



HAL
open science

Variations par temps de pluie des débits dans les réseaux d'eaux usées de type séparatif: identification des composantes et modélisation des infiltrations

Naoufel Belhadj

► **To cite this version:**

Naoufel Belhadj. Variations par temps de pluie des débits dans les réseaux d'eaux usées de type séparatif: identification des composantes et modélisation des infiltrations. Sciences de la Terre. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994. Français. NNT: . tel-00529364

HAL Id: tel-00529364

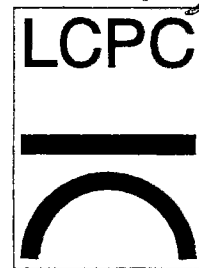
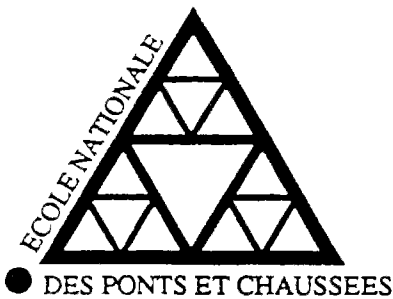
<https://pastel.hal.science/tel-00529364>

Submitted on 25 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 17 981 (4)



THESE

Présentée par

Naoufel BELHADJ

Pour l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement

**VARIATIONS PAR TEMPS DE PLUIE DES DEBITS DANS LES
RESEAUX D'EAUX USEES DE TYPE SEPARATIF :
IDENTIFICATION DES COMPOSANTES
ET MODELISATION DES INFILTRATIONS**

Date de Soutenance : le 12 octobre 1994

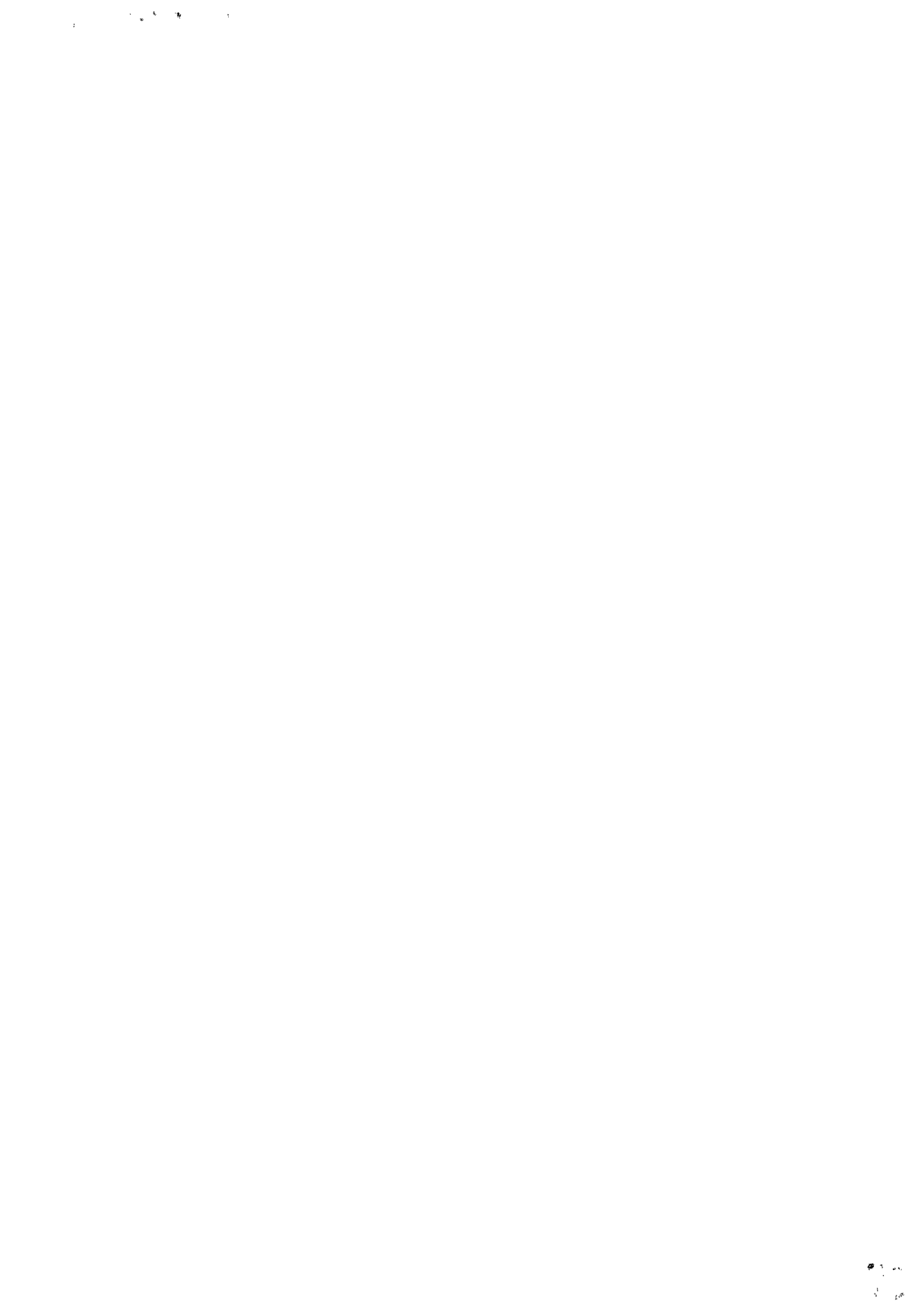
Composition du jury

M. Claude THIRRIOT	<i>Président</i>
M. Bernard CHOCAT	<i>Rapporteur</i>
M. Michel DESBORDES	<i>Rapporteur</i>
M. Jean-Claude DEUTSCH	<i>Examineur</i>
M. Jean-Pierre TABUCHI	<i>Examineur</i>
M. Georges RAIMBAULT	<i>Directeur de thèse</i>

M. Claude JOANNIS	<i>Invité</i>
--------------------------	---------------

28





REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué à la section Systèmes d'Assainissement de la division Eau du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Nantes.

Ma reconnaissance s'adresse tout d'abord à Monsieur Georges RAIMBAULT, chef de la division Eau et mon Directeur de Thèse, pour son soutien précieux, l'intérêt qu'il a porté à ce travail, ainsi que pour ses conseils avisés.

J'adresse ma profonde gratitude pour Monsieur Claude JOANNIS, chef de la section Systèmes d'Assainissement et mon conseiller d'étude pour sa grande disponibilité, ses encouragements, ses conseils judicieux et la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ce travail.

Monsieur Claude THIRRIOT, Professeur à l'ENSEEIH de Toulouse, m'a fait l'honneur de présider ce jury. Peut être se souviendra-t'il à cette occasion d'un autre présidence, mais ce jury-là se déroulait outre Méditerranée, et marquait mes premiers pas dans la voie de la recherche. Je garde en mémoire les discussions enrichissantes que nous avons eues à l'époque et je lui en suis reconnaissant.

Je tiens à remercier également Monsieur Michel DESBORDES, Professeur à l'USTL de Montpellier et Monsieur Bernard CHOCAT, Professeur à l'INSA de Lyon pour avoir accepté d'évaluer ce travail et d'être les rapporteurs de cette thèse.

Messieurs Jean-Claude DEUTSCH, Directeur du CERGRENE, Jean-Pierre TABUCHI, Ingénieur à l'Agence de Bassin Seine-Normandie m'ont fait l'honneur de participer à ce jury. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Hervé ANDRIEU, chef de la section Hydrologie en Milieu Urbain du LCPC, pour ses remarques constructives.

Messieurs Bernard FLAHAUT, Jean-Marc ROUAUD et Jean-Yves THEBAULT, techniciens à la division Eau du LCPC ont activement participé aux expérimentations de terrain. Qu'ils en soient vivement remerciés.

Je remercie vivement Madame Anne Marie COUGOUIL qui a assuré avec beaucoup de patience la frappe de cette thèse.

Enfin, je remercie tous les membres de la division Eau du LCPC, ainsi que mes amis thésards et stagiaires pour leur cordialité, leurs encouragements et grâce auxquels cette thèse s'est déroulée dans un climat à la fois stimulant et sympathique.

RESUME

Les préoccupations actuelles quant à la réduction des rejets urbains en temps de pluie ne concernent en principe guère les réseaux séparatifs de collecte des eaux usées. Pourtant les débits observés à l'exutoire de ces réseaux présentent des variations analogues à celles qui caractérisent les systèmes unitaires. Les raccordements illicites d'eaux pluviales ne sont pas la seule cause de ce comportement et les apports par infiltration y contribuent largement. Par le jeu de mécanismes complexes de drainage, les défauts d'étanchéité des réseaux, y compris ceux qui sont localisés en domaine privé, sont à l'origine de débits importants, aussi bien à l'échelle annuelle, que journalière ou même horaire. Mais ces débits restent difficiles à caractériser car ils dépendent non seulement des événements pluvieux mais de leurs antécédents et de la saison. On a donc cherché à développer un modèle permettant de simuler ces débits et à le valider à partir de mesures de terrain et d'une étude de sensibilité. Ce modèle pourrait constituer un outil intéressant pour les études diagnostic de réseau.

Mots clés: réseau d'assainissement, système séparatif, rejets urbains en temps de pluie, eaux parasites, drainage, modélisation mathématique, modèle hydrologique, filtrage numérique

ABSTRACT

The present concern about urban storm drainage and pollution control should not apply to separate foul water sewerage. However, flowrates that can be monitored at the outlets of such sewerage display huge variations along with rainfall, very much alike the ones related with combined systems. Inappropriate connexions of runoff water are not the sole explanation for such a behaviour, and infiltration is to be considered. Leaking defects, included the ones located on private properties, involve rather complex mechanisms which result in drainage of large flows into the collection pipes. These flows can reach high values whatever timescale is considered (yearly, daily and even hourly flowrates). But these flowrates cannot be easily quantify, because they depend not only on rainfall events, but also on what happened before, and on the season. So we developped a mathematical model to simulate these flowrates, and validated this model using field data and sensibility analysis. This model should be a valuable tool for sewer evaluation studies.

Keywords: Sewerage, separate sewer system, combined sewer overflow, infiltration/inflow, drainage, mathematical modelling, hydrological model, digital signal processing

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1: CONTEXTE GENERAL DE L'ETUDE ET POSITION DU PROBLEME	5
1.1. Introduction.....	5
1.2. Les eaux claires parasites (ECP)	5
1.2.1. Définition.....	5
1.2.2. Classification	6
1.2.3. Impacts des eaux claires parasites.....	11
1.2.3.1. Incidences sur les réseaux	12
1.2.3.2. Incidences sur le fonctionnement des stations d'épuration	12
1.2.3.3. Incidences sur la qualité du milieu naturel	14
1.2.4. Les ECP et les défaillances des réseaux	14
1.2.4.1. Erreurs au niveau de la conception.....	15
1.2.4.2. Les défauts de réalisation	15
1.2.4.3. Défauts se produisant au niveau de l'exploitation.....	16
1.3. Les remèdes aux eaux claires parasites.....	17
1.3.1. Interventions sur les réseaux.....	17
1.3.1.1. Suppression des eaux parasites de captage.....	17
1.3.1.2. Suppression des eaux parasites d'infiltration.....	18
1.3.1.3. Les mesures palliatives.....	18
1.3.2. Interventions sur les stations d'épuration	21
1.4. Les ECP et les études diagnostics.....	21
1.4.1. Objectifs des études diagnostics.....	21
1.4.2. Méthodologie des études diagnostics	22
1.4.3. Les campagnes de mesures et leur interprétation	24
1.5. Position du problème	25
1.6. Conclusion	26
CHAPITRE 2 : PRESENTATION DES SITES EXPERIMENTAUX	29
2.1. Introduction.....	29
2.2. Le site semi urbain du LCPC	30
2.2.1. Caractéristiques physiques.....	30
2.2.2. Instrumentation du site.....	32
2.2.2.1. Mesure de la pluie.....	34
2.2.2.2. Mesure de l'évapotranspiration potentielle.....	34

2.2.2.3. Mesure du débit des eaux usées.....	34
2.2.2.4. Mesure de potentiels hydrauliques.....	36
2.2.3. Diagnostic du site du LCPC.....	37
2.2.3.1. Test à la fumée.....	37
2.2.3.2. Traçage.....	37
2.2.3.3. Inspection télévisée du réseau sanitaire.....	37
2.2.4. Analyse des résultats expérimentaux.....	38
2.2.4.1. Analyse des mesures Pluie-Débit.....	38
2.2.4.2. Analyse des mesures tensiométriques.....	45
2.2.5. Conclusion.....	50
2.3. Le site expérimental de REZE.....	51
2.3.1. Caractéristiques du site.....	51
2.3.2. Instrumentation du site.....	54
2.3.2.1. Mesure de la pluie.....	54
2.3.2.2. Mesure du débit d'eaux usées.....	55
2.3.3. Diagnostic du site de Rezé.....	55
2.3.4. Analyse des mesures obtenues.....	56
2.3.5. Conclusion.....	60

CHAPITRE 3 : MISE EN OEUVRE D'UN MODELE DE SIMULATION DES APPORTS D'EAUX CLAIRES PARASITES D'INFILTRATION..... 63

3.1. Introduction.....	63
3.2. Objectifs.....	64
3.3. Choix de la nature du modèle.....	65
3.3.1. Analogie avec le drainage agricole.....	65
3.3.2. Les modèles pluie-débit en hydrologie.....	68
3.3.2.1. Le modèle NAM.....	70
3.3.2.2. Le modèle proposé par P. Breil.....	74
3.3.2.3. Le modèle proposé par MEIN et APOSTOLIDIS, 1993.....	77
3.4. Construction du modèle.....	79
3.4.1. Modèle de départ Mo.....	80
3.4.1.1. Le réservoir-sol.....	81
3.4.1.2. Le réservoir transfert.....	82
3.4.2. Calage du modèle.....	84
3.4.2.1. Données expérimentales.....	85
3.4.2.3. Critères d'appréciation.....	86
3.4.2.4. Méthode de calage.....	88
3.4.2.5. Initialisation des variables.....	89

3.5. Analyse des résultats obtenus par le modèle Mo.....	90
3.5.1. Une fonction logistique pour le rendement de la pluie.....	91
3.5.2. Un réservoir de transfert linéaire	92
3.5.3. Une deuxième fonction de transfert	93
3.5.4. Un troisième réservoir pour simuler le drainage lent.....	96
3.6. Influence du critère d'appréciation	104
3.6.1. Critère portant sur les volumes	104
3.6.2. Critère portant sur les débits de pointe.....	107
3.7. Influence du critère de calage	111
3.8. Le modèle retenu	117
3.8.1. Loi de vidange des réservoirs de transfert	118
3.8.2. Efficacité de la procédure de calage	122
3.8.3. Essai du modèle avec des pas de temps plus longs	125
3.9. Conclusion	130
CHAPITRE 4 : ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU MODELE RETENU	133
4.1. Introduction.....	133
4.2. Analyse de sensibilité	134
4.2.1. Généralités.....	134
4.2.2. Sensibilité du volume simulé aux variations des paramètres	138
4.2.3. Sensibilité du débit aux variations des paramètres	141
4.2.3.1. Sensibilité du débit total	142
4.2.3.2. Sensibilité du débit de drainage lent et de drainage rapide.....	144
4.2.3.3. Sensibilité des débits de pointe.....	147
4.3. Analyse de la surface de réponse.....	149
4.4. Analyse des interactions entre les paramètres du modèle.....	162
4.4.1. Matrice de variance-covariance	162
4.4.2. Analyse des effets de compensation entre les paramètres :	167
4.5. Influence de la période de calage et validation du modèle:	176
4.6. Conclusion	183
CHAPITRE 5 : PRISE EN COMPTE DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU	
DEBIT DANS UN RESEAU EAUX USEES - APPLICATION AU SITE DE REZE.....	185
5.1. Introduction.....	185
5.2. Estimation des composantes du débit total autres que les eaux claires parasites	
d'infiltration	186
5.2.1. Estimation des débits d'eaux usées (EU)	186

5.2.2. Estimation du débit d'eaux pluviales (eaux parasites de captage : EPC)	192
5.3. Etude des eaux claires parasites d'infiltration (ECPI)	196
5.3.1. Analyse de la chronique d'ECPI	196
5.3.2. Mécanismes de drainage rapides en milieu urbain	199
5.3.3. Application du modèle de simulation des ECPI	202
5.3.3.1. Calage des paramètres du modèle	202
5.3.3.2. Validation du modèle	207
5.3.3.3. Bilan des apports sur une année de mesure (juin 1991 - juin 1992).....	213
5.4. Conclusion	215
CHAPITRE 6 : UTILISATION DES TECHNIQUES DE FILTRAGE	
NUMERIQUE POUR LA SEPARATION DES COMPOSANTES DU DEBIT	217
6.1. Introduction	217
6.2. Séparation du débit de drainage lent et du débit de drainage rapide	219
6.2.1. Généralités	219
6.2.2. Mise au point d'une méthode de séparation	223
6.2.2.1. Identification de la fonction filtre	225
6.2.2.2. Estimation des paramètres de la fonction filtre	227
6.2.2.2.1. Identification des périodes non influencées (PNI).....	227
6.2.2.2.2. Optimisation des paramètres de la fonction filtre	231
6.2.3. Application du filtrage sur le site du LCPC	232
6.2.4. Calage des paramètres du modèle utilisant les résultats du filtrage.....	237
6.2.5. Conclusion	244
6.3. Séparation du débit d'eaux usées et du débit d'eaux parasites	246
6.3.1. Introduction	246
6.3.2. Représentation spectrale du débit	248
6.3.3. Identification de la fonction filtre	253
6.3.4. Application du filtrage sur le site de Rezé	255
6.3.5. Conclusion	263
CONCLUSION GENERALE	265
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	271
ANNEXES	

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 (Chapitre 2)

Figure A1.1: Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

Figure A1.2: Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

ANNEXE 2 (chapitre 3)

A2.1. Représentation des débits mesurés et simulés par les différentes versions du modèle

Figure A2.1: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0 (site: LCPC)

Figure A2.2: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0a (site: LCPC)

Figure A2.3: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0b (site: LCPC)

Figure A2.4: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1 (site: LCPC)

Figure A2.5: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1a (site: LCPC)

Figure A2.6: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M2 (site: LCPC)

Figure A2.7: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M3 (site: LCPC)

Figure A2.8: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M4 (site: LCPC)

Figure A2.9: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M5 (site: LCPC)

Figure A2.10: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M6 (site: LCPC)

Figure A2.11: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M7 (site: LCPC)

Figure A2.12: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M8 (site: LCPC)

Figure A2.13: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M9 (site: LCPC)

A2.2. La méthode d'optimisation du recuit simulé

ANNEXE 3 (chapitre 4)

Figure A3.1: Illustration du coefficient de sensibilité du volume total SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.2: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage lent SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.3: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage rapide SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.4: Illustration du coefficient de sensibilité de la fonction critère SPCR pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.5: Illustration du coefficient de sensibilité du débit total CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.6: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage lent CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.7: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage rapide CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.8 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et R_{max} .

Figure A3.9 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et T_{max} .

Figure A3.10 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et C .

Figure A3.11 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et R_{max} .

Figure A3.12 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et T_{max}

Figure A3.13 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et S_{ac} .

Figure A3.14 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et R_{max} .

Figure A3.15 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et S_{ac}

Figure A3.16 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres R_{max} et S_{ac} .

Figure A3.17 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres T_{max} et S_{ac} .

ANNEXE 4 (chapitre 6)

A4. Identification de la fonction filtre de WIENER

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Classification des apports d'eaux parasites (d'après LROP-AGENCE DE BASSIN SEINE NORMANDIE , 1982)	7
Tableau 1.2 : Classification mixte des apports d'eaux parasites (d'après Agence de Bassin Loire Bretagne, 1982)	8
Tableau 2.1 : Caractéristiques du réseau expérimental du LCPC	31
Tableau 2.2 : Mise en perspective des apports d'ECPI et des autres composantes des débits collectés par les réseaux d'assainissement.....	44
Tableau 3.1 : Comparaison de certains paramètres du modèle NAM pour les 4 bassins versants testés (GUSTAFSSON ET AL., 1991).....	73
Tableau 3.2 : Résultats de calage du modèle Mo.....	90
Tableau 3.3 : Résultats de calage du modèle Moa.....	91
Tableau 3.4 : Résultats de calage du modèle Mob.....	92
Tableau 3.5 : Résultats de calage du modèle M1	94
Tableau 3.6 : Résultats de calage du modèle M1a.....	95
Tableau 3.7 : Résultats de calage du modèle M2	98
Tableau 3.8 : Expressions proposées pour les 7 versions testées.....	99
Tableau 3.9 : Résultats de calage des 7 versions proposées	100
Tableau 3.10 : Illustration de l'amélioration du critère de Nash obtenue en effectuant le calage avec un seuil de débit	115
Tableau 3.11 : Critère d'appréciation global pour les différents critères de calage.....	116
Tableau 3.12 : Résultats du calage du modèle pour différentes lois de vidange du réservoir de drainage rapide.....	121
Tableau 3.13 : Résultats du calage du modèle pour différentes lois de vidange du réservoir de drainage lent.....	122
Tableau 3.14 : Résultats du calage avec plusieurs jeux de paramètres initiaux pour les trois méthodes utilisées.....	124
Tableau 3.15 : Résultats du calage du modèle avec des pas de temps plus longs	128
Tableau 4.1 : Détail des échantillons considérés par l'analyse de sensibilité des débits de pointe.....	147
Tableau 4.2 : Résultats de l'analyse des paramètres du modèle sur toute la période de mesures.....	165
Tableau 4.3 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres a et b.	174
Tableau 4.4 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres C et Rmax.	174
Tableau 4.5 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres C et Tmax.	175
Tableau 4.6 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres Rmax et Tmax.....	175
Tableau 4.7 : Résultats de l'analyse de l'influence de la période de calage.....	178

Tableau 4.8 : Résultats du calage du modèle utilisant les mesures inférieures à un débit seuil.....	181
Tableau 5.1 : Détail des événements pluvieux sélectionnés et calcul de la surface active.....	194
Tableau 5.2 : Résultat du calage du modèle sur le site de Rezé	202
Tableau 5.3 : Valeurs des paramètres du modèle pour les deux sites étudiés	206
Tableau 5.4 : Résultats de simulation des ECPI durant les périodes de validation.....	207
Tableau 6.1 : Comparaison entre le débit de drainage lent filtré et simulé.	236
Tableau 6.2 : Résultats du calage du premier groupe de paramètres.....	238
Tableau 6.3 : Comparaison des valeurs optimales des paramètres pour les deux méthodes de calage.	242
Tableau 6.4 : Comparaison du débit d'ECPI obtenu par les deux méthodes utilisées	263

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Mise en évidence des apports d'eaux parasites de captage (EPC).....	10
Figure 1.2 : Mise en évidence des apports d'eaux parasites de nappe (drainage lent).....	10
Figure 1.3 : Mise en évidence des apports d'eaux parasites de drainage rapide	10
Figure 1.4 : Exemple de calcul des surfaces actives: corrélations pluie-volume excédentaire (JOANNIS, 1993).....	26
Figure 2.1 : Le site semi urbain du LCPC.....	33
Figure 2.2 : Plan d'expérimentation du site semi urbain du LCPC, (BREIL, 1990).....	35
Figure 2.3 : Exemple de représentation du débit total et de la pluie sur le site du LCPC	38
Figure 2.4 (début): Chroniques de pluies et de débits parasites sur le site du LCPC.....	39
Figure 2.4 (fin): Chroniques de pluies et de débits parasites sur le site du LCPC	40
Figure 2.5 : Débits cumulés (SQ) en fonction des pluies cumulées (SP) (du 18/03/87 au 08/06/88).....	41
Figure 2.6 : Fréquences relatives cumulées des débits journaliers des ECPI et des eaux de ruissellement (période du 18/03/87 au 18/03/88).....	43
Figure 2.7 : Fréquences relatives cumulées des débits horaires des ECPI et des eaux de ruissellement (période du 18/03/87 au 18/03/88)	44
Figure 2.8 : Potentiels hydrauliques dans l'encaissement A (à 3,5 m de la tranchée).....	45
Figure 2.8 (suite): Potentiels hydrauliques dans l'encaissement A (à 3,5 m de la tranchée).....	46
Figure 2.9 : Profils des potentiels en A2 durant la période de reprise des écoulements (à 3,5 m de la tranchée).....	47
Figure 2.10 : Profils des potentiels en A2 durant la période du 15/02/88 au 07/03/88 (à 3,5 m de la tranchée).....	49
Figure 2.11 : Illustration du phénomène de coin en rapport avec le drainage rapide (Breil et al., 1993).....	50
Figure 2.12 : Vue d'ensemble du site urbain de REZE.....	53
Figure 2.13 : Profil en travers type des chaussées sur le site de Rezé.	54
Figure 2.14 : Courbes de régression pour chaque couple de pluviomètres (intensités horaires) a/ Gagnerie - Pépinière b/ Gagnerie - Maraîchère c/ Pépinière - Maraîchère	57
Figure 2.15 (début): Exemple de mesures de pluie et de débit sur le site de Rezé.	58
Figure 2.15 (fin): Exemple de mesures de pluie et de débit sur le site de Rezé.	59
Figure 3.1 : Structure du modèle GR3 (EDIJATNO, 1990)	68
Figure 3.2 : Structure du modèle NAM.....	70
Figure 3.3 : Exemple de simulation du débit dans un réseau unitaire par le modèle NAM.....	73
Figure 3.4 : Structure du modèle proposé par P. BREIL (1990).....	75
Figure 3.5 : Exemple de simulation des apports d'E.C.P. par le modèle de P. BREIL.....	76

Figure 3.6 : Structure du modèle proposé par MEIN et APOSTOLIDIS, 1993.....	78
Figure 3.7 : Structure du modèle de base Mo.....	80
Figure 3.8 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle Mo.....	90
Figure 3.9 : Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle Moa.....	92
Figure 3.10 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle Mob.....	93
Figure 3.11 : Structure du modèle M1.....	94
Figure 3.12 : Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle M1.....	95
Figure 3.13 : Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle M1a.....	96
Figure 3.14 : Structure du modèle M2.....	97
Figure 3.15 : Schéma du modèle avec le nouvel emplacement du réservoir T.....	98
Figure 3.16 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M4.....	101
Figure 3.17 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M5.....	101
Figure 3.18 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M9.....	102
Figure 3.19 : Variation des coefficients de partage pour le modèle M9 (a): K et (b): K1.....	103
Figure 3.20 (début) : Critère d'appréciation sur le cumul des volumes a) cumul sur 3 heures et b) cumul sur 6 heures.....	105
Figure 3.20 (suite) : Critère d'appréciation sur le cumul des volumes c) cumul sur 12 heures et d) cumul sur 24 heures.....	106
Figure 3.21 (début) : Critère d'appréciation avec un seuil de débit a) $Q_s = 0,0 \text{ m}^3/\text{h}$ et b) $Q_s = 2$ m^3/h	109
Figure 3.21 (suite) : Critère d'appréciation avec un seuil de débit c) $Q_s = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ et d) $Q_s = 10 \text{ m}^3/\text{h}$	110
Figure 3.22 (début) : Résultats de calage des modèles à un seuil de débit a) $Q_c = 0 \text{ m}^3/\text{h}$ et b) $Q_c = 2$ m^3/h	112
Figure 3.22 (suite) : Résultats de calage des modèles avec un seuil de débit c) $Q_c = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ et d) Q_c $= 10 \text{ m}^3/\text{h}$	113
Figure 3.23 : Structure du modèle retenu.....	119
Figure 3.24 : Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps de 6 heures.....	129
Figure 3.25 : Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps de 12 heures.....	130
Figure 3.26 : Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps journalier.....	130
Figure 4.1 : Variations relatives du volume total simulé.....	138
Figure 4.2 : Coefficient de sensibilité du volume total (perturbation des paramètres de +/- 25 %).....	140
Figure 4.3 : Coefficient de sensibilité du volume de drainage lent.....	140
Figure 4.4 : Coefficient de sensibilité du volume de drainage rapide.....	140
Figure 4.5 : Variation relative de la fonction critère en fonction du taux de modification des paramètres.....	143
Figure 4.6 : Sensibilité du critère d'appréciation CR aux variations des paramètres.....	144
Figure 4.7 : Variation du critère CRP pour le débit total (perturbation des paramètres de +/- 25 %).....	146
Figure 4.8 : Variation du critère CRP pour le débit de drainage lent.....	146

Figure 4.9 : Variation du critère CRP pour le débit de drainage rapide.....	146
Figure 4.10 : Représentation des coefficients de sensibilité pour les.....	148
Figure 4.11 : Exemples de courbes de contour dans une section plane de la surface de réponse.....	151
Figure 4.12 : Calcul de l'indice de concentricité.....	152
Figure 4.13 : Calcul de l'indice d'interaction i (SOROOSHIAN et ARFI, 1982).....	153
Figure 4.14 : Période retenue pour l'analyse de la surface de réponse.....	154
Figure 4.15 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et b.....	156
Figure 4.16 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et C.....	157
Figure 4.17 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et Tmax.....	158
Figure 4.18 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres Rmax et Tmax.....	159
Figure 4.19 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et Sac.....	160
Figure 4.20 : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.....	167
Figure 4.20 (suite) : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.....	168
Figure 4.20 (fin) : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.....	169
Figure 4.21 : Illustration des effets de compensation pour chaque paire de paramètres.....	170
Figure 4.21 (suite) : Illustration des effets de compensation pour chaque paire de paramètres.....	171
Figure 4.22 : Illustration des effets de compensation entre le paramètre Sac et les autres paramètres du modèle.....	173
Figure 4.23 : Illustration des périodes de calage et de validation utilisées.....	177
Figure 4.24 : Débit mesuré et simulé durant la période de calage (4) et de validation.....	180
Figure 4.25 : Représentation du débit mesuré et simulé obtenus en utilisant les paramètres issus du calage avec les débits inférieurs à 20 m ³ /h.....	182
Figure 5.1: Illustration des critères de sélection des périodes représentatives des apports d'EU.....	187
Figure 5.2 : Sélection des mesures du débit d'eaux usées.....	188
Figure 5.3 : Profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant l'été.....	189
Figure 5.4 : Profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant l'hiver.....	190
Figure 5.5 : Profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant les vacances scolaires.....	191
Figure 5.6 : Illustration de la réponse du réseau à la pluie durant la période d'été.....	194
Figure 5.7 : Corrélation entre les hauteurs de pluie et les volumes d'EPC.....	195
Figure 5.8 (début): Chronologie de pluie et de débit parasite d'infiltration sur le site de Rezé.....	197
Figure 5.8 (suite): Chronologie de pluie et de débit parasite d'infiltration sur le site de Rezé.....	198
Figure 5.9 : Exemple de sondage sur une chaussée présentant une couche compacte.....	200
Figures 5.10 : Exemples illustrant la circulation de l'eau entre la chaussée et l'accotement.....	201
Figure 5.11 : Débits d'ECPI mesurés et simulés durant la période de calage.....	203
Figure 5.12 : Répartition des fréquences relatives pour les débits mesurés et simulés.....	205
Figure 5.13 : Répartition des fréquences cumulées pour les débits mesurés et simulés.....	205
Figure 5.14 : Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation.....	208
Figure 5.14 (suite): Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation.....	209

Figure 5.14 (fin): Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation.....	210
Figure 5.15 : Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation.....	211
Figure 5.16 : Variation du stock d'eau dans les trois réservoirs du modèle (période du 01/08/91 au 21/03/93).....	212
Figure 5.17 : Variations de la fraction de la pluie nette qui contribue au drainage rapide.....	213
Figure 6.1 : Illustration du premier critère de sélection des périodes non influencées.....	228
Figure 6.2 : Illustration du deuxième critère de sélection des périodes non influencées.....	229
Figure 6.3 : Identification des périodes non influencées par la pluie sur le site du LCPC.....	230
Figure 6.4 : Illustration des résultats du filtrage obtenus pour le premier échantillon.....	233
Figure 6.5 : Illustration des résultats du filtrage obtenus pour le deuxième échantillon.....	234
Figure 6.6 : Comparaison entre le débit de drainage lent filtré et celui estimé par la méthode de LYNE et al 1971.....	235
Figure 6.7 : Comparaison du débit de drainage lent filtré et celui simulé par le modèle.....	236
Figure 6.8 : Débit de drainage lent filtré et simulé sur la totalité de la période de calage (site du LCPC).....	239
Figure 6.9 (début): Débits mesurés et simulés obtenus avec le calage du modèle en deux phases.....	240
Figure 6.9 (suite): Débits mesurés et simulés obtenus avec le calage du modèle en deux phases.....	241
Figure 6.10 : Comparaison des stocks d'eau dans les trois réservoirs du modèle en utilisant le calage en deux phases et le calage global.....	243
Figure 6.11 : Exemple des erreurs commises lors de l'estimation des eaux usées.....	247
Figure 6.12 : Débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92).....	250
Figure 6.13 : Spectre d'amplitude du débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92).....	250
Figure 6.14 : Densité spectrale de puissance du débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92).....	251
Figure 6.15 : Spectre d'amplitude du débit de temps sec (extrapolation à partir de la semaine du 09/12/91 au 15/12/91).....	252
Figure 6.16 : Les différentes étapes de la mise en oeuvre de la procédure de filtrage.....	256
Figure 6.17 : Exemple des résultats du filtrage numérique durant la période estivale (site de Rezé).....	257
Figure 6.18 : Exemple des résultats du filtrage numérique durant la période hivernale (site de Rezé).....	258
Figure 6.19 : Illustration des variations du débit d'ECP obtenu par le filtrage numérique.....	259
Figure 6.20 : Mesures caractéristiques du débit d'eaux usées durant la période estivale.....	259
Figure 6.21 : Mesures caractéristiques du débit d'eaux usées durant la période hivernale.....	260
Figure 6.22 : Illustration des résultats obtenus durant la période estivale avec une nouvelle évaluation de la fonction filtre.....	260
Figure 6.23 : Illustration des résultats obtenus durant la période hivernale avec une nouvelle évaluation de la fonction filtre.....	261

Figure 6.24 : Illustration des variations du débit d'ECP obtenu avec la nouvelle évaluation de la fonction filtre.....	262
Figure 6.25 : Spectres d'amplitude du débit d'ECP et d'EU à l'issue de la procédure de filtrage.....	262

LISTE DES ABREVIATIONS

CEMAGREF: Centre national de Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.

CERGRENE: Centre d'Enseignement et de Recherche pour la Gestion des Ressources Naturelles et de l'Environnement.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

LROP : Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien.

SATESE : Services d'Assistance Technique aux Exploitants des Stations d'Épuration.

ECP : Eaux Claires Parasites.

EPI : Eaux Parasites d'Infiltration.

ECPI : Eaux Claires Parasites d'Infiltration.

EPC : Eaux Parasites de Captage.

EU : Eaux Usées

EB : Erreur de Bilan.

SEQ : Somme des Ecartés Quadratiques.

CR : Critère de calage.

PNI : Périodes Non Influencées par la pluie.

SCR
SPCR
CRP } Indices de Sensibilité (cf. pp. 249).

INTRODUCTION

La première démarche en matière d'assainissement collectif date du XIXe siècle. Elle a consisté à mettre en place des réseaux de canalisations souterraines pour la collecte et l'acheminement des eaux usées loin des agglomérations. La protection sanitaire des populations et l'amélioration du cadre de vie étaient à l'origine de cette action : il fallait évacuer le plus vite possible les eaux souillées hors des cités et éviter tout contact susceptible de nuire à la santé des individus.

Le développement rapide de l'urbanisation en périphérie des agglomérations et la forte imperméabilisation des espaces libres ont posé par la suite le problème d'évacuation des eaux pluviales. La nécessité de protéger les personnes et les biens contre les risques d'inondations a conduit les projeteurs à tenir compte de ces apports supplémentaires lors du dimensionnement des collecteurs. C'est également la période de développement du système séparatif qui, par opposition au système unitaire, consiste à évacuer les eaux pluviales et les eaux usées dans des réseaux séparés.

Cet impératif d'hygiène public et de lutte contre les inondations a pour longtemps limité le rôle de l'assainissement à celui de l'évacuation. Cependant, l'accroissement permanent des populations et l'évolution sociale, parallèlement au développement industriel, ont considérablement augmenté les besoins en eau et par conséquent le rejet des flux polluants dans le milieu naturel. La dégradation progressive de la qualité de ce dernier est devenue alors préoccupante et il apparut nécessaire de le protéger. L'étude et la mise en oeuvre des ouvrages et des unités susceptibles de réduire les flux polluants à des niveaux compatibles avec les caractéristiques du milieu récepteur répondent bien à cette finalité. C'est ainsi que les stations d'épuration furent construites à l'aval des réseaux d'assainissement surtout à partir des années 70. Par exemple en France, le nombre de stations d'épuration en service est passé d'environ 2000 en 1974 à environ 13 000 en 1992 avec une capacité de traitement de l'ordre de 70 millions d'équivalents habitants (GUETTIER, 1993). Ce développement quantitatif s'est accompagné d'une évolution qualitative, avec la mise en oeuvre de techniques de plus en plus élaborées. Celles-ci permettent d'améliorer la fiabilité des ouvrages, leur intégration dans leur environnement immédiat, mais aussi les rendements obtenus et la prise en charge de nouvelles

catégories de polluants: matières en suspension et matières oxydables, puis azote, phosphore, germes pathogènes, et toute la gamme des polluants spécifiques d'origine industrielle.

Parallèlement le développement des réseaux se poursuivait, essentiellement sur le mode séparatif. Ainsi l'assainissement évoluait selon deux logiques parallèles. La logique "pluviale", toujours axée sur les systèmes d'évacuation dans un contexte d'événements pluvieux notables, affinait des modèles hydrologiques et hydrauliques, et des techniques de stockage et de gestion des débits. La logique "eaux usées", quant à elle considérait que les réseaux constituaient un moyen de collecte nécessaire et coûteux, mais relativement simple à concevoir et à mettre en oeuvre, et s'intéressait davantage aux stations d'épuration. Quant aux systèmes unitaires existants, il relevaient de l'une ou de l'autre suivant le temps qu'il faisait...

Cependant, l'efficacité de l'assainissement, mesurée par le taux de dépollution (rapport entre la pollution éliminée par les stations et la pollution brute produite par les habitants et les activités industrielles raccordées sur le réseau) n'est de l'ordre que de 40 %: seulement 60 % de la pollution émise est traitée, et ce avec un rendement voisin de 70% pour les matières oxydables (GUETTIER, 1993). Il faut donc améliorer l'efficacité de la collecte et du traitement.

En ce qui concerne le traitement, les campagnes de mesure qui ont été menées essentiellement par les SATESE et les agences de bassin sur de nombreuses installations d'épuration ont montré que les mauvaises caractéristiques des effluents fournis par les réseaux (qualité, quantité) sont en grande partie à l'origine des faibles rendements observés. Le plus souvent, il s'agit d'effluents d'eaux usées diluées par des apports d'eaux claires dans les réseaux. On parle alors d'eaux claires parasites (ECP). Par exemple dans une étude menée sur 1260 dispositifs d'épuration biologique dans le bassin Seine-Normandie, l'arrivée des eaux claires parasites est dans 30.4% des cas à l'origine du mauvais fonctionnement de ces installations (Agence financière de bassin Seine-Normandie, 1981).

Au niveau de la collecte, la présence des réseaux est évidemment essentielle, mais elle ne garantit pas leur efficacité (réseaux unitaires, réseaux "pseudo" séparatifs, réseaux non étanches). En particulier on peut suspecter, même si elle sont difficiles à quantifier, d'importantes "évasions" en temps de pluie liées aux surverses nécessaires pour garder aux stations d'épuration un minimum d'efficacité. Les avantages théoriques du système séparatif ne sont pas, en pratique, aussi faciles à obtenir que prévu.

