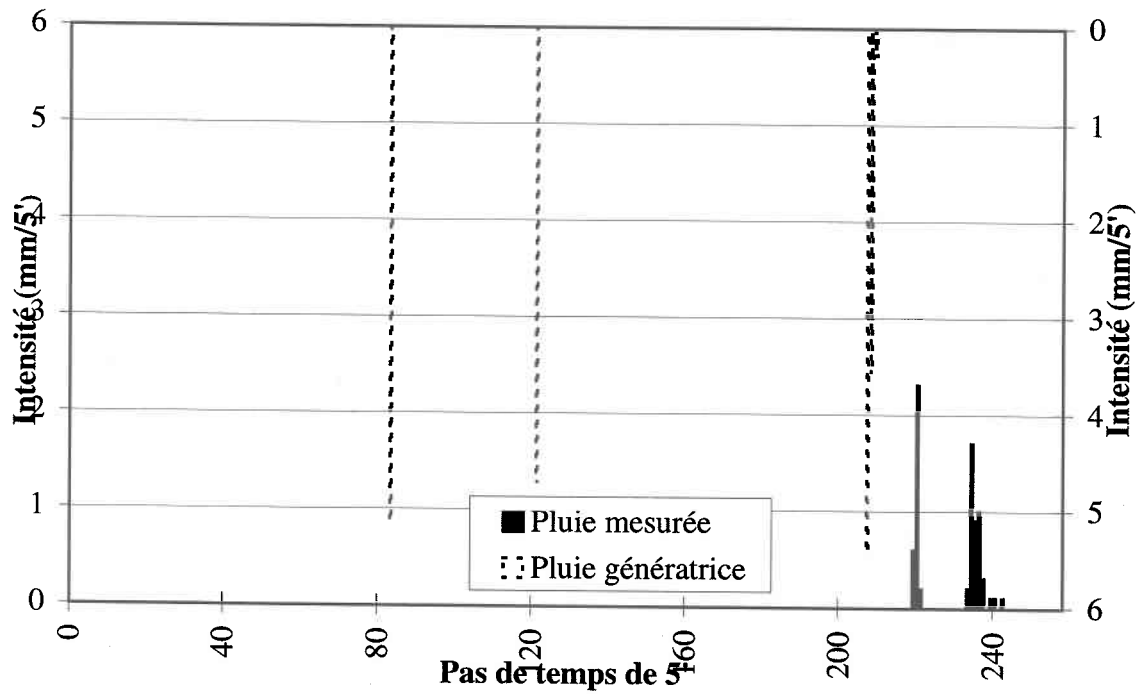


Figure H.7 : Résultats de la déconvolution ; 1er août 1995, axe secondaire #5260

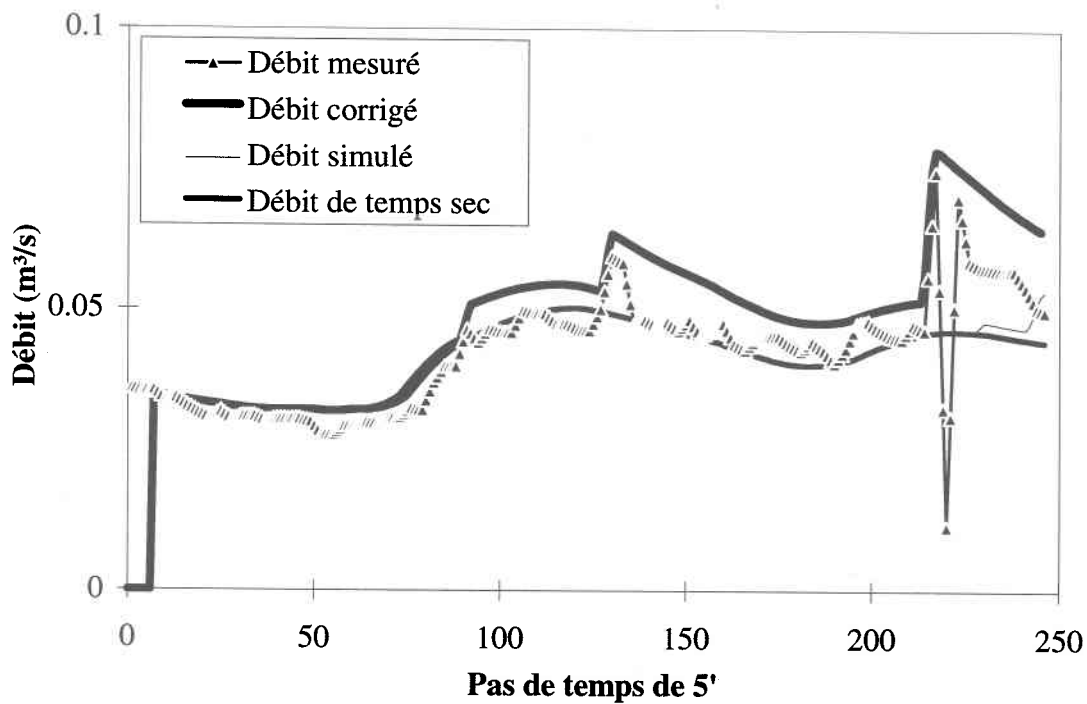


Figure H.8 : Résultats de la déconvolution ; 1er août 1995, axe secondaire #5260 (bis)