Pour évaluer l'ampleur des problèmes et les résoudre des **études de diagnostic** des réseaux ont été entreprises dès la fin des années 70 avant toute extension des capacités de

traitement. Ces études visaient essentiellement la reconnaissance et la quantification des eaux parasites, l'évaluation de leurs conséquences et la proposition des solutions adéquates pour remédier aux problèmes posés par ces apports. Parmi ces solutions les plus classiques sont l'étanchéification des collecteurs fuyards ou sujets à l'infiltration, à l'aide des nombreuses techniques de rénovation actuellement disponibles, et la déconnexion et/ou le stockage des apports d'eaux pluviales. Mais il est apparu à l'usage que ces solutions n'étaient pas toujours parfaitement adaptées, et en particulier que la distinction entre infiltrations et raccordements d'eaux pluviales n'était pas aussi claire qu'il n'y semblait. Une première thèse (BREIL, 1990) a d'ailleurs été réalisée au LCPC sur un type d'apport qui peut par certains aspects être considéré comme intermédiaire entre les deux précédents, et baptisé "**drainage rapide**".

Par ailleurs les préoccupations environnementales se sont développées jusqu'à concerner les eaux pluviales elles mêmes, ou plus généralement la pollution en temps de pluie. En particulier la Directive Européenne du 21 mai 1991 adopte une vision plus globale de l'assainissement, intégrant réseau et station, temps sec et temps de pluie, réseau séparatifs de collecte des eaux usées et réseaux unitaires. Les études diagnostic de réseaux qui sont maintenant réalisées prennent en compte cette orientation, et ont élargi leur champs d'investigation: elles ne se focalisent plus seulement sur la lutte contre les eaux parasites, mais cherchent à évaluer les rejets en temps de pluie et leur impact sur les milieux récepteurs, et à proposer diverses combinaisons de procédés de stockage et de traitement, permettant de faire face dans les meilleures conditions à la diversité des aléas climatiques.

Notre travail s'inscrit dans cette évolution, tout en se situant davantage dans le prolongement de la tradition "eaux usées". Il s'intéresse à un type particulier d'eau parasite d'infiltration, le drainage rapide, important vis à vis des débits d'eaux usées. Mais la variabilité de ces apports nécessite l'usage de techniques "eaux pluviales" pour sa quantification (**modélisation**) et la conception d'ouvrages adaptés (stockage, décantation).

Nous examinerons tout d'abord la méthodologie des études diagnostic et les problèmes qui ont pu apparaître lors de leur réalisation et les évolutions qui semblent actuellement nécessaires. Puis nous présenterons les données qui ont servi de base à la démarche de modélisation. En effet ces données ne proviennent pas d'études diagnostic, car elles sont mal adaptées à cet usage, mais de campagnes de mesures de longues durées réalisées sur deux sites. Nous présenterons également les premières interprétations réalisées sur ces données dans le cadre de la thèse évoquée plus haut. Dans un troisième chapitre nous retracerons la démarche de construction d'un modèle, à partir des données d'un des sites, constituant par sa configuration une sorte de cas d'école. Puis nous analyserons plus finement le comportement de ce modèle, et en particulier divers aspects de sa "sensibilité" aux variations des paramètres.

Dans le cinquième chapitre nous chercherons à transposer le modèle sur un site plus typique du contexte urbain, nécessitant certaines adaptations pour tenir compte d'autres composantes du débit, et en particulier du débit sanitaire lui-même. Enfin, nous explorerons certaines voies d'améliorations envisageables, mettant en oeuvre des techniques complètement différentes, utilisant le filtrage numérique pour prétraiter les données avant le calage du modèle d'infiltration.

CHAPITRE 1

CHAPITRE 1

CONTEXTE GENERAL DE L'ETUDE ET POSITION DU PROBLEME

1.1. INTRODUCTION

La présence d'importantes quantités d'eaux parasites dans les réseaux d'assainissement apparaît comme une cause importante du mauvais rendement des stations d'épurations qui fonctionnent souvent dans des conditions hydrauliques difficiles. Les incidences des ces apports se font également sentir au niveau du réseau de collecte lui même et du milieu naturel.

L'élimination des eaux parasites nécessite au préalable d'identifier leurs origines, de les quantifier et d'examiner leur impact réel. C'est l'objet des études diagnostic des réseaux dont le résultat permet de définir le programme des interventions nécessaires pour assurer le fonctionnement normal du système d'assainissement.

1.2. LES EAUX CLAIRES PARASITES (ECP)

1.2.1. Définition

D'une façon générale, les eaux parasites sont définies comme étant l'ensemble des effluents qui transitent par un réseau d'assainissement qui n'a pas été conçu pour les recevoir et induisant des impacts dommageables pour le fonctionnement des ouvrages.

Pour les réseaux d'eaux usées, il s'agit essentiellement d'eaux "propres" qui sont véhiculées par les réseaux mais qui ne correspondent pas à leur vocation initiale de collecte d'eaux usées domestiques. Elles sont qualifiées de "parasites" parce que leur présence indésirable par leur qualité et/ou leur quantité, gêne le transport et le traitement des eaux usées.

Les apports d'eaux claires parasites dans les réseaux ont cependant des origines diverses et présentent des comportements différents dans le temps, et peuvent être de ce fait divisées en plusieurs catégories.

1.2.2. Classification

En fonction de leur origine et de leur variabilité dans le temps, on peut distinguer différents types d'apports d'eaux claires parasites. Les diverses classifications utilisées font référence à deux critères :

- *la répartition dans l'espace*: qui permet de distinguer d'une part les apports ponctuels pour lesquels les intrusions d'eaux parasites se font à des endroits bien définis et qui peuvent être localisés, et d'autre part les apports diffus pour lesquels les points de pénétration sont multiples, de dimensions variables et dispersés sur une grande longueur de collecteur.

A partir de ce type de répartition, on distingue classiquement deux grandes catégories d'apports parasites:

- les eaux parasites de captage (EPC) qui sont des apports ponctuels et qui résultent de l'ensemble des raccordements non conformes sur le réseau sanitaire tels que les branchements d'eaux pluviales, captage de sources, rejets d'eaux claires industrielles, raccordement de drains....

- les eaux parasites d'infiltration (EPI) qui sont diffuses et qui peuvent s'introduire dans le réseau à travers les joints non étanches, les fissures, les échelons de regards mal scellés

- *la répartition dans le temps*: il s'agit de distinguer entre les apports permanents qui sont constants le long de l'année ou qui ne subissent que des faibles variations, et les apports non permanents (ou pseudo-permanent) qui sont beaucoup plus variables, généralement en relation avec l'intensité et la durée des événements pluvieux, ou d'une manière plus globale avec les saisons. Une manière plus détaillée d'aborder l'aspect temporel repose sur la considération du temps de réponse à la pluie ou l'échelle de temps de variations de débit. C'est l'exemple de l'approche adoptée par le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien (LROP) et qui a permis d'aboutir à la classification donnée par le tableau 1.1.

Temps de réponse	Nature des eaux parasites	Causes à rechercher
Quelques minutes à 1 ou 2 heures	apports aléatoires	Erreurs de branchements Collectes de fossés Surverses de plans d'eau
Quelques heures à quelques jours	apports pseudo-permanents	Infiltration dans les nappes à niveau variable Ressuyage des terrains perméables Drainage
Saisonnier ou annuel ou infini	apports permanents	Infiltration dans les nappes à niveau stable Ressuyage des terrains peu perméables (limons)

Tableau 1.1: Classification des apports d'eaux parasites (d'après LROP-AGENCE DE BASSIN SEINE NORMANDIE , 1982)

- *Classification mixte*: une combinaison de ces deux critères aboutit à une classification mixte qui tient compte à la fois des caractéristiques temporelles et spatiales des apports parasites. Un exemple de ce type de classement est celui représenté par le tableau 1.2 qui a été développé au Canada dans le cadre de l'analyse E.P.I.C (eaux parasites d'infiltration et de captage) (GOUVERNEMENT DU QUEBEC, 1981) et repris ensuite par l'Agence de Bassin Loire Bretagne (AGENCE DE BASSIN LOIRE BRETAGNE, 1982).

Cette classification est assez complète et illustre bien la diversité des apports parasites. Cependant, dans la pratique certains types d'apport ne sont pas toujours faciles à identifier. A titre d'exemple, on peut noter que les EPC1 et EPC3 ne sont en général pas distinguées l'une de l'autre et que ces apports de captage permanent ne peuvent être quantifiés que lorsqu'ils ont été localisés d'une manière précise. A l'échelle d'un bassin versant, ils sont donc souvent cumulés avec ceux des infiltrations permanentes (EPI1).

Critère temps espace	eaux parasites permanentes	eaux parasites non permanentes
eaux parasites d'infiltration EPI	apports permanents en période de basses eaux EPI 1	apports parasites liés aux fluctuations de la nappe EPI 2
eaux parasites de captage EPC	- sources, ruisseaux captés, - drains raccordés au réseau EPC 1 - eaux de refroidissement EPC 3	eaux de ruissellement (réseau séparatif eaux usées) captage du cours d'eau par mise en charge des déversoirs d'orage lors de crues EPC 2

Tableau 1.2: Classification mixte des apports d'eaux parasites (d'après AGENCE DE BASSIN LOIRE BRETAGNE, 1982)

Enfin, on retiendra pour la suite de l'étude la classification simplifiée suivante:

Les eaux parasites aléatoires de captage (EPC)

Ce type d'apport résulte du captage d'eaux pluviales raccordées volontairement ou involontairement au réseau eaux usées. Elles peuvent provenir soit de branchements particuliers qui collectent les eaux de toitures, de descentes de garage, de drains de fondations de bâtiments, ..., soit d'avaloirs de chaussées recueillant les eaux de ruissellement des surfaces imperméabilisées telles que parkings, chaussées, ..., raccordés par erreur ou par commodité au réseau eaux usées.

Ces apports se caractérisent par une réponse rapide et limitée aux séquences pluvieuses. Leur temps de réponse est variable de quelques minutes à une ou deux heures. Ils sont souvent à l'origine des pointes de débit observées à l'exutoire du réseau (figure 1.1).

Les eaux parasites pseudo-permanentes d'infiltration ou de nappe (drainage lent)

De provenance diffuse sur l'étendue du réseau de collecte, les eaux d'infiltration trouvent leur entrée dans le réseau au travers des joints de canalisations, des pores du béton, des fissures, de la maçonnerie des regards et des branchements...

Ces eaux constituent un apport permanent ou "pseudo-permanent" d'infiltration dans la mesure où elles résultent de la pénétration d'eaux de nappe souterraine à l'intérieur d'un système d'assainissement qui joue alors le rôle de drain vis-à-vis de cette nappe.

Lorsque les nappes souterraines à niveau stable baignent les collecteurs, un débit de fond permanent d'ECP persiste. Ce débit est peu variable sur une courte durée (quelques jours) mais présente des variations saisonnières plus significatives (figure 1.2).

Les eaux parasites d'infiltration temporaire (drainage rapide)

La prise en compte de ce type d'apport d'eaux parasites est assez récente. Il résulte des eaux d'infiltration qui transitent par le sol et ne contribuent pas à la recharge des nappes souterraines : elles sont rapidement drainées par les collecteurs au travers de leurs défauts d'étanchéité.

Les apports de drainage rapide sont liés d'une part à l'importance des événements pluvieux, et d'autre part à l'état hydrique du sol à proximité des collecteurs et au niveau des nappes temporaires. Ils présentent un temps de réponse à la pluie très variable (de une ou deux heures à quelques jours) selon la nature du terrain (perméabilité) et également selon le contexte hydrologique et les antécédents pluvieux.

En période de nappes hautes, la réponse du réseau par drainage rapide des eaux d'infiltration est comparable à celle du captage direct des eaux pluviales. Les débits observés semblent être directement liés à l'intensité de la pluie avec des pointes élevées et un temps de réponse très court (figure 1.3).

A la fin de l'événement pluvieux, l'apport d'eaux parasites est dû principalement au ressuyage des sols perméables, il est donc moins important, moins variable et se prolonge jusqu'au rétablissement du régime permanent ou pseudo-permanent dû au drainage lent de la nappe profonde.

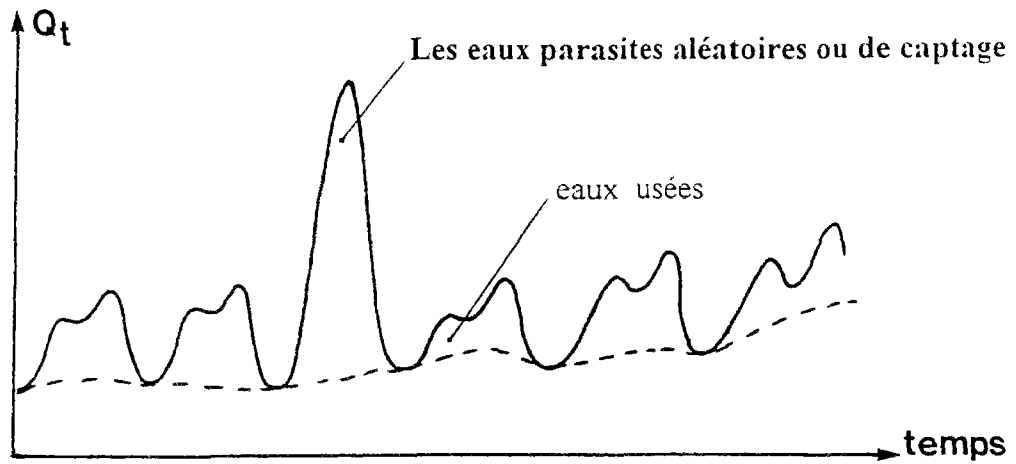


Figure 1.1: Mise en évidence des apports d'eaux parasites de captage (EPC)

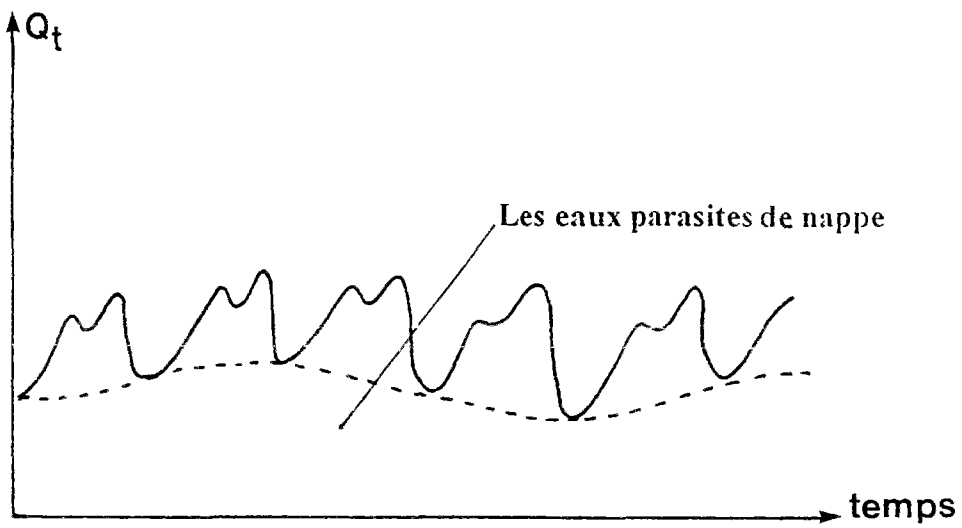


Figure 1.2: Mise en évidence des apports d'eaux parasites de nappe (drainage lent)

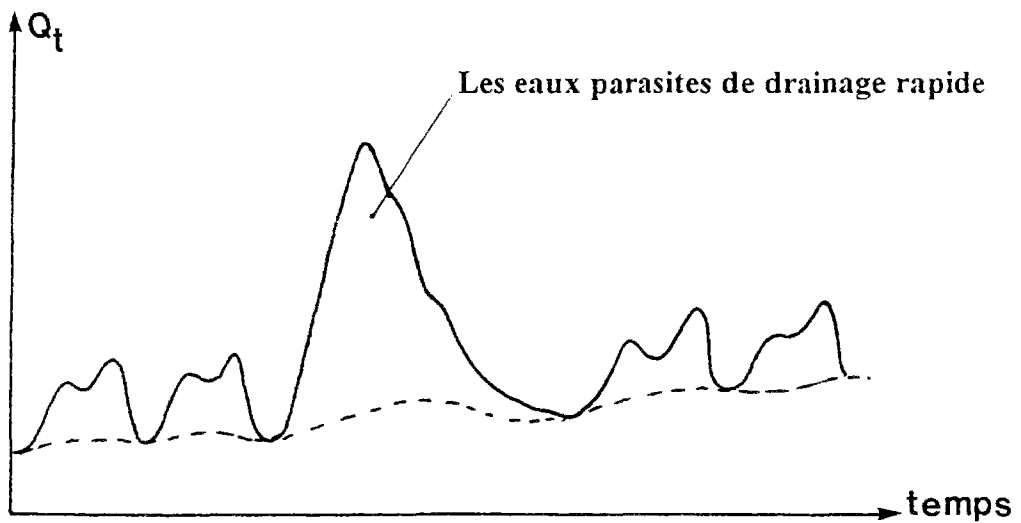


Figure 1.3: Mise en évidence des apports d'eaux parasites de drainage rapide

1.2.3. Impacts des eaux claires parasites

La présence des eaux claires parasites dans les réseaux sanitaires modifie la quantité et la qualité des effluents, d'une part par rapport aux données de référence prise en compte dans le projet, et d'autre part au cours du temps.

L'aspect quantitatif (augmentation des débits en période pluvieuse ou en saison humide) peut être caractérisé à plusieurs échelles de temps. Les échelles courtes (une heure ou moins) permettent d'appréhender les **débits de pointe**, et l'impact des apports parasites sur les ouvrages dimensionnés sur ce type de critère, c'est à dire les ouvrages de collecte et de transit (canalisations, postes de relèvement, déversoirs d'orage) et les ouvrages de traitement à faible temps de séjour (séparation de phase, mise en contact avec un réactif chimique). Ces échelles sont également celles des impacts sur le milieu de type "pollution aiguë", liés à la consommation d'oxygène ou aux rejets de toxiques.

Les échelles plus longues (plusieurs heures à une journée, voire un mois ou un an...) permettent plutôt de caractériser des **volumes**. Ceux-ci, de par leur caractère "intégré" se prêtent bien à des objectifs de comparaison et de hiérarchisation des apports, et d'évaluation d'impacts généraux, tels que des coûts de fonctionnement ou des risques d'usure ou d'accélération des dégradations. Ils permettent également de préciser les conséquences de ces apports sur les ouvrages de stockage, ou de traitement avec des temps de séjours élevés tels que ceux que l'on rencontre dans de nombreux procédés biologiques. Enfin ce sont les échelles de temps des impacts sur le milieu de type cumulatif, comme ceux qui sont liés aux rejets d'éléments nutritifs, de métaux lourds ou de micropolluants.

L'aspect qualitatif a surtout été étudié sur les réseaux séparatifs d'eaux pluviales et les réseaux unitaires (DESBORDES, 1985, VALIRON et TABUCHI, 1992). On a pu mettre en évidence d'une part une pollution spécifique aux eaux de ruissellement, composée de matières en suspension minérales, facilement décantables, portant l'essentiel des autres formes de pollution (DCO, métaux lourds, hydrocarbures...), et d'autre part une pollution liée aux différents régimes de fonctionnement d'un réseau unitaire et à la reprise en période humide de sédiments déposés par les eaux usées en période sèche (DEUTSCH et al., 1982, BACHOC et al., 1991). Ces deux aspects conduisent à une augmentation des **flux** de pollution en période humide, et à une modification de leur **traitabilité** (meilleure décantabilité, moins bonne biodégradabilité). En ce qui concerne les réseaux séparatifs de collecte des eaux usées, les informations sont beaucoup moins abondantes: l'augmentation des flux en période pluvieuse n'est pas à négliger, mais c'est surtout la **dilution** en saison humide qui est évoquée comme

source de baisse de **rendement** des ouvrages de traitement dont la concentration en sortie est en général assez peu variable.

On voit que les apports parasites peuvent avoir de multiples conséquences sur le fonctionnement des **réseaux de collecte** et des **ouvrages d'épuration** et sur l'efficacité de la protection du **milieu naturel** qu'apporte l'ensemble du système d'assainissement. Les incidences techniques et économiques résultant de la présence des eaux parasites doivent donc être examinées à ces trois niveaux.

1.2.3.1. Incidences sur les réseaux

Les conséquences des ECP sur les réseaux de collecte sont très liées à la nature et à l'importance des apports. Les impacts peuvent se traduire par :

- une insuffisance de capacité de transit (collecteurs, pompes) : c'est le cas des réseaux d'eaux usées recevant des quantités importantes d'eaux pluviales à cause des branchements non conformes. Cette situation perturbe l'évacuation des eaux et peut entraîner des débordements dans les caves, sous-sols et parfois la chaussée. Les difficultés rencontrées peuvent être "résolues" par la mise en place de déversoirs d'orage ou de trop-pleins, mais les problèmes sont alors reportés vers le milieu récepteur. La présence des ECP limite également les futurs raccordements sur les réseaux et réduit ainsi l'efficacité des investissements réalisés.
- une usure ou détérioration accélérée des collecteurs : l'entraînement des matériaux de l'assise du réseau par les eaux d'infiltration peut provoquer des tassements différentiels avec déboîtement des tuyaux, fissures, ...
- une surcharge des postes de relèvement : entraînant des dépenses énergétiques supplémentaires à cause de l'augmentation des durées de pompage et l'accélération de l'usure mécanique des installations.

1.2.3.2. Incidences sur le fonctionnement des stations d'épuration

Il est important de noter tout d'abord que les différents procédés d'épuration sont sensibles à des degrés divers à l'intrusion des eaux parasites dans les réseaux

d'assainissement. L'étude présentée par l'agence de bassin Loire Bretagne (AGENCE DE BASSIN LOIRE BRETAGNE, 1982) sur leur aptitude à admettre des surcharges hydrauliques permanentes ou passagères, montre que par exemple le lagunage et le lit bactérien peuvent admettre des variations de débit importantes sans dégradation importante de la qualité des effluents épurés. Par contre, les procédés conventionnels (boues activées) permettent d'avoir une épuration convenable des effluents dilués mais dans certaines limites et avec un coût de dépollution élevé (RENAULT, 1983, BERTRAND-KRAJEWSKI et al., 1994).

Les conséquences peuvent être de deux ordres :

- techniques : l'apport en quantités importantes d'ECP entraîne une dilution des effluents à traiter dans la station d'épuration et conduit à une diminution du temps de séjour et à une baisse du rendement épuratoire. Par ailleurs les pointes de débit importantes, dues au captage d'eaux pluviales par les réseaux eaux usées risquent de perturber la décantation secondaire des procédés à boues activées et d'entraîner un lessivage du bassin d'aération. On assiste alors à un épisode de rejet massif de pollution (pertes des boues) suivi d'un mauvais fonctionnement ultérieur de la station pouvant se prolonger pendant plusieurs semaines.

- financières : les ECP sont des eaux relativement "propres" et peuvent être alors rejetées directement dans le milieu naturel. Le traitement des volumes supplémentaires dus aux apports d'ECP conduit alors à une mauvaise utilisation des ouvrages d'épuration et donc des investissements réalisés.

Les ECP entraînent également une saturation rapide de la capacité hydraulique de la station et par conséquent, l'extension des ouvrages devra intervenir plus tôt que prévu initialement. L'augmentation du débit à traiter se traduit aussi par un accroissement des frais de fonctionnement (consommation d'énergie, de réactifs, ...).

1.2.3.3. Incidences sur la qualité du milieu naturel

La présence de défauts d'étanchéité ou d'ECP dans un système d'assainissement peut être à l'origine de rejets fréquents d'effluents bruts ou partiellement traités dans le milieu naturel. Ces rejets peuvent se produire à différents niveaux :

- au niveau du réseau de collecte : lorsque le niveau de la nappe phréatique est inférieur à celui du collecteur, une exfiltration des eaux usées au travers des défauts d'étanchéité peut entraîner des rejets polluants dans la nappe,
- au niveau des déversoirs d'orage : l'augmentation des débits véhiculés par les réseaux unitaires entraîne un fonctionnement plus fréquent des déversoirs d'orage et par conséquent, le rejet direct de flux polluants,
- à l'amont immédiat de la station d'épuration : lorsque la capacité hydraulique de celle-ci se trouve saturée, le débit excédentaire est alors directement rejeté dans le milieu naturel,
- à la sortie de la station d'épuration: une augmentation de flux polluants rejetés peut avoir lieu dans le cas d'une diminution du rendement d'élimination de la pollution ou de pertes massives de boues.

Enfin, il faut souligner que si les eaux parasites apparaissent indésirables sur le plan intellectuel, ce n'est en principe qu'au regard de leurs impacts au niveau du réseau, de la station d'épuration et du milieu naturel qu'il faudrait chercher à leur apporter des solutions. L'ampleur des incidences qu'elles peuvent occasionner dépend certes de leur quantité, mais également de leur contexte. Il est évident que la présence d'eaux claires parasites permanentes en quantité raisonnable facilite l'auto-curage des réseaux et diminue les risques d'anaérobiose dans les refoulements: certaines conséquences des eaux parasites peuvent parfois être bénéfiques...

1.2.4. Les ECP et les défaillances des réseaux

Les principales défaillances observées au niveau des réseaux d'assainissement et qui sont susceptibles d'entraîner des intrusions importantes d'eaux parasites, peuvent être classées en deux grandes catégories: les défauts d'étanchéité et les erreurs de raccordement. Dans cette partie, on s'intéresse plus particulièrement à la première catégorie qui est à l'origine des

intrusions d'eaux claires parasites d'infiltration dans les réseaux. Mais il faut souligner que ces défauts d'étanchéité peuvent se rencontrer aussi bien dans les conduites principales que dans les canalisations de branchement, que celles-ci soient situées en domaine public ou en terrain privé. Les seuls problèmes posés par les branchements ne se limitent donc pas aux erreurs de raccordement, et peuvent également concerner l'état des ouvrages.

Les défauts d'étanchéité ont des causes très variées et souvent conjuguées, qui peuvent être classées en fonction de leur niveau de la manière suivante:

1.2.4.1. Erreurs au niveau de la conception

- sous-évaluation des charges statiques et dynamiques auxquelles sont soumises les canalisations (remblais, charges roulantes, ...) conduisant à une classe de résistance insuffisante. Ce type d'erreur (qui est relativement rare) peut entraîner des fissures, cassures ou la rupture et l'effondrement de canalisations,

- prise en compte insuffisante du risque géotechnique lié à la stabilité du terrain environnant: de la même manière que les canalisations, le terrain encaissant est soumis à des sollicitations extérieures auxquelles il doit résister, sans quoi les tassements différentiels et les mouvements de terrain peuvent entraîner la fissuration des canalisations, des disjointements, désalignements, ...

- matériau de la canalisation inadapté à l'agressivité des effluents transportés ou au milieu environnant (e.g. nappes salées),

- pentes trop fortes pouvant conduire à une détérioration des tuyaux par abrasion,

- mauvaise conception de singularités hydrauliques (chutes, changements de diamètre, coudes ...),

1.2.4.2. Les défauts de réalisation

- mauvais lit de pose,

- matériau de remblai inadapté ou mal compacté,

- mauvais emboîtement des canalisations,
- joints inadaptés, mal posés, voire même absents,
- mauvaise réalisation des raccordement entre branchements et canalisation principale,

1.2.4.3. Défauts se produisant au niveau de l'exploitation

- collecte et transport d'effluents agressifs, chimiquement ou mécaniquement,

- exécution de travaux à proximité du collecteur: une détérioration des canalisations principales ou de branchements peut aussi provenir des interventions dans le sous-sol des voies qui concernent principalement les réseaux de distribution d'eau, de gaz, d'électricité, de télécommunication, ...

- mise en charge fréquente: résulte en général d'un sous dimensionnement hydraulique des canalisations ou d'un apport excessif d'eaux parasites, elle peut entraîner l'élargissement des fissures, la rupture des joints, ...

- pénétration de racines par des joints non étanches ou des fissures: l'humidité ambiante résultant d'un défaut de joint ou de fissures attire souvent les racines profondes des arbres plantés à proximité des collecteurs, la pénétration de ces racines dans les ouvrages peut alors les obstruer partiellement et même les disloquer.

Enfin, il faut noter que les progrès réalisés en matière de conception de réseaux ainsi que des techniques de pose et d'installation associés aux exigences au niveau de la réception de travaux neufs (tests d'étanchéité), sont de nature à améliorer l'efficacité des ouvrages d'assainissement. Mais il est évident que les structures évoluent avec le temps en raison des effets de la circulation des eaux à l'intérieur comme à l'extérieur des collecteurs. Le vieillissement naturel des ouvrages est inéluctable, mais se trouve souvent accéléré par les facteurs précisés ci-dessus.

Par ailleurs, la durée de vie d'un collecteur d'assainissement peut être prolongée grâce aux opérations de curage, d'entretien et de surveillance régulières qui permettent d'une part, d'assurer son bon fonctionnement et d'autre part, de déceler à temps les anomalies et d'en limiter les conséquences en remédiant assez tôt aux causes.

1.3. LES REMEDES AUX EAUX CLAIRES PARASITES

Après avoir procédé à l'identification et à la localisation des entrées d'eaux claires parasites ainsi qu'à leur quantification, les collectivités peuvent être amenées en fonction de l'ampleur et de la gravité des désordres occasionnés par ces apports, à prendre un certain nombre d'actions afin de limiter leurs conséquences. On présente dans la suite les principales mesures envisageables qui sont répertoriées en fonction du niveau d'intervention possible et de la nature des apports parasites.

1.3.1. Interventions sur les réseaux

1.3.1.1. Suppression des eaux parasites de captage

La suppression des eaux parasites de captage peut faire l'objet de travaux très variés et qui posent en général peu de problèmes techniques. Parmi ces travaux on peut citer:

- détournement de ruisseaux ou de sources: qui peut s'avérer difficile dans les centres ville à cause des contraintes d'occupation des sols et de la circulation,
- remise en conformité des raccordements: compte tenu de l'ampleur des problèmes posés par ce type d'apport, des remises en ordre s'avèrent souvent nécessaires dans les zones d'habitat récent alors que le contrôle de la conformité des travaux aurait permis d'éviter ces reprises onéreuses. En effet, ce type d'action est difficile à accomplir dans la mesure où les inversions de raccordement sont réalisées le plus souvent en domaine privé. De ce fait, la remise en conformité des branchements est généralement effectuée dans le cadre d'une campagne lancée par la collectivité et qui intègre en plus du caractère obligatoire de ces travaux, des mesures supplémentaires de nature à accélérer leur exécution (e.g. délais, mise en conformité obligatoire lors de transactions immobilières ou lors d'interventions ponctuelles sur le réseau, aide financière...).
- élimination des drainages clandestins,
- remplacement des tampons non étanches dans les zones submersibles,
- automatisation des déversoirs d'orage, en asservissant leur cote aux variations de niveau du milieu récepteur pour éviter les intrusions de celui-ci dans le réseau.

1.3.1.2. Suppression des eaux parasites d'infiltration

Les eaux parasites d'infiltration sont difficiles à supprimer non seulement à cause de leur caractère diffus mais aussi à cause de problèmes de modification des écoulements souterrains entraînés par les travaux. En effet, l'étanchement de certains tronçons peut faire remonter le niveau de la nappe qui atteint alors d'autres points d'infiltration.

La suppression des infiltrations peut néanmoins s'avérer nécessaire dans certains cas. Elle nécessite le plus souvent d'entreprendre des travaux d'étanchement des points de fuite. Pour cela, il existe actuellement une gamme très étendue de techniques de réhabilitation de réseaux qui permettent pour la plupart d'assurer une bonne étanchéité des canalisations (BISEAU et al., 1991). Parmi ces techniques on peut citer:

- le chemisage: une gaine souple est insérée dans la conduite existante, plaquée contre celle-ci et enfin rigidifiée. Ces techniques s'appliquent dans le cas de conduites, fuyante ou corrodées. Pour les conduites d'assainissement, les branchements obturés peuvent être réouverts de l'intérieur.

- Les projections : qui consistent à réaliser un revêtement continu de la paroi de l'ouvrage. Un robot assure la projection par centrifugation d'un revêtement qui peut être structurant étanche ou anti-corrosion suivant les cas et les épaisseurs.

- Les traitements ponctuels : ces techniques traitent à l'aide d'un robot ou d'un "packer" les défauts locaux des conduites (e.g. étanchéité des joints, fissuration locale importante, ...),

- Le tubage : ce type d'action rassemble un grand nombre de techniques dont le point commun est la constitution d'un revêtement continu, partiel ou total avec une liaison à l'ancien ouvrage réalisée par un coulis en général à base de ciment.

Enfin, les techniques de réhabilitation étant assez coûteuses, leur emploi sera d'autant plus justifié que le souci d'élimination des eaux parasites est conjugué à la lutte contre la dégradation des réseaux. C'est en général ce dernier critère qui déterminera le choix de la technique à mettre en oeuvre, parmi celles qui sont énumérées ci-dessus.

1.3.1.3. Les mesures palliatives

La suppression des eaux parasites de captage ou d'infiltration pouvant apparaître lente ou coûteuse, les collectivités concernées sont parfois amenées à retenir des mesures palliatives.

Ces mesures ne consistent pas donc à éliminer ou à réduire les apports d'eaux parasites dans les réseaux mais à limiter leurs effets sur les milieux récepteurs. Au niveau du réseau, ceci peut être obtenu en modifiant le fonctionnement des surverses, et les mesures envisagées concernent donc en priorité les débits de pointe et les eaux parasites de captage (EPC). On peut les classer en trois catégories:

- réduction des volumes surversés
- réduction des masses de pollution surversées
- réduction de l'impact des surverses

Mais avant d'examiner plus en détail ces divers types de solution, il faut souligner que certaines d'entre elles reportent en fait les problèmes à l'aval. En particulier les solutions visant à réduire les volumes surversés doivent en général être accompagnées d'une vérification des capacités de la station d'épuration à admettre les débits de pointe ou les volumes dont elle était auparavant dispensée par le jeu des surverses.

- Réduction des volumes surversés

* augmentation des capacités de transit: certains problèmes ponctuels peuvent être résolus en augmentant un diamètre de collecteur, une capacité de pompage, ou un réglage de déversoir. Mais il faut que l'augmentation locale du débit de pointe qui en résulte soit compatible avec le fonctionnement du reste du système, et en particulier de la station d'épuration. Ce type de solution est donc surtout adapté aux cas où le défaut de capacité de transit est limité, et en particulier quand il est dû à des infiltrations excessives. Mais même si les contraintes aval conduisent finalement à surverser les débits supplémentaires transités, le bénéfice de l'opération peut ne pas être nul, en évitant la prolifération des points de rejets et en permettant de choisir le lieu de rejet le moins néfaste. On se retrouve alors dans le contexte du troisième type d'action évoqué plus haut.

* réduction des débits de pointe par stockage en bassin-tampon, sur le réseau ou en tête de station. Cette solution est a priori séduisante, mais elle ne concerne que les eaux parasite temporaires. Par ailleurs on connaît encore mal l'impact d'une généralisation de ce type de solution sur le fonctionnement des stations d'épuration, et les problèmes de gestion de la vidange d'un ensemble de tels bassins répartis sur un réseau quelque peu étendu ne sont pas simples à résoudre. Plus généralement l'entretien de ces bassins pose un problème, qui est d'ailleurs à mettre en relation avec la fonction de décantation et donc d'épuration que l'on peut

leur donner. Mais on se retrouve alors dans le contexte du deuxième type de solutions, que nous examinerons plus loin...

- Réduction des flux surversés

* déversements d'effluents dilués de préférence à des effluents concentrés: Cela peut être obtenu dans certains cas par des modifications de la structure du réseau, pour assurer le transit prioritaire des effluents les plus concentrés, et notamment des effluents industriels, vers la station d'épuration. Le même résultat peut dans d'autres cas être obtenu par une gestion dynamique du transit.

* Traitement plus ou moins élaboré des effluents surversés. Ce traitement est en général du type physique, voire physico-chimique, et peut aller du simple dégrillage à la décantation lamellaire avec ajouts de réactifs, en passant par le tamisage et la décantation simple. Ces traitements peuvent être ou non combinés à un stockage tampon, et être répartis sur le réseau ou concentrés sur le même site que la station d'épuration de "temps sec". Mais ils doivent toujours pouvoir être exploités en fonctionnement intermittent,... et produisent toujours des boues auxquelles il faut trouver une destination.

- Réduction de l'impact des surverses

Outre la réduction de cet impact lié à la réduction des rejets, on peut également mettre à profit les différences de sensibilité du milieu récepteur, dans le temps et dans l'espace (CHOCAT et BRELOT 1994):

* Réduction de sensibilité dans le temps: certains milieux récepteurs peuvent admettre des rejets, notamment en période hivernale, lorsque EPI et EPC sont à leur maximum. On peut alors envisager de limiter les capacités de transit, pour protéger la station d'épuration...et limiter les coûts de fonctionnement. Mais ceci correspond à une interprétation assez libre des "circonstances exceptionnelles" prévues par la directive de l'Union Européenne du 21 Mai 1991.

* Réduction de sensibilité dans l'espace: Dans de nombreux cas, on a intérêt à éviter tout rejet dans les petits cours d'eaux urbains, et à reporter à l'aval les sites de surverse.

1.3.2. Interventions sur les stations d'épuration

L'intervention sur les stations peut, et souvent doit, constituer un complément à celle sur les réseaux d'assainissement pour la lutte contre les problèmes d'eaux parasites. Elle peut être imaginée à plusieurs niveaux, allant de la conception générale d'une nouvelle station à l'amélioration de l'exploitation d'une station existante, en passant par l'aménagement de celle-ci. Elle peut porter sur les débits de pointe, ou les volumes et les flux journaliers.

Si on se limite au cas des stations à boues activées, les principales actions envisageables concernent les débits de pointe et leur impact sur la décantation secondaire: le surdimensionnement de la capacité de décantation, sa modulation, l'augmentation de la capacité de recirculation, l'amélioration de l'hydraulique des ouvrages, le maintien de faibles taux de boues dans le bassin d'aération, la gestion de ce bassin à volume variable peuvent constituer des éléments de réponse.

Pour les surcharges chroniques, on manque encore de données précises sur les possibilités réelles des ouvrages, d'autant plus que la plupart des études se situent dans un contexte unitaire, pour lequel ces possibilités restent trop limitées. Il n'en reste pas moins que ces possibilités existent (NAULEAU, 1990), mais on hésite à en prévoir explicitement l'utilisation, ne serait-ce que parce que l'exploitation des ouvrages devient plus délicate et peu compatible avec les moyens actuels.

1.4. LES ECP ET LES ETUDES DIAGNOSTICS

1.4.1. Objectifs des études diagnostics

La prise de conscience des problèmes que nous venons de détailler n'est pas nouvelle. Dès les années 70 les Etats Unis et le Canada définissaient des méthodes d'investigation et des critères de rentabilité de ces investigations et de la réhabilitation ultérieure des ouvrages, dans une optique qui excluait les surverses (EPA, 1975, GOUVERNEMENT DU QUEBEC, 1982). En France les Services d'Assistance Technique aux Exploitants de Stations d'Epuration (SATESE) attiraient l'attention des Agences de Bassin sur les relations entre le fonctionnement des réseaux de collecte et celui des stations d'épuration, et sur le caractère général des problèmes d'eaux parasites. Les Agences de bassin mirent alors en place une politique volontariste, subventionnant de façon très importante des études de diagnostic des réseaux, et subordonnant les actions sur les stations à la réalisation de telles études, afin de remettre en

cohérence l'ensemble des systèmes d'assainissement (LAVOREL et DEMARD, 1979, PICARD et RIDEAU, 1982, BESEME, 1985).

Les études diagnostics visent essentiellement à :

- identifier, quantifier et localiser les apports d'eaux claires parasites
- préciser leurs impacts réels sur le système d'assainissement et sur le milieu naturel
- définir un programme des travaux à entreprendre pour remédier aux problèmes posés par les ECP (aspect technique et financier)
- proposer des consignes d'exploitation et de gestion des réseaux

1.4.2. Méthodologie des études diagnostics

Pour atteindre ces objectifs, la méthodologie suivie dans le cadre des études diagnostics a été essentiellement développée par le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien en 1981 (LROP-AGENCE DE BASSIN SEINE NORMANDIE, 1981, BENNETTON et al., 1982, RANCHET et al., 1982,). La démarche proposée se présente sous la forme de trois phases successives assurant ainsi la modularité de l'intervention et la possibilité d'orienter, de développer ou d'interrompre le cours de l'étude au fur et mesure de sa réalisation. Cela lui permet en plus, compte tenu de la diversité des caractéristiques des réseaux et de leur environnement, d'être adaptée et appliquée à chaque cas particulier.