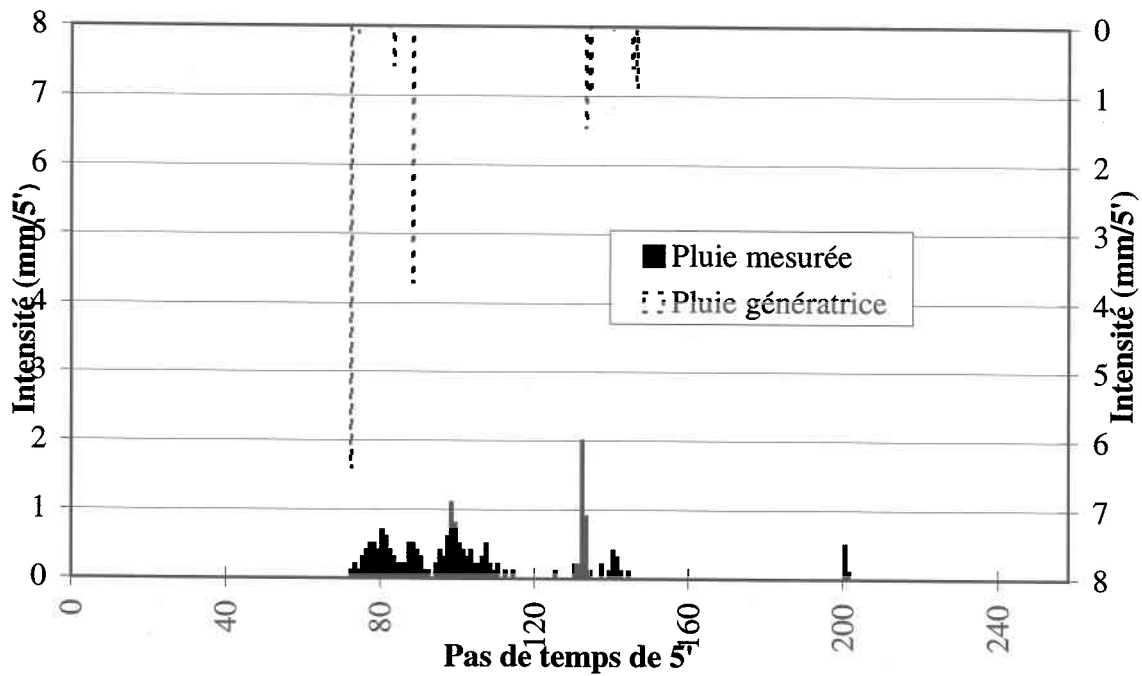


Figure H.9 : Résultats de la déconvolution ; 12 août 1995, axe secondaire #5260

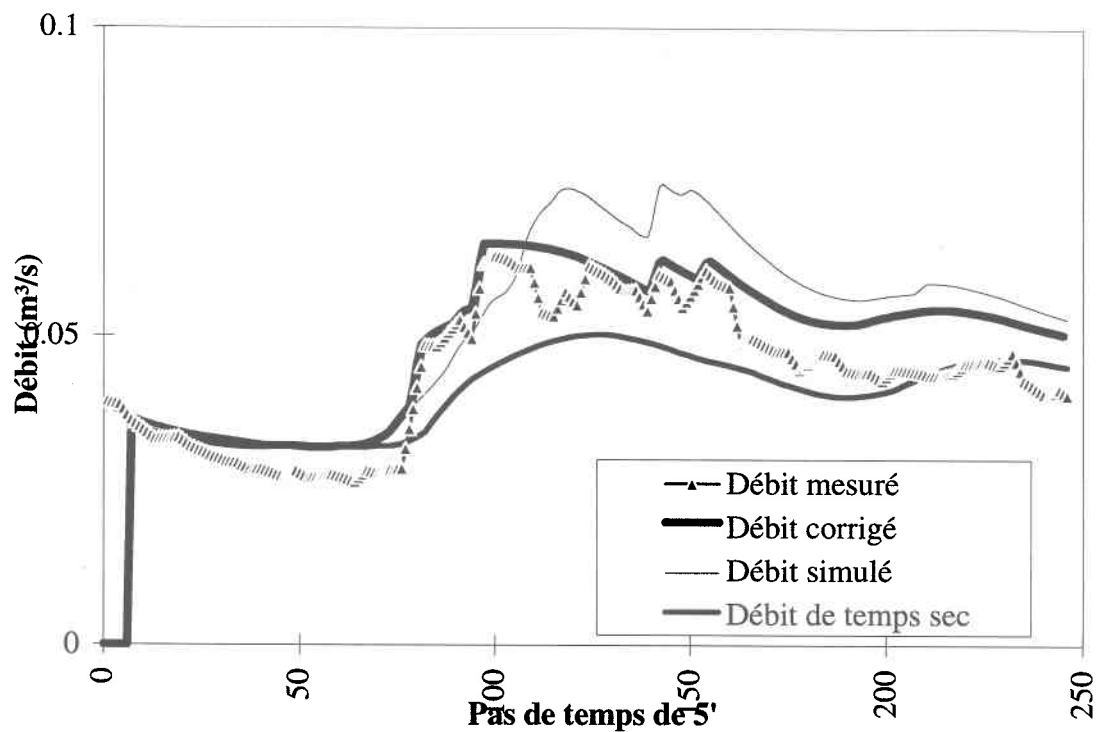


Figure H.10 : Résultats de la déconvolution; 12 août 1995, axe secondaire #5260 (bis)

**ANNEXE I Déconvolution : résultats du
test en conditions réelles avec filtrage des
mesures de débit**

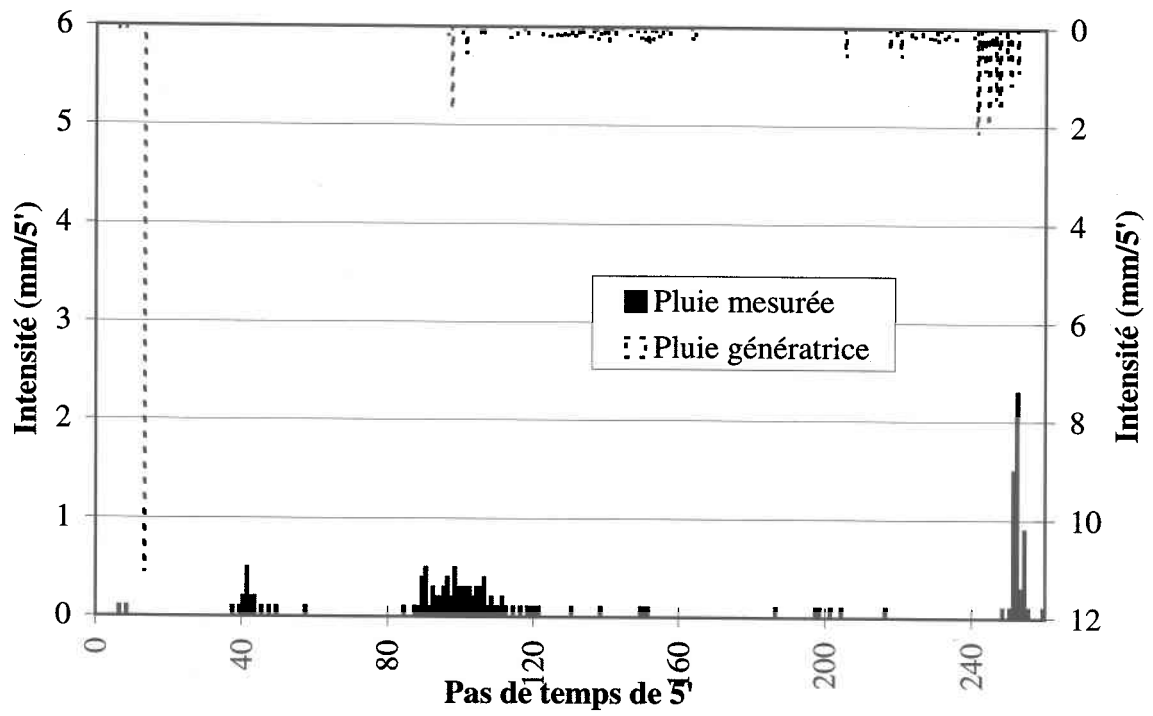


Figure I.1 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

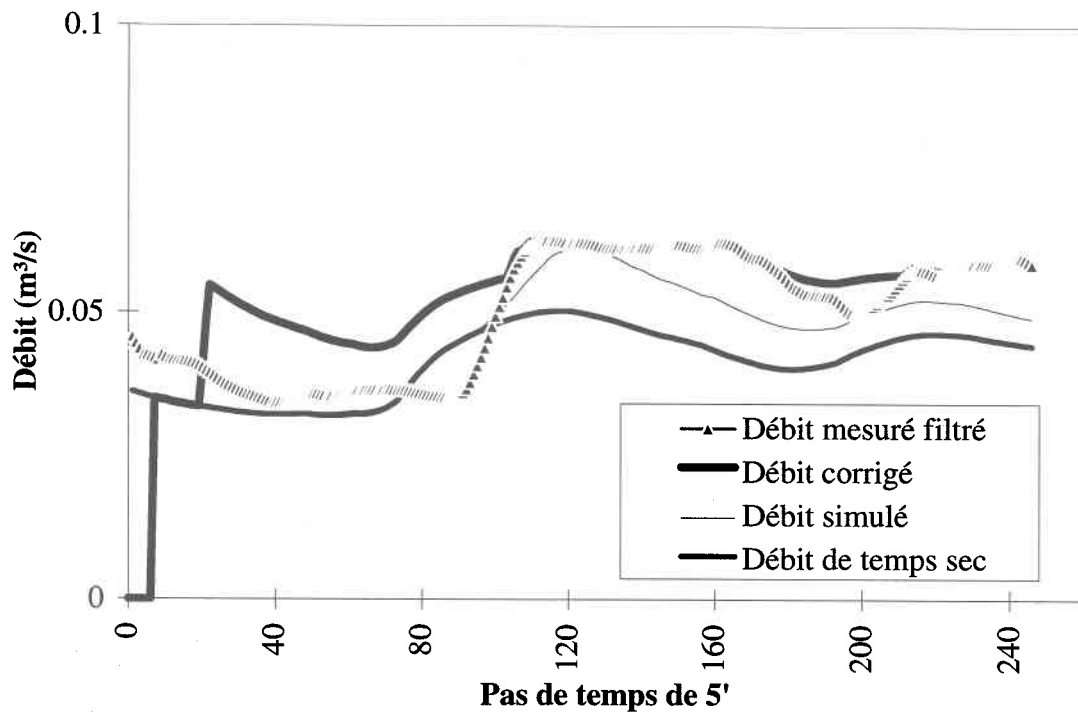


Figure I.2 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 11 juin 1995, axe secondaire #5260

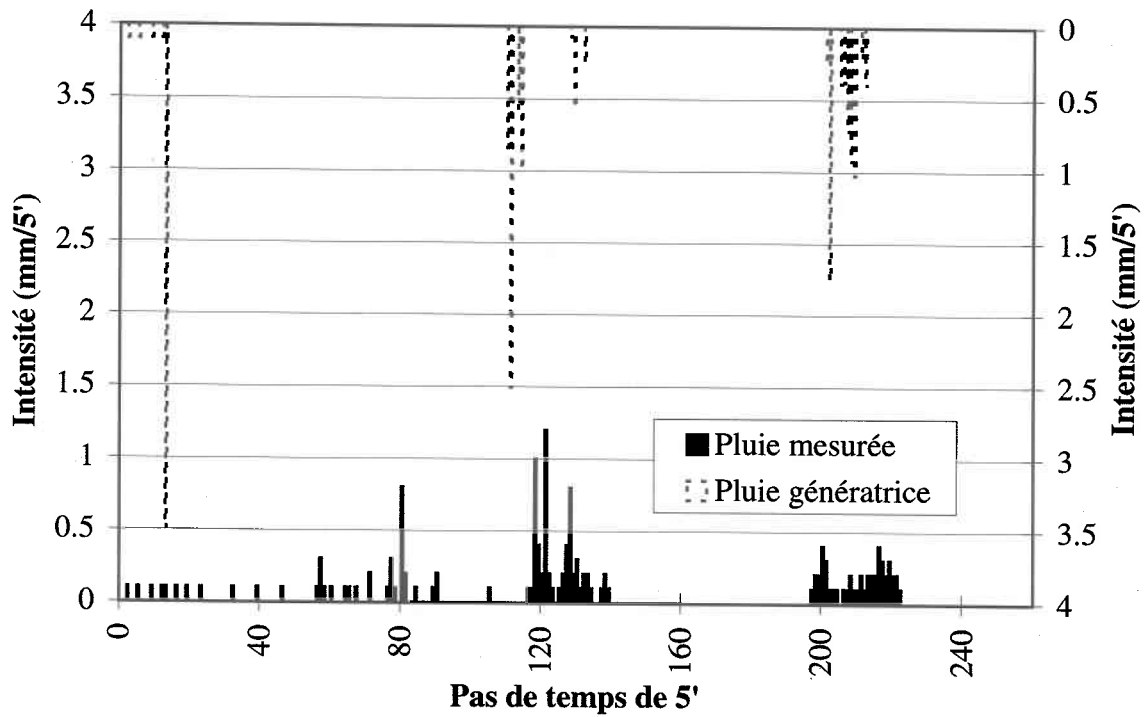


Figure I.3 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 18 juillet 1995, axe secondaire #526

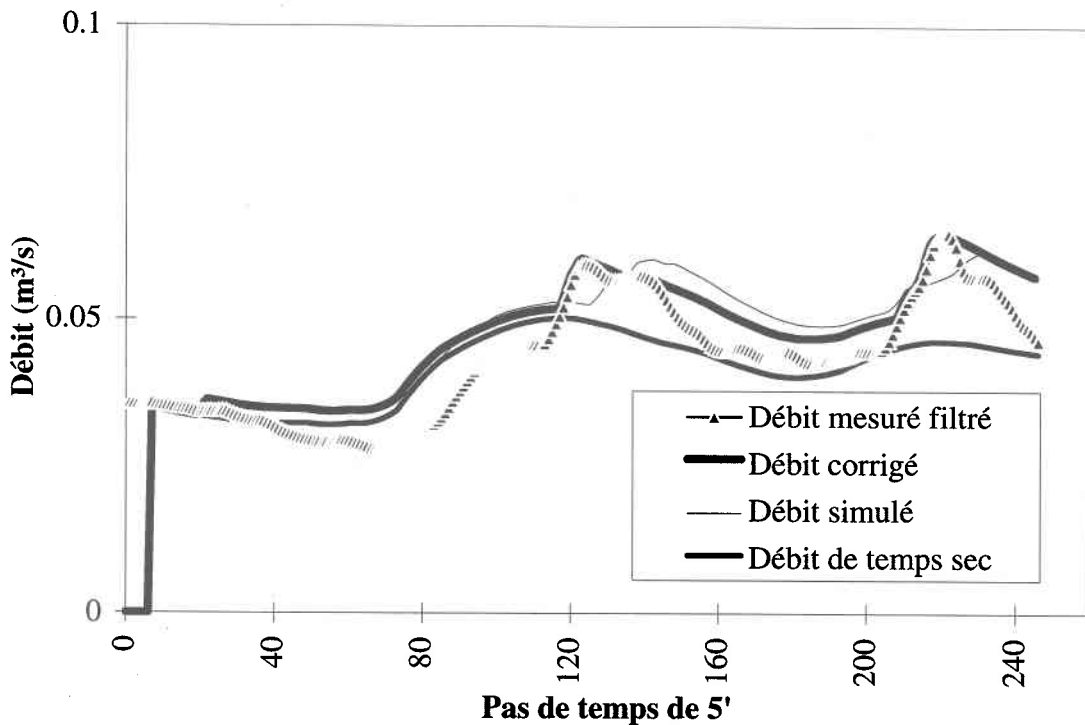


Figure I.4 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 18 juillet 1995, axe sec. #5260 (bis)