Cette méthodologie repose sur le principe qui consiste à aller d'une connaissance globale vers une connaissance détaillée du fonctionnement du réseau. Cela signifie un rétrécissement progressif des secteurs d'investigation et en même temps, l'utilisation de moyens de plus en plus élaborés.

Première phase

Elle consiste à effectuer un diagnostic global au niveau des organes ou des ouvrages du système d'assainissement où les désordres causés par les eaux parasites ont été observés. Il s'agit en général des stations d'épuration, des déversoirs d'orage et organes de régulation et des postes de relèvement. Cette première phase doit permettre de déterminer la nature, la quantité et la variabilité des eaux parasites et de préciser également leur impact réel. Pour cela, une enquête et une visite de terrain sont nécessaires pour orienter le choix des mesures à conduire, leur période, durée et emplacement en liaison avec les incidents constatés. Lorsque les observations de terrain associées à des mesures instantanées ne permettent pas d'identifier les

causes des anomalies, il convient alors de procéder à des mesures en continu. Ces mesures sont particulièrement utiles pour distinguer entre les apports temporaires et les apports permanents et pour classer les eaux parasites en fonction de leur temps de réponse à la pluie.

Deuxième phase

Il s'agit de préciser les branches du réseau qui sont responsables des principaux apports d'eaux parasites. La délimitation géographique des secteurs les plus concernés se base sur un découpage du réseau en des sous bassins versants homogènes suivant l'urbanisation, la nature du réseau et également son environnement hydrogéologique. On procède ensuite à l'aval de chacun des sous bassins à des mesures en continu des débits et de la pluviométrie sur une période de un à deux mois.

Il est également précisé que si l'on s'intéresse uniquement aux apports parasites permanents ou pseudo-permanents, les mesures en continu ne s'imposent plus et peuvent être remplacées par des mesures ponctuelles nocturnes, ou diurnes corrigées par la concentration en ammonium (indicateur caractéristique des eaux usées domestiques) ou encore par la méthode d'isolation temporaire de tronçons de collecteur.

Enfin, l'objectif principal de cette phase est de rétrécir le champs d'investigation en localisant les secteurs du réseau les plus atteints permettant ainsi d'éviter la vérification systématique de l'ensemble du réseau, souvent d'un coût prohibitif. On parle alors de hiérarchisation des apports.

Troisième phase

Elle consiste à localiser d'une manière précise les sources d'apports parasites en utilisant des moyens adaptés à leur nature. Pour cela, trois techniques sont proposées:

- les tests à la fumée permettant de déceler et de répertorier les branchements non conformes d'eaux pluviales sur le réseau séparatif eaux usées,
- le contrôle aux colorants utilisé pour confirmer les précédents et localiser les branchements d'origines diverses tels que le raccordement de fossés et de surverse des plans d'eaux, les apports de qualité non conforme vis à vis de la station d'épuration ou du réseau,...

- l'inspection télévisée permettant pour les réseaux d'eaux usées non visitables de mettre en évidence dans certains cas les défauts d'étanchéité et les sources des apports d'infiltration.

Ces techniques sont généralement assez lourdes à mettre en oeuvre et relativement coûteuses. De ce fait, leur utilisation n'est pas systématique et reste toutefois réservée aux apports reconnus comme prépondérants.

Ces trois phases d'investigations sont suivies par une phase d'étude et de comparaison de solutions, débouchant sur l'élaboration d'un programme d'aménagement.

1.4.3. Les campagnes de mesures et leur interprétation

Les deux premières phases de la méthodologie évoquée ci-dessus comportent l'exploitation des résultats de campagnes de mesures, fournissant au moins des chroniques de pluie et de débit, à des pas de temps de l'heure ou de la journée, éventuellement complétées par des prélèvements et des analyses. L'exploitation de ces données a plusieurs objectifs:

- quantification globale des apports d'eaux parasites et évaluation de leurs impacts;
- identification et hiérarchisation de ces apports, pour orienter les recherches ultérieures et évaluer les possibilités de réduction. Il s'agit en fait d'affiner la quantification globale pour aboutir à une répartition par secteur géographique et par type d'eaux parasites.

En pratique c'est sur le deuxième point qu'ont jusqu'à présent porté en priorité les efforts, en partant du principe que les réseaux séparatifs doivent se rapprocher dans les faits des règles qui ont présidé à leur conception, et que la réduction à la source des apports est préférable aux solutions palliatives. Pour ce faire on réalise en général au moins une campagne de mesures de pluie et de débit d'une durée de quelques semaines en période de nappes réputées hautes. Par analyse des profils journaliers en l'absence d'événements pluvieux, on peut obtenir une estimation des eaux parasites pseudo-permanentes d'infiltration, et par corrélation pluie/débit une caractérisation des apports pluviaux.

On complète en général cette campagne par une campagne en période d'étiage, permettant d'identifier les apports réellement permanents, qui par ailleurs sont susceptibles d'être les plus néfastes.

1.5. POSITION DU PROBLEME

Les études diagnostic réalisées à ce jour ont apporté de très nombreuses informations sur le fonctionnement des réseaux et ont permis de déboucher sur des améliorations sensibles des systèmes d'assainissement. Mais elles ne constituent qu'une première approche des problèmes, et elles mériteraient d'être développées ou même améliorées, à la lumière des connaissances qu'elles ont déjà fournies. Plusieurs analyses rétrospectives de ces études ont d'ailleurs été menées avec cet objectif (PICHOU et SICARD, 1985, MARTINEZ, 1988, CATHELAIN, 1990, BALAS et RUPERD, 1993, JOANNIS, 1993). Si on s'en tient à l'identification et à la quantification des eaux parasites on peut noter les points suivants:

- La quantification des eaux parasites est souvent effectuée dans une optique de comparaison entre secteurs et de hiérarchisation des apports. Pour ce faire des estimations de type "volumes" sont suffisantes, et permettent une première approche de certains impacts. Par contre des estimations plus fines des débits, par exemples horaires, sont rarement réalisées, et sont pourtant nécessaires pour évaluer d'autres impacts, en particulier les surverses et les possibilités de les réduire. Certes ces débits sont plus difficiles à caractériser, du fait de leur variabilité, mais ce type d'estimation commence à se faire dans le cadre des études actuellement réalisées en contexte unitaire, moyennant l'utilisation de modèles hydrologiques et hydrauliques.

- Même pour une évaluation de volumes, la distinction classique entre nappes basses et nappes hautes vis à vis des eaux parasites d'infiltration ne semble pas très opérationnelle: comment être sûr qu'une campagne de mesures a bien été réalisée en période de nappes hautes si on ne dispose pas de données de référence adéquates ? De plus la distinction entre les deux régimes n'est pas si nette qu'on pourrait le souhaiter et des situations intermédiaires et extrêmes seraient à intégrer dans une estimation fiable des apports, et de leurs conséquences.

- La distinction entre infiltrations et raccordements d'eaux pluviales n'est pas non plus aussi simple qu'il n'y paraît. Une étude très intéressante du LROP sur 92 bassins versants (BALAS et RUPERD, 1993) montre que les surfaces actives déterminées à partir des tests à la fumée sont quasiment toujours inférieures -et souvent nettement inférieures- à celles déduites des mesures de pluie et de débit: le volume excédentaire observé à l'exutoire des réseaux d'eaux usées à l'occasion d'un événement pluvieux est deux à trois fois supérieur au débit qui devrait provenir du ruissellement des eaux pluviales sur les surfaces actives identifiées par le test à la fumée...

Il faut souligner que les estimations de surfaces actives sont presque toujours issues de campagnes de mesures pluie-débit réalisées en période hivernale. En fait certaines formes d'infiltrations sont directement liées à la pluviométrie, et plus généralement au contexte

hydrologique. Certaines études essaient de les prendre en compte sous le nom de ressuyage, et en calculant par exemple des surfaces actives différentes en période estivale et hivernale, mais des progrès sont à faire dans ce domaine. Une première thèse a d'ailleurs été consacrée à ce sujet (BREIL, 1990).

La figure 1.4 (JOANNIS, 1993) illustre la variabilité des surfaces actives estimées en fonction de la période de mesure considérée.

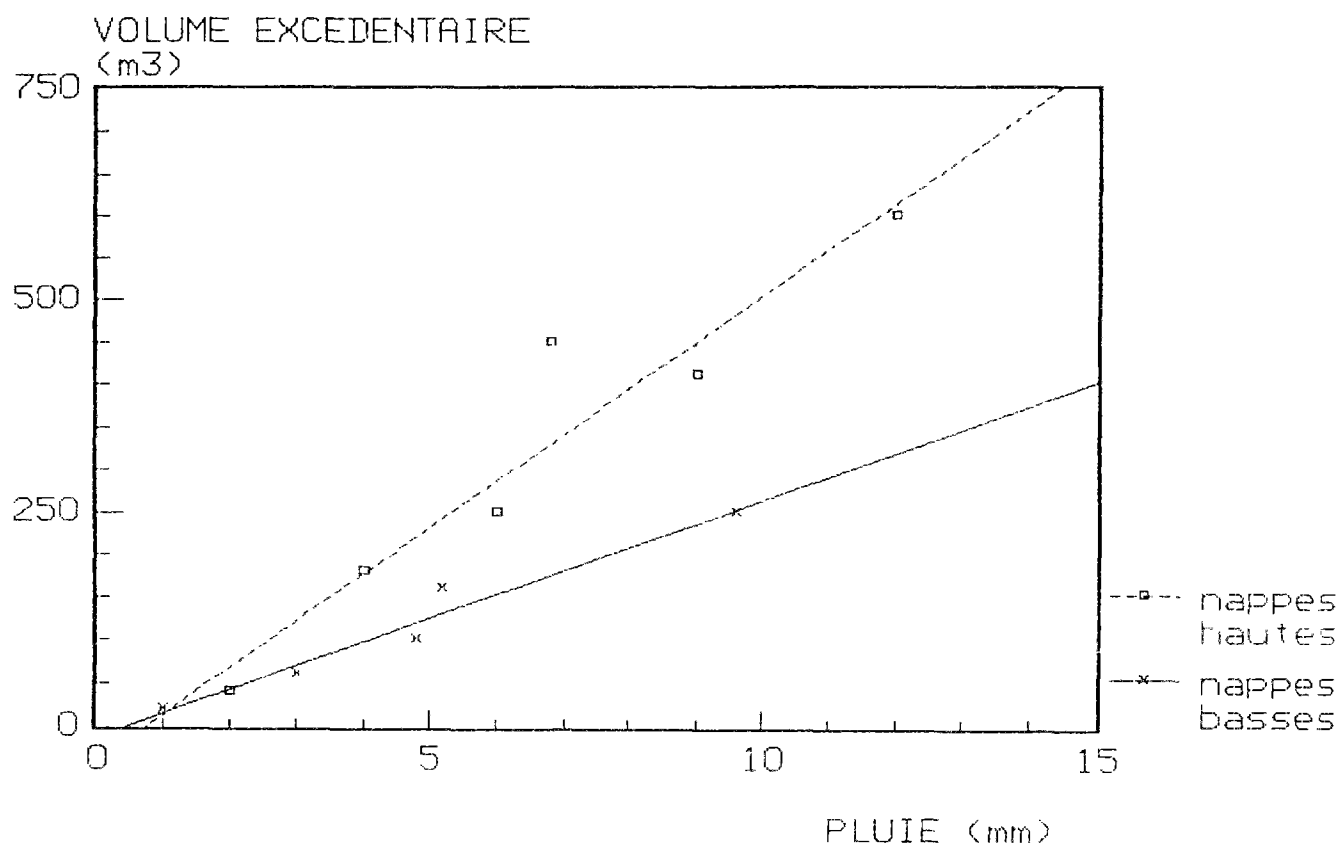


Figure 1.4: Exemple de calcul des surfaces actives: corrélations pluie-volume excédentaire (JOANNIS, 1993)

1.6. CONCLUSION

Les réseaux séparatifs eaux usées se comportent dans une certaine mesure comme des réseaux unitaires. Le tout est de savoir dans quelle mesure, et d'évaluer d'une part les conséquences néfastes de cette situation, et d'autre part sa réversibilité. Cela nécessite d'affiner les méthodes actuelles de diagnostic, en particulier pour caractériser globalement les différents types d'apport: les mesures de débit correspondent à un mélange en quantité variable au cours du temps de différentes composantes. Il faut parvenir à **identifier** et à **quantifier** ces

composantes d'une manière cohérente avec les problèmes posés et les solutions envisageables, ainsi qu'avec la démarche générale de lutte contre les rejets urbains en temps de pluie qui se développe actuellement. Il importe en particulier de pouvoir distinguer les raccordements directs d'eaux pluviales des infiltrations temporaires auxquelles peuvent donner lieu certains événements pluvieux. Il faut également caractériser les débits à l'échelle horaire, en prenant en compte leur variabilité. Pour ce dernier aspect la **modélisation** hydrologique semble l'outil naturel, permettant d'extrapoler les résultats issus de chroniques de mesures relativement courtes, et représentatives que de la situation actuelle. Cette modélisation, éventuellement complétée par d'autres techniques d'interprétation des mesures est également susceptible d'apporter une aide à l'identification des composantes du débit transitant dans un réseau de collecte des eaux usées.

CHAPITRE 2

CHAPITRE 2

PRESENTATION DES SITES EXPERIMENTAUX

2.1. INTRODUCTION

Les apports d'eaux parasites d'infiltration dans les réseaux d'assainissement sont liés au cycle hydrologique de l'eau et notamment aux phénomènes de stockage et de relargage des eaux de précipitation à différents niveaux du sol, qui sont drainées par la suite par les collecteurs. Pour cette raison et dans une approche globale, un collecteur d'assainissement peut être donc considéré comme une structure composite, constituée de l'ouvrage lui-même et de l'enveloppe qui lui est solidaire à savoir, la tranchée de pose et le terrain encaissant.

Cette structure est soumise à des excitations extérieures constituées essentiellement par la pluie (flux entrant) et l'évapotranspiration (flux sortant), pour donner à la sortie le débit d'eaux parasites d'infiltration (flux sortant) et les pertes par infiltrations profondes. Une approche de ces différents flux est utile pour la quantification des ECPI et notamment leur modélisation.

D'autre part, pour approfondir les connaissances de base sur les mécanismes responsables des ECPI et guider notre démarche de modélisation, il est nécessaire de disposer d'indicateurs permettant de suivre l'évolution des eaux d'infiltration et leurs mouvements à l'intérieur à cette structure. Ce type d'information peut être obtenu à l'aide de dispositifs tensiométriques installés en différents points le long des réseaux expérimentaux, à différentes distances des collecteurs et à différentes profondeurs.

Pour les besoins de l'étude, deux sites expérimentaux ont été donc équipés pour les mesures de ce différentes variables. Ces deux sites présentent des caractéristiques différentes. Le premier site (LCPC) correspond à un contexte rural, avec une grande partie du réseau posée en terrain non revêtu et un nombre limité de branchement. Le second (Rezé) est plutôt typique d'un habitat pavillonnaire péri urbain, avec un réseau implanté sous chaussée, et de nombreux branchements.

Le choix de ces deux sites a été guidé par des contraintes d'ordre pratique et également par des considérations de nature à faciliter l'identification des eaux parasites d'infiltration et leur quantification.

Afin de s'affranchir des apports d'eaux pluviales pouvant masquer partiellement le phénomène de drainage rapide des eaux d'infiltration, les mesures expérimentales ont porté sur des réseaux séparatifs eaux usées.

Pour pouvoir apprécier correctement la dynamique des phénomènes étudiés, un réseau court était souhaitable, sans quoi le temps de transit des différents types d'apport dans les collecteurs serait à considérer.

La variabilité spatiale des propriétés hydrodynamiques des sols qui peut être gênante pour une approche globale, confirme l'intérêt du choix d'un réseau court, desservant un bassin versant homogène et de petite taille.

L'utilisation de ce deux sites a été différente. Le premier (site du LCPC) a été largement expérimenté par BREIL, 1990. Nous rappelons donc les résultats qu'il a obtenus, avant d'utiliser les mêmes données pour construire un nouveau modèle. Par contre les données provenant du site de Rezé sont nouvelles, et ont servi à valider le modèle.

2.2. LE SITE SEMI URBAIN DU LCPC

Le premier site expérimental considéré dans cette étude est donc celui du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), situé à environ 15 km de Nantes.

2.2.1. Caractéristiques physiques

Il s'agit d'un réseau séparatif eaux usées alimenté durant les jours ouvrables, par les effluents de 200 personnes travaillant dans des bureaux ou des laboratoires ($6 \text{ m}^3/\text{jour}$ si l'on considère les relevés de consommation d'eaux potables, soit 30 litres par individu et par jour). Le collecteur principal est d'environ 1700 mètres de long, avec un diamètre de 200 millimètres.

Les collecteurs principaux eaux usées et eaux pluviales sont placés dans une tranchée commune sur environ 1040 mètres. Le réseau d'eaux usées est seul dans la tranchée sur

environ 660 m dans sa partie aval. Les réseaux reposent sur un lit de graviers en concassé de granulométrie 15 à 25 mm. Le remblai de la tranchée de pose est constitué par les matériaux de décaissement.

Chaque réseau est composé par des buses emboîtées mais seul le collecteur des eaux usées est équipé de joints en caoutchouc. L'ensemble est presque entièrement situé sous couvert végétal mais longe les structures des voies de desserte des bâtiments. Les antennes permettant le raccordement des bâtiments aux collecteurs principaux passent en grande partie sous les parkings et les trottoirs.

Les caractéristiques du réseau sont représentées sur le tableau 2.1.

CARACTERISTIQUES	EAUX USEES	EAUX PLUVIALES
Collecteur principal (C.P)	1700 m	1200 m
Antennes de raccordement (A)	700 m	700 m
Tranchée commune	1040 m en C.P et 600 m en A	
Diamètre	200 mm	760 mm
Pente moyenne	8/1000	6.5/1000
Profondeur moyenne	2 m	2.1 m
Surface de collecteur	2460 m ²	7024 m ²
Nature du collecteur	amiante de ciment	béton armé centrifugé
Type de raccords	à joints en caoutchouc	néant
Nombre de raccords	400	600
Nombre de regards	27	21
Nature du remblai	terrain en place	
Nature du lit de pose	grave en concassé (0 15 - 25 mm)	

Tableau 2.1: Caractéristiques du réseau expérimental du LCPC

Les effluents qui alimentent les collecteurs d'eaux usées sont déversés à l'extrémité aval du réseau dans la bache d'un poste de relèvement. Par la suite ils sont refoulés par des pompes dans un réseau communal avant de rejoindre une station d'épuration.

A partir des courbes de niveau, la délimitation des sous bassins versants susceptibles d'engendrer des écoulements dans la direction de la tranchée de pose des collecteurs d'eaux usées a permis d'évaluer une surface totale d'environ 30 hectares. Sur cette surface, environ 6 hectares sont imperméabilisés (toitures, parkings, voies de desserte), ce qui représente déjà 20% de la surface totale et compte tenu de sa géométrie, ce bassin est qualifié de semi urbain.

La figure 2.1 montre une vue d'ensemble du site semi urbain du LCPC.

L'étude pédologique du terrain abritant le réseau, (BREIL, 1990) a permis de révéler l'existence d'un plancher imperméable formé par une argile compacte à des profondeurs variables selon l'endroit. Lors de l'instrumentation du site, le substratum a été rencontré à des profondeurs comprises entre un et plus de deux mètres.

L'absence d'hydromorphie dans les horizons superficiels caractérisés par une texture sablo-limoneuse avec la présence de nombreuses racines sont peut être le fait d'une capacité d'évacuation importante (macroporosité).

Le climat régional est largement influencé par l'Océan Atlantique avec des vents de Sud et Sud-Ouest prédominants. A la station météorologique de Nantes-Atlantique située à environ 2.5 km du site du LCPC, la moyenne annuelle de précipitation de 1951 à 1980 est d'environ 700 millimètres. Les mois de novembre, décembre et janvier reçoivent plus du tiers de la pluie totale, le minimum étant d'avril à juillet (environ 40 à 50 millimètres par mois) Les pluies sont assez fréquentes mais généralement peu intenses. Cette tendance est en fait nuancée en fonction de la distance à la côte.

2.2.2. Instrumentation du site

Pour répondre aux besoins de l'étude, l'instrumentation du site expérimental du LCPC a été effectuée au mois de mars 1987. L'acquisition des mesures s'est poursuivie sur environ 16 mois, du 18/03/87 au 08/06/88. L'emplacement des différents dispositifs ayant servi au recueil des données est représenté sur la figure 2.2.

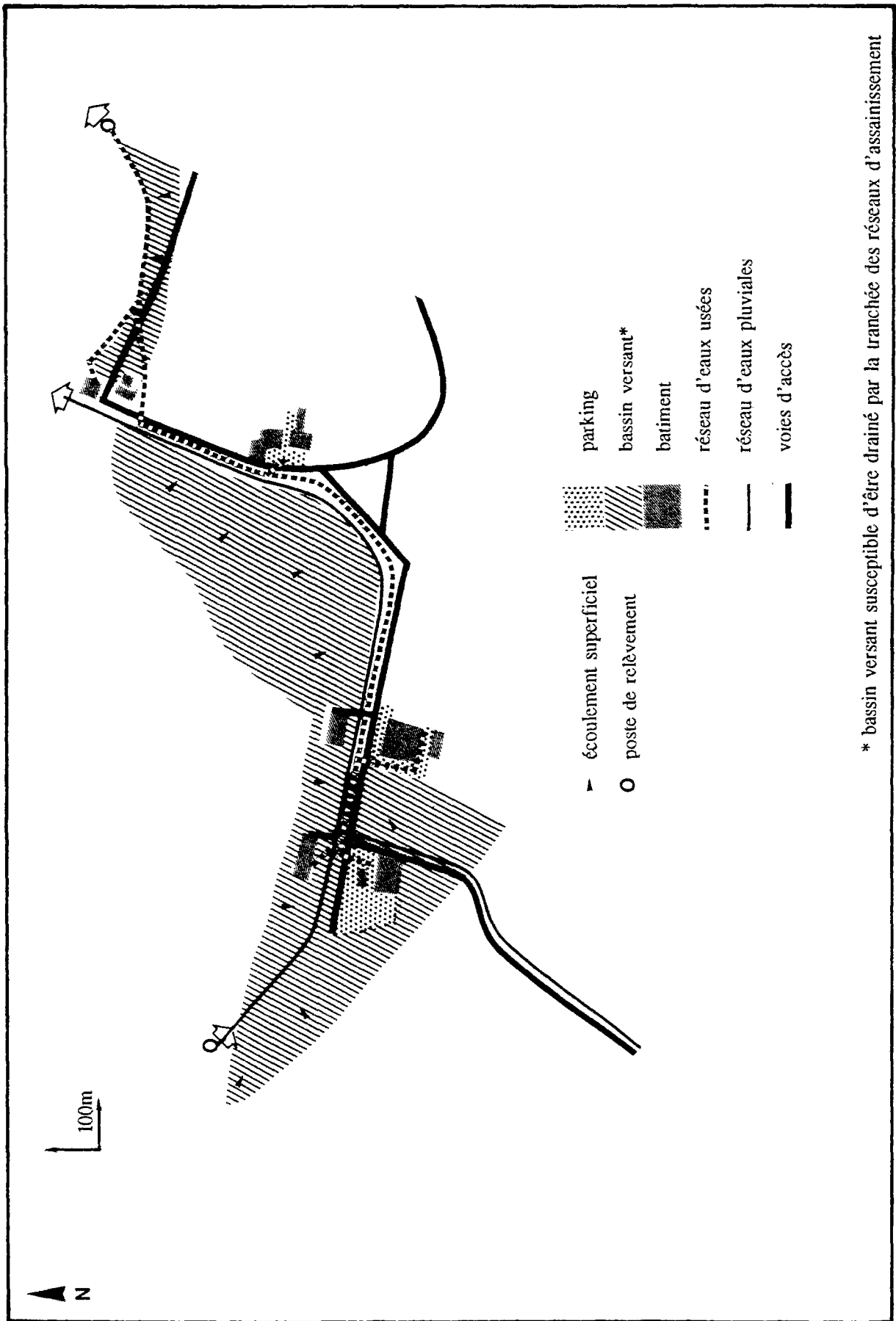


Figure 2.1: Le site semi urbain du LCPC

2.2.2.1. Mesure de la pluie

La pluviométrie a été suivie à l'aide de deux pluviomètres à augets basculeurs qui ont été implantés in situ. Les données sont acquises sur le terrain à l'aide de centrales CR2M puis transférées au laboratoire par un micro-ordinateur portable.

Les deux pluviomètres qui sont placés à quelques centaines de mètres, ont permis de constater une homogénéité des valeurs horaires de la pluie sur le site. La comparaison de ces mesures avec celles de la station météorologique Nantes-Atlantique a permis également de vérifier que les hauteurs de pluie enregistrées étaient sensiblement identiques, mais avec un faible décalage de temps.

2.2.2.2. Mesure de l'évapotranspiration potentielle

L'évapotranspiration potentielle (ETP) est une donnée nécessaire à la plupart des modèles hydrologiques. Elle décrit la capacité maximale d'évaporation (sous l'action de la chaleur) et de transpiration (par les plantes) pouvant exister sur une zone où les termes impliqués sont peu variables. Cette valeur maximale est atteinte lorsque l'eau est disponible en quantité suffisante. Dans le cas contraire, l'évapotranspiration réelle (ETR) est inférieure à l'ETP.

Dans cette étude, on a utilisé les valeurs décennales de l'évapotranspiration potentielle calculées par la formule de PENMAN par la station météorologique de Nantes Atlantique, très proche du laboratoire. Les valeurs horaires de l'ETP sont obtenues par la suite en moyennant le cumul décennal sur les 240 heures précédentes.

2.2.2.3. Mesure du débit des eaux usées

Au cours de l'étude, deux types de mesure ont été utilisés:

Le premier repose sur l'enregistrement des temps de pompage au niveau du poste de relèvement situé à l'aval du réseau. Le système d'acquisition utilisé fonctionne en mode séquentiel, c'est à dire que le démarrage et l'arrêt des pompes déclenchent et arrêtent un compteur de temps dont la précision est d'environ une seconde. Ce dispositif assez simple ne permet pas de situer les instants de fonctionnement des pompes mais uniquement leur cumul

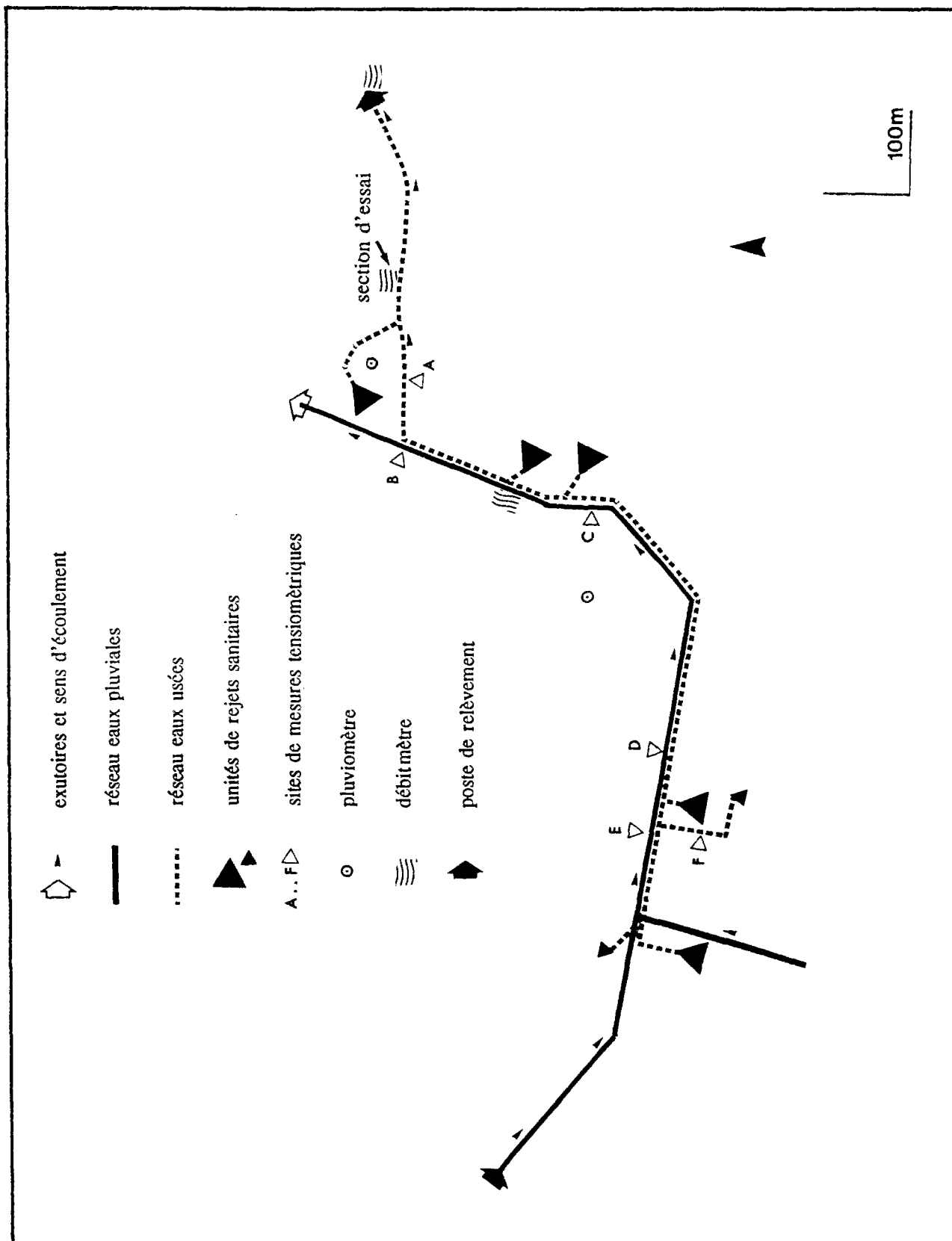


Figure 2.2: Plan d'expérimentation du site semi urbain du LCPC, (BREIL, 1990)

sur le pas de temps de saisie. Ce dernier a été choisi de manière à être compatible avec la capacité de stockage des systèmes d'acquisition (centrales CR2M) et également la fréquence moyenne de déclenchement des pompes. Un pas de saisie de 10 minutes s'est avéré satisfaisant. Cette méthode est assez pratique et facile à en mettre en oeuvre, cependant elle fournit des mesures modulées par le volume de la bêche du poste de refoulement. Elle a constitué la principale source d'information sur les débits.

Le second est basé sur la mesure de la hauteur d'eau dans une section jaugée et pour laquelle la relation débit/hauteur a été préalablement établie. Cette méthode qui restitue assez fidèlement les variations du débit est plus délicate à mettre en oeuvre et n'a permis qu'un suivi épisodique. La section de mesure utilisée est située à environ 300 mètres en amont du poste de refoulement. Sur ce tronçon de linéaire, où le réseau d'eaux usées est seul dans la tranchée de pose, il n'existe aucun raccordement sur le collecteur. En faisant l'hypothèse d'un apport relativement faible des eaux parasites entre les deux points de mesures (surtout en période de nappes basses), il a été possible de vérifier le tarage des pompes de refoulement à l'aide des mesures obtenues dans la section jaugée. Cette procédure est décrite plus en détail par BREIL, 1990.

2.2.2.4. Mesure de potentiels hydrauliques

L'objectif visé par l'installation de plusieurs profils de mesures tensiométriques sur le site expérimental est de suivre le mouvement de l'eau à proximité de la tranchée et dans le remblai afin de mettre en évidence les mécanismes de genèse des débits d'ECP d'infiltration. Six sites tensiométriques ont été installés le long du collecteur principal. Au niveau de chaque site, les mesures du potentiel hydraulique total sont faites à différentes profondeurs et à différentes distances de la tranchée.

Le premier site (A, cf. figure 2.2) comprend deux profils de cinq mesures tensiométriques (aux profondeurs de 50, 75, 100, 150, et 200 centimètres) situés à 3.5 et 12.5 mètres de la tranchée, et un troisième profil de trois mesures (aux profondeurs de 160, 220 et 240 centimètres) situé au niveau de la tranchée.

Tous les autres sites (B, C, D, E et F, cf. figure 2.2) comportent deux profils, le premier est situé au niveau de la tranchée avec trois mesures à différentes profondeurs (variant de 100 à 300 centimètres) et le deuxième à une distance de 4 à 6 mètres de la tranchée avec cinq mesures à 50, 75, 100, 150 et 200 centimètres de profondeur.

L'acquisition des données tensiométriques a été effectué tous les jours ouvrables avec un système de lecture manuel.

2.2.3. Diagnostic du site du LCPC

2.2.3.1. Test à la fumée

Ce test consiste à injecter de la fumée sous pression en différents points du réseau sanitaire, à partir des tampons d'accès. Les mauvais branchements d'eaux pluviales sont alors signalés par émission de fumée à partir des toitures, des avaloirs,... Les résultats de ce test ont permis de mettre en évidence le branchement d'un drain sur une antenne du réseau. Ce branchement a été rectifié pour les besoins de l'étude.

2.2.3.2. Traçage

La disposition des collecteurs d'eaux usées et d'eaux pluviales dans une tranchée commune sur une grande partie du linéaire ainsi que sur certaines antennes, permet de suspecter une alimentation du réseau sanitaire par celui des eaux pluviales via la tranchée. Ce type de communication est probable dans la mesure où les buses du collecteur des eaux pluviales ne sont pas équipées de joints étanches et que leur radier est en général plus haut que celui du collecteur des eaux usées.

Le but de ce test est donc de déceler un éventuel apport des eaux pluviales au réseau sanitaire à travers la tranchée commune. L'injection de fluorescéine diluée dans le réseau pluvial et le prélèvement d'échantillons d'eaux usées au bout des 600 mètres du collecteur principal, n'a signalé aucune communication entre le deux réseaux. Il est également important de mentionner que ce test a été effectué en période de nappe basse et n'a pas été étendu à l'ensemble du réseau.

2.2.3.3. Inspection télévisée du réseau sanitaire

Il s'agit de piloter une caméra tractée ou motorisée dans les collecteurs de petit diamètre. Les images reçues ont permis de mettre en évidence des disjonctements avec

désolidarisation des joints d'étanchéité, une infiltration d'eau par le radier des raccords défectueux, la présence de regards borgnes et intrusions racinaires.

2.2.4. Analyse des résultats expérimentaux

2.2.4.1. Analyse des mesures Pluie-Débit

Les débits mesurés à l'exutoire du réseau comportent donc les eaux usées issues des rejets sanitaires et les eaux parasites. La figure 2.3 montre un exemple des mesures de pluie et de débit enregistrées.

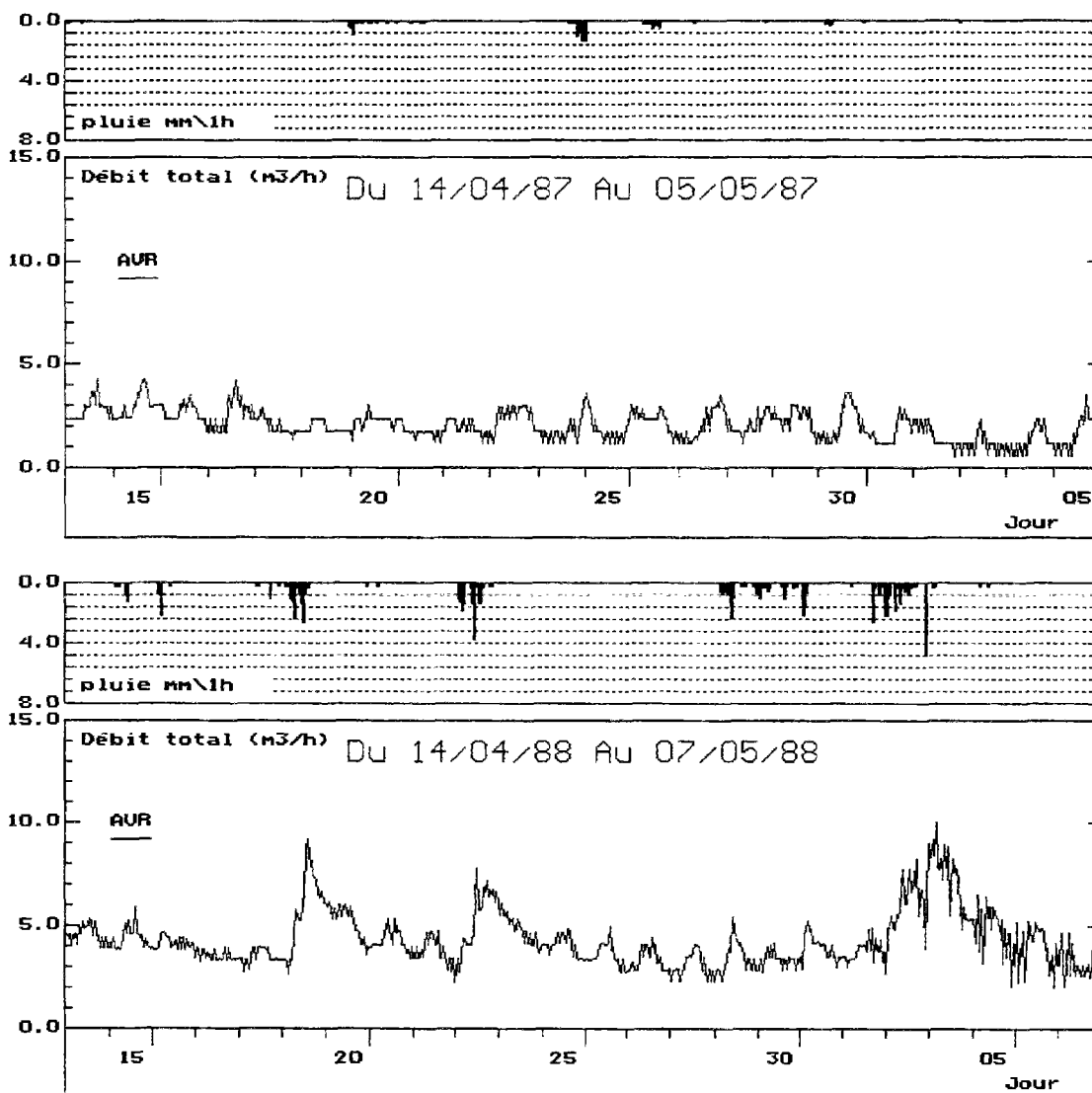


Figure 2.3: Exemple de représentation du débit total et de la pluie sur le site du LCPC

On constate que les apports d'eaux usées liés au cycle sanitaire des jours ouvrables sont relativement faibles. Afin de les extraire et de ne conserver que les eaux parasites, la méthode utilisée (BREIL, 1990) repose sur les observations suivantes:

- à la fin du printemps et durant l'été, les débits nocturnes sont très faibles et pratiquement nuls,
- l'effet temporisateur de la bêche du poste de relèvement déforme les faibles débits mesurés par les pompes et donc les débits nocturnes.

Durant les périodes de temps sec, le cycle sanitaire est alors calculé par interpolation linéaire entre les débits nocturnes minimums. Ces débits sont estimés par moyenne glissante à l'intérieur des plages horaires définies comme nocturnes, ce qui permet de réduire l'effet de la bêche déjà évoqué.

En période influencée par les pluies, la déformation de l'hydrogramme rend impossible le principe de l'interpolation. Le "cycle sanitaire moyen" déduit du calcul durant les périodes de temps sec est alors utilisé. Pour tenir compte de l'effet des saisons, le cycle sanitaire est réactualisé au fur et à mesure du calcul du débit d'eaux parasites (en utilisant les mesures de temps sec). Pour les jours non ouvrables, le débit sanitaire est nul.

Cette méthode a été considérée comme suffisamment sophistiquée compte tenu de l'importance relative des eaux parasites par rapport aux eaux usées. La figure 2.4 illustre la chronologie de pluie et de débit d'eaux parasites sur toute la période de mesure, obtenu après élimination des eaux sanitaires. Sur ces graphiques, les débits sont moyennés et les pluies cumulées sur 6 heures, la chronologie horaire complète est représentée en Annexe A1.

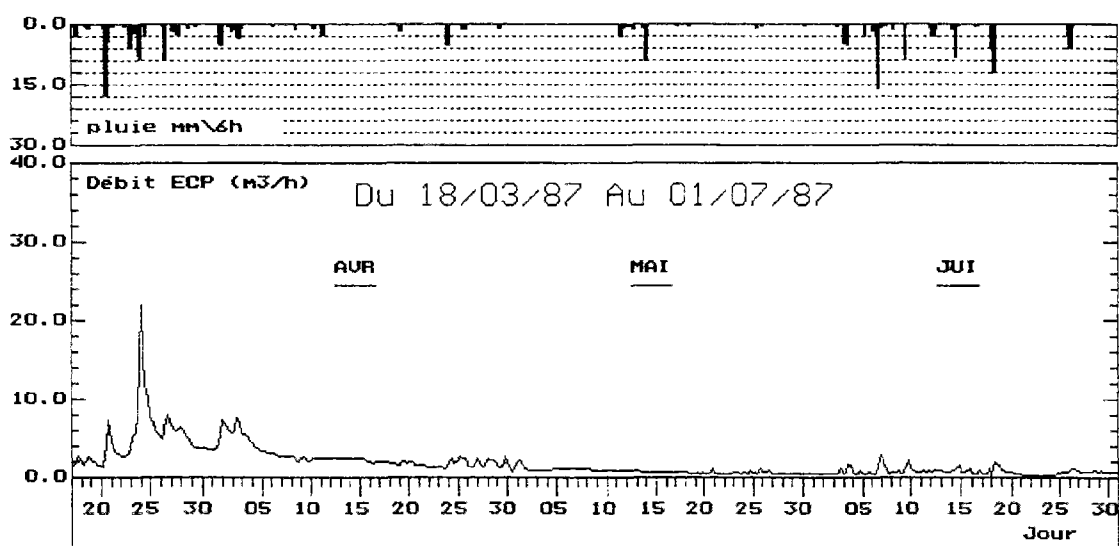


Figure 2.4 (début): Chroniques de pluies et de débits parasites sur le site du LCPC

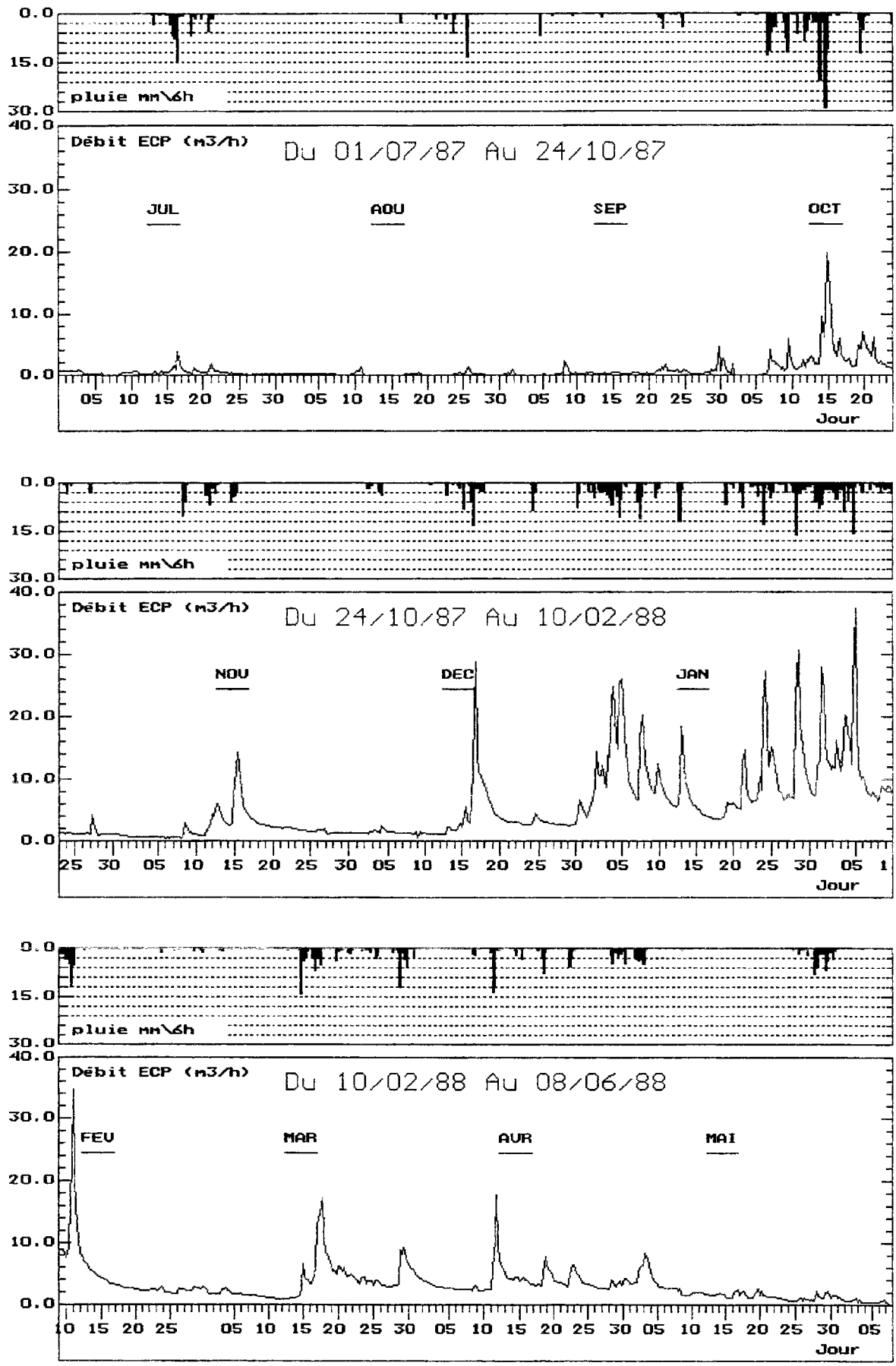
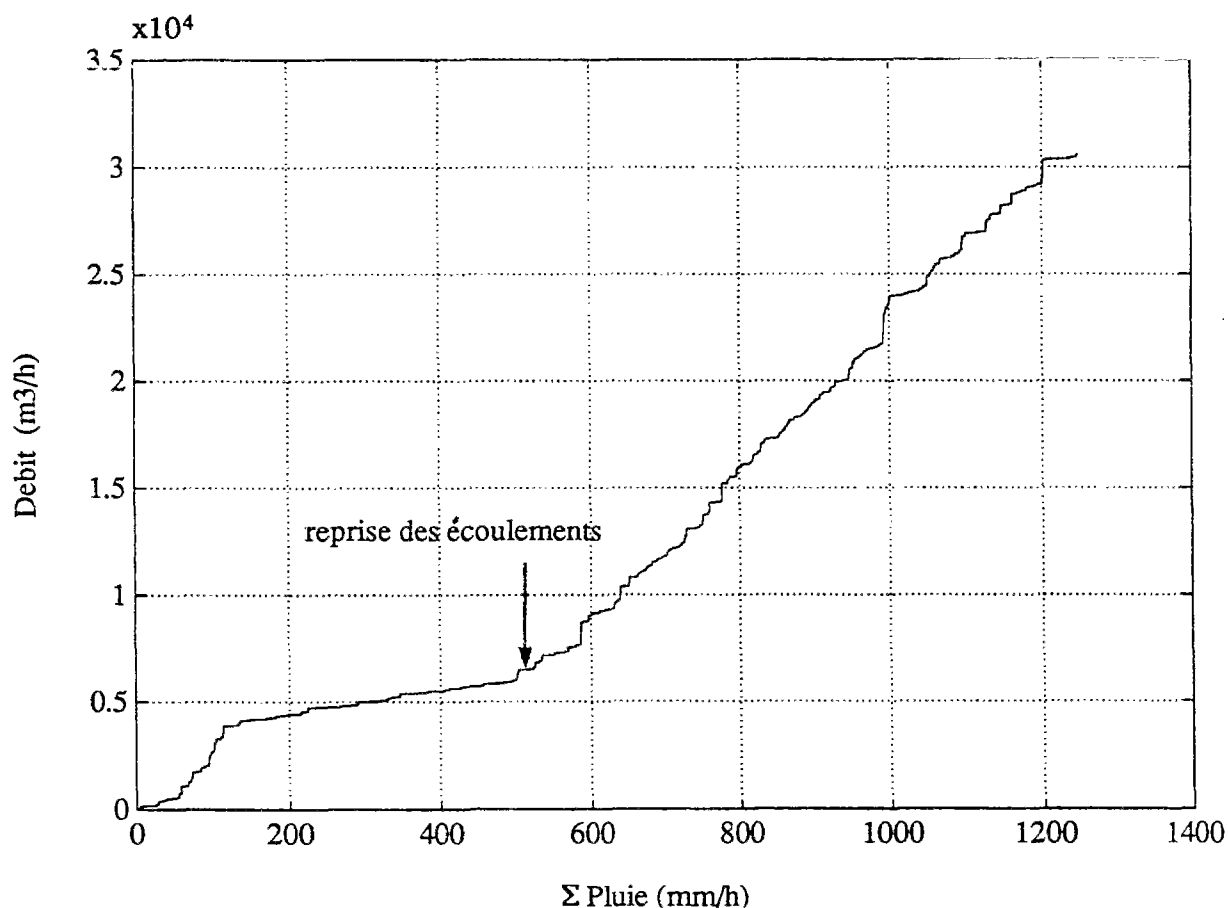


Figure 2.4 (fin): Chroniques de pluies et de débits parasites sur le site du LCPC

L'examen de ces chroniques montre que la sensibilité du réseau aux événements pluvieux est globalement variable selon les saisons. En effet, durant l'été et au début de l'automne (de mai à septembre 87) la réponse du réseau aux pluies est très faible, les petites variations du débit enregistrées en dehors des périodes pluvieuses sont sans doute liées à un mauvais fonctionnement des pompes de relèvement en raison du faible débit véhiculé. Ceci confirme bien les résultats de l'étude diagnostic et l'absence de branchements d'eaux pluviales sur les collecteurs sanitaires. Par contre, durant la période de mars à avril 1987 et d'octobre à avril 1988, les réponses du réseau aux épisodes pluvieux sont rapides et considérables. Les pointes horaires du débit observées ont atteint des valeurs assez élevées.

La période transitoire marquant le début de la saison des fortes réponses du réseau peut être localisée à partir de la courbe des doubles cumuls pluies-débits représentée sur la figure 2.5. L'augmentation brutale de la pente de la courbe est située à environ 500 mm de pluies cumulées à partir du début de la chronique des mesures, ce qui correspond approximativement à la date du 10/10/88.



**Figure 2.5: Débits cumulés (ΣQ) en fonction des pluies cumulées (ΣP)
(du 18/03/87 au 08/06/88)**

Cette variabilité saisonnière des apports parasites montre, en l'absence de raccords non conformes d'eaux pluviales, que le phénomène responsable dépend bien du contexte hydrogéologique et de l'état d'humidification du sol. On a donc sur ce site un exemple clair d'apports d'ECP par infiltration.

Il est également important de remarquer que les pointes de débit observées sont caractérisées par des remontées très rapides et des courbes de décrues avec une partie raide au début suivie d'une partie décroissante d'allure exponentielle. En plus, la persistance d'un débit "de base" variable le long de la période hivernale permet de supposer à ce stade d'analyse, qu'il existe au moins deux mécanismes distincts responsables des apports parasites : celui du drainage rapide et celui des apports de nappe (drainage lent).

Parallèlement à cette analyse qualitative des variations du débit d'infiltration, il est intéressant de comparer les ordres de grandeurs obtenus à des références telles que le débit d'eaux usées, ou les volumes ruisselés (THIRRIOT, 1982).

Le bilan annuel des apports recueillis à l'exutoire du réseau (du 18/03/87 au 18/03/88) donne un volume total d'eaux parasites d'infiltration d'environ 24000 m³ pour un volume total d'eaux usées proprement dit de 2200 m³. Cette dernière valeur est très faible en raison du caractère particulier du site et ne peut pas être considérée comme représentative même d'un contexte semi urbain. On a donc cherché à définir une référence plus réaliste à partir des caractéristiques suivantes:

- densité de branchement sur le collecteur principal de un tous les dix mètres,
- moyenne de 3.5 habitants par branchement,
- rejet d'eaux usées de 200 litres/habitant et par jour,

En appliquant ces caractéristiques au réseau du LCPC, on obtient un population de 600 habitants et un volume annuel d'eaux usées de 45 000 m³.

Pour préciser davantage les ordres de grandeur observés, on a également calculé des volumes d'eaux de ruissellement, en faisant les hypothèses supplémentaires suivantes:

- densité de population de 50 habitants/hectare,
- taux d'imperméabilisation de 40%,

On obtient une surface totale de bassin versant de 12 ha sur laquelle les précipitations observées sur l'année de référence, soit 1040 mm, produisent un volume ruisselé de 50 000 m³.

A cette échelle on voit que les eaux usées et les eaux pluviales représentent des volumes comparables, alors que les infiltrations ne sont pas négligeables, mais représentent un volume global deux fois plus faible, du fait du caractère saisonnier des apports.

On a ensuite cherché à appréhender d'autres échelles de temps, à savoir la journée et l'heure. Pour ce faire on s'est basé sur les courbes de répartition des débits mesurés pour les infiltrations, et sur celles de la pluviométrie pour les eaux de ruissellement, auxquelles on a appliqué une simple formule rationnelle (fig. 2.6 et 2.7). Pour les eaux usées on a appliqué des coefficients de pointe forfaitaires. On a choisi comme références les valeurs Q_{95} (dépassée pendant 18 jours pendant l'année considérée) pour les débits journaliers et Q_{99} (dépassée pendant 82 heures pendant cette même année) et on les a utilisées pour dresser le tableau 2.2. On constate qu'à ces échelles de temps, les infiltrations représentent des débits comparables à ceux des eaux usées en période de pointe, mais ces débits restent bien inférieurs à ceux qui sont ruisselés. On gardera à l'esprit que ces derniers constituent un **maximum** vis à vis du fonctionnement d'un système d'assainissement hypothétique: pour des systèmes réels, par exemple un réseau mixte unitaire/séparatif ou un réseau séparatif de collecte des eaux usées recevant des mauvais branchements d'eaux pluviales, ces débits seraient divisés par un facteur de l'ordre de 5 à 10, et leur ordre de grandeur rejoindrait ceux des débits d'eaux usées et des débits d'infiltration.

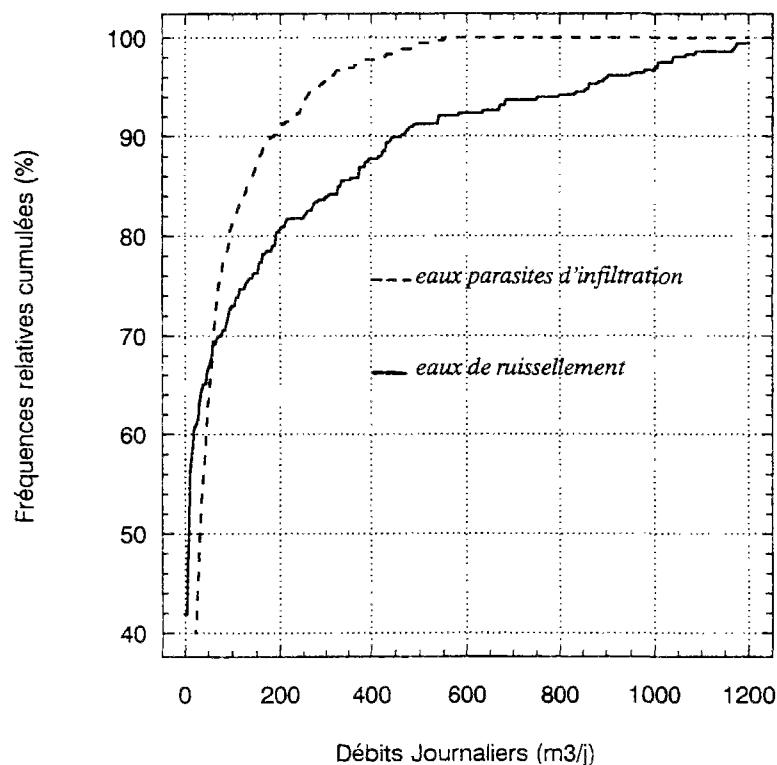


Figure 2.6: Fréquences relatives cumulées des débits journaliers des ECPI et des eaux de ruissellement (période du 18/03/87 au 18/03/88)

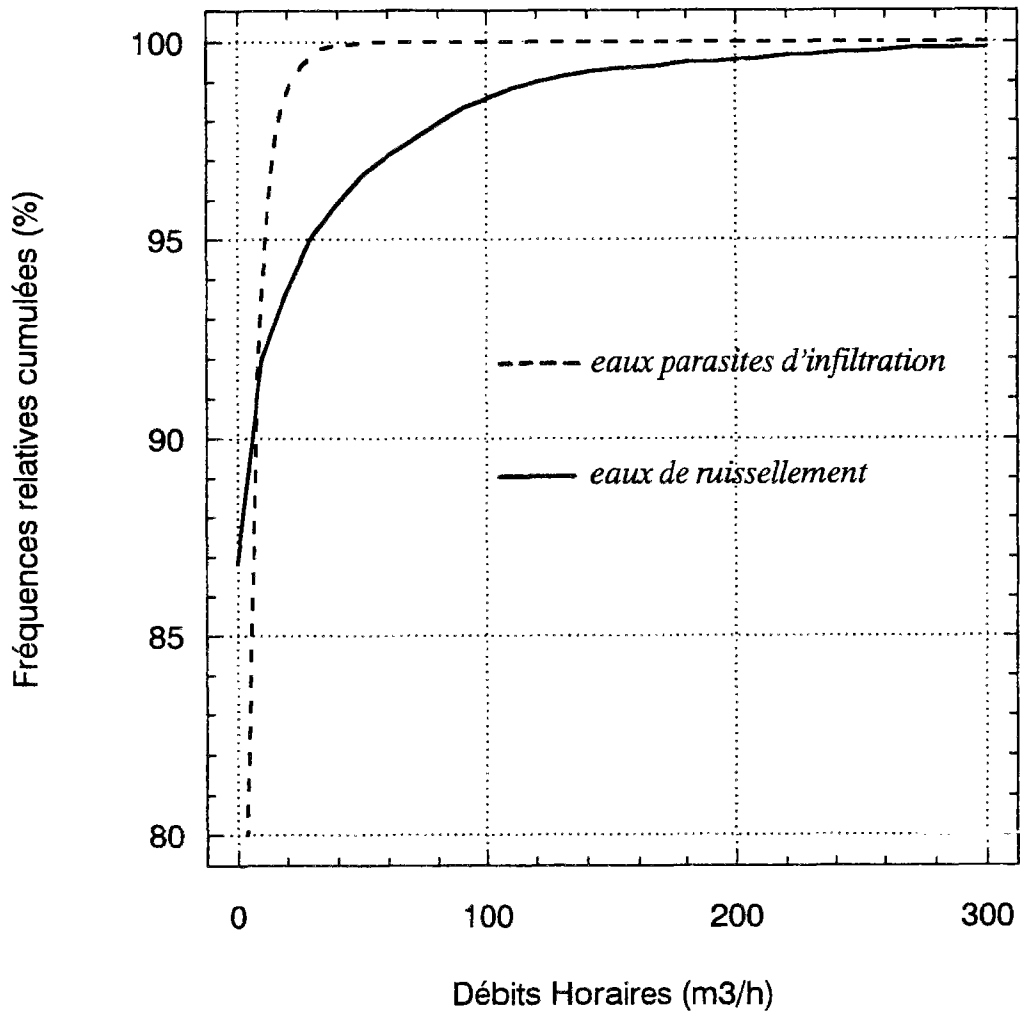


Figure 2.7: Fréquences relatives cumulées des débits horaires des ECPI et des eaux de ruissellement (période du 18/03/87 au 18/03/88)

		Eaux parasites d'infiltration	Eaux usées typiques	Eaux de ruissellement (imperméabilisation à 40%)
Volume annuel	m3	24 000	45 000	50 000
	m3/hab	40	75	83
	m3/ha	2000	3750	4170
Débit journalier (Q95)	m3/jour	275	200	861 (pour 18 mm/j)
	m3/j/hab	0.46	0.33	1.43
	m3/j/ha	22.9	16.6	71.8
Débit horaire (Q99)	m3/h	22	30	120 (pour 2.5 mm/h)
	m3/h/hab	0.036	0.05	0.2
	m3/h/ha	1.83	2.5	10

Tableau 2.2: Mise en perspective des apports d'ECPI et des autres composantes des débits collectés par les réseaux d'assainissement

2.2.4.2. Analyse des mesures tensiométriques

A partir de l'exemple de chronologie de potentiels hydrauliques représenté sur la figure 2.8 (site de mesure A, cf. figure 2.2) on peut déjà constater que durant la période de reprise des écoulements (fin septembre 87) l'apparition du premier débit de pointe est simultanément accompagnée d'une remontée de la nappe au-dessus du niveau du collecteur et également d'une saturation temporaire des horizons peu profonds entraînant ainsi la formation d'une nappe superficielle encore appelée "nappe perchée".

Cette situation se retrouve durant toute la période hivernale et les pointes de débit observées semblent être liées essentiellement au niveau de la nappe permanente et aux fluctuations du niveau de la nappe perchée qui apparaît épisodiquement à l'occasion de fortes pluies.

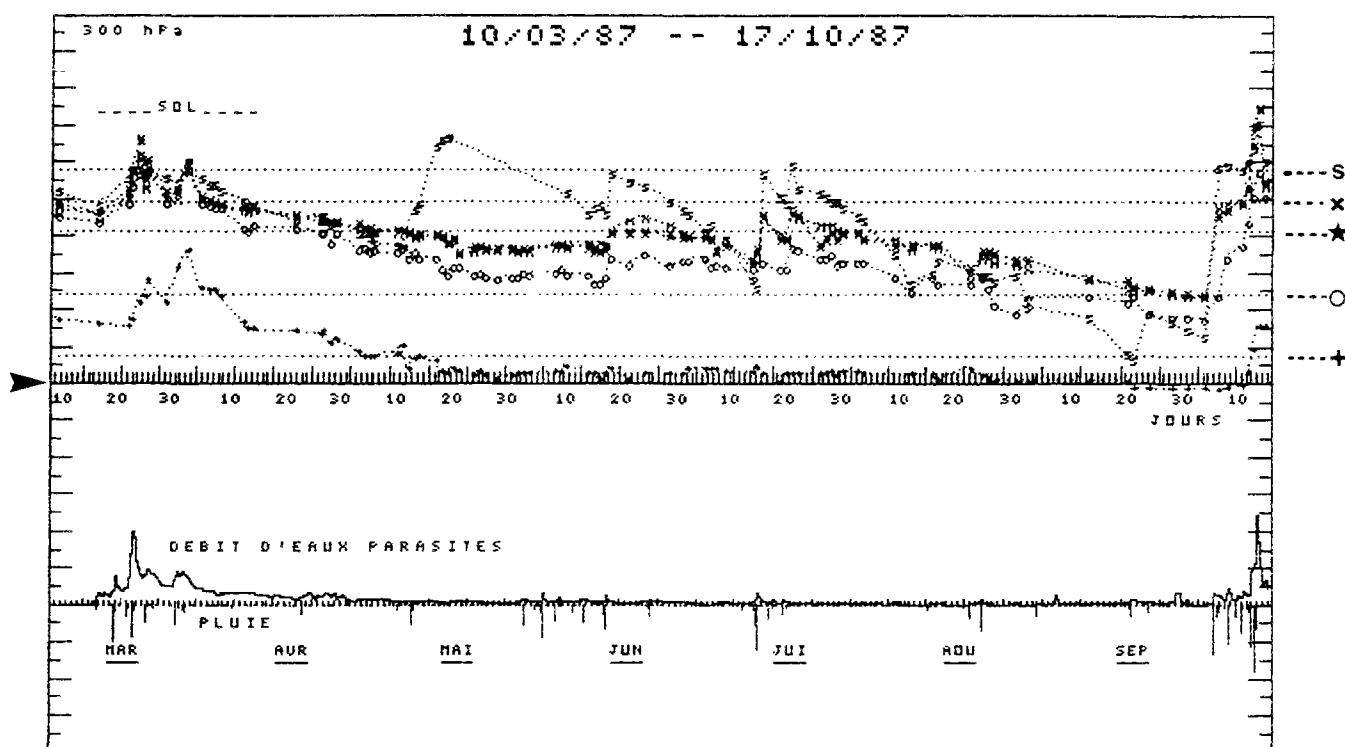


Figure 2.8: Potentiels hydrauliques dans l'encassement A (à 3,5 m de la tranchée).

*Profondeur des points de mesure: s: 50cm, x: 75cm, *: 100cm, o: 150cm, +: 200cm.*

— : cote de pression nulle pour chaque profondeur de mesure.

► : niveau de référence (cote du radier du collecteur EU situé à 223cm de la surface du sol).

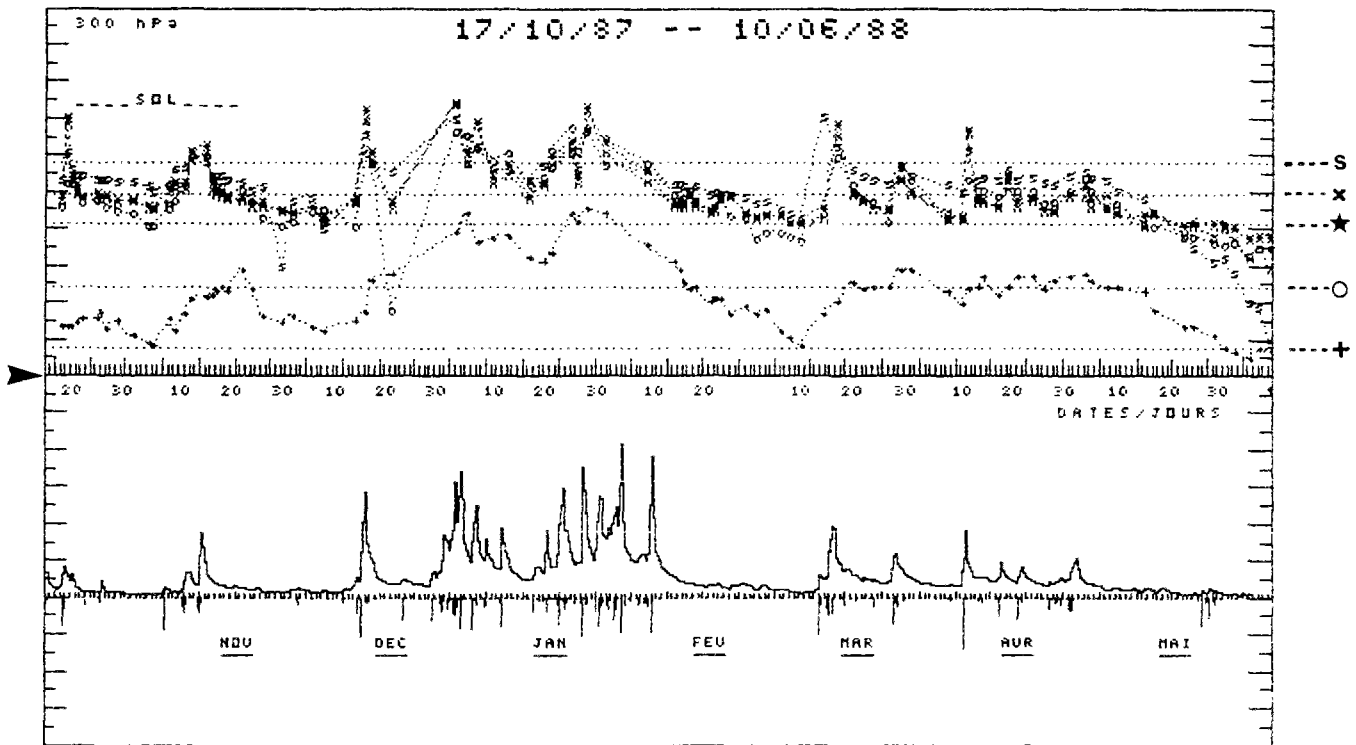


Figure 2.8 (suite): Potentiels hydrauliques dans l'encaissement A (à 3,5 m de la tranchée)

Profondeur des points de mesure: s: 50cm, x: 75cm, ★: 100cm, o: 150cm, +: 200cm.

— : cote de pression nulle pour chaque profondeur de mesure.

► : niveau de référence (cote du radier du collecteur EU situé à 223cm de la surface du sol).

D'autre part, on remarque que les mesures de potentiels hydrauliques situées à 0.5, 0.75 et 1 mètre de profondeur sont peu différentes. Le gradient vertical est faible à nul et l'écoulement à ce niveau est essentiellement horizontal. Le gradient profond entre 1.5 et 2 mètres indique un écoulement vertical vers le bas, souvent gravitaire. Le tracé des profils de potentiels lors de la période de reprise des écoulements permet de mettre en évidence ce type de comportement (figure 2.9).

Les profils se suivent de (a) à (e) et indiquent le passage en saturation des différentes cotes de mesure. Le niveau de référence correspond à la cote du collecteur d'eaux usées. L'examen de ces profils montre que aussi bien en milieu non saturé (profil a) qu'en milieu saturé (profils c, d, e), la tranche du sol comprenant les mesures situées à 1 et 1.5 mètres au-dessus du collecteur, alimente à la fois le niveau supérieur et le niveau inférieur. L'écoulement dans cette tranche est essentiellement horizontal et dans la direction de la tranchée de pose du collecteur.

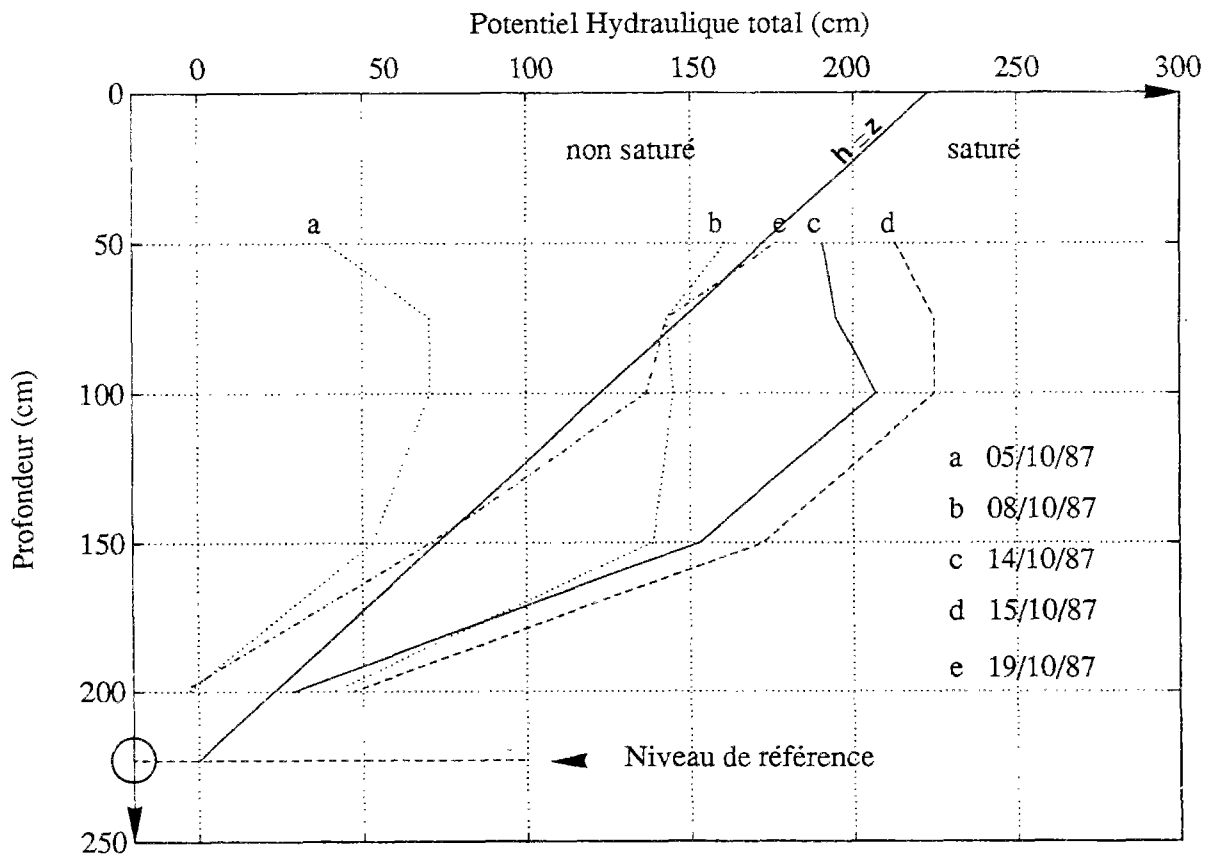


Figure 2.9: Profils des potentiels en A2 durant la période de reprise des écoulements (à 3,5 m de la tranchée)

Cette configuration correspond à celle d'une nappe perchée dont le plancher est situé au-dessus du niveau du collecteur. A l'occasion d'événements pluvieux importants, la macroporosité de surface et la présence d'un niveau relativement imperméable à de faibles profondeurs (entre 1 et 1,5 mètres dans le cas du site A) favorisent l'accumulation des eaux d'infiltration et la formation d'une nappe perchée. Celle-ci alimente la tranchée qui redistribue l'eau infiltrée vers le fond et latéralement, comme l'indique les gradients profonds observés sur tous les profils. Dans ce cas, la tranchée établit donc la connexion hydraulique entre le niveau supérieur et inférieur du plancher.

Après cette étape de transition, les conditions optimales d'alimentation du réseau sont atteintes. L'eau ne peut plus s'évacuer que lentement par le fond du remblai et les variations du débit proviennent alors, principalement des nappes perchées. Par la suite, BREIL note que le ressuyage des nappes perchées entraîne une inversion des gradients horizontaux profonds entre

l'encaissant et la tranchée et marque ainsi l'apport de la nappe permanente bien visible sur l'évolution du débit d'ECP surtout au cours des périodes non influencées par la pluie.

Ce résultat est également apparent sur les profils tracés à partir de mesures recueillies sur le même site tensiométrique durant la période du 15/02/88 au 07/03/88 (figure 2.10). Le niveau drainant de l'encaissant caractérisé par une composante verticale nulle du gradient hydraulique est bien illustré sur cette représentation. Cependant, le gradient vertical observé en profondeur montre que la communication entre ces deux niveaux n'est pas directe et met en évidence la position du plancher de la nappe perchée.

Parallèlement, les mesures tensiométriques recueillies à différentes cotes dans la tranchée de pose des collecteurs indiquent un écoulement souvent gravitaire et proche de la saturation. Les variations de tension interstitielle sont faibles.

L'analyse des profils de potentiels hydrauliques effectuée sur les six sites tensiométriques a permis de localiser approximativement la profondeur du plancher imperméable des nappes superficielles. Cela a conduit à l'identification de deux principaux schémas d'écoulement en fonction du niveau de la nappe à proximité du collecteur et de la profondeur du substratum.

En résumé, les résultats de l'analyse des potentiels hydrauliques montrent que le drainage rapide des nappes perchées peut en grande partie expliquer les pointes de débit observées. Cependant, pendant la période de tarissement non influencé, l'apport de la nappe permanente apparaît déterminant sur l'évolution du débit. La conjugaison de ces deux types d'apports semble être une alternative tout à fait réaliste pour traduire la dynamique des apports parasites d'infiltration sur le site du LCPC.

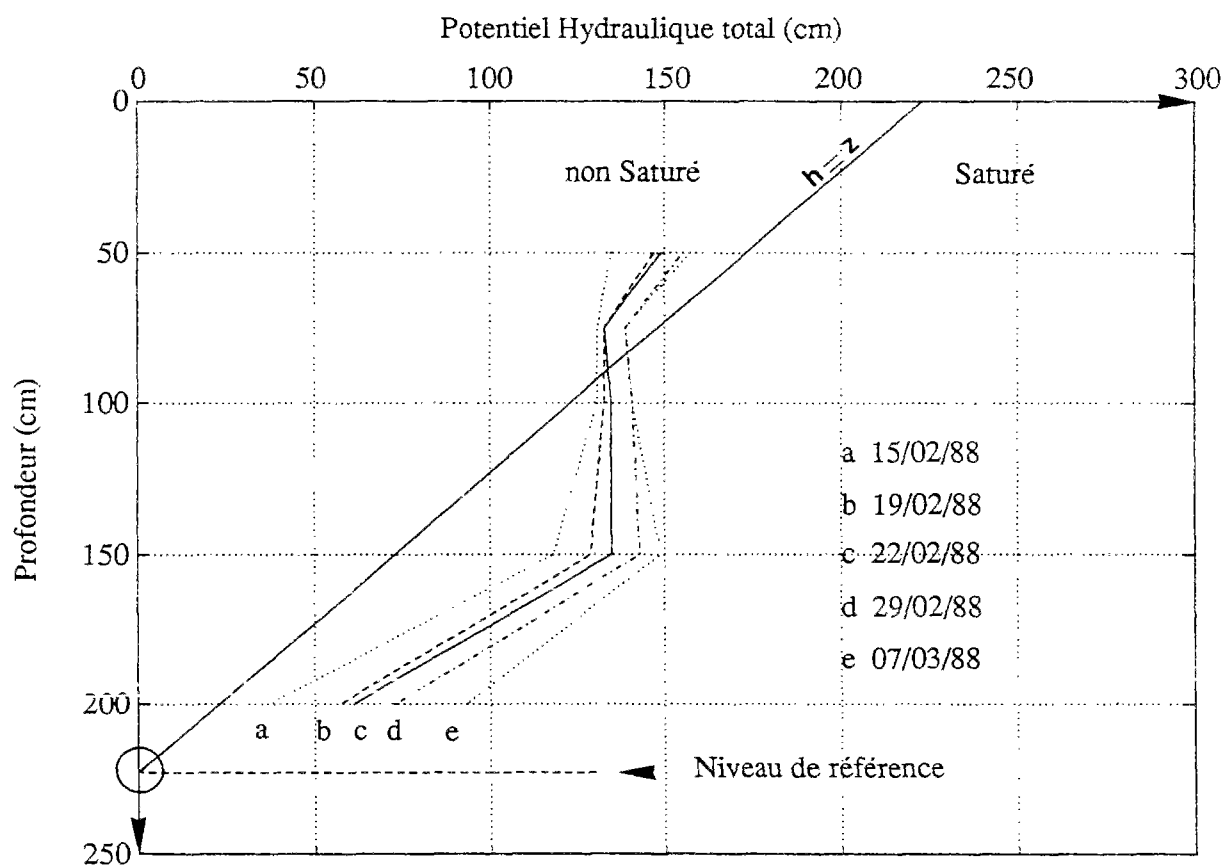


Figure 2.10: Profils des potentiels en A2 durant la période du 15/02/88 au 07/03/88 (à 3,5 m de la tranchée)

La formation des nappes perchées est essentiellement due à un contraste de conductivité hydraulique verticale qui favorise l'accumulation des eaux d'infiltration et la remontée du niveau des nappes. BREIL et Al., 1993 notent que durant les pointes de débit, il a été possible de constater une déformation de la nappe supérieure. Cette déformation est localisée à proximité de la tranchée et contribue à augmenter les écoulements d'eau dans sa direction. On parle alors de phénomène de coin (figure 2.11).

Pour expliquer cette déformation, il suffit de constater que lorsque la nappe perchée se rapproche du sol, l'importante conductivité hydraulique dans ces horizons favorise un acheminement latéral et rapide des eaux.