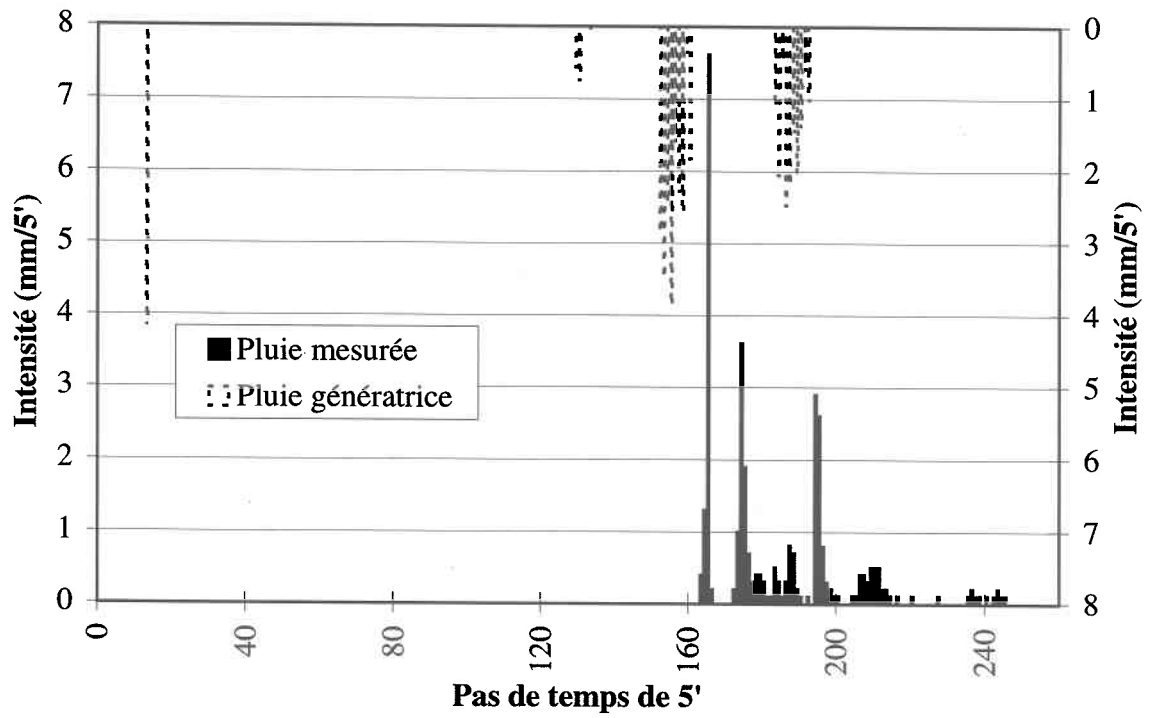


Figure I.5 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 23 juillet 1995, axe secondaire #526

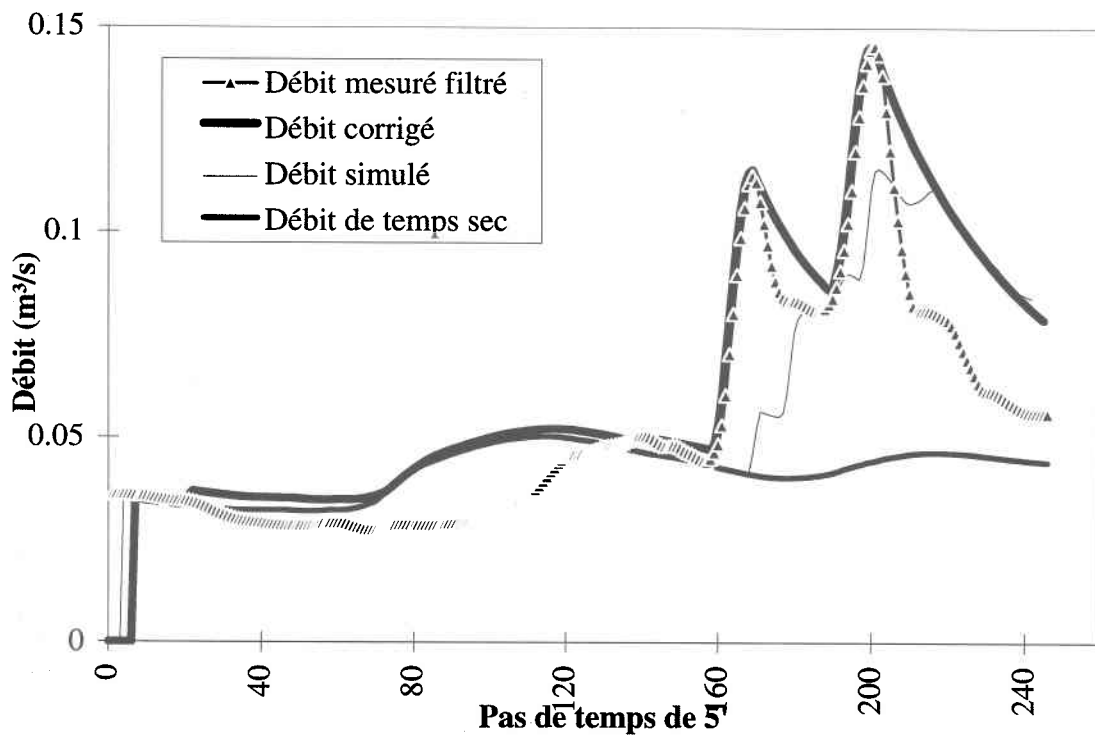


Figure I.6 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 23 juillet 1995, axe sec. #5260 (bis)

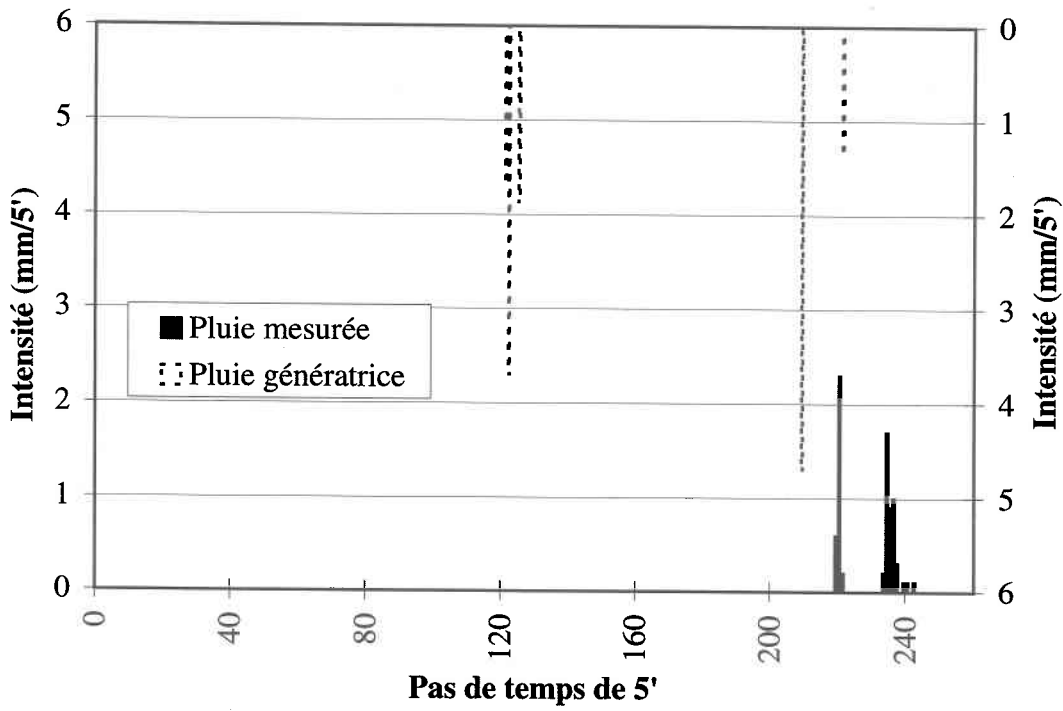


Figure I.7 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 1er août 1995, axe secondaire #526t

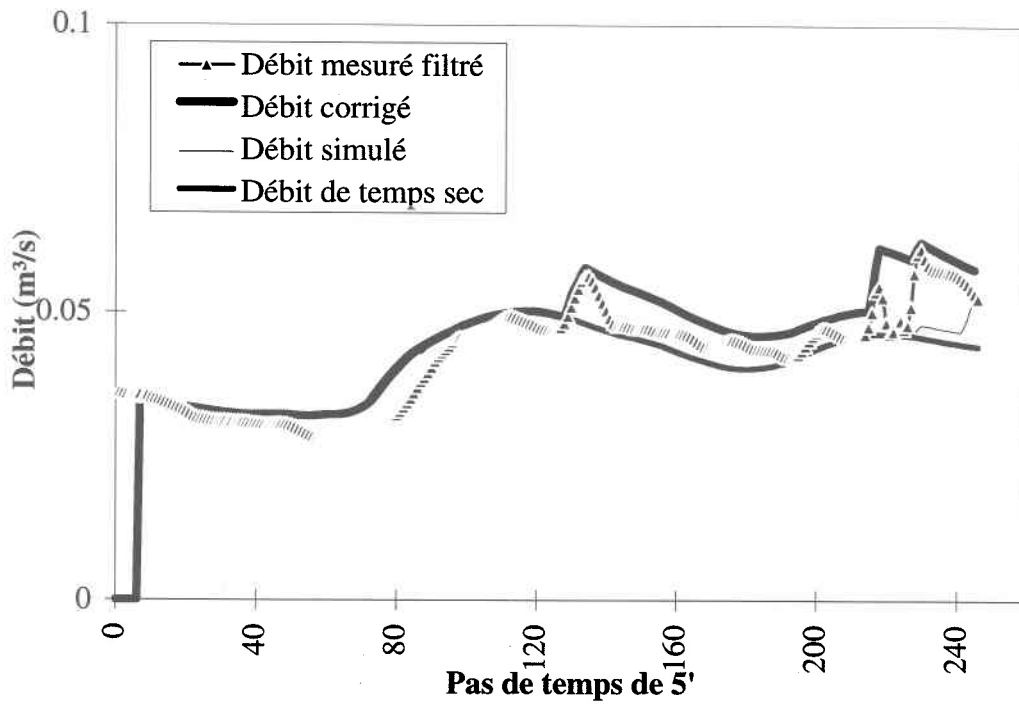


Figure I.8 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 1er août 1995, axe sec. #5260 (bis)

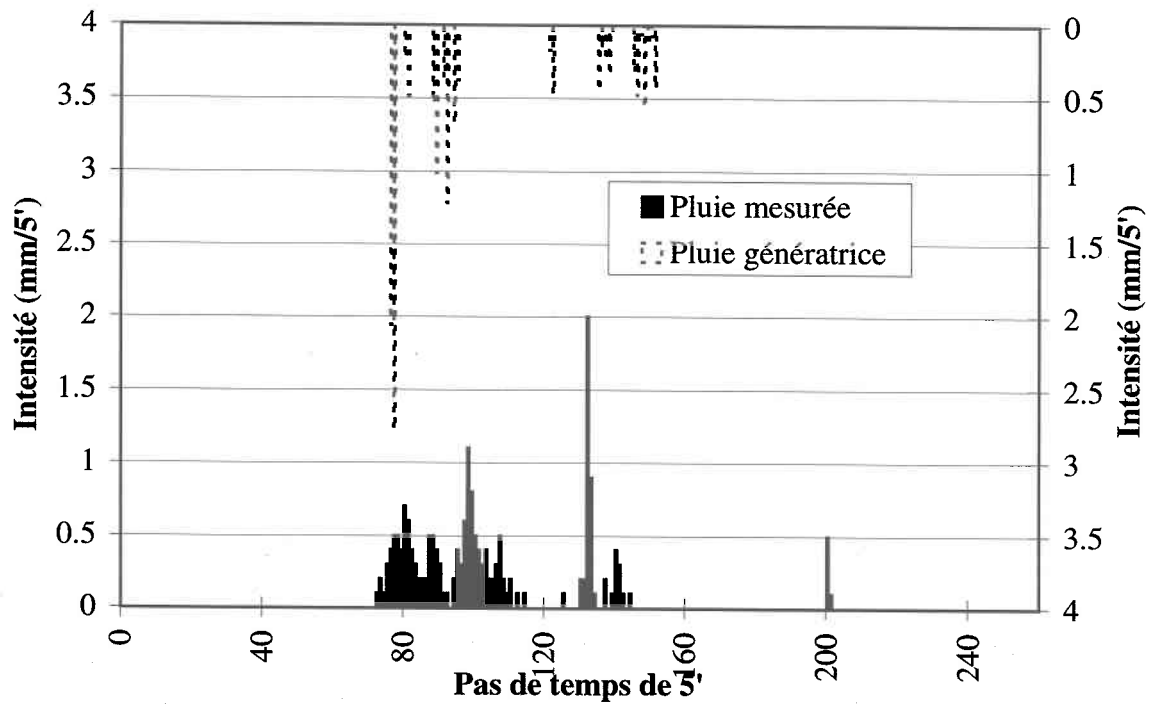


Figure I.9 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 12 août 1995, axe secondaire #5260

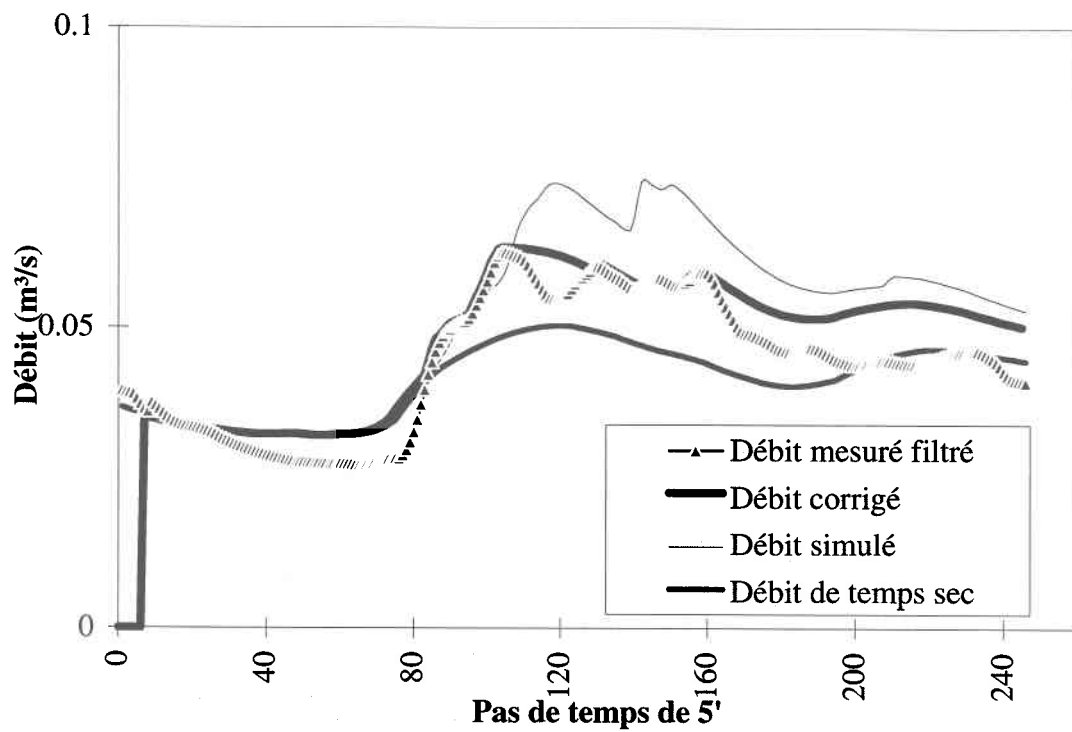


Figure I.10 : Résultats de la déconvolution avec filtrage; 12 août 1995, axe sec. #5260 (bis)