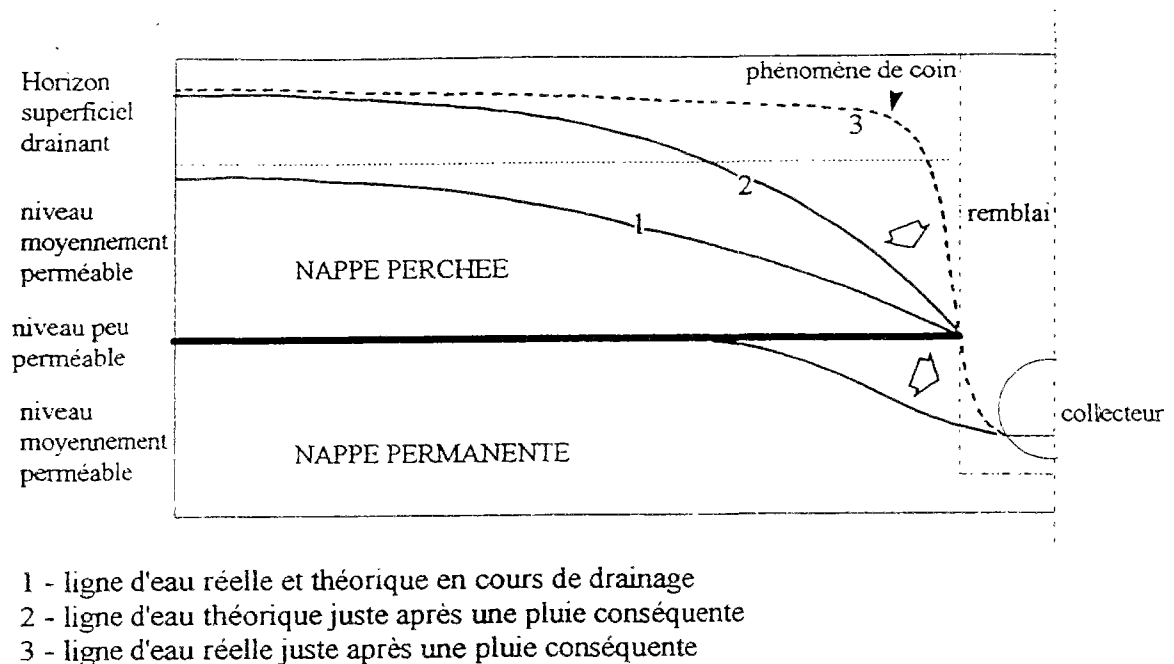


Figure 2.11: Illustration du phénomène de coin en rapport avec le drainage rapide (Breil et al., 1993)

2.2.5. CONCLUSION

Les résultats expérimentaux obtenus sur le site du LCPC ont montré l'importance des apports par infiltration dans la production des débits d'ECP.

Les mesures des précipitations et des débits, au pas de temps horaire, ainsi que les profils tensiométriques à différentes distances de la tranchée ont permis de constater que les apports parasites sont fortement liés au contexte hydrologique et à l'état de saturation du sol.

Le suivi des mouvements de l'eau dans le sol a permis de mettre en évidence un phénomène de drainage rapide des horizons superficiels du sol qui peut, en grande partie, expliquer les pointes de débit observées.

En effet, le contraste de conductivité hydraulique verticale liée à la nature des matériaux favorise l'accumulation des eaux d'infiltration et la formation de nappes très superficielles appelées nappes perchées. Ces nappes sont très sensibles aux pluies et leur passage dans un

horizon drainant superficiel entraîne une circulation rapide des eaux drainées depuis la surface vers la base du remblai des tranchées de pose des collecteurs.

A cet effet, s'ajoute celui du drainage lent des nappes profondes qui noient de façon saisonnière le fond de la tranchée.

2.3. LE SITE EXPERIMENTAL DE REZE

Depuis 1990, le site de Rezé fait l'objet d'un suivi expérimental par la division EAU du LCPC. Ce site qui est situé près de Nantes et à quelques kilomètres du LCPC, englobe deux petits bassins versants pluvieux urbains, une chaussée poreuse et un réseau d'eaux usées. L'objectif est de construire une base de données destinées à des recherches dans le domaine de l'hydrologie en milieu urbain.

2.3.1. Caractéristiques du site

Il s'agit d'un bassin urbain occupé essentiellement par des habitations individuelles de type pavillonnaire, il a une superficie de 12.5 ha, une pente moyenne de 2% et un coefficient d'imperméabilisation de 0.28.

Ce bassin est équipé d'un réseau d'assainissement de type séparatif, le collecteur principal d'eaux usées mesure environ 2100 mètres avec un diamètre de 200 millimètres. Il est placé presque entièrement sous le corps de la chaussée.

Le nombre de branchements privés d'eaux usées sur le collecteur principal est de 185, soit avec une densité de l'ordre de un branchement par 11.5 mètres du linéaire. La population raccordée est estimée à environ 650 personnes.

Les effluents collectés par le réseau d'eaux usées sont acheminés vers la bêche d'un poste de refoulement situé à l'extrémité du bassin versant.

La figure 2.12 montre une vue d'ensemble du site urbain de Rezé ainsi que le tracé du réseau de collecte des eaux usées.

Le quartier résidentiel comprend beaucoup d'espaces verts et chaque maison est dotée d'un jardin. Ces zones perméables situées en bordure de voirie peuvent favoriser l'infiltration des eaux de pluie et l'alimentation de la structure de la chaussée. D'autre part, des raccordements en étoile ont été observés au niveau des regards du réseau sanitaire. Cela signifie qu'il existe autant de tranchées nécessaires à la pose des collecteurs secondaires qui sont souvent superficiels aux abords des constructions. Ces tranchées peuvent alors jouer un rôle important dans le drainage des eaux d'infiltration par le réseau en particulier lorsque les différents branchements ne sont pas suffisamment étanches.

Les données sur le terrain ont été acquises pour l'essentiel lors de l'instrumentation du site et également à partir d'une campagne de mesure de résistivité apparente par une méthode RadioMagnétoTellurique (RMT) menée sur la voirie recouvrant le réseau étudié.

Les profils de résistivité apparente obtenus ont permis de constater l'homogénéité et la pente globale du substratum constitué, comme pour le site du LCPC, par des micaschistes. Ce résultat a été confirmé lors des travaux de décaissement effectués à quelques centaines de mètres pour l'implantation d'une chaussée poreuse.

Pour le corps de chaussée, la structure rencontrée est la suivante:

- sur cinq centimètres, un macadam \emptyset 20/40 mm avec pénétration de deux couches d'éléments fins (8/12 et 5/8).
- une couche de base en grave concassée en 0/40 sur environ 40 centimètres.
- une sous couche de sable de carrière sur 10 centimètres.

Ces deux derniers niveau sont relativement drainants et peuvent jouer un rôle important dans le transfert des eaux d'infiltration depuis l'accotement vers le corps de la chaussée.

Sous la chaussée, le terrain naturel est composé par des limons argileux avec des passées limoneuses à gravillons roulés (quartz et autres éléments) entre 1.2 et 1.7 mètres de profondeur. La figure 2.13 montre un profil en travers type de la chaussée sur le site de Rezé.

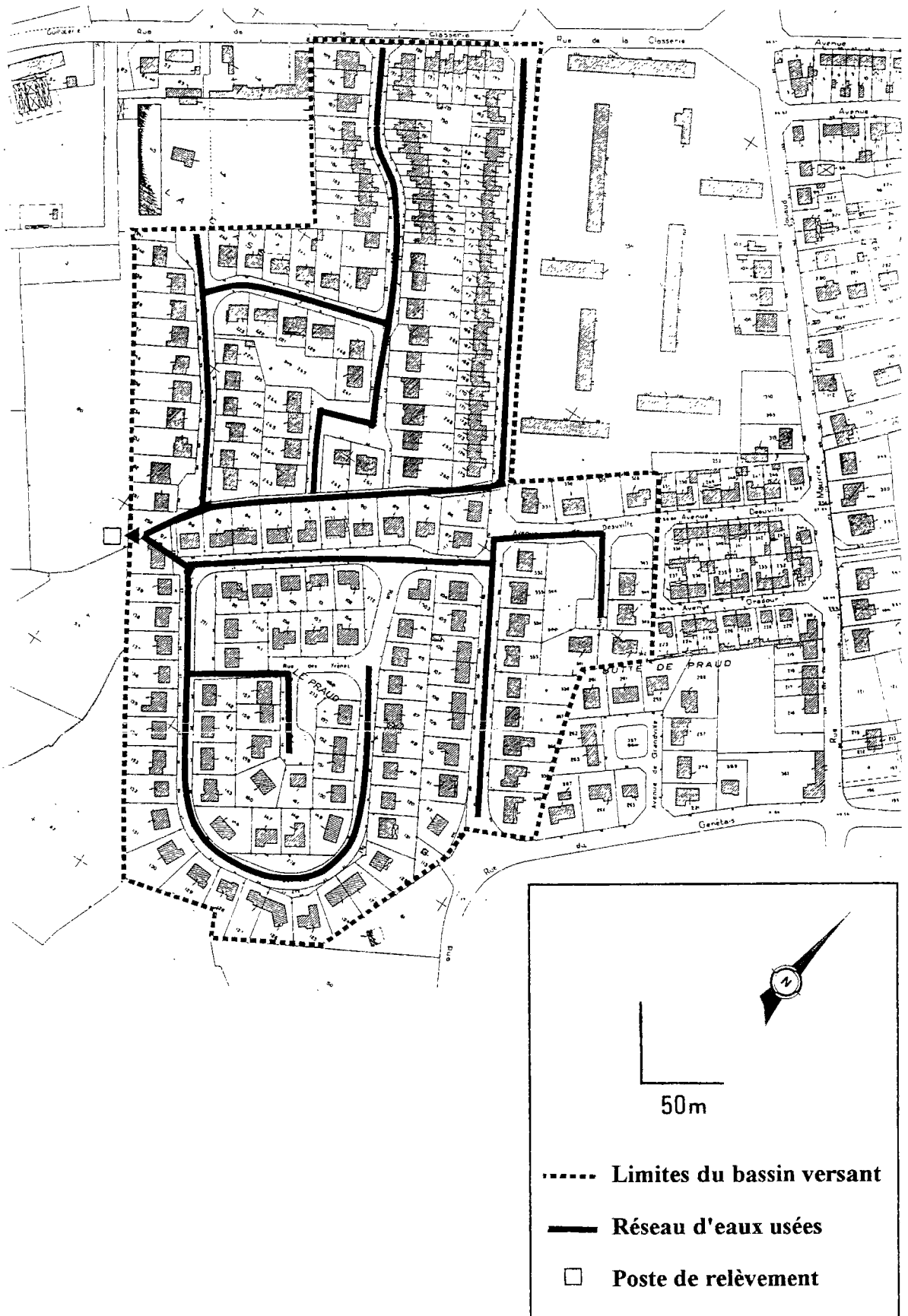


Figure 2.12: Vue d'ensemble du site urbain de REZE

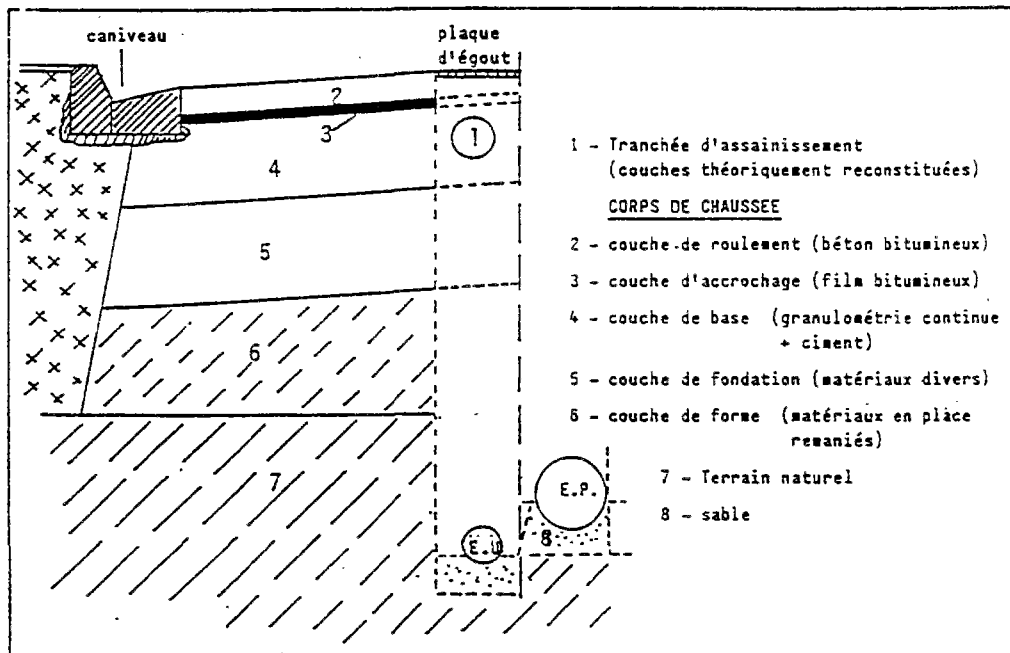


Figure 2.13: Profil en travers type des chaussées sur le site de Rezé

Le contexte climatique est identique à celui du LCPC puisque ce site est situé également à quelques kilomètres de la station météorologique de Nantes Atlantique.

2.3.2. Instrumentation du site

Le site expérimental de Rezé a été équipé depuis la fin de 1990 pour l'acquisition de plusieurs types de mesures pouvant servir aux différents travaux de recherche en hydrologie urbaine. Pour cette étude, les mesures qui nous intéressent sont ceux de la pluie et du débit à l'exutoire du réseau d'eaux usées.

Les mesures de débit ont débuté au mois de juin 1991 et sont encore en cours, la période considérée dans cette étude est celle du 01/06/91 au 25/03/93.

2.32.1. Mesure de la pluie

Le suivi des précipitations sur le site est assuré par la mise en place de trois pluviomètres à augets basculeurs de 1000 cm² - 2/10^{ème} "Précis Mécanique". L'emplacement des ces pluviomètres permet de couvrir l'ensemble du bassin versant et de fournir ainsi des informations sur la variabilité spatiale de la pluie. (cf. figure 2.11)

Les données sont acquises sur des centrales CR2M qui enregistrent chaque basculement de l'auget dont la capacité est de 20cm³, ce qui correspond à 0.2mm de pluie. A la base de chaque pluviomètre, un récipient est placé pour recueillir les eaux évacuées par les augets. Ceci permet de comparer à chaque relevé de mesures (souvent hebdomadaire) le cumul

des hauteurs pluviométriques obtenu d'une part, à partir de l'enregistrement du nombre de basculement des augets et d'autre part par le volume d'eau récupéré dans le récipient.

Les mesures pluviométrique fournies au pas de temps de 6 heures, par la station météorologique de Nantes-Atlantique située à quelques kilomètres, constituent également un moyen de vérification de celles obtenues sur le site.

2.3.2.2. Mesure du débit d'eaux usées

Comme pour le premier site, les mesures du débit d'eaux usées sont effectuées par le comptage du temps de fonctionnement des pompes au niveau du poste de relèvement situé à l'extrémité aval du réseau.

Ce poste est muni de deux pompes qui peuvent fonctionner simultanément ou de manière alternée selon le niveau d'eau dans la bêche d'aspiration qui contrôle leur déclenchement et leur arrêt. Le fonctionnement simultané est cependant très peu fréquent et ne peut se déclencher que sur commande manuelle ou lorsque la capacité de refoulement d'une seule pompe se trouve atteinte. En cas de débordement, la bêche est équipée d'un trop-plein qui permet de déverser les surcharges d'eaux usées dans le réseau d'eaux pluviales.

L'acquisition des données est effectuée à l'aide de centrales CR2M qui enregistrent en continu le temps de fonctionnement des deux pompes. Par la suite, connaissant la capacité de refoulement de chacune des pompes, déterminées par un tarage préalable, le débit d'eaux usées est calculé sur le pas de temps de saisie adopté.

Durant la période de suivi, on a constaté à plusieurs reprises des défauts de fonctionnement des pompes. Il s'agit le plus souvent d'arrêts accidentels qui ont entraîné un manque de données au niveau de la chronologie de mesures.

2.3.3. Diagnostic du site de Rezé

Le diagnostic du site urbain de Rezé s'est limité aux tests à la fumée. Comme pour le premier site, l'objectif était d'identifier et de localiser les raccordements d'eaux pluviales sur le réseau sanitaire par injection de fumée dans ce dernier.

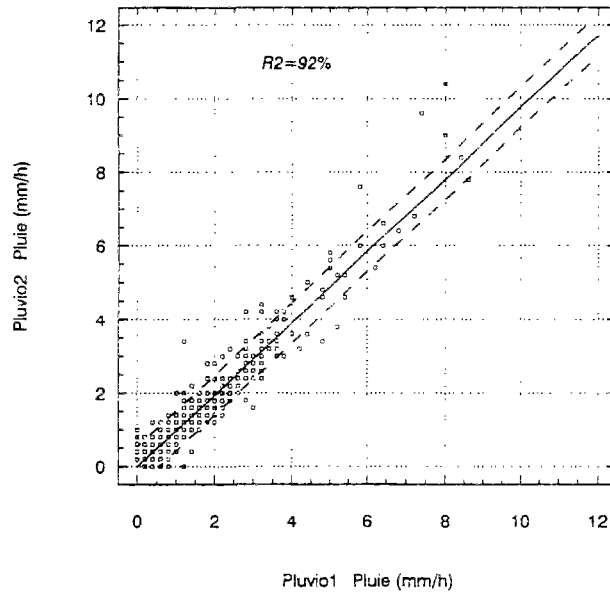
Les résultats de ce test ont permis d'identifier quatre branchements illicites d'eaux pluviales sur le collecteur principal eaux usées. Les surfaces correspondantes (deux toitures, une descente de garage) se sont avérées peu importantes.

2.3.4. Analyse des mesures obtenues

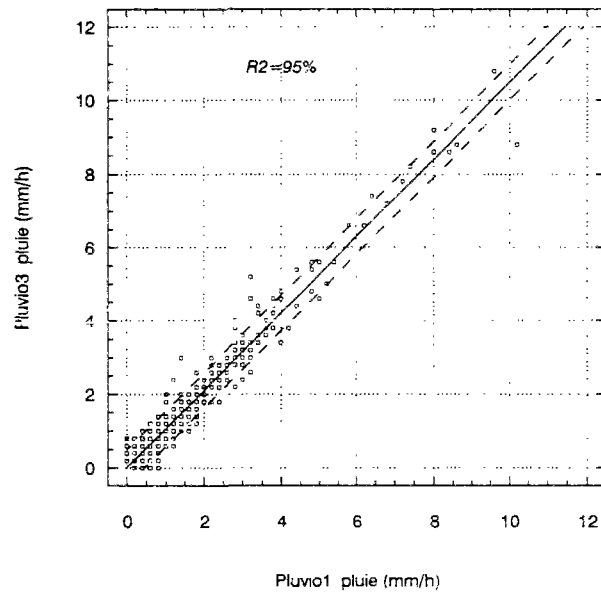
Durant la période de mesure considérée (du 01/06/91 au 25/03/93), les trois pluviomètres installés sur le site ont fonctionné d'une manière satisfaisante. Les mesures obtenues ont permis de constater que les intensités horaires de la pluie enregistrées par les trois pluviomètres ne sont pas très variables et que les hauteurs journalières sont sensiblement identiques. La figure 2.14 montre les courbes de régression obtenues pour chaque couple de pluviomètres en utilisant les intensités horaires de la pluie ainsi que les intervalles de confiance à 95% correspondants.

Les coefficients de corrélation obtenus sont assez élevés (cf. Figure 2.14) et montrent une bonne concordance globale entre ces trois mesures. Pour les besoins de l'étude, on a considéré donc les intensités horaires moyennes calculées à partir des mesures enregistrées par les trois pluviomètres.

a/



b/



c/

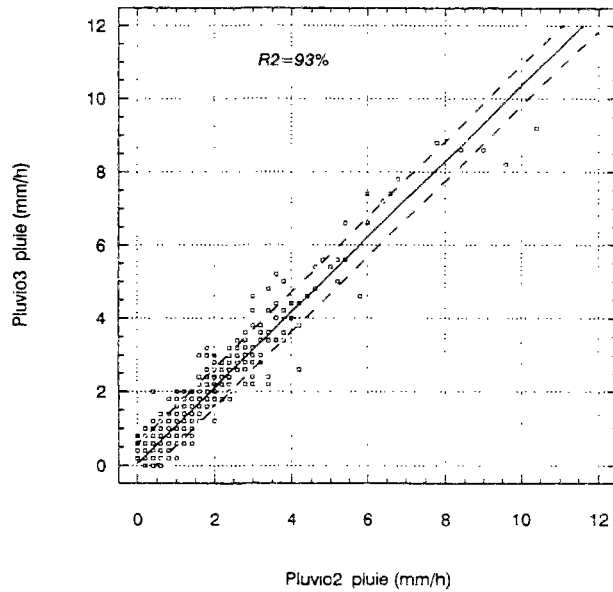


Figure 2.14: Courbes de régression pour chaque couple de pluviomètres (intensités horaires)
a/ Pluvio.1 - Pluvio.2 b/ Pluvio.1 - Pluvio.3 c/ Pluvio.2 - Pluvio.3

Pour les débits d'eaux usées, la chronologie de mesures enregistrées n'est malheureusement pas complète en raison du mauvais fonctionnement des pompes déjà évoqué, et qui a concerné essentiellement les périodes de juin à septembre 1992 et de décembre 1992 à janvier 1993. Après avoir effectué les tests nécessaires pour identifier et éliminer les mesures erronées, la durée des données disponibles est d'environ 16 mois.

La figure 2.15 représente un exemple de mesures de pluie et de débit total d'eaux usées enregistrés sur le site urbain de Rezé. La chronologie complète est donnée en Annexe A1.

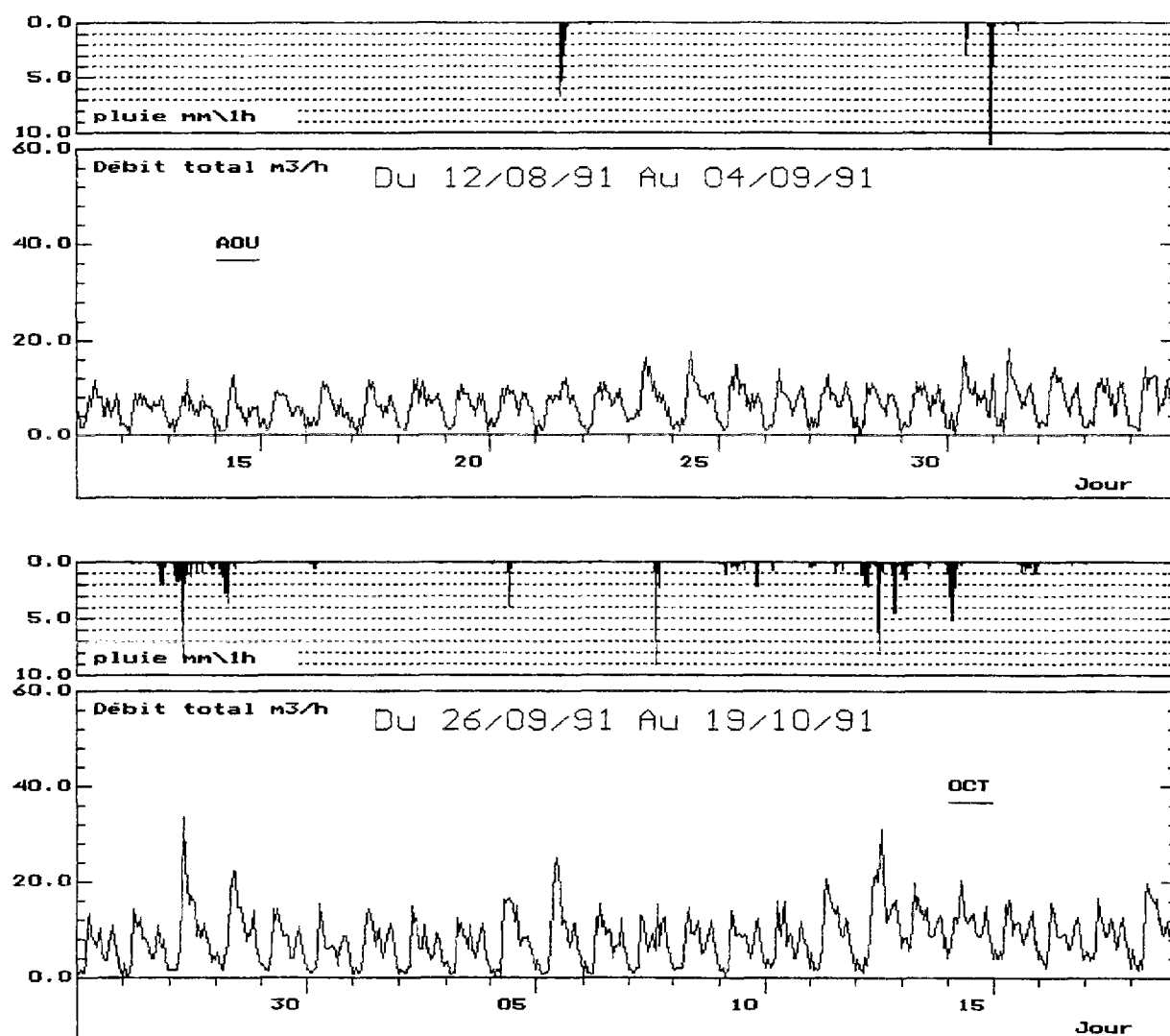


Figure 2.15 (début): Exemple de mesures de pluie et de débit sur le site de Rezé.

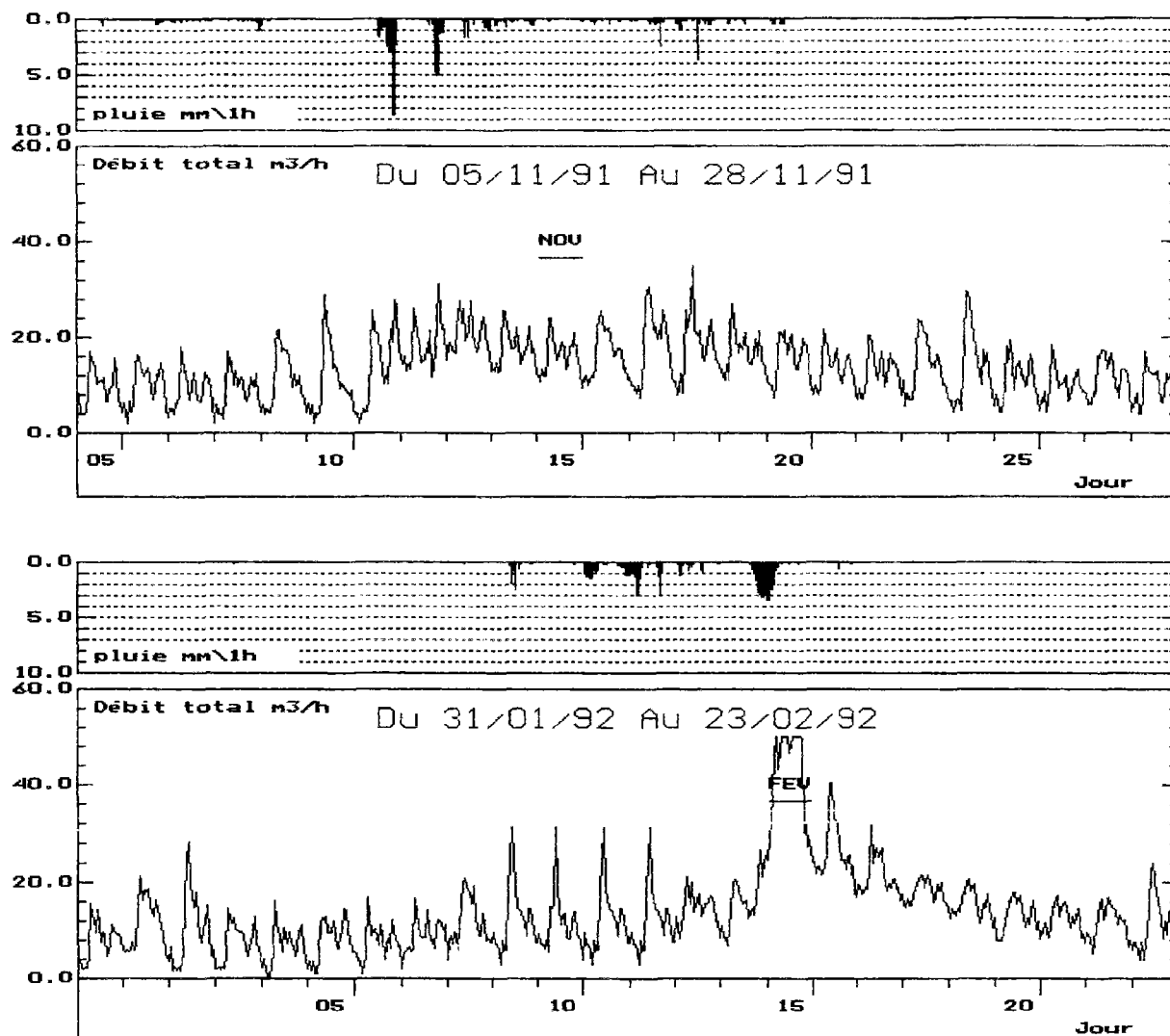


Figure 2.15 (fin): Exemple de mesures de pluie et de débit sur le site de Rezé.

En examinant cette chronologie, on peut déjà constater qu'à l'occasion d'événements pluvieux importants, le débit collecté par le réseau d'eaux usées augmente, et témoigne ainsi de la présence d'eaux parasites. Cette réaction à la pluie apparaît également variable selon l'importance de l'intensité pluvieuse et également selon la période de l'année (saison).

En effet, les événements pluvieux à caractère orageux qui sont survenus durant la période de l'été et au début de l'automne (*e.g.* le 21/08/91 et le 31/08/91), ont entraîné des augmentations du débit relativement faibles, mais rapides et limitées à la durée de la pluie. Ce type de réponse est caractéristique d'un apport direct d'eaux pluviales et permet de supposer qu'il existe probablement des raccordements illicites sur le réseau sanitaire.

Durant les périodes hivernales, les variations du débit mesuré à la suite de séquences pluvieuses sont beaucoup plus importantes. Elles se caractérisent par des remontées rapides et

conséquentes à la pluie, cependant les décrues sont plus lentes et s'étalent sur une durée qui peut varier de quelques heures à plusieurs jours. Ceci est confirmé par la persistance de valeurs relativement élevées des débits nocturnes. Ce type de comportement est plutôt caractéristique d'apport d'eaux parasites d'infiltrations qui peuvent s'introduire dans les collecteurs à travers leurs défauts d'étanchéité.

D'autre part, le cycle sanitaire correspondant aux rejets d'eaux usées domestiques apparaît comme la composante principale du débit total mesuré. Les données recueillies durant les périodes de temps sec montrent que ce type d'apport est très variables selon les heures de la journée, les jours de la semaine et également les saisons. Par rapport au premier site (LCPC), cette composante du débit est beaucoup plus importante et surtout plus variable.

Par conséquent, pour quantifier les apports parasites et apprécier leur importance relative, il est tout d'abord nécessaire de distinguer entre les différentes composantes du débit véhiculé, et de les séparer. Il s'agit essentiellement d'extraire à partir des mesures du débit total, les eaux sanitaires strictes, les eaux parasites de captage (eaux pluviales) et les eaux parasites d'infiltration.

Pour la séparation de la composante relative aux eaux usées, la méthode utilisée pour le premier site n'est pas suffisamment précise et ne permet pas a priori de prendre en compte l'importante variabilité de ce type d'apport sur le site de Rezé. Cela nécessite donc l'utilisation de méthodes plus adaptées, qui seront examinées plus en détail lors de l'exploitation de ces mesures présentée dans le chapitre 5.

2.3.5. Conclusion

Les mesures recueillies sur le site expérimental de Rezé montrent que le réseau d'eaux usées est sujet à d'importantes intrusions d'eaux parasites. Les variations du débit en réponse aux événements pluvieux sont assez importantes et présentent un caractère saisonnier significatif.

Ces variations ont permis de constater que le réseau reçoit a priori de faibles quantités d'eaux parasites de captage mais des apports d'infiltration beaucoup plus importants. Ces observations doivent être cependant confirmées par les résultats de la séparation des différentes composantes du débit total mesuré.

Ce type de traitement nécessite l'emploi de techniques spécifiques selon la nature de l'apport considéré (eaux usées, eaux parasites de captage, eaux parasites d'infiltration) et sera examiné plus en détail dans le chapitre 5.

CHAPITRE 3

CHAPITRE 3

MISE EN OEUVRE D'UN MODELE DE SIMULATION DES APPORTS D'EAUX CLAIRES PARASITES D'INFILTRATION

3.1. INTRODUCTION

Comme évoqué précédemment, la réhabilitation des réseaux, le redimensionnement des unités de collecte et de traitement et la mise en place de bassins de stockage constituent les principales actions permettant de réduire l'impact des eaux parasites. Le choix de la solution adéquate et du niveau d'intervention repose sur des critères techniques et économiques dont la précision nécessite la bonne identification des apports parasites ainsi que leur quantification. Ce dernier aspect n'est pas toujours bien apprécié en raison de la variabilité des débits parasites et de la courte durée des chronologies de mesures pluie-débit généralement disponibles dans le cadre des études diagnostics.

Dans ce sens, la mise en oeuvre d'un modèle mathématique permettant de simuler les apports d'ECPI sous des conditions hydrologiques variables, peut être d'une grande utilité aussi bien pour l'aide au diagnostic que pour la gestion des différents ouvrages du système d'assainissement. Cependant, il existe certainement plusieurs manières d'aborder le problème de la représentation mathématique des phénomènes physiques mis en jeu dans le mécanisme des apports parasites d'infiltration.

Pour guider notre démarche, il était nécessaire dans un premier temps de bien préciser les objectifs à atteindre et notamment la nature des applications projetées du modèle et les contraintes d'ordre pratique qui peuvent y être associées. Par la suite, il fallait situer ces objectifs par rapport aux outils déjà existants mais aussi par rapport aux différentes approches de modélisation utilisées dans le domaine des ressources en eau.

La construction d'un modèle susceptible de répondre aux différentes considérations mentionnées a été donc effectuée en plusieurs étapes. A partir d'un modèle initial très simple, on a cherché à chaque fois à analyser les résultats obtenus, notamment à partir de la valeur prise par le critère de calage, et à en déduire les modifications nécessaires pour l'amélioration de ses performances. Le choix de la version du modèle à retenir pour la suite de l'étude a été effectué en utilisant des critères d'appréciation supplémentaires pour comparer les performances des différentes variantes testées.

A l'issue de cette procédure, une analyse plus détaillée de la structure du modèle retenu a été réalisée pour vérifier sa robustesse et valider ainsi notre choix.

3.2. OBJECTIFS

La simulation des apports d'E.C.P. sur un site spécifique constitue un moyen de vérification et/ou de comparaison des inférences émises à partir des données expérimentales. Elle permet par conséquent de caractériser les réseaux vis-à-vis du risque d'apports parasites et de contribuer à la définition d'un programme prioritaire des interventions nécessaires.

En fait, l'objectif de la modélisation des apports d'E.C.P. d'infiltration est triple :

- **objectif de diagnostic** : c'est celui qui vient d'être évoqué et qui vise à caractériser globalement ou à l'échelle d'un sous-bassin versant, les différents types d'apport d'E.C.P. Classiquement, cette quantification se fait en volume, à l'échelle de l'année ou de la saison. Plus récemment, elle prend en compte des débits horaires de pointe, ce qui permet notamment d'évaluer les surverses (LEPELLETIER et al. 1986). La caractérisation par les paramètres d'un modèle permettrait de mieux prendre en compte la variabilité des apports.
- **objectif de dimensionnement** : si les paramètres d'un modèle peuvent être utilisés directement pour comparer des apports entre sous-bassins ou l'évolution sur un site donné, ils doivent être traduits en volume et en débit dès que l'on veut agir sur la structure de l'assainissement. Le modèle de diagnostic sera donc appliqué à des chronologies de données météorologiques pour simuler le fonctionnement du système d'assainissement et de divers aménagements sur de longues périodes. Cela permettra de dégager les éléments essentiels pour le dimensionnement des ouvrages de stockage et de régulation à l'amont des stations d'épuration.
- **objectif de gestion** : il s'agit d'utiliser au mieux les capacités des ouvrages existants. Pour cela, on pourra utiliser une adaptation du modèle prenant en compte la pluie et les débits observés dans le passé récent, pour définir une stratégie d'exploitation à partir de prévisions ou d'hypothèses sur la pluie dans le futur proche.

Un autre intérêt que peut comporter la modélisation mathématique des apports d'E.C.P. concerne l'établissement des relations causes-effets entre les apports d'eaux claires parasites et la pollution du milieu récepteur. En effet, la simulation du débit et de la charge polluante des

eaux usées diluées par des apports parasites permet de caractériser l'effluent véhiculé par le réseau et de prévoir a priori l'impact en terme de pollution des E.C.P. sur le milieu naturel.

3.3. CHOIX DE LA NATURE DU MODELE

C'est l'étape la plus importante et la plus délicate dans le processus de construction du modèle. Il s'agit de sélectionner les variables significatives pour décrire le système à modéliser ainsi que leurs interactions.

Le choix de la nature du modèle dépend à la fois, des phénomènes hydrologiques à prendre en compte, des objectifs fixés ainsi que des possibilités de mesures et des moyens expérimentaux disponibles et auxquels on peut s'attendre pour les futures applications. Une approche méthodologique pour la prise en compte de ces différents facteurs dans le choix du type de modèle à adopter est présentée par CHOCAT et Al., 1979.

Dans le cas des apports parasites dans les réseaux d'assainissement, la transformation pluie-débit d'ECPI est assez complexe et fait intervenir des processus physiques encore mal connus ou difficiles à mettre en équation.

Il est important de noter ici, qu'un modèle de simulation et de prévision des apports d'ECPI susceptible de répondre à nos objectifs, n'a pas pour but de serrer au plus près la réalité physique des phénomènes qui se déroulent dans le bassin versant, mais de constituer un outil efficace pour résoudre des problèmes pratiques de diagnostic et de gestion de réseaux.

La description du comportement du système défini par le réseau et son environnement hydrogéologique nécessite donc une représentation simplifiée qui réalise un compromis entre la généralité (propriété d'un modèle d'être transposable à d'autres systèmes semblables), le réalisme et la précision recherchée. Pour cela, il est tout d'abord important de faire le point sur les techniques de modélisation utilisées dans les sciences de l'eau ainsi que sur les applications spécifiques des outils existants.

3.3.1. Analogie avec le drainage agricole

Le comportement hydraulique d'un réseau d'assainissement, sujet à des apports d'E.C.P. d'infiltration présente a priori des similitudes avec le drainage agricole. Dans les deux cas, la réponse à la pluie se caractérise par l'apparition de débits de pointe brefs et de grande

amplitude. Les courbes de tarissement non influencé sont également analogues et correspondent au drainage de la nappe phréatique et des nappes perchées.

La disposition géométrique des différents éléments est également comparable. Il s'agit d'un collecteur ou d'un drain placé dans une tranchée remblayée par des matériaux plus perméables que le terrain encaissant. Par contre, la finalité des ouvrages n'est pas la même et si l'effet drainant constitue l'objectif du dispositif agricole, il est souvent le fait des défauts au niveau des collecteurs d'assainissement. D'autre part, la capacité de drainage d'un collecteur non étanche est bien inférieure à celle d'un drain, ce qui peut entraîner un comportement différent des nappes à proximité de la tranchée.

Le fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage agricole a fait l'objet de nombreuses études expérimentales qui ont débouché sur l'établissement des principaux schémas d'écoulement de l'eau dans les terres drainées et également sur le développement de modèles mathématiques de simulation des débits de pointe.

Sans rentrer dans le détail de ces études (COLLAS 1985, LESSAFRE 1988, ZIMMER 1990a et b, ZIMMER et LESSAFRE, 1991, ...), il est important de souligner les deux points suivants:

- les débits de pointe observés en drainage agricole et dans les réseaux d'assainissement ont vraisemblablement une explication commune: en effet, LESSAFRE et ZIMMER, 1987 montrent que la genèse des débits de pointe est directement liée à l'intensité de la pluie et à la remontée des nappes perchées. L'acheminement rapide des eaux d'infiltration depuis la surface du sol jusqu'au toit de la nappe entraîne une évacuation immédiate de ces eaux par le système drainant, et tout se passe comme si l'excès d'eau apporté par la pluie était directement drainé et créait les débits de pointe. Par ailleurs, les variations du niveau de la nappe à proximité des drains et dans la tranchée ne permettent pas d'expliquer la totalité des débits observés durant certaines périodes de l'année, et plus précisément les débits de pointe. Le suivi du cheminement de l'eau dans le sol et de l'évolution de la forme de la nappe durant les événements pluvieux importants ont permis de constater qu'une grande partie des eaux d'infiltration semble transiter par le sol pour être rapidement drainée par la suite, elle ne contribue pas à la recharge de la nappe souterraine. Cela se produit essentiellement quand certaines conditions favorables sont établies. HERVE, 1980 note que lorsque la nappe s'approche de la surface, une partie de la pluie ne peut plus s'infiltrer et génère un écoulement capté directement par la tranchée.

D'autre part, au cours de sa remontée, la nappe s'aplatit du fait de la mise en charge des drains et de l'importante quantité des eaux infiltrées. Par la suite et au début de la phase de tarissement la nappe reprend alors sa forme antérieure et entraîne une libération rapide d'un volume d'eau assez important. Ce type de comportement est analogue à celui constaté sur le

site du LCPC (phénomène du coin) et permet de confirmer l'influence de la déformation des nappes temporaires au voisinage des drains sur la genèse des débits de pointe.

- les modèles numériques réalisés en drainage agricole sont souvent basés sur une approche mécaniste des différents processus mis en jeu : l'exemple du modèle SIDRA du CEMAGREF (LESSAFRE, 1988) ou du modèle à deux nappes de COLLAS, 1985, montre qu'il est possible de simuler les apports des nappes dans un environnement où la géométrie des écoulements est assez bien définie ainsi que les propriétés hydrodynamiques des sols.

Ces modèles reposent essentiellement sur la résolution des équations décrivant les écoulements souterrains en milieu saturé (équation dynamique, équation de continuité) moyennant un certain nombre d'hypothèses et de conditions aux limites. Ces modèles nécessitent également la connaissance préalable d'un certain nombre de caractéristiques du sol qui peuvent être mesurées sur le terrain (*e.g.* conductivité hydraulique, porosité de drainage, profondeur du plancher imperméable.). Dans le cadre des études diagnostics, les conditions nécessaires pour l'utilisation de tels modèles ne peuvent pas être toujours réunies et l'approche physique du phénomène de drainage des E.C.P. ne semble pas possible dans la mesure où la structure drainante constituée par les collecteurs et leur environnement (tranchée, terrain encaissant, revêtement de surface, ...) ne présente pas les mêmes caractéristiques que celle du drainage agricole.

Cependant, la simulation des débits issus du drainage agricole a été également abordée par une approche conceptuelle en utilisant notamment le modèle hydrologique GR3 (MICHEL et EDIJATNO, 1989) dont les résultats ont été comparés avec ceux obtenus par le modèle SIDRA (FAVIER, 1990). En effet, GR3 dont la structure est basée sur deux réservoirs et un hydrogramme unitaire, a été initialement conçu pour simuler la transformation pluie-débit dans les rivières et les cours d'eau (figure 3.1). Il présente l'avantage d'être simple et fait intervenir très peu de paramètres.

Les résultats obtenus par ce modèle se sont avérés assez satisfaisants malgré les difficultés qui sont apparues lors du calage des paramètres (présence d'optimum secondaires, interdépendance entre les paramètres,...) et qui ont été attribuées à la courte période de mesures utilisée. Par ailleurs, FAVIER, 1990 note que la principale différence entre la forme des hydrogrammes simulés par ces deux modèles provient des caractéristiques propres à chacune de deux fonctions de transfert utilisées. En effet, pour le modèle SIDRA, les débits simulés résultent de la contribution de deux composantes: la première est directement liée à l'intensité et à la durée de la pluie et permet de reproduire les débits de pointe, la deuxième correspond au drainage classique de la nappe et intervient essentiellement durant la phase de tarissement. Par contre, pour GR3 la vidange quadratique de son réservoir de transfert constitue la seule sortie du modèle, ce qui ne permet pas *a priori* de simuler aussi bien les débits de pointe que les débits durant la phase de tarissement.

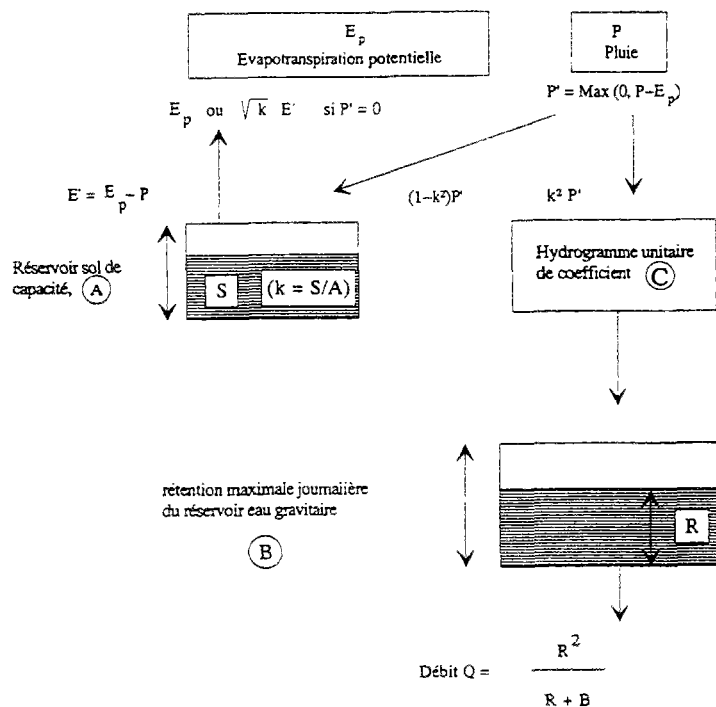


Figure 3.1: Structure du modèle GR3 (EDIJATNO, 1990)

Ce résultat est très important et montre qu'une approche conceptuelle du drainage agricole est en mesure de fournir des résultats satisfaisants pourvu que le modèle soit adapté à ce type d'application. En particulier, il s'agit d'améliorer la prise en compte par le modèle des différents types d'écoulement qui interviennent dans le processus de drainage (rapide, lent).

Pour le drainage des ECPI par les réseaux d'assainissement, une approche conceptuelle paraît donc mieux adaptée pour répondre à nos objectifs. Les lois d'écoulement utilisées en drainage agricole resteront néanmoins une source d'information très utile pour la compréhension des mécanismes et de la dynamique de ces apports.

3.3.2. Les modèles pluie-débit en hydrologie

Les modèles pluie-débit en hydrologie sont des modèles qui essaient de représenter, par différents moyens, la transformation des précipitations en débits à l'échelle du bassin versant.

Les débits résultant de l'utilisation de ces modèles doivent être le plus proches possible de ceux réellement ou potentiellement observables sur un bassin versant (MICHEL, 1983). Les modèles hydrologiques sont spécifiques à l'utilisation que l'on veut en faire et peuvent être plus ou moins adaptés selon le contexte.

Il existe déjà, dans la littérature hydrologique, de nombreux modèles pour déterminer la réponse d'un bassin versant à la précipitation. Ils sont généralement classés selon les principes et les bases théoriques utilisés dans leurs constructions.

Un classement simplifié les partage en trois catégories :

- les modèles dits "fondés physiquement" ou encore mécanistes, qui essaient de décrire les processus hydrologiques internes au bassin versant en utilisant les lois de la mécanique classique et de la thermodynamique. Il est évident qu'un modèle "physique" est nécessairement distribué (BEVEN, 1985) dans la mesure où les équations utilisées doivent permettre de simuler et de prévoir les variations spatiales et temporelles des variables hydrologiques. Théoriquement, les paramètres de ce type de modèle ne nécessitent pas de calage numérique, ils sont censés être soit directement mesurables sur le terrain soit calculés à partir des caractéristiques du bassin versant,
- les modèles conceptuels qui se rattachent généralement à une représentation physique simplifiée du bassin versant et utilisant des équations empiriques pour générer des réponses (débits) à la sortie des bassins versants, à partir de forçages (pluie, évapotranspiration) à l'entrée. Ces modèles n'ont pas pour objectif de cerner au plus proche la réalité physique des processus élémentaires mis en jeu dans le transfert de l'eau, mais ils essaient d'attribuer un sens physique aux différents éléments de leur structures. Généralement, les paramètres des modèles conceptuels ne peuvent pas être directement mesurés sur le terrain et nécessitent donc d'être calés,
- les modèles empiriques ou encore "boîtes-noires" qui ne font pas référence aux processus internes du bassin versant et se contentent d'établir des relations directes entre les variables de forçage et les variables de sortie. Ces modèles ne nécessitent pas beaucoup d'informations concernant les mécanismes de la transformation pluie-débit et se présentent le plus souvent sous une forme mathématique exprimant les sorties du système en fonction des entrées.

A partir de cette définition plus que sommaire des trois grandes classes des modèles hydrologiques, il paraît évident que le choix de la nature du modèle à adopter dépend essentiellement des objectifs à atteindre, des variables mesurées et de leur densité sur le site expérimental.

Dans le cas qui nous intéresse, la transformation pluie-débit d'ECPI provient en grande partie du phénomène de stockage et de relargage des eaux d'infiltration à différents niveaux du

sol. Pour rendre compte de ces différents processus et simuler les apports d'ECPI dans les réseaux d'assainissement, les modèles mathématiques qui ont été développés ne sont pas très nombreux et présentent des approches plus ou moins différentes. On présente dans la suite les principaux modèles hydrologiques cités dans littérature et qui ont été conçus ou adaptés à la simulation des ECPI.

3.3.2.1. Le modèle NAM

Le modèle NAM est un modèle pluie-débit conceptuel, déterministe à 4 réservoirs. Il a été développé à l'origine par NIELSEN et HASEN en 1973 et durant ces dix dernières années, il a été modifié et amélioré en grande partie par l'Institut Hydraulique du Danemark, 1990.

NAM simule la transformation pluie-débit pour les bassins versants en tenant compte simultanément du niveau d'eau de quatre réservoirs interconnectés et qui caractérisent les différents éléments du bassin versant :

- réservoir de neige
- la surface du sol,
- la zone racinaire,
- réservoir des eaux souterraines,

La figure 3.2 illustre la structure du modèle NAM. A travers une représentation simplifiée du cycle de l'eau, le bilan hydrologique est décrit par ce modèle à partir des échanges entre les quatre réservoirs.

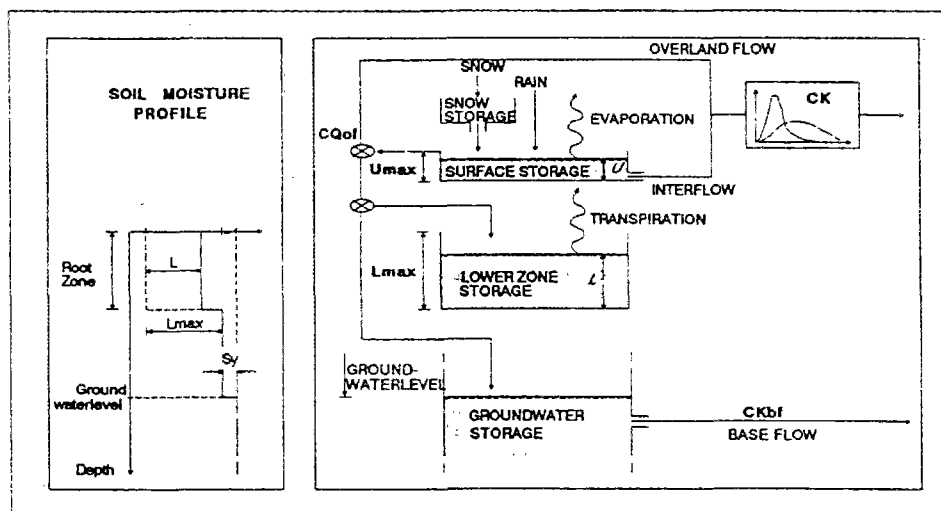


Figure 3.2: Structure du modèle NAM

Le **réservoir de surface** U représente d'une part, la quantité d'eau retenue par la végétation et d'autre part, les zones de stockage au niveau de la couche supérieure du sol. U_{max} est la limite supérieure du stock d'eau dans ce réservoir. La quantité d'eau retenue dans le réservoir de surface diminue progressivement sous l'action de l'évapotranspiration et de l'écoulement horizontal hypodermique. Ce dernier, QIF , est supposé être proportionnel au stock U et varie linéairement en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir inférieur L .

$$QIF = (CKIF)^{-1} \frac{L - TIF}{L_{max} - TIF} U \quad \text{si } L > TIF \quad (3.1)$$

$$QIF = 0 \quad \text{si } L \leq TIF$$

où

$CKIF$: constante de temps pour l'écoulement hypodermique

TIF : valeur seuil du stock L dans le réservoir inférieur donnant lieu à un écoulement hypodermique

Lorsque le réservoir de surface déborde, c'est à dire, lorsque $U \geq U_{max}$, l'excès d'eau P_n conduit d'une part au ruissellement sur le sol et d'autre part, à l'infiltration. Soit QOF la partie de P_n qui contribue au ruissellement. QOF est supposé être proportionnelle à P_n et varie linéairement en fonction du taux d'humidité du sol du réservoir inférieur L .

$$QOF = CQOF \frac{L - TOF}{L_{max} - TOF} P_n \quad \text{si } L > TOF \quad (3.2)$$

$$QOF = 0 \quad \text{si } L \leq TOF$$

où

$CQOF$: coefficient du ruissellement direct sur le sol ($0 < CQOF < 1$)

TOF : valeur seuil du stock L dans le réservoir inférieur donnant lieu à un ruissellement direct

La proportion de l'excès net de précipitation P_n qui ne contribue pas au ruissellement s'infiltre donc vers le réservoir inférieur représentant la zone racinaire et le réservoir des eaux souterraines. Une fraction PL de l'infiltration totale ($P_n - QOF$) est supposée augmenter la hauteur d'eau L dans le réservoir inférieur. Le reste G est supposé alors percoler plus profondément et recharger les eaux souterraines. PL et G sont déterminées par les expressions suivantes:

$$G = (P_n - QOF) \frac{L - TG}{L_{max} - TG} \quad \text{si } L > TG \quad (3.3)$$

$$G = 0 \quad \text{si } L \leq TG$$

$$PL = (P_n - QOF) - G \quad (3.4)$$

où

TG : valeur seuil du stock L dans le réservoir inférieur pour la recharge des eaux souterraines.

Le routage de l'écoulement hypodermique et du ruissellement direct est effectué à l'aide de deux réservoirs linéaires et fait intervenir deux paramètres supplémentaires CK1 (pour le ruissellement direct) et CK2 (pour l'écoulement hypodermique).

D'autre part, la demande en évapotranspiration est au départ extraite du réservoir de surface. Si la hauteur d'eau U est inférieure à cette demande, il est supposé que la fraction résiduelle est assurée par l'activité racinaire du réservoir inférieur au taux E_a . E_a est calculé à partir de l'évapotranspiration potentielle E_p de la manière suivante:

$$E_a = E_p \cdot \frac{L}{L_{\max}} \quad (3.5)$$

Le débit de base BF issue du vidange du réservoir des eaux souterraines est obtenu à partir de la hauteur d'eau dans ce réservoir par la relation linéaire suivante:

$$\begin{aligned} BF &= (CKBF)^{-1} S_y (GWLBF0 - GWL) & \text{si } GWL \leq GWLBF0 \\ BF &= 0 & \text{si } GWL > GWLBF0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

où

CKBF: constante de temps pour le débit de base

S_y : seuil spécifique du réservoir des eaux souterraines

GWL: stock d'eau dans le réservoir des eaux souterraines

GWLBF0: profondeur maximale des eaux souterraine pour laquelle il existe un écoulement de base

Les données d'entrée du modèle sont la pluie, l'évapotranspiration potentielle et la température (si la neige est prise en compte). A partir de ces données, les principales sorties du modèle sont les trois composants du débit total : le débit de ruissellement direct, le débit hypodermique et le débit de base ainsi que certaines informations sur le cycle hydrologique (variations des stocks d'eau dans les différents réservoirs). NAM compte cependant 13 paramètres qui nécessitent d'être ajustés pour chaque bassin versant considéré.

Ce modèle a été utilisé par GUSTAFSSON et Al., 1991 pour simuler les apports d'eaux pluviales directs et indirects (E.C.P.) dans les réseaux d'assainissement en zone urbaine. Cette application a porté notamment sur 4 bassins versants, dont 3 sont équipés d'un réseau unitaire et le quatrième d'un réseau séparatif.

L'exemple de représentation du débit mesuré et du débit simulé donné par la figure 3.3 montre que les résultats d'application du modèle NAM sont assez satisfaisants. Les écarts observés entre les pointes de débit mesurées et simulées sont attribués dans le cas des réseaux

unitaires, au fonctionnement des déversoirs d'orages qui ne peut pas être pris en compte dans le modèle NAM.

La comparaison de certains paramètres du modèle, présentée dans le tableau 3.1, pour les 4 bassins versants testés, permet d'apprécier l'importance relative des différents composants du débit ainsi que leur contribution au débit total. Ce résultat est très important dans la mesure où il permet d'identifier la nature et l'origine des apports dans les réseaux ainsi que leurs dynamiques (temps de réponse). On constate en particulier que pour le réseau séparatif, la contribution des apports d'infiltration (écoulement hypodermique + débit de base) au débit total est assez considérable.

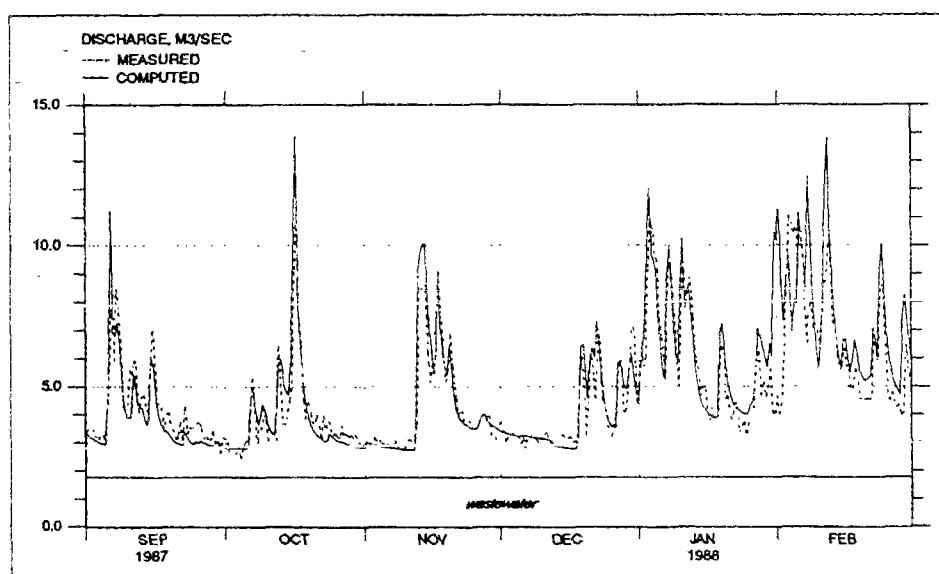


Figure 3.3 : Exemple de simulation du débit dans un réseau unitaire par le modèle NAM

Nom du site	Gavle	Goteborg	Halmstad	Trollhattan
Type	séparatif	unitaire	unitaire	unitaire
Débit d'eaux usées (m3/s)	0.28	1.8	0.15	0.21
Surface du bassin versant (km2)	50	210	26	22
Ruissellement direct (% du débit total)	2	10	7	14
Paramètre CK1 (heures)	3	8	2	6
Infiltrations (% du débit total)	28	43	46	77
Paramètre CQOF	0.2	0.3	0.1	0.45
Paramètre CK2 (heures)	40	20	30	20
Paramètre CKBF (heures)	2000	2000	2500	1000

Tableau 3.1: Comparaison de certains paramètres du modèle NAM pour les 4 bassins versants testés (GUSTAFSSON ET AL., 1991)

Récemment, NAM a été intégré dans le modèle Mouse (*Modelling Of Urban SEwers*, LINDBBERG et Al., 1986) sous la forme d'un nouveau module "MouseNAM". Ce module est utilisé pour décrire les processus hydrologiques en milieu urbain et plus particulièrement pour améliorer la prise en compte des différentes composantes du débit (ruissellement direct, infiltration). Le modèle Mouse qui est largement utilisé en hydrologie urbaine, dispose déjà de nombreux modules permettant à partir de la résolution des équations de St Venant, de simuler les écoulements dans les réseaux d'assainissement (LINDBBERG et CARR, 1992; NIELSEN et Al., 1993). L'association du module MouseNAM a permis donc de développer un outil de simulation hydrologique et hydraulique des écoulements dans les bassins versants urbains qui a été testé pour la gestion en temps réel d'une station d'épuration (GUSTAFSSON et Al., 1993a et b).

Les résultats obtenus sont assez satisfaisants et montrent en particulier l'intérêt que peut apporter la modélisation hydrologique des divers composantes du débit pour la gestion des flux et le contrôle des ouvrages de régulation et de traitement. Cependant, le modèle NAM est assez lourd à mettre en oeuvre en raison de sa structure qui est relativement complexe et également du nombre élevé de ses paramètres. En effet, le calage numérique des paramètres s'avère assez délicat dans la mesure où plusieurs d'entre eux sont du type "seuil" et entraînent souvent des discontinuités dans le fonctionnement du modèle.

3.3.2.2. Le modèle proposé par P. Breil

Le modèle proposé par BREIL, 1990 est un modèle conceptuel global à 2 réservoirs et 12 paramètres. Il a été développé au L.C.P.C. pour simuler les apports d'E.C.P. d'infiltration dans les réseaux d'eaux usées au pas de temps horaire. L'architecture de ce modèle est représentée par la figure 3.4.

La démarche générale utilisée lors de l'élaboration de ce modèle consiste à associer les deux réservoirs utilisés aux deux aspects de l'apport d'ECPI à savoir l'apport de nappe (drainage lent ou apport permanent) et le drainage rapide.

Le réservoir nappe

Ce réservoir, responsable des apports de nappe se remplit et se vide sous l'action de la pluie $P(t)$, de l'évapotranspiration $E(t)$ et du débit évacué $Q_n(t)$. Son niveau $S_n(t)$ à chaque pas de temps est obtenu par une équation de bilan faisant intervenir 3 paramètres A, B et C :

$$S_n(t) - S_n(t-1) = A.P(t) + B.E(t) + C.Q_n(t) \quad (3.7)$$

La loi de vidange exprimant le débit de nappe évacué $Q_n(t)$ en fonction du niveau dans le réservoir est quadratique et fait intervenir deux paramètres :

$$Q_n(t) = D.S_n^2(t) + E \quad (3.8)$$

Le niveau dans ce réservoir est également limité par une capacité maximale S_{max} et une capacité minimale S_{min} qui constituent deux autres paramètres du modèle.

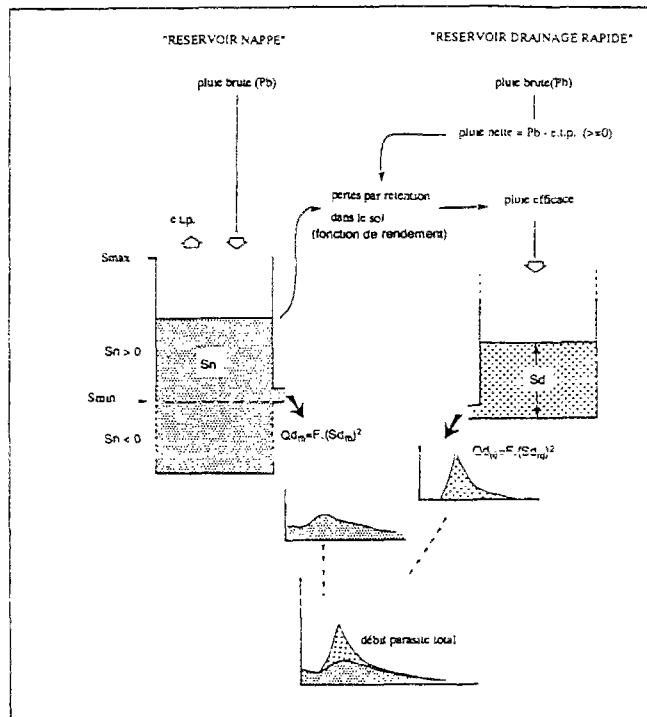


Figure 3.4 : Structure du modèle proposé par P. BREIL (1990)

Le réservoir de drainage rapide

Le niveau dans ce réservoir $S_d(t)$ change à chaque pas de temps sous l'action d'une partie de l'excès de précipitation $P_n(t)$ et de la sortie $Q_d(t)$.

La fonction de rendement de la pluie permettant de calculer la pluie nette $P_n(t)$ à partir de la pluie brute $P(t)$ fait intervenir le stock dans le réservoir nappe $S_n(t)$ ainsi que le stock maximum S_{max} :

$$P_n(t) = CR.(P(t) - E(t)) \cdot \frac{S_n(t)}{S_{max}} \quad (3.9)$$

où CR est un paramètre à caler.

Le débit de drainage rapide est exprimé en fonction du stock $S_d(t)$ dans le réservoir par la formule suivante :

$$Q_d(t) = S_a \cdot F \cdot (S_d(t))^2 \quad (3.10)$$

avec F : paramètre du modèle et S_a : surface active de drainage

Ce modèle a été calé et testé en utilisant les mesures expérimentales recueillies sur le site semi-urbain du L.C.P.C. L'analyse des résultats de simulation obtenus montre que le modèle reproduit d'une façon assez satisfaisante les débits observés durant la saison "sèche" et la saison "humide" (figure 3.5). Cependant, lors de la période de reprise des écoulements, certaines insuffisances apparaissent et le modèle sous-estime les premiers débits enregistrés.

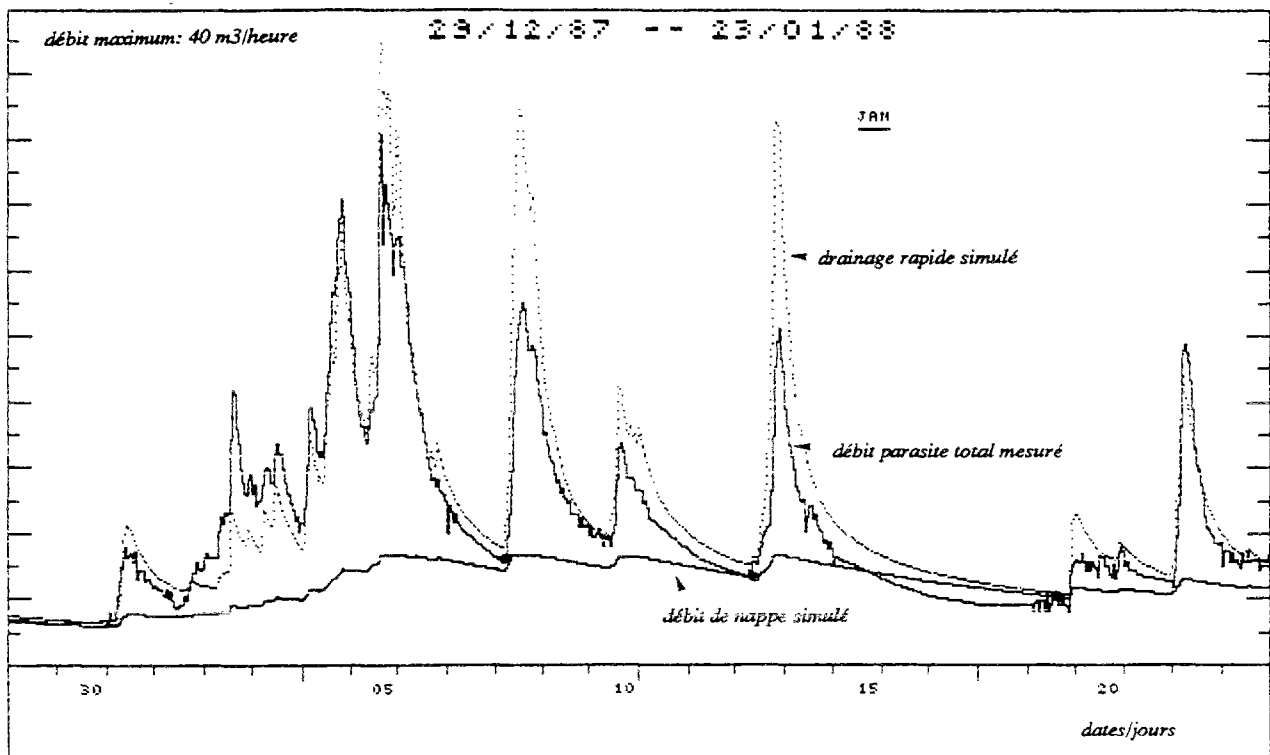


Figure 3.5 : Exemple de simulation des apports d'E.C.P. par le modèle de P. BREIL

D'autre part, l'important nombre de paramètres du modèle pose un problème sérieux de calage et d'identification du jeu de paramètres optimal. En effet, plus le nombre de paramètres est élevé, plus il y a de risques de tomber sur un optimum secondaire donnant lieu à un jeu de paramètres moins performant que le jeu idéal.

Enfin, il est important de signaler que le calage des trois paramètres A , B et C de l'équation (3.7) nécessite l'utilisation de mesures tensiométriques sur le bassin versant étudié.

Ce type de mesures n'est pas toujours disponible dans le cadre des études diagnostic et risque de limiter les futures applications du modèle et de réduire les possibilités de sa transposition à d'autres sites.

3.3.2.3. *Le modèle proposé par MEIN et APOSTOLIDIS, 1993*

Dans leur approche de modélisation des eaux parasites d'infiltration, ces auteurs se sont intéressés plus particulièrement aux apports dans les réseaux séparatifs eaux usées. Pour cela, ils ont tout d'abord commencé par distinguer les différentes composantes du débit qui transite par ces réseaux en repartissant celui-ci d'une manière analogue à celle présentée dans le chapitre 2: (1) les eaux usées domestiques, (2) les eaux parasites résultant du drainage des nappes profondes (*drainage lent*), (3) les eaux parasites de captage (eaux pluviales raccordées au réseau eaux usées) et enfin (4) les eaux parasites d'infiltration liées à la pluie (*drainage rapide*).

A partir de cette classification, MEIN et Al., 1993 considèrent que le débit de temps sec correspond aux deux premières composantes (1 et 2) et que par temps de pluie toutes les composantes citées sont présentes. Cette hypothèse a été justifiée par le fait que les apports de drainage lent sont très peu variables sur une courte durée et que si l'on s'intéresse à des événements pluvieux isolés dans le temps, on peut supposer que ces apports restent constants, et par conséquent indépendants de la pluie.

En tenant compte de cette hypothèse, ces auteurs se sont donc intéressés essentiellement à la modélisation des composantes du débit relatives aux eaux pluviales et eaux parasites d'infiltration directement liées à la pluie. Cela a été effectué en utilisant une adaptation du modèle RORB développé par LAURENSEN et MEIN, 1992. RORB est un modèle conceptuel pluie-débit qui est largement utilisé en Australie pour la simulation des apports d'eaux pluviales en milieu urbain. Sa structure décrite plus en détail par MEIN et APOSTOLIDIS, 1992 est composée de plusieurs réservoirs assemblés en cascade qui se déversent les uns dans les autres selon des lois de vidange de la forme suivante:

$$S = K Q^m \quad (3.11)$$

où S est le stock d'eau dans le réservoir, Q est le débit relâché et K, m sont deux paramètres du modèle qui nécessitent d'être calés.

A partir de ce schéma général donné par RORB, les deux composantes du débit ont été considérées séparément en utilisant deux réservoirs en parallèle. La pluie brute est alors diminuée d'une certaine quantité représentative des pertes initiales puis introduite dans chacun de deux réservoirs.

Pour le réservoir des eaux parasites de captage (pluviales), la relation entre le débit relâché et le stock d'eau est analogue à celle donnée par le modèle RORB mais avec un paramètre supplémentaire exprimant le rendement de la pluie:

$$S = K_c K_r Q^m \quad (3.12)$$

où K_c et m sont les deux paramètres du modèle RORB, et $K_r = 1/Cr$, où Cr est un coefficient de ruissellement compris entre 0 et 1.

Pour le drainage rapide des eaux d'infiltration, la relation entre le stock d'eau et le débit est obtenue par analogie à celle de la vidange d'un réservoir à travers un orifice:

$$S = K Q^2 \quad (3.13)$$

où K est un paramètre à ajuster à partir des mesures expérimentales.

D'autre part, pour tenir compte du temps de réponse à la pluie de cette composante, un retard de 10 heures est introduit entre le moment d'occurrence de la pluie et la recharge du stock d'eau dans le réservoir. Les auteurs précisent que cette valeur plus ou moins arbitraire reproduit d'une manière assez correcte le temps de transit des eaux d'infiltration à travers le sol et que les résultats de simulation ne sont pas particulièrement sensibles aux faibles modifications de cette valeur.

La structure du modèle proposé est donnée par la figure 3.6.

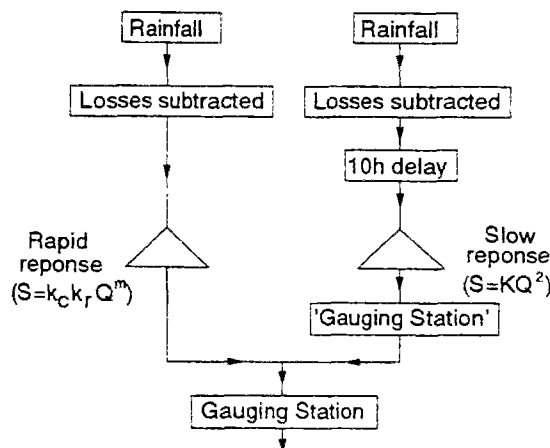


Figure 3.6: Structure du modèle proposé par MEIN et APOSTOLIDIS, 1993.

Ce modèle a été testé sur le réseau d'eaux usées de la ville de Geelong (Australie) qui compte environ 160.000 habitants. La surface totale du bassin versant considéré est de l'ordre de 67 km² et présente essentiellement un caractère résidentiel. La simulation hydrologique des différents types d'apport dans le réseau a été effectuée séparément sur 20 sous-bassins dont la surface varie entre 85 et 750 ha. Pour sa partie hydraulique, ce modèle a été couplé avec le modèle MOUSE (LINDBERG et Al., 1986) afin de simuler les écoulements provenant des divers sous-bassins.

Les résultats obtenus sur des événements séparés sont assez satisfaisants. Cependant, les valeurs de paramètres qui ont été ajustés pour chaque événement étudié, se sont montrés très variables d'un événement à un autre pour un même sous-bassin. Ceci est dû principalement au fait que le modèle opérant par événement, ne prend pas compte l'effet du contexte hydrologique et des saisons sur le rendement de la pluie. D'autre part, les auteurs indiquent que le volume annuel des effluents mesurés à l'exutoire du réseau est répartie de la manière suivante: eaux usées domestiques (65%), eaux parasites de drainage lent (25%), eaux parasites de drainage rapide + eaux parasites de captage (10%). Ils notent également que les apports de drainage lent sont exceptionnellement importants en raison du niveau élevé de la nappe phréatique sur la quasi totalité du bassin versant. Or, ces apports qui constituent un excellent indicateur de l'état du réseau et de son environnement hydrogéologique, n'ont pas été pris en compte lors de la simulation des eaux parasites.

Par ailleurs, la structure du modèle présente l'avantage d'être assez simple et ne fait pas intervenir plusieurs paramètres.

3.4. CONSTRUCTION DU MODELE

Les paragraphes précédents montrent bien l'intérêt que peut apporter l'approche conceptuelle dans la modélisation des apports d'ECPI. Or, cette approche peut perdre beaucoup de ses avantages dès que le modèle devient compliqué et fait intervenir un nombre élevé de paramètres. C'est dans cet esprit qu'a été étudié un nouveau modèle conceptuel global à réservoirs pour la simulation des apports d'E.C.P. d'infiltration au pas de temps horaire.

Ce type de modèle qui est beaucoup utilisés en hydrologie représente les différents cheminements de l'eau dans un bassin versant par un jeu de réservoirs qui se remplissent et se déversent les uns dans les autres selon des lois empiriques.

3.4.1. Modèle de départ Mo

La structure du modèle de départ proposé est inspirée du modèle GR2 (MICHEL, EDIJATNO, 1989). C'est un modèle relativement simple qui comporte deux réservoirs et fait intervenir 3 paramètres.

Le premier réservoir désigné par réservoir-sol ou encore réservoir production est associé à la fonction de rendement de la pluie. Il regroupe les différents phénomènes responsables des pertes subies par l'eau de pluie tombant sur le sol (interception, rétention superficielle, évaporation...) et permet d'évaluer la lame d'eau qui va contribuer effectivement à la genèse des écoulements.

Le deuxième réservoir encore appelé réservoir transfert permet la transformation de la lame d'eau estimée par la fonction de rendement en hydrogramme à l'exutoire du réseau. Cette transformation correspond en fait à un étalement dans le temps de la lame d'eau.

L'architecture du modèle de base Mo est représentée par la figure 3.7.

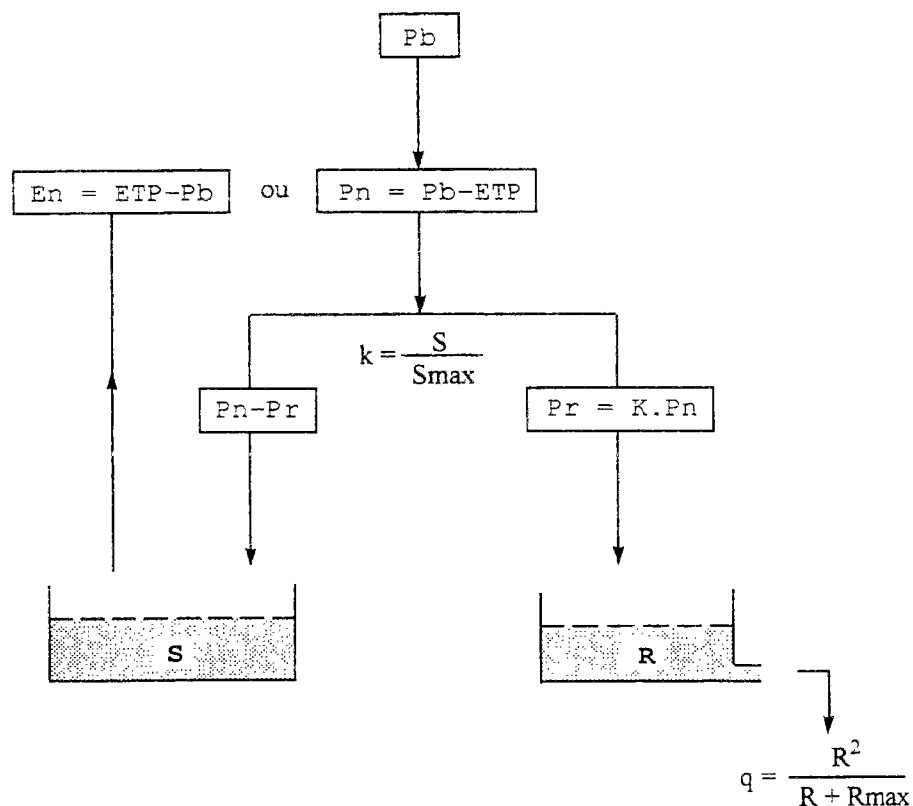


Figure 3.7: Structure du modèle de base Mo

A chaque pas de temps, le modèle prévoit une neutralisation entre la pluie brute et l'évapotranspiration potentielle de telle façon qu'il y ait toujours une seule variable de forçage à l'entrée du modèle. Cette opération est effectuée en considérant le volume de la pluie brute

Pb recueilli entre l'instant t et t+Δt et celui de l'évapotranspiration ETP soutiré durant le même pas de temps, soit:

$$P_b = \int_t^{t+\Delta t} p_b(t) dt \quad (\text{mm}) \quad (3.14)$$

$$ETP = \int_t^{t+\Delta t} etp(t) dt \quad (\text{mm}) \quad (3.15)$$

Par la suite, la pluie nette P_n est définie par :

$$P_n = \max (0, P_b - ETP) \quad (\text{mm}) \quad (3.16)$$

$$* \text{ Si } P_n = 0 \quad E_n = ETP - P_b$$

$$* \text{ Si } P_n > 0 \quad E_n = 0$$

3.4.1.1. Le réservoir-sol

Le réservoir-sol a une capacité maximale S_{max} qui constitue le premier paramètre du modèle. Le stock S dans ce réservoir varie sous l'action de la pluie nette P_n ou de l'évapotranspiration nette E_n.