ANNEXE J Corrélation des cumuls de pluie mesurée

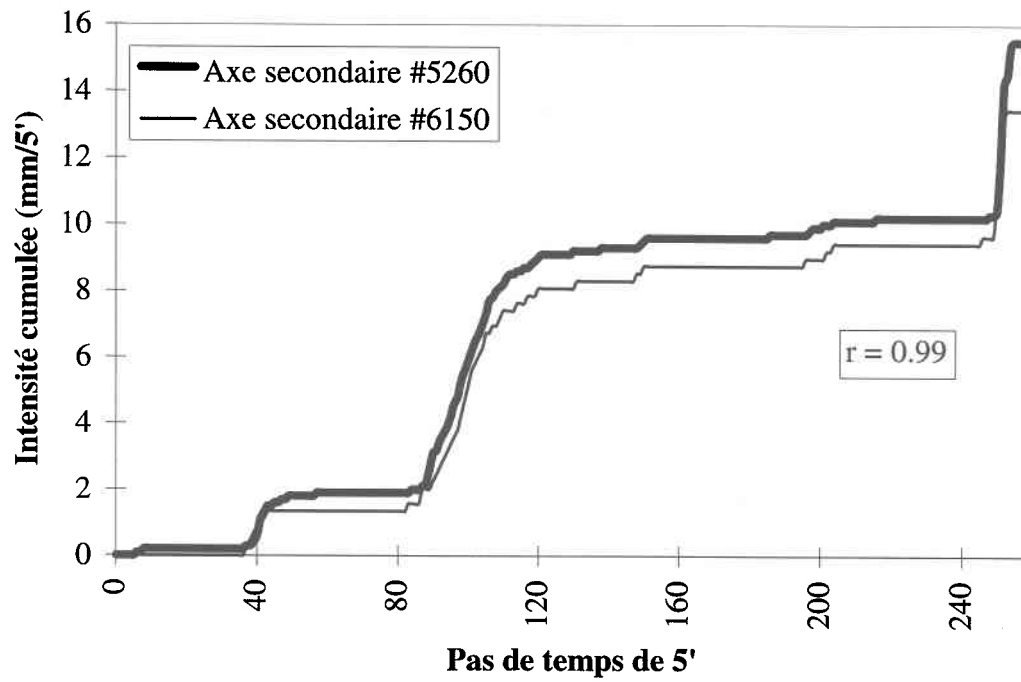


Figure J.1 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée; événement du 11 juin 1995

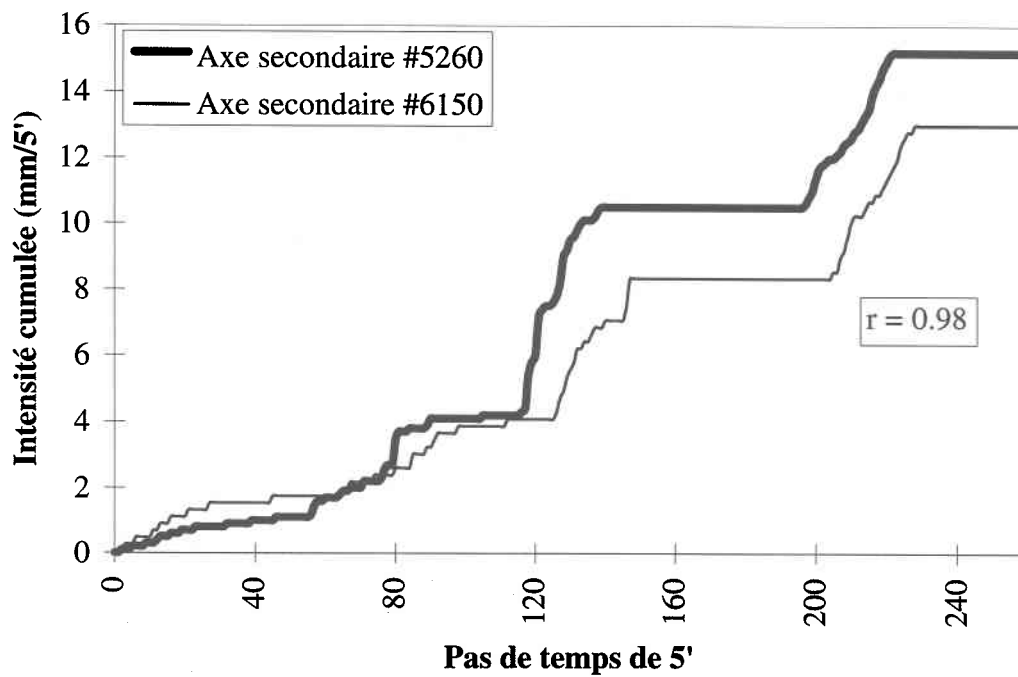


Figure J.2 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée; événement du 18 juillet 1995

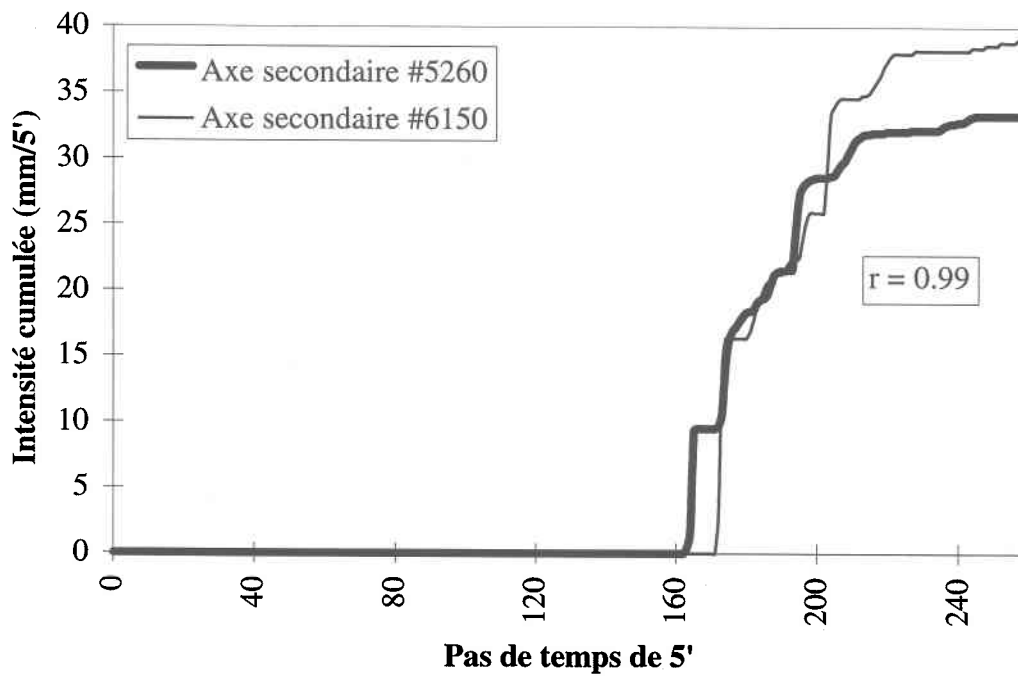


Figure J.3 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée; événement du 23 juillet 1995

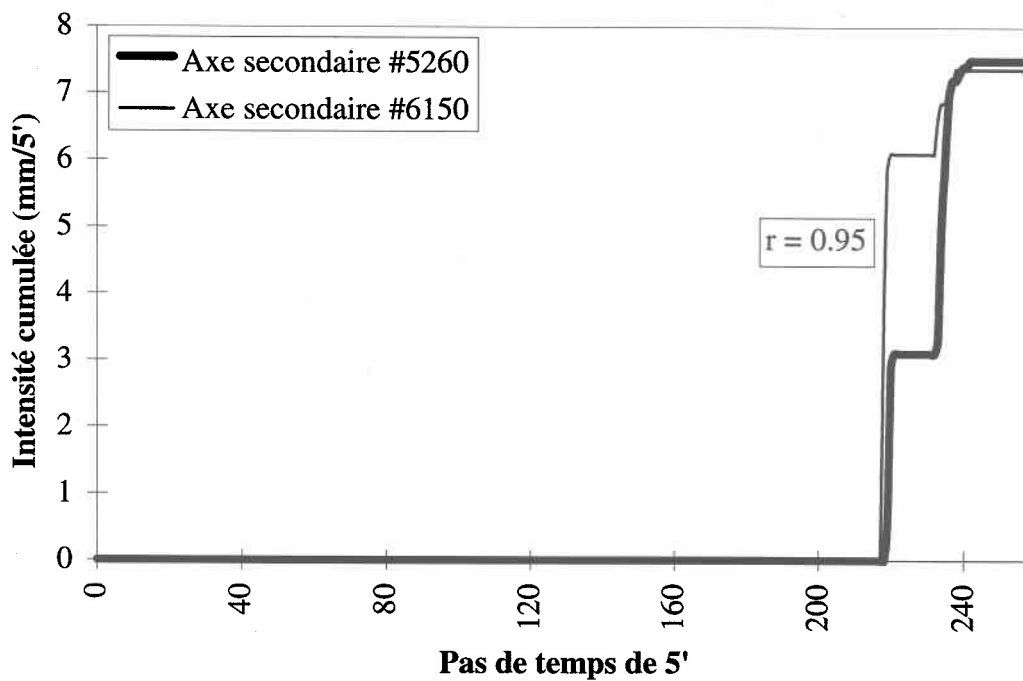


Figure J.4 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée; événement du 1er août 1995

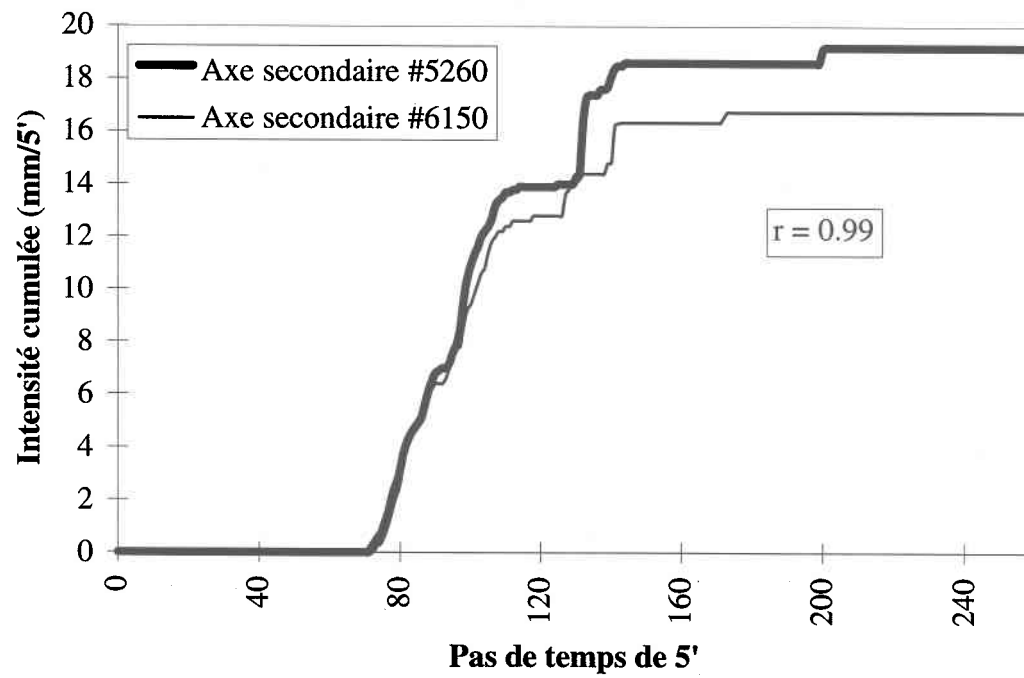


Figure J.5 : Corrélation des cumuls de pluie mesurée; événement du 12 août 1995

ANNEXE K Corrélation des cumuls de pluie génératrice

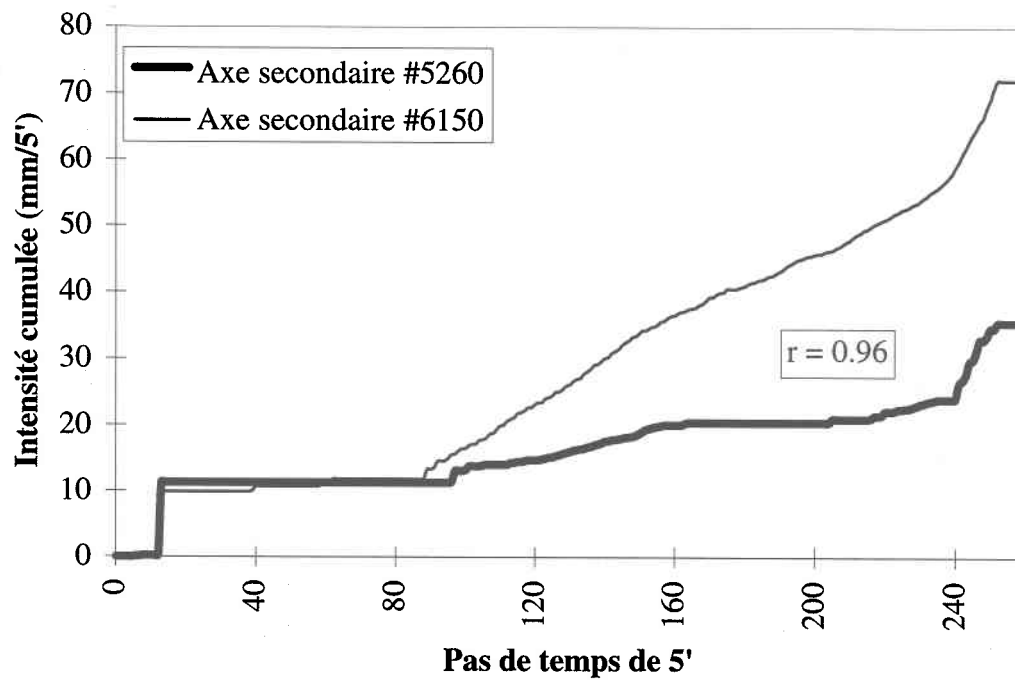


Figure K.1 : Corrélation des cumuls de pluie génératrice; événement du 11 juin 1995

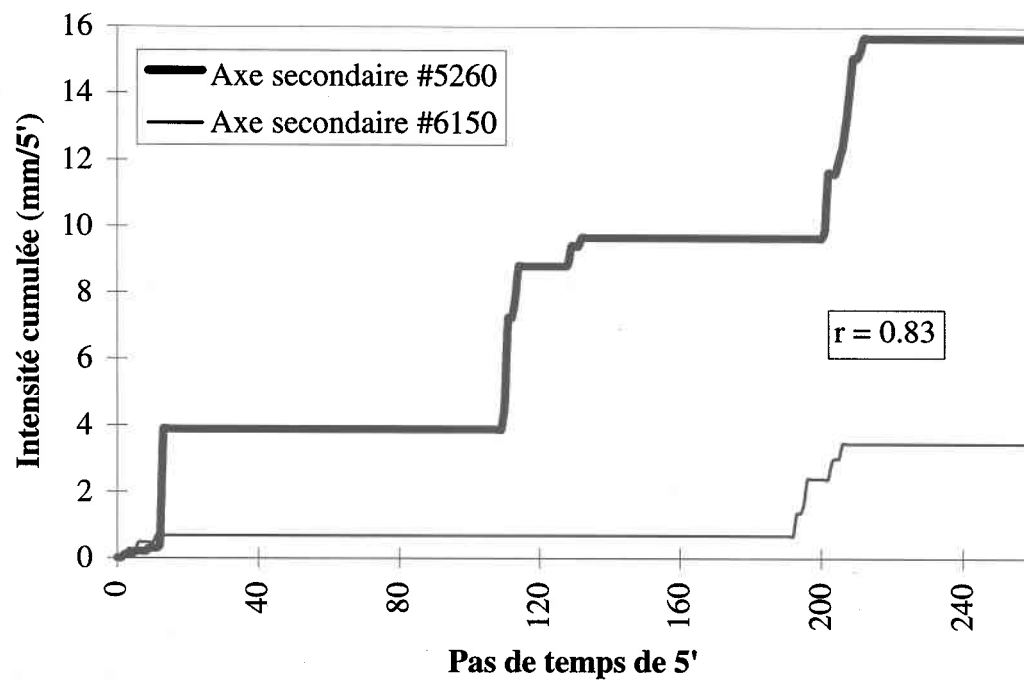


Figure K.2 : Corrélation des cumuls de pluie génératrice; événement du 18 juillet 1995