L'excès de précipitation P_r qui va passer dans le réservoir transfert et qui va servir à l'écoulement est donné en fonction de la pluie nette P_n et du stock S dans le réservoir-sol :

$$P_r = K \cdot P_n \quad \text{avec :} \quad K = \frac{S}{S_{\max}} \quad (3.17)$$

La fraction de la pluie qui va rentrer dans le réservoir-sol est par conséquent :

$$P_s = P_n - P_r = \left[1 - \frac{S}{S_{\max}} \right] \cdot P_n \quad (3.18)$$

Comme déjà mentionné, le forçage du modèle est fait soit par la pluie, soit par l'évapotranspiration et selon le cas, la variation du stock S dans le réservoir-sol peut être obtenue à partir des équations suivantes :

- Si P_b > ETP ⇒ P_n > 0 et E_n = 0, on aura :

$$\frac{dS}{dt} = (1 - K) \cdot p_n(t) = \left[1 - \frac{S}{S_{\max}} \right] \cdot p_n(t) \quad (3.19)$$

Pour déterminer le stock dans le réservoir sol à la fin du pas de temps Δt , l'intégration de cette équation nous donne alors :

$$\int_{S(t)}^{S(t+\Delta t)} \frac{dS}{\left[1 - \frac{S}{S_{\max}}\right]} = \int_t^{t+\Delta t} p_n(t) dt \quad (3.20)$$

d'où :

$$S(t + \Delta t) = S_{\max} - \left[S_{\max} - S(t) \right] e^{-\frac{P_n}{S_{\max}}} \quad (3.21)$$

avec :

$S(t)$ et $S(t+\Delta t)$: respectivement le stock dans le réservoir-sol au début et à la fin du pas de temps Δt .

$P_n = \int_t^{t+\Delta t} p_n(t) dt$: volume de la pluie nette pendant le pas de temps Δt , (mm).

• Si $ETP > P_b \Rightarrow P_n = 0$ et $E_n = ETP - P_b$

Dans ce cas, la variation du stock dans le réservoir-sol est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{dS}{dt} = -e_n(t) \quad (3.22)$$

L'intégration de cette équation sur le pas de temps Δt nous donne alors:

$$S(t + \Delta t) = S(t) - E_n \quad (3.23)$$

avec:

$E_n = \int_t^{t+\Delta t} e_n(t) dt$: volume de l'évapotranspiration nette durant le pas de temps Δt , (mm).

3.4.1.2. Le réservoir transfert

Le réservoir transfert est alimenté par l'excès de précipitation P_f et se vidange par la sortie $q_v(t)$. Cette sortie $q_v(t)$ est exprimée en fonction du stock $R(t)$ dans ce réservoir par une loi quadratique de la forme suivante :

$$q_v(t) = C \cdot [R(t)]^2 \quad (3.24)$$

où:

$q_v(t)$: flux sortant du réservoir de transfert à l'instant t (mm/h), $R(t)$: le stock dans ce réservoir (mm) et C un paramètre de transfert ($\text{mm}^{-1} \text{h}^{-1}$).

D'autre part, si on considère qu'il n'y a pas d'entrée dans le réservoir transfert, la sortie $q_v(t)$ peut être totalement définie par la variation du stock R dans le temps :

$$q_v(t) = -\frac{dR}{dt} \quad (3.25)$$

A partir de ces deux équations, on peut donc écrire :

$$-\frac{dR}{dt} = CR^2 \quad (3.26)$$

L'intégration de cette relation sur le pas de temps Δt permet d'exprimer le stock dans le réservoir de transfert à la fin de chaque pas de temps sous la forme suivante :

$$\frac{1}{R(t+\Delta t)} - \frac{1}{R(t)} = C \cdot \Delta t \quad (3.27)$$

En posant $R_{\max} = \frac{1}{C \cdot \Delta t}$, l'expression 3.27 permet alors d'écrire:

$$R(t+\Delta t) = \frac{R(t) R_{\max}}{R(t) + R_{\max}} \quad (3.28)$$

D'autre part, l'intégration de l'équation 3.25 sur le pas de temps Δt donne:

$$R(t+\Delta t) - R(t) = -\int_t^{t+\Delta t} q_v(t) dt \quad (3.29)$$

et en remplaçant $R(t+\Delta t)$ par sa valeur donnée par l'équation 3.28, on obtient:

$$\frac{R^2(t)}{R(t) + R_{\max}} = \int_t^{t+\Delta t} q_v(t) dt \quad (3.30)$$

Soit $q = \int_t^{t+\Delta t} q_v(t) dt$, le volume, exprimé en mm, relâché par le réservoir transfert durant le pas de temps Δt ,

$$q = \frac{R^2(t)}{R(t) + R_{\max}} \quad (3.31)$$

avec :

$R_{\max} = \frac{1}{C \cdot \Delta t}$, deuxième paramètre du modèle et caractéristique du réservoir transfert, (mm).

Cette loi de vidange présente trois propriétés importantes :

- $q = f(R)$ est une fonction croissante et positive
- $q = 0$ pour $R = 0$
- sa dérivée f' est comprise entre 0 et 1 et par conséquent, quelle que soit la valeur du paramètre R_{\max} , toute sortie possible q est inférieure au stock R .

Il est également important de noter que le paramètre R_{\max} correspond à la rétention maximale dans le réservoir transfert. En effet, l'équation (3.28) montre que le stock dans ce réservoir à la fin du pas de temps est toujours inférieur à R_{\max} :

$$\frac{R(t + \Delta t)}{R_{\max}} = \frac{R(t)}{R(t) + R_{\max}} < 1 \quad (3.32)$$

La sortie du modèle présenté correspond à la lame d'eau q relâchée à chaque pas de temps à partir du réservoir transfert. La transformation de cette lame d'eau en débit d'E.C.P. est alors nécessaire pour pouvoir juger la qualité de simulation et comparer les valeurs mesurées et celles déduites du modèle. Cela nécessite la détermination de la surface qui contribue à la production des écoulements responsables des apports d'E.C.P. d'infiltration. Or, cette surface ne correspond pas à celle du bassin versant étudié et ne peut pas être mesurée sur le terrain.

On définit alors un troisième paramètre du modèle (S_{ac}) représentatif de la surface d'influence raccordée au système modélisé (réseau, tranchée, terrain encaissant). Le débit d'ECPI simulé s'écrit alors :

$$Q_s = S_{ac} \cdot q \quad (3.33)$$

avec : S_{ac} = paramètre représentatif de la surface d'influence considérée.

3.4.2. Calage du modèle

Comme pour la plupart des modèles conceptuels, les paramètres du modèle proposé ne correspondent pas à des grandeurs physiques qui peuvent être mesurées directement sur le terrain. L'objectif de la procédure de calage est donc d'attribuer aux paramètres des valeurs, conceptuellement réalistes, qui dans leur ensemble minimisent les écarts entre la réponse fournie par le modèle et la réponse du système réel.

La détermination des paramètres qui répondent à cette finalité permet de rendre le modèle, qui est général dans sa structure, spécifique au système réel qu'il a l'intention de représenter. Cette opération est souvent considérée comme déterminante aussi bien pour justifier la crédibilité du modèle que pour déceler les insuffisances et apporter les améliorations en conséquence.

Le calage d'un modèle exige :

- une série de données de référence qui soit représentative des différents phénomènes ayant lieu sur le système modélisé. Certains auteurs précisent qu'une longueur minimale de cette série est nécessaire pour assurer un bon calage. JAMES et BURGESS, 1982 suggèrent par exemple, une durée de mesures de 3 à 5 années pour les modèles hydrologiques. Cependant, d'autres auteurs, comme SOROOSHIAN et Al., 1983 défendent la thèse que ce n'est pas la longueur de la série de données utilisées dans le calage qui assure sa réussite mais plutôt la qualité et la quantité d'informations qui peuvent être extraites des données.
- une estimation initiale des valeurs des paramètres et des variables du modèle
- un critère ou une méthode d'appréciation de la qualité de simulation
- une procédure systématique d'ajustement des paramètres permettant d'améliorer la simulation

3.4.2.1. Données expérimentales

Les mesures expérimentales utilisées pour le calage et le test du modèle proposé ont été recueillies sur le site semi-urbain du L.C.P.C. de Nantes durant la période du 18/03/87 au 08/06/88.

Il s'agit de mesures de l'intensité de la pluie et de valeurs de débit d'ECPI estimé par la méthode indiquée dans le chapitre 2. Les données sont au pas de temps horaire et constituent un échantillon de 10776 valeurs.

D'autre part, les valeurs horaires de l'évaporation potentielle ont été obtenues à partir des valeurs décadaires fournies par la station météorologique de Nantes Atlantique située à quelques kilomètres du site de mesure.

L'utilisation de la totalité des mesures disponibles peut être justifiée par le fait que l'objectif de cette première partie de l'étude consiste à identifier la structure du modèle susceptible de reproduire correctement les apports d'ECPI observés. L'analyse de l'influence de la qualité et de la durée des données utilisées sur le calage et la validation du modèle sera traitée dans le prochain chapitre.

3.4.2.3. Critères d'appréciation

Le calage d'un modèle conceptuel consiste à chercher les valeurs des paramètres qui approchent le mieux possible les débits observés et ceux générés par le modèle. Cela nécessite la définition préalable d'un critère permettant de juger la qualité de simulation. Ce critère est généralement représentatif des écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées et selon les objectifs de la modélisation il peut être défini de plusieurs manières (écarts sur des volumes, des valeurs moyennes, les pointes de débit, les valeurs cumulées, ...).

Le choix de ce critère influence les valeurs finales des paramètres et donc la performance globale du modèle. YEH, 1982, GUPTA et Al., 1985 et SERVAT et DEZETTER, 1990, montrent bien l'importance du critère numérique d'appréciation dans une procédure automatique de calage. Les valeurs finales des paramètres obtenues ne sont considérées comme optimales que vis-à-vis du critère sélectionné et peuvent avoir des variations significatives en fonction du critère adopté.

A partir d'une étude comparative qui a porté sur l'utilisation de 10 critères d'appréciation différents, lors du calage d'un modèle conceptuel, (BOUGHTON et SIMPSON, 1978), SEFE et BOUGHTON, 1982 donnent une analyse de la variabilité des valeurs des paramètres ainsi que leur sensibilité aux critères utilisés. DISKIN et SIMON, 1977 proposent une démarche générale pour la sélection de ce critère qui vise essentiellement à réduire le caractère arbitraire au niveau du choix et de l'adapter plutôt aux objectifs pratiques d'utilisation des modèles.

Dans la littérature, plusieurs critères numériques ont été utilisés. Les plus connus sont :

- la somme des écarts quadratiques (SEQ) donnée par l'expression suivante :

$$SEQ = \sum_t (Q_{mt} - Q_{st})^2 \quad (3.34)$$

où : Q_{mt} et Q_{st} sont respectivement les valeurs du débit mesuré et simulé à l'instant t.

- l'erreur de bilan (EB), qui consiste à évaluer la somme des écarts et à la ramener à la somme des valeurs observées, sa formulation est la suivante :

$$EB (\%) = 100 \cdot \frac{\sum_t (Q_{mt} - Q_{st})}{\sum_t (Q_{mt})} \quad (3.35)$$

Compte tenu des effets de compensation, ce critère peut approcher zéro sans avoir forcément une bonne simulation. Il est souvent utilisé pour juger la capacité des modèles à reproduire les volumes mesurés sur une longue période.

- critère de Nash proposé par NASH, 1969 et repris par NASH et SUTCLIFFE, 1970, ce critère se présente comme suit :

$$Nash = 1 - \left[\frac{\sum_t (Q_{mt} - Q_{st})^2}{\sum_t (Q_{mt} - \bar{Q}_m)^2} \right] \quad (3.36)$$

où : \bar{Q}_m est la moyenne des valeurs mesurées

Cette expression tend vers 1 lorsque Q_s tend vers Q_m .

La formulation de ce critère présente une certaine analogie avec le coefficient de détermination d'une régression. En effet, le terme $\sum_t (Q_{mt} - \bar{Q}_m)^2$ correspond à un terme de variance de la série observée, cependant, le terme $\sum_t (Q_{mt} - Q_{st})^2$ peut être assimilé à un terme de variance résiduelle.

Il est important de signaler ici que ces critères numériques peuvent être utilisés aussi bien pour optimiser les valeurs des paramètres que pour apprécier la performance des modèles et les comparer entre eux.

A ces critères numériques s'ajoute également le critère graphique qui permet de juger visuellement la qualité des résultats. Dans notre cas, nous avons choisi pour le calage du modèle, la fonction critère la plus classique qui est la somme des écarts quadratiques entre les débits observés et calculés (SEQ). Le critère de Nash et celui de bilan (EB) seront également utilisés comme critères d'appréciation de la qualité de simulation.

3.4.2.4. Méthode de calage

Il s'agit d'identifier le jeu de paramètres optimal qui donne la valeur la plus satisfaisante du critère de calage employé. Pour cela, deux approches sont possibles : le calage manuel et le calage automatique.

Dans le cas du calage manuel, le critère de performance généralement adopté est l'inspection visuelle des séries des valeurs mesurées et simulées. Par conséquent, même si un bon ajustement peut être obtenu par cette méthode, le choix des valeurs des paramètres reste néanmoins très subjectif et différentes personnes peuvent arriver à différents jeux de paramètres ; le critère d'unicité n'est donc pas respecté.

Le développement des méthodes automatiques a permis d'améliorer le processus de calage qui devient plus objectif et reproductible. Le problème de calibration d'un modèle se ramène souvent à rechercher les valeurs des paramètres qui minimisent (ou maximisent selon le cas) un critère numérique CR :

- trouver P_1, P_2, \dots, P_n / $CR = f(P_1, P_2, \dots, P_n)$ soit minimum
- avec : P_1, P_2, \dots, P_n : paramètres du modèle

Dans la littérature, plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour résoudre ce problème d'optimisation non linéaire. Une description des méthodes les plus employées est donnée par PICKUP, 1977 et HENDRICKSON et Al., 1988.

Ces méthodes peuvent être classées en deux grandes catégories :

- les méthodes de recherche directe
- les méthodes qui nécessitent l'évaluation des dérivées de la fonction critère par rapport aux paramètres (méthodes de gradient, méthodes de type Newton, ...)

L'application des différentes méthodes dans l'optimisation globale des modèles conceptuels (IBITT 1970, IBITT et O'DONNEL 1971, PICKUP 1977, DUAN et Al. 1992), montre que les méthodes de recherche directe sont généralement plus efficaces et permettent en particulier d'éviter les minimum locaux et de surmonter dans certains cas les problèmes de discontinuité au niveau de la fonction critère, ce qui n'est pas le cas pour les méthodes utilisant les dérivées où ce genre de problèmes risque d'être fatal et peut aboutir à des valeurs des paramètres non réalistes.

D'autres difficultés pratiques persistent également lors de l'utilisation des méthodes directes (critère de convergence, nombre de paramètre, initialisation, ...) qui montrent que

malgré le caractère systématique de ces méthodes, certaines précautions doivent être prises pour assurer un bon calage des paramètres.

Dans notre étude, on a testé les deux méthodes classiques de recherche directe qui ont été jugées robustes et efficaces dans plusieurs applications antérieures. Il s'agit de la méthode de ROSENBROCK, 1960 et de la méthode du Simplex introduite par NELDER et MEAD, 1964.

Une troisième méthode plus récente et dont l'approche est quelque peu différente de celle des deux techniques mentionnées a été également testée pour le calage des paramètres. Il s'agit de la méthode stochastique du recuit simulé qui a été introduite par KIRKPATRICK et Al., 1983 et qui a permis de résoudre des problèmes complexes dans le domaine de l'optimisation combinatoire. Par ailleurs, l'adaptation de cette méthode aux problèmes d'optimisation non linéaire dans des espaces continus et notamment son couplage avec la méthode du Simplex (PRESS et TEUKOLSKY, 1991) a permis de l'appliquer pour le calage du modèle. Une description plus détaillée de cette technique est présentée en Annexe A2.

3.4.2.5. Initialisation des variables

Le calage du modèle nécessite également l'initialisation des stocks dans le réservoir-sol et dans le réservoir transfert.

Si on connaît les conditions initiales, c'est-à-dire le débit initial observé Q_0 , la relation (3.31) permet d'en déduire le stock initial dans le réservoir transfert :

$$R_0 = \frac{q_0}{2} \left[1 + \sqrt{1 + 4R_{\max} / q_0} \right] \quad \text{avec } q_0 = Q_0 / S_{\text{ac}} \quad (3.37)$$

Cependant, pour le stock initial dans le réservoir-sol S_0 , on peut procéder de deux façons :

- soit on démarre avec une valeur approximative du rapport S_0/S_{\max} en tenant compte d'une information a priori de l'état hydrique du sol pendant le mois ou la saison en cours,
- soit on considère le stock initial dans le réservoir-sol S_0 comme un paramètre du modèle qu'il faut caler.

En examinant ces deux possibilités, on peut remarquer que pour la première option, une erreur non négligeable peut être commise en faisant une mauvaise initialisation du stock S_0 par un choix plus ou moins arbitraire du rapport S_0/S_{\max} .

Le réajustement du stock S dans le réservoir-sol au fur et à mesure que le modèle fonctionne, peut entraîner une atténuation des erreurs dues à l'initialisation. Par conséquent, le début de la chronique de simulation ne doit pas être pris en compte, il doit plutôt être considéré comme une période de "mise en route" du modèle. Comme la durée de cette période ne peut pas être très bien précisée, et compte tenu de la courte durée des chroniques des mesures dont on dispose, c'est la deuxième option qui a été retenue.

3.5. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS PAR LE MODELE Mo

Le calage du modèle de départ Mo sur les données du site semi-urbain du L.C.P.C. durant la période du 18/03/87 au 08/06/88 a conduit aux résultats présentés dans le tableau 3.2.

	CRITERES		PARAMETRES			
	Nash (%)	Bilan (%)	S ₀ (mm)	S _{max} (mm)	R _{max} (mm)	S _{ac} (ha)
Mo	75	-24,8 %	115	208	452	4.1

Tableau 3.2 : Résultats de calage du modèle Mo

Un exemple de la chronique des débits mesurés et simulés est représenté par la figure 3.8.

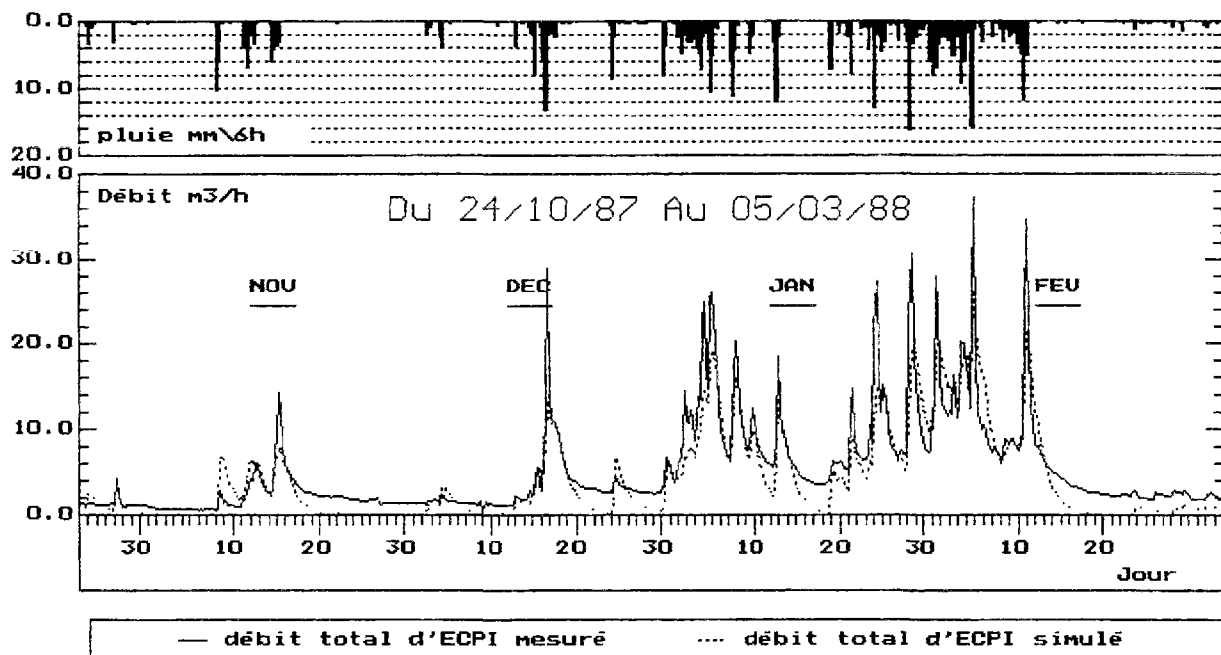


Figure 3.8: Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle Mo

En examinant ces résultats, on constate tout d'abord que le modèle sous-estime en général les débits observés. L'erreur de bilan est négative et assez importante et les pointes de débit ne sont pas bien reproduites. Le débit simulé ne remonte pas assez suite aux événements pluvieux importants et surtout, il présente une décroissance trop rapide qui le place le plus souvent en dessous du débit mesuré.

Cependant, la remontée des débits simulés est conséquente aux pluies et ne présente pas de retard par rapport à celle des débits mesurés. Pour améliorer ce premier modèle, on se propose tout d'abord de modifier la fonction de production et par conséquent le rendement de la pluie dans le but de réduire l'erreur de bilan et de mieux simuler les débits de pointe.

3.5.1. Une fonction logistique pour le rendement de la pluie

La nouvelle expression proposée pour évaluer l'excès de précipitation qui va alimenter le réservoir transfert et contribuer à la production des écoulements est la suivante :

$$P_r = K \cdot P_n = \left[\frac{1}{1 + \exp(a + b \cdot S)} \right] \cdot P_n \quad (3.38)$$

Cette relation fait intervenir deux paramètres (a et b). Elle augmente donc le nombre des paramètres du modèle et le porte à 4.

Les résultats de calage de cette version Moa du modèle de base sont représentés dans le tableau 3.3.

	CRITERES		PARAMETRES				
	Nash (%)	Bilan (%)	S ₀ (mm)	a	b	R _{max} (mm)	S _{ac} (ha)
Moa	83,8	-22	121	4.67	-0.039	584	3.97

Tableau 3.3: Résultats de calage du modèle Moa

A partir de ces résultats, on constate que la modification apportée à la fonction de production améliore d'une part le critère de Nash (qui est équivalent au critère de calage) et diminue d'autre part l'erreur de bilan. La représentation du débit mesuré et du débit simulé donnée par la figure 3.9 montre que le problème des décrues rapides persiste mais il est moins important pour la version Moa.

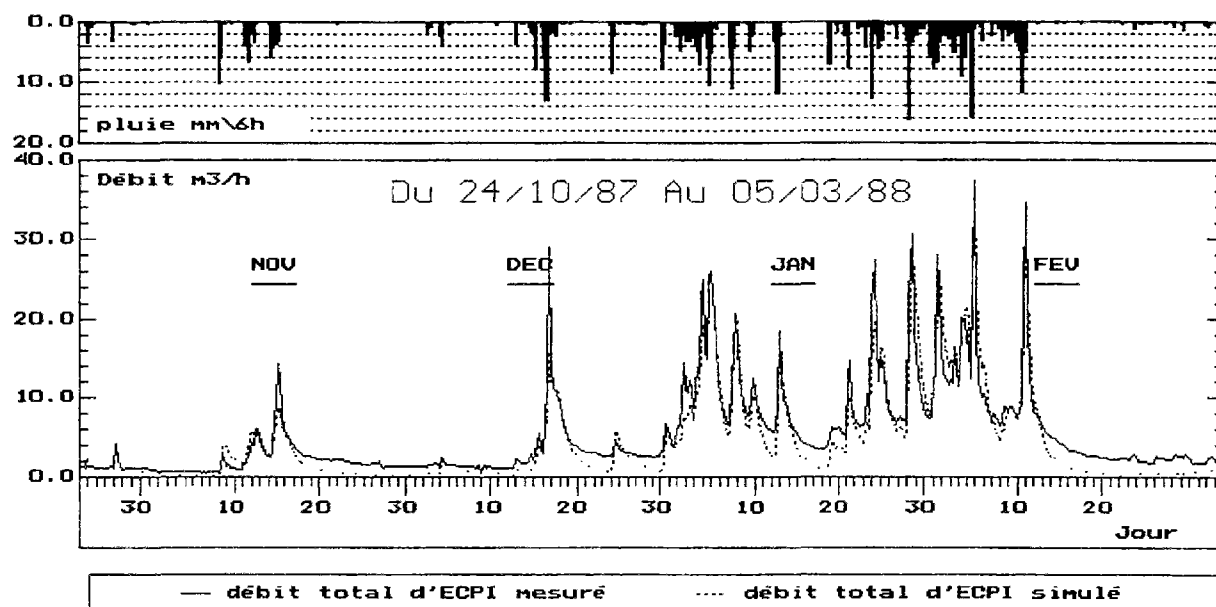


Figure 3.9: Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle Moa

Malgré l'amélioration significative du critère de Nash apportée par cette version (+ 8,3 %), on constate que l'allure des courbes de décroissance du débit simulé pose également un problème de transfert. On se propose alors de modifier l'expression donnant le débit à la sortie du réservoir transfert.

3.5.2. Un réservoir de transfert linéaire

Cette modification a pour objectif de ralentir la décroissance du débit simulé. L'expression du débit simulé en fonction du stock dans le réservoir transfert est la suivante :

$$q = C \cdot R \quad (3.39)$$

Les résultats de calage de cette version Mob représentés par le tableau 3.4 et la figure 3.10 ne montrent aucune amélioration de la qualité de la simulation. On constate plutôt une dégradation des critères et une mauvaise reproduction aussi bien des faibles débits que des débits de pointe.

	CRITERES		PARAMETRES				
	Nash (%)	Bilan (%)	S_0 (mm)	a	b	C	S_{ac} (ha)
Mob	77,4	- 26,3	120	4.74	-0.038	0.031	4.0

Tableau 3.4: Résultats de calage du modèle Mob

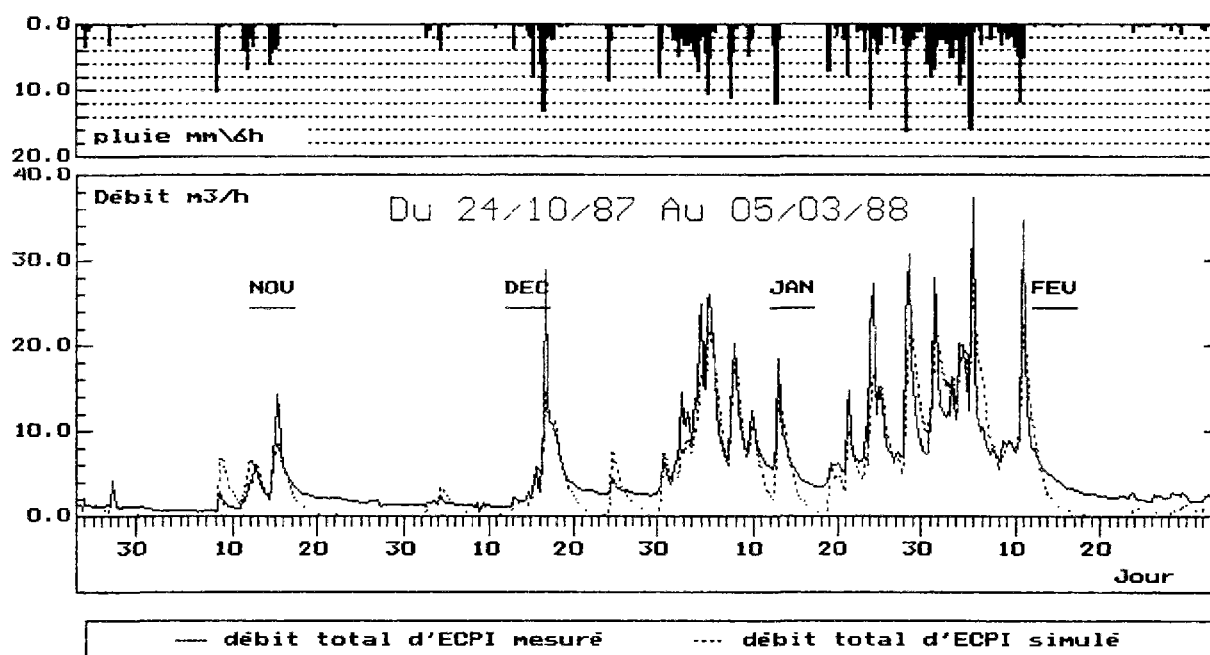


Figure 3.10: Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle Mob

En examinant les résultats obtenus à partir du calage de ces trois versions du modèle départ Mo, on peut déjà noter que l'utilisation d'une expression logistique pour le partage de la pluie nette a permis d'améliorer la qualité de la simulation par rapport une expression linéaire. Cependant, un problème de transfert persiste et les deux expressions testées (forme quadratique et forme linéaire) n'ont pas permis d'avoir des résultats satisfaisants.

Il est également important de signaler ici que les pointes de débit observées sont caractérisées par des remontées très rapides et des courbes de décrues avec une partie raide au début suivie d'une partie à décroissance exponentielle. En plus, la persistance d'un débit "de fond" variable le long de la période pluvieuse permet de confirmer l'hypothèse déjà avancée, qu'il existe deux mécanismes responsables des apports parasites : le drainage rapide et le drainage lent. Par conséquent, il serait difficile de simuler ces deux types d'apport dont les mécanismes sont différents par une seule fonction de transfert.

Pour cela, on se propose de modifier la version Mo du modèle de départ en y ajoutant une deuxième fonction de transfert qui sera gérée directement par le réservoir-sol.

3.5.3. Une deuxième fonction de transfert

La structure de la nouvelle version proposée M1 est donnée par la figure 3.11. Le réservoir-sol regroupe à la fois la fonction de rendement de la pluie et la nouvelle fonction de transfert qui entraîne une sortie q_1 selon une loi de vidange quadratique :

$$q_1 = \frac{S^2}{S+C} \quad (3.40)$$

Cette expression du volume (en mm) relâché par le réservoir sol est obtenue de la même manière que celle donnée par la relation 3.31 (cf. & 3.4.1.2).

Cette version du modèle est toujours à 2 réservoirs et fait intervenir 4 paramètres :

- un paramètre pour le coefficient de partage de la pluie nette (S_{max})
- un paramètre pour chacune des lois de vidange donnant q et q_1 (R_{max} , C)
- un paramètre pour la surface d'influence raccordée (S_{ac})

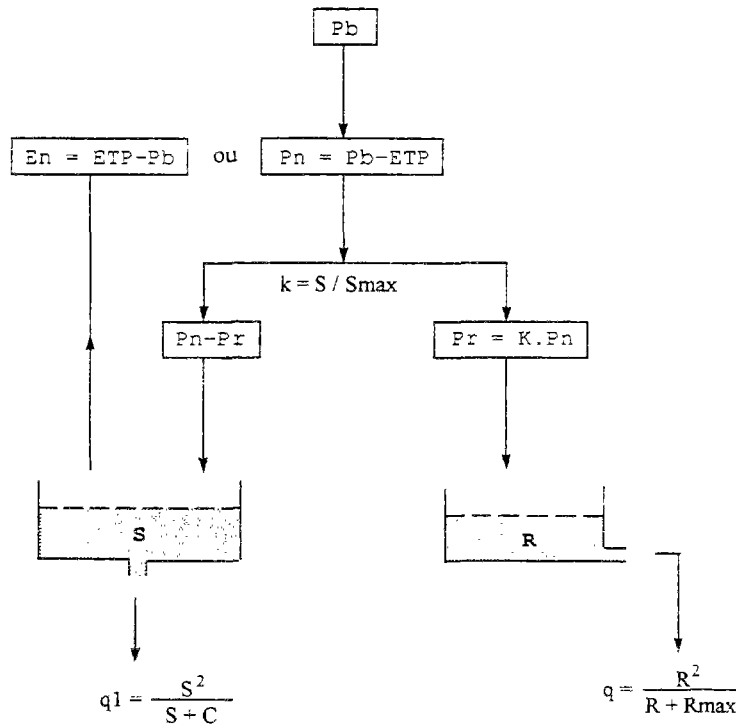


Figure 3.11: Structure du modèle M1

Les résultats de calage de ce modèle représentés par le tableau 3.5 montrent une importante amélioration par rapport aux versions précédentes.

	CRITERES		PARAMETRES				
	Nash (%)	Bilan (%)	S_0 (mm)	S_{max} (mm)	C (mm)	R_{max}	S_{ac} (ha)
M1	86,2	- 11,6	132	398	$5.8 \cdot 10^4$	154	4.8

Tableau 3.5 : Résultats de calage du modèle M1

L'exemple de représentation des débits mesurés et simulés donné par la figure 3.12 montre que globalement les valeurs observées sont assez bien reproduites avec une légère sous-estimation des débits de pointe et des débuts de décrues.

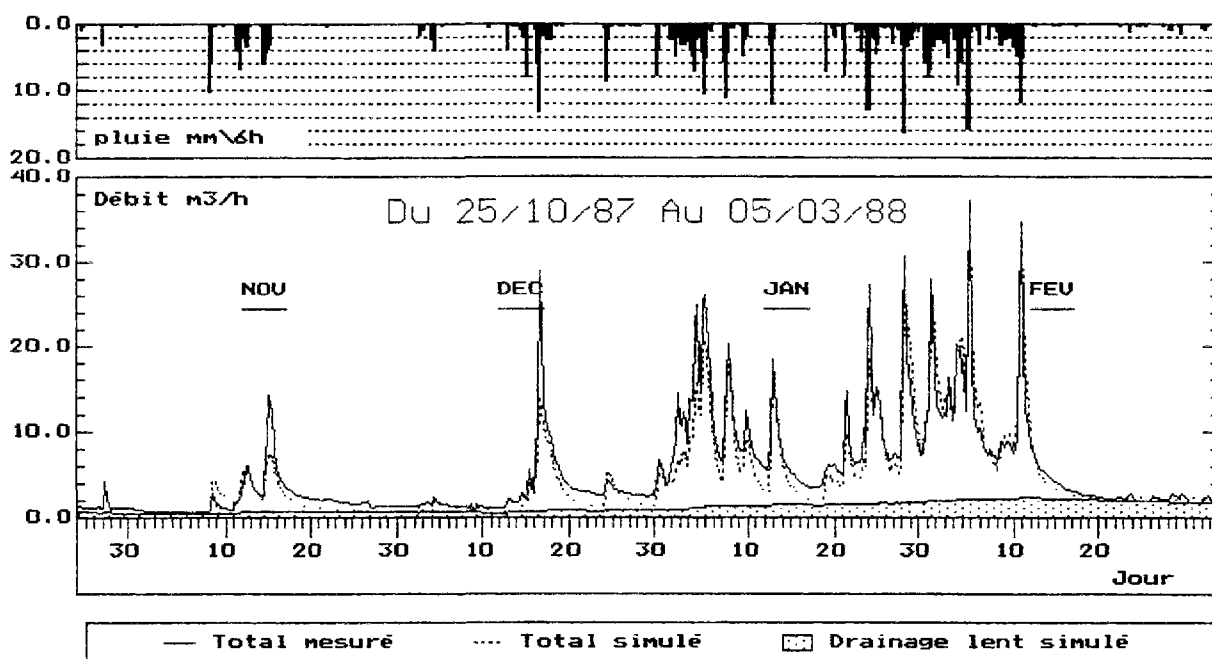


Figure 3.12: Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle M1

La chronologie complète des résultats de simulation donnée en Annexe A2 montre également que la période de reprise des écoulements est bien simulée (mois d'octobre 1987). La contribution du débit de drainage lent q_1 au débit total simulé est assez importante (34 %) et permet surtout une meilleure estimation des faibles débits.

La version Moa déjà présentée, montre que l'utilisation d'une expression logistique pour le coefficient de partage de la pluie nette donnait un meilleur résultat qu'une expression linéaire.

Une modification de la version M1 utilisant une expression logistique pour le rendement de la pluie a donc été testée (version M1a). Bien que cette version introduise un paramètre supplémentaire dans le modèle, les résultats de calage donnés par le tableau 3.6 montrent une légère amélioration du critère de Nash et de celui du bilan. Cependant, la représentation des débits mesurés et simulés (figure 3.13) permet d'observer un meilleur ajustement des pointes de débit simulées qui restent néanmoins toujours en dessous des valeurs mesurées.