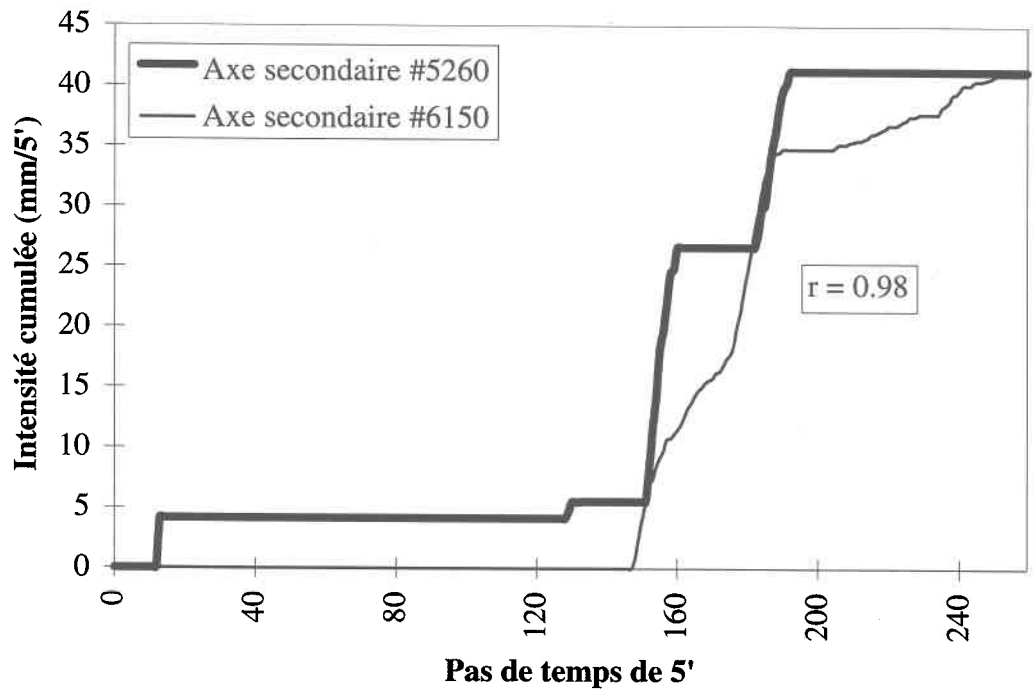


Figure K.3 : Corrélation du cumul des pluies génératrices ; événement du 23 juillet 1995

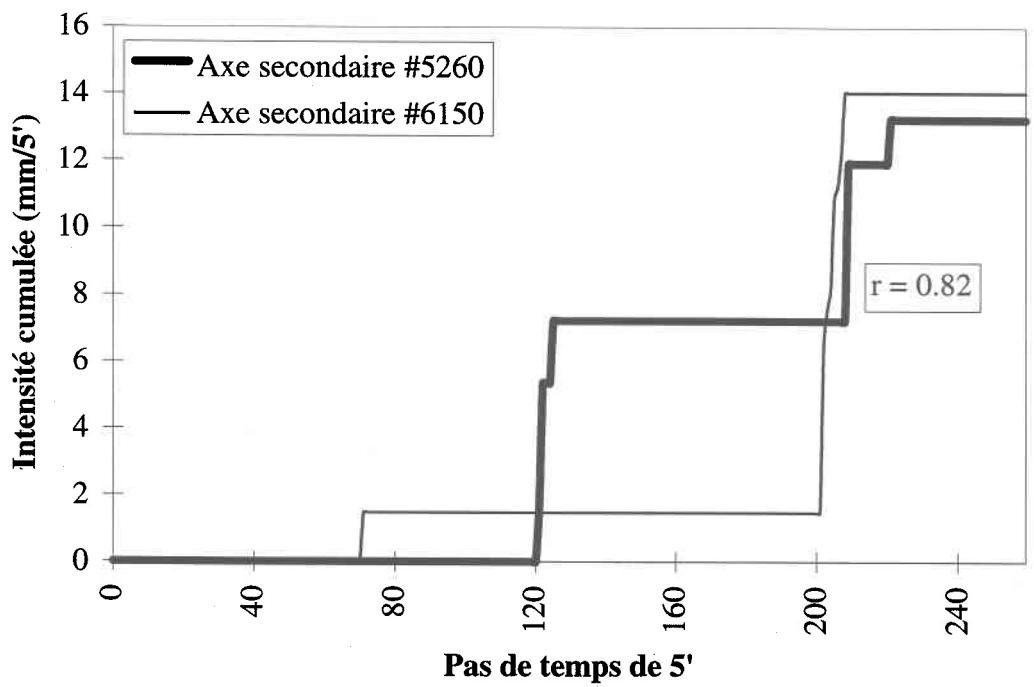


Figure K.4 : Corrélation du cumul des pluies génératrices ; événement du 1er août 1995

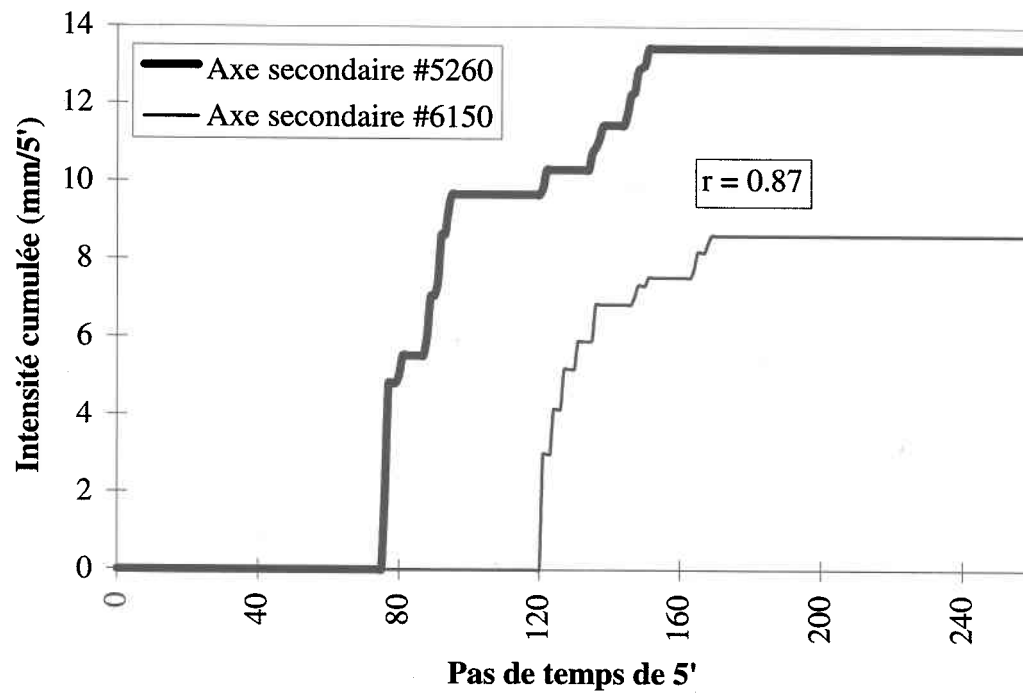


Figure K.5 : Corrélation des cumuls de pluie génératrice; événement du 12 août 1995