	CRITERES		PARAMETRES					
	Nash (%)	Bilan (%)	S_0 (mm)	a	b(mm)	c(mm)	R_{max} (mm)	S_{ac} (ha)
M1a	88,6	- 11,4	132	3.07	-0.019	$6.1 \cdot 10^4$	205	4.5

Tableau 3.6 : Résultats de calage du modèle M1a

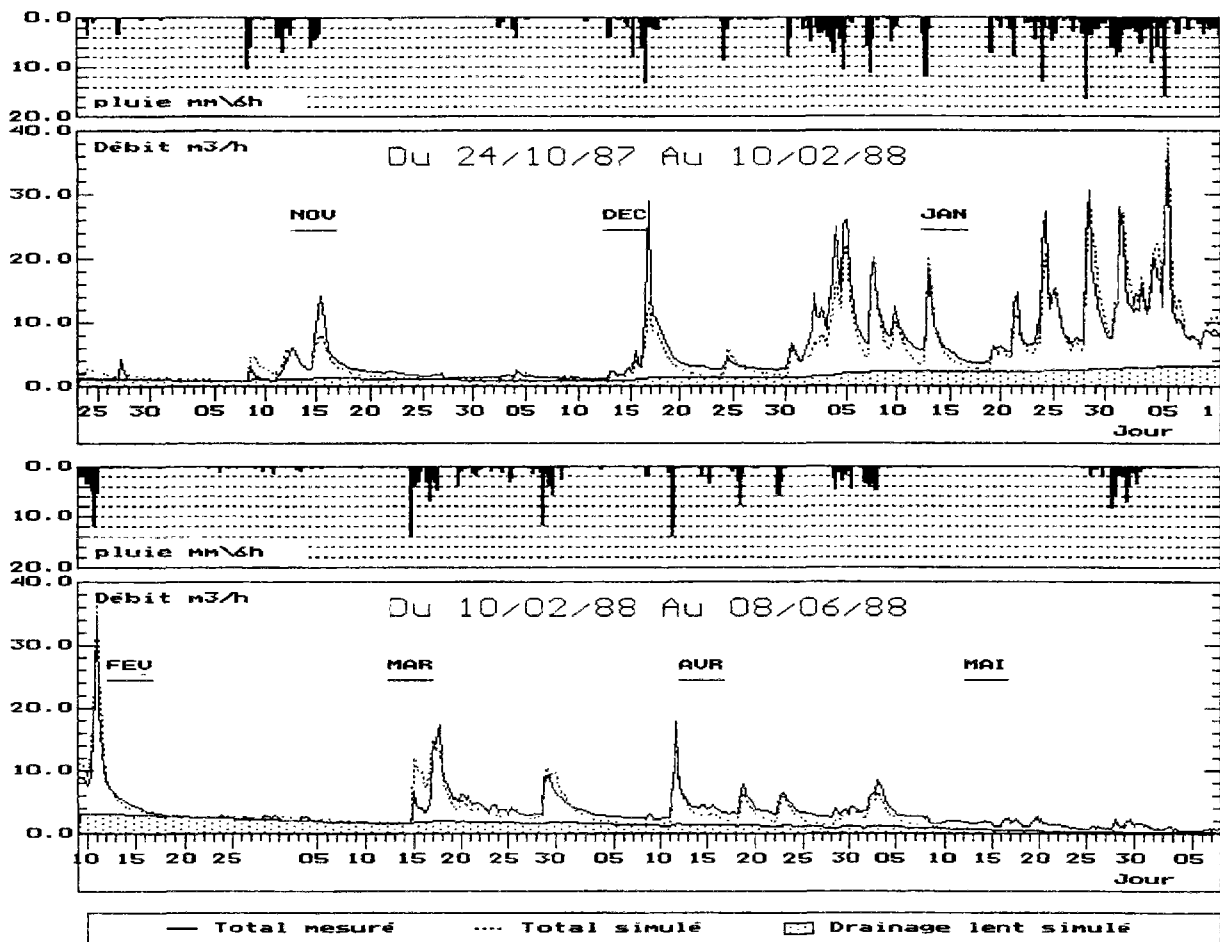


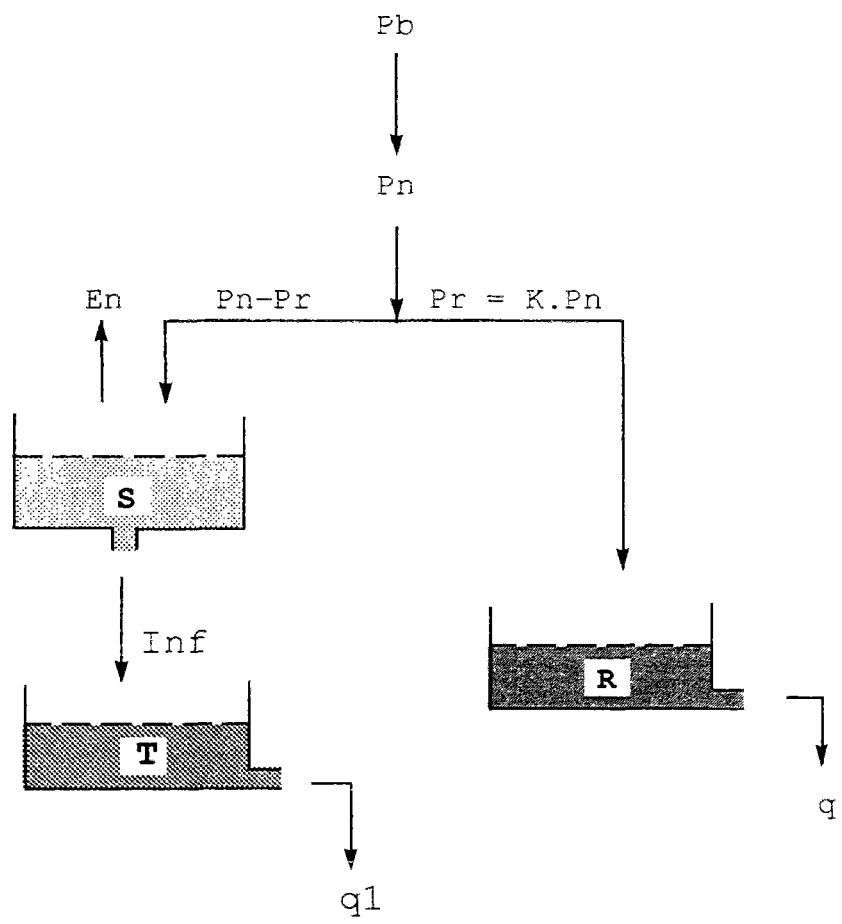
Figure 3.13: Exemple de simulation de débit d'E.C.P. par le modèle M1a

3.5.4. Un troisième réservoir pour simuler le drainage lent

D'après les résultats obtenus à partir des modèles testés, il apparaît évident qu'une bonne reproduction des débits d'E.C.P. nécessite d'améliorer la simulation de la composante de drainage lent des nappes à niveau stable. En effet, cette composante représentative des faibles débits conditionne également la genèse des débits de pointe.

L'idée est donc de traiter le drainage lent dans un réservoir de transfert à part. Dans une première tentative, ce réservoir est directement alimenté à partir du réservoir-sol selon une loi linéaire faisant intervenir un nouveau paramètre $K1$. La structure de cette version du modèle M2 ainsi que les expressions proposées pour les différents flux est représentée par la figure 3.14.

Les résultats de calage du modèle M2 représentés par le tableau 3.7 montrent d'une part une dégradation des critères d'appréciation par rapport à la version précédente, et d'autre part que la valeur obtenue pour le paramètre $K1$ est très faible, présentant par conséquent une contribution très faible du drainage lent au débit total simulé.



$$P_n = \max (0 , P_b - ETP)$$

$P_n = 0$	$E_n = ETP - P_b$;	$P_r = 0$
$P_n > 0$	$E_n = 0$;	$P_r = k \cdot P_n$

$k = \frac{S}{S_{max}}$;	$I_n f = k_1 \cdot S$
-------------------------	---	-----------------------

$q = \frac{R^2}{R + R_{max}}$;	$q_1 = \frac{T^2}{T + C}$
-------------------------------	---	---------------------------

$$Q = (q + q_1) \cdot S_{ac}$$

Figure 3.14: Structure du modèle M2

	CRITERES		PARAMETRES					
	Nash (%)	Bilan (%)	S_0	S_{max}	K_1	R_{max}	c	S_{ac}
M2	70,0	-20,1	130	135	10^{-7}	275	$1.4 \cdot 10^5$	3.5

Tableau 3.7 : Résultats de calage du modèle M2

La dégradation de la qualité de simulation constatée montre que l'emplacement du nouveau réservoir a perturbé le fonctionnement du réservoir-sol et par conséquent la production de la lame d'eau se transforme en débit. On se propose alors de conserver le modèle à 3 réservoirs et de changer uniquement l'emplacement du réservoir de drainage lent (figure 3.15).

Dans cette configuration, le réservoir de drainage rapide et le réservoir de drainage lent se partagent l'excès des précipitations P_r en faisant intervenir un nouveau coefficient de partage K_1 . A partir de ce schéma de modèle, sept versions différentes ont été testées. Les relations utilisées pour chaque version ainsi que les résultats obtenus sont donnés par les tableaux 3.8 et 3.9.

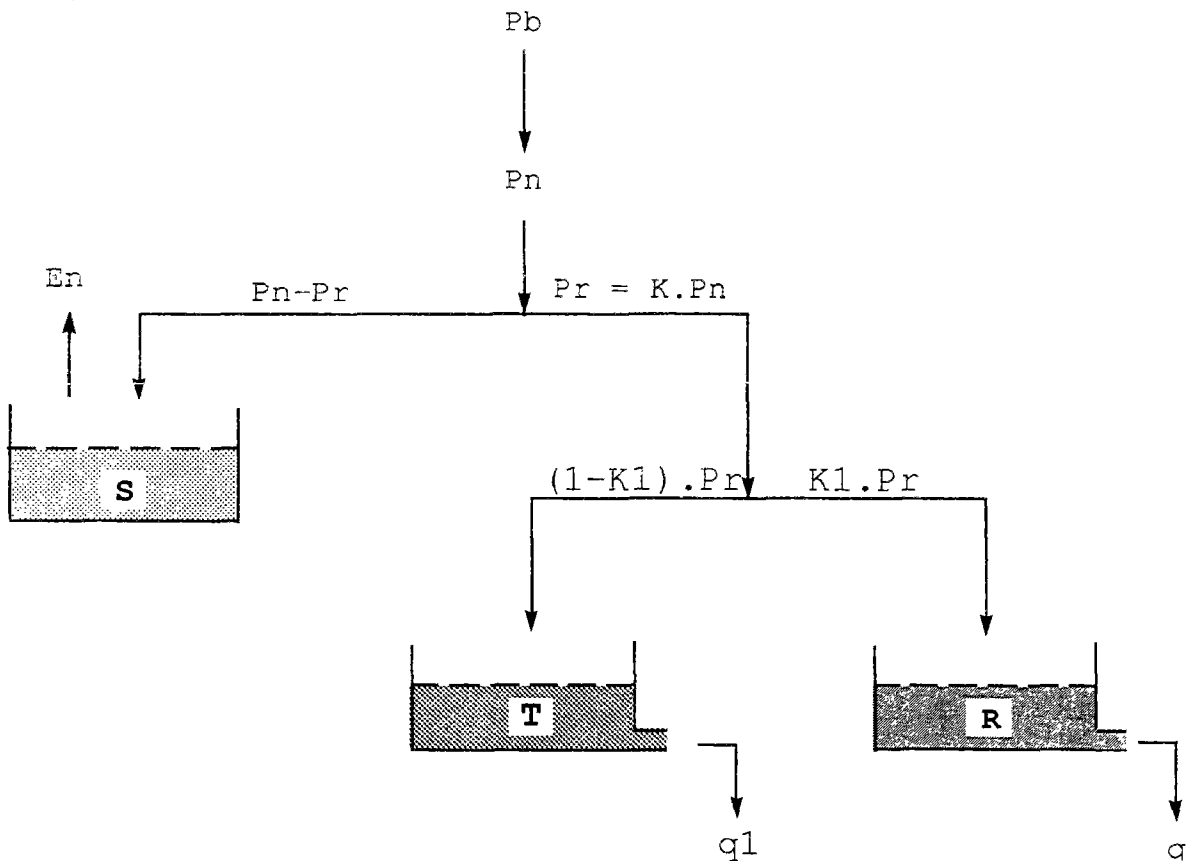


Figure 3.15: Schéma du modèle avec le nouvel emplacement du réservoir T

	K	K1	q	q1	E _n	Paramètres
M3	$\frac{S}{S_{\max}}$	K1 = cte,	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	S _{max} , K1, R _{max} , C, S _{ac}
M4	$\frac{1}{1 + \exp(a + bS)}$	K1 = cte,	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	a, b, K1, R _{max} , C, S _{ac}
M5	$\frac{S}{S_{\max}}$	$\frac{T}{T_{\max}}$	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	S _{max} , T _{max} , R _{max} , C, S _{ac}
M6	$\frac{1}{1 + \exp(b.S)}$	$\frac{T}{T_{\max}}$	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	b, T _{max} , R _{max} , C, S _{ac}
M7	$\left(\frac{S}{S_{\max}}\right)^2$	$\frac{T}{T_{\max}}$	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	K (2-K) (ETP-P _h)	S _{max} , T _{max} , R _{max} , C, S _{ac}
M8	$\frac{S}{S_{\max}}$	$\frac{T}{T_{\max}}$	d · R	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	S _{max} , T _{max} , d, C, S _{ac}
M9	$\frac{1}{1 + \exp(a + bS)}$	$\frac{T}{T_{\max}}$	$\frac{R^2}{R + R_{\max}}$	$\frac{T^2}{T + C}$	ETP - P _h	a, b, T _{max} , R _{max} , C, S _{ac}

Tableau 3.8: Expressions proposées pour les 7 versions testées

L'analyse des résultats de calage pour ce schéma de modèle montre tout d'abord que pour toutes les versions proposées (sauf peut être le modèle M6), la qualité des simulations obtenues est satisfaisante, ce qui est confirmé par l'amélioration des valeurs du critère par rapport aux versions précédentes. D'après les graphiques représentés par les figures 3.16, 3.17 et 3.18, on constate également une bonne reproduction des débits de pointe pour les modèles M4, M5 et M9.

	CRITERES		PARAMETRES										
	Nash (%)	Bilan (%)	So	Smax	a	b	K1	c	Rmax	Tmax	Sac		
M3	87.9	-6,8	99	178	-	-	0,52	2,4.10 ⁴	114	-	4.6		
M4	89.2	-12,1	110	-	5,06	-0,045	0,57	2,88.10 ⁴	134	-	4.5		
M5	89.3	-8,23	140	143	-	-	-	5,3.10 ⁴	133	89.1	4.30		
M6	79.3	+7,75	176	-	-	-0,016	-	8,7.10 ⁴	99.1	157.1	4.25		
M7	88.1	-3,8	250	252	-	-	-	4,4.10 ⁴	119	97.1	4.36		
M8	87.1	9,1	121	192	-	-	-	7,5.10 ³	d = 0,12	75.1	4.49		
M9	90.0	-6,1	178	-	2,72	-0,033	-	4,2.10 ⁴	112.8	88.6	4.43		

Tableau 3.9 : Résultats de calage des 7 versions proposées

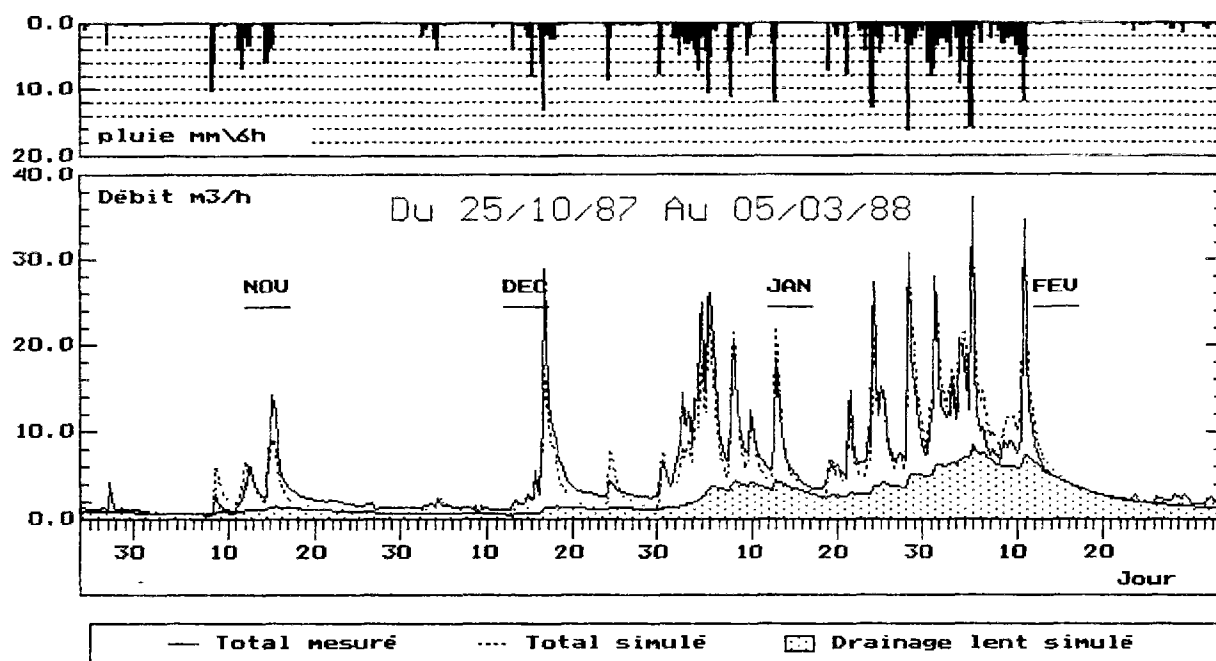


Figure 3.16 : Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M4

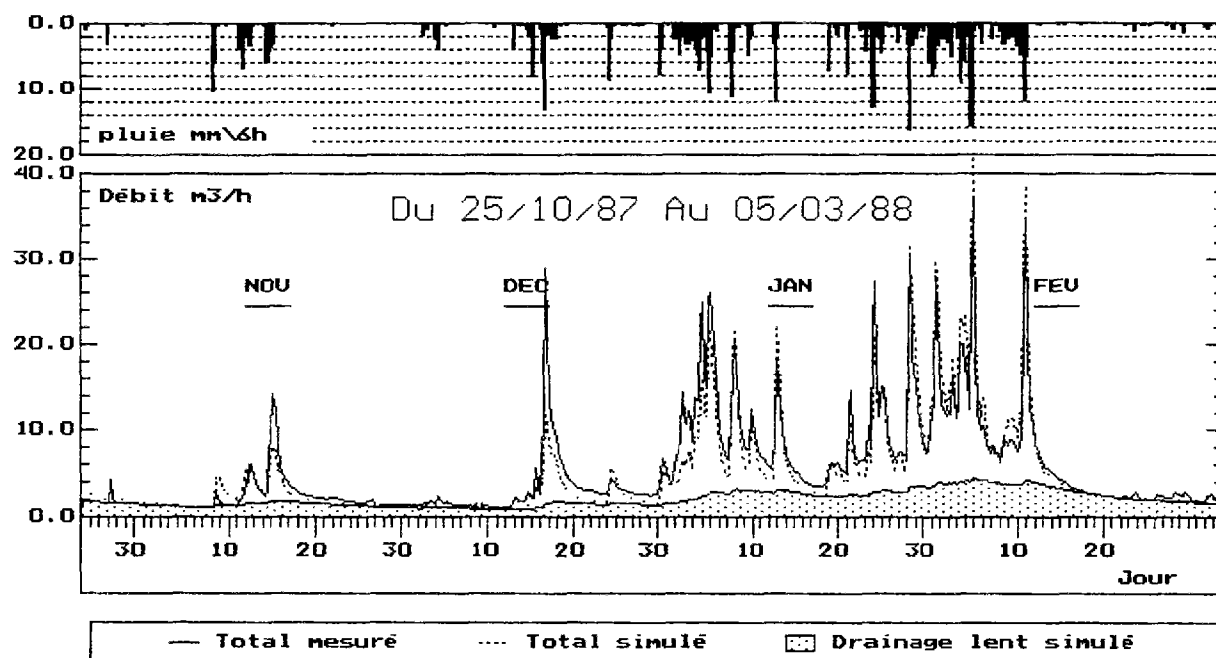


Figure 3.17: Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M5

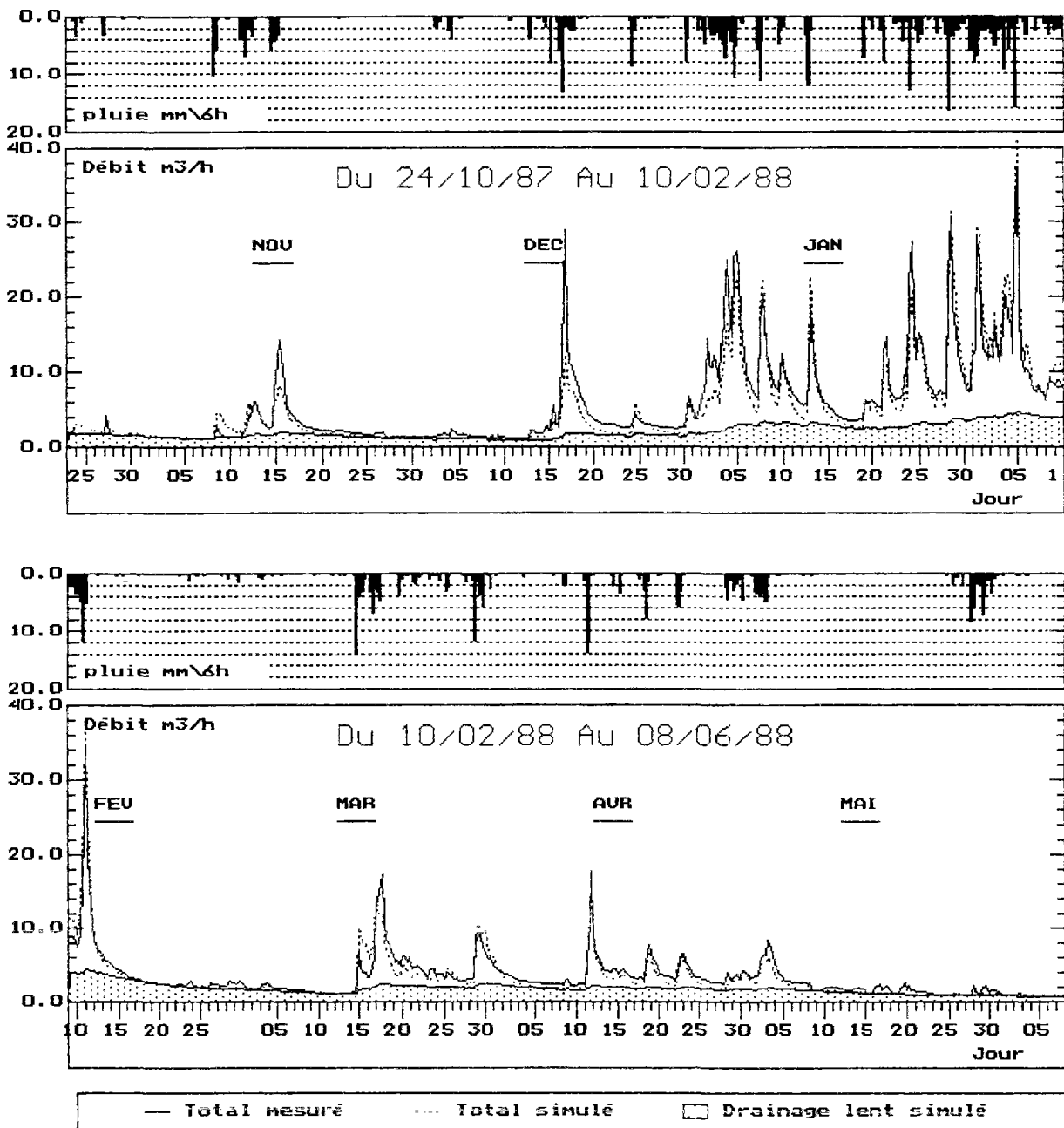
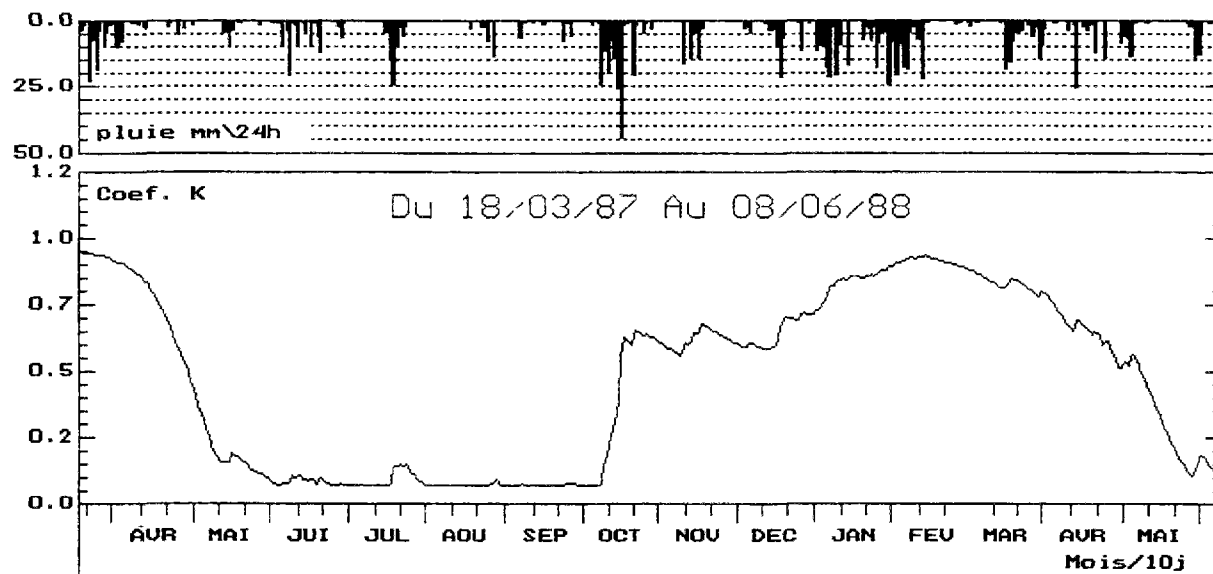


Figure 3.18: Exemple de simulation du débit d'ECPI par le modèle M9

Les courbes des décrues sont elles aussi bien simulées. Ceci met en évidence le rôle important du réservoir de drainage lent T qui sert à la fois pour générer le débit de nappe q_1 et pour contrôler le remplissage du réservoir R responsable des apports de drainage rapide (sauf pour les modèles M3 et M4 où le coefficient de partage K_1 est constant).

La réponse du modèle à un événement pluvieux est en grande partie conditionnée par les deux coefficients de répartition de la pluie sur les 3 réservoirs K et K_1 . Ces deux coefficients dépendent eux-mêmes de l'état de remplissage du réservoir-sol et du réservoir de drainage lent. Leurs variations dans le temps présentent d'une part un caractère saisonnier et d'autre part, des réponses plus rapides liées à l'intensité de la pluie. Un exemple des variations de ces deux coefficients pour le modèle M9 est donné par la figure 3.19.

a)



b)

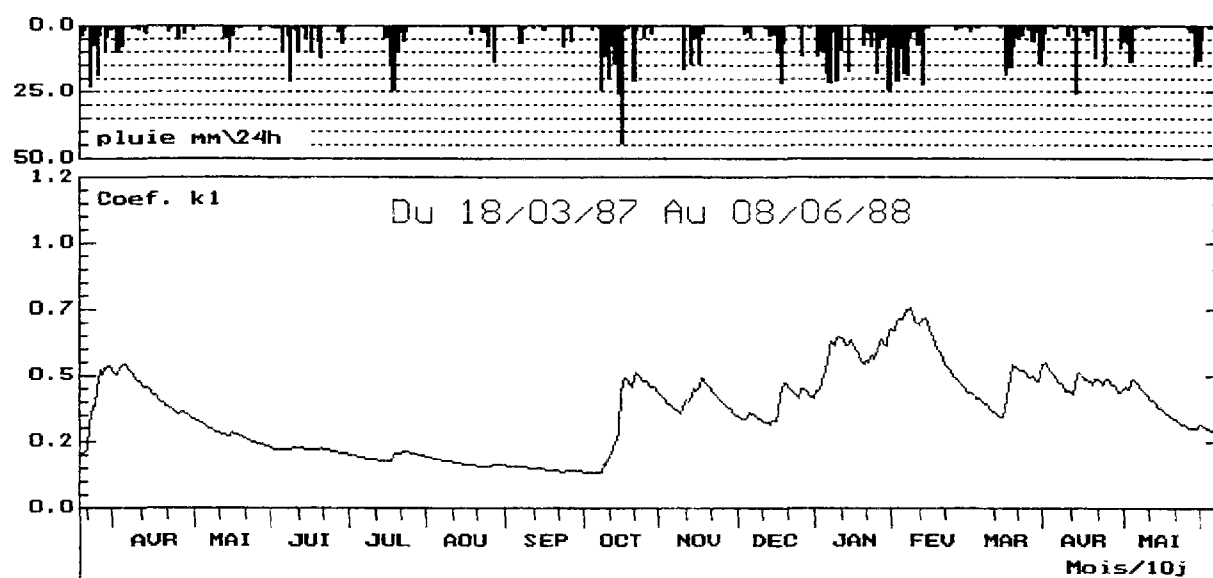


Figure 3.19: Variation des coefficients de partage pour le modèle M9

(a): K et (b): K1

En considérant les valeurs du critère d'appréciation des différents modèles donnés par le tableau 3.9, on constate que le modèle M9 donne le résultat le plus satisfaisant. Cependant, les autres versions présentent également des performances pratiquement équivalentes (surtout

pour les modèles M4 et M5) et en se basant uniquement sur ces résultats il est difficile de faire le choix du modèle à retenir pour la suite de l'étude.

Une analyse plus fine de l'efficacité des différents modèles nécessite alors la définition de nouveaux critères d'appréciation. Ces critères permettront de juger la capacité des modèles à répondre à des objectifs plus précis tels que la restitution des volumes ou la reproduction des pointes de débit.

3.6. INFLUENCE DU CRITERE D'APPRECIATION

3.6.1. Critère portant sur les volumes

Il s'agit d'évaluer les erreurs de simulation portant sur les volumes cumulés sur un certain laps de temps. La formulation mathématique de ce critère est la suivante :

$$SEQV = \sum_1^{N/k} (V_{mk} - V_{sk})^2 \quad (3.41)$$

avec :

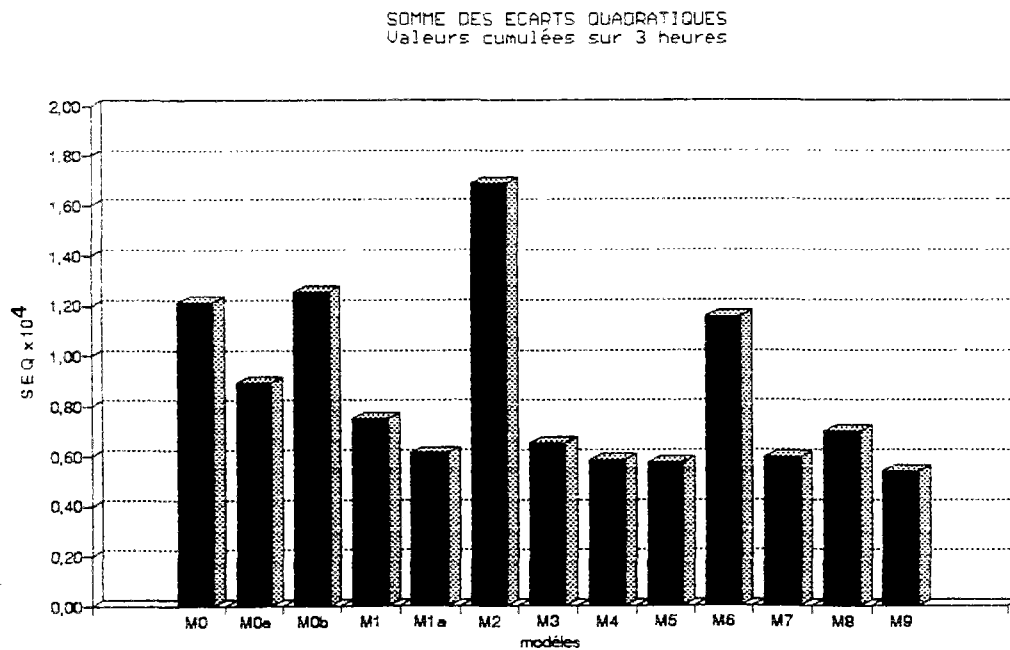
- N = nombre total des valeurs utilisées
- k = nombre de pas de temps pour le cumul des volumes
- V_{mk} = cumul du volume mesuré sur k pas de temps
- V_{sk} = cumul du volume simulé sur k pas de temps

$$V_{mk} = \sum_1^k Q_m \cdot \Delta t \quad : \quad V_{sk} = \sum_1^k Q_s \cdot \Delta t$$

Ce critère est important parce que le modèle sélectionné devra répondre aux objectifs de dimensionnement et de gestion déjà évoqués.

Dans notre cas, on a utilisé des durées de cumul de 3, 6, 12 et 24 heures. Tous les modèles qui ont été précédemment cités ont été testés vis-à-vis de ces critères. Les résultats obtenus sont représentés par la figure 3.20.

a)



b)

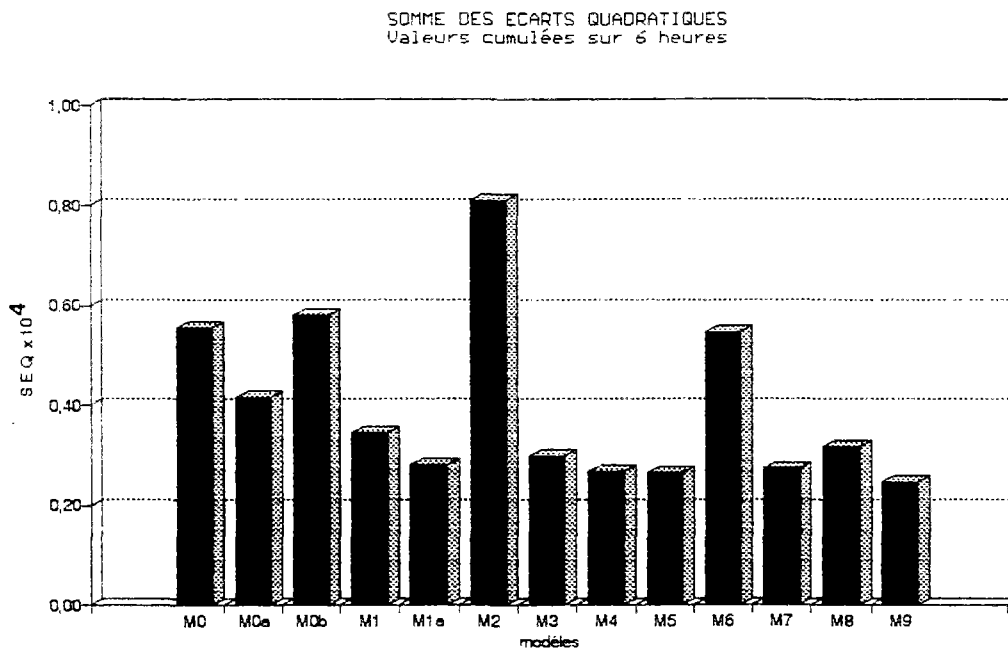
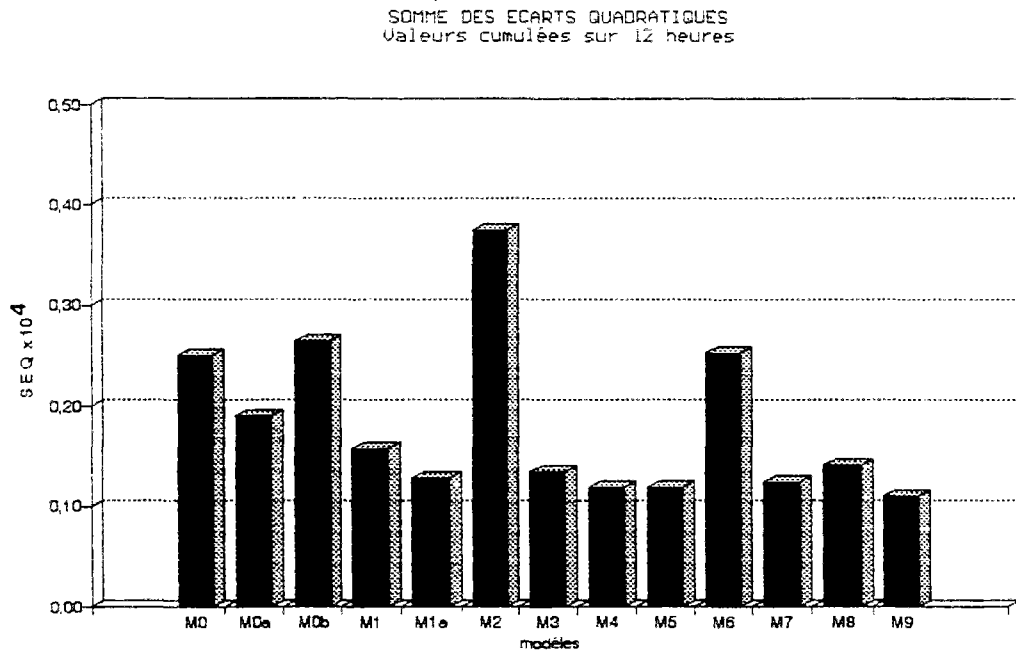


Figure 3.20 (début) : Critère d'appréciation sur le cumul des volumes
a) cumul sur 3 heures et b) cumul sur 6 heures

c)



d)

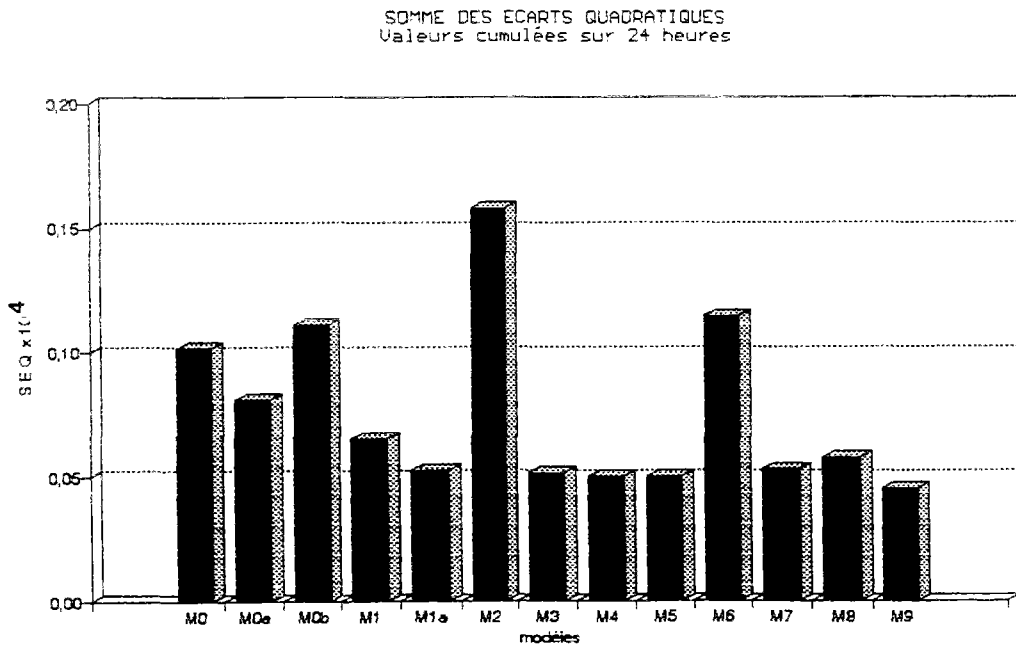


Figure 3.20 (suite) : Critère d'appréciation sur le cumul des volumes
c) cumul sur 12 heures et d) cumul sur 24 heures

En comparant les performances relatives des modèles pour chaque cas (cumul de volume sur 3, 6 12 et 24 heures) et celles obtenues avec les volumes horaires, on constate que l'ordre d'efficacité n'a pas changé, c'est-à-dire que les modèles qui simulaient bien les débits horaires d'ECPI restituent également bien les volumes cumulés et dans le même ordre de performance, sauf une exception pour les modèles Mo et Mob. En effet, si le modèle Mob est plus performant que le modèle Mo sur les valeurs horaires, dès qu'on passe aux valeurs cumulées, c'est l'inverse qui se produit et le modèle Mo devient plus performant.

Il est important de rappeler que la performance du modèle est toujours appréciée par rapport au critère adopté qui est dans notre cas la somme des écarts quadratiques SEQ (ou un critère équivalent : Nash).

L'application de ce test portant sur les volumes montre que la performance des modèles peut être variable selon le critère choisi. Pour les versions les plus performantes (M9, M4, M5 et M1a), ce critère a plutôt confirmé les résultats obtenus lors du calage et le modèle M9 présente toujours une légère supériorité par rapport aux autres versions.

3.6.2. Critère portant sur les débits de pointe

Comme déjà évoqué, ce sont les pointes de débit d'E.C.P. qui sont souvent responsables du dysfonctionnement et des désordres qui apparaissent au niveau du système d'assainissement. Une bonne connaissance de ces débits est donc indispensable pour évaluer l'impact réel des ECPI et prévoir les actions nécessaires pour y remédier. C'est pour cette raison qu'un modèle de simulation et de prévision des apports d'E.C.P. doit permettre en priorité une bonne estimation des débits de pointe.

Pour tester la capacité des modèles à reproduire les pointes de débit, on définit un nouveau critère d'appréciation qui consiste à évaluer les écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées au-dessus d'un seuil de débit préalablement choisi, c'est à dire que les erreurs de simulation ne sont prises en compte que lorsque le débit mesuré est supérieur au débit seuil.

La formulation mathématique de ce critère est la suivante :

$$SEQP = \sum_1^{np} (Q_{mp} - Q_{sp})^2 \quad (3.42)$$

où :

$$Q_{mp} = Q_m \text{ si } Q_m \geq Q_{seuil}$$

- Q_m = débit mesuré
- Q_{seuil} = débit seuil
- Q_{sp} = débit simulé correspondant à Q_{mp}
- np = nombre de cas où Q_m est supérieur à Q_{seuil}

Ce critère ne prend pas en compte alors toutes les valeurs du débit utilisées pour le calage mais uniquement un échantillon plus réduit constitué par les valeurs supérieures au débit seuil. Plus le débit seuil est élevé, plus l'échantillon considéré est réduit.

Dans notre cas, on a utilisé trois valeurs du débit seuil qui sont :

- $Q_{seuil} = 2 \text{ m}^3/\text{h}$ échantillon considéré 4594 valeurs horaires
- $Q_{seuil} = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ échantillon considéré 1711 valeurs horaires
- $Q_{seuil} = 10 \text{ m}^3/\text{h}$ échantillon considéré 554 valeurs horaires

sachant que sans utiliser un seuil de débit, l'échantillon total est constitué de 10776 valeurs horaires.

Les résultats obtenus pour les différents modèles testés sont représentés par la figure 3.21.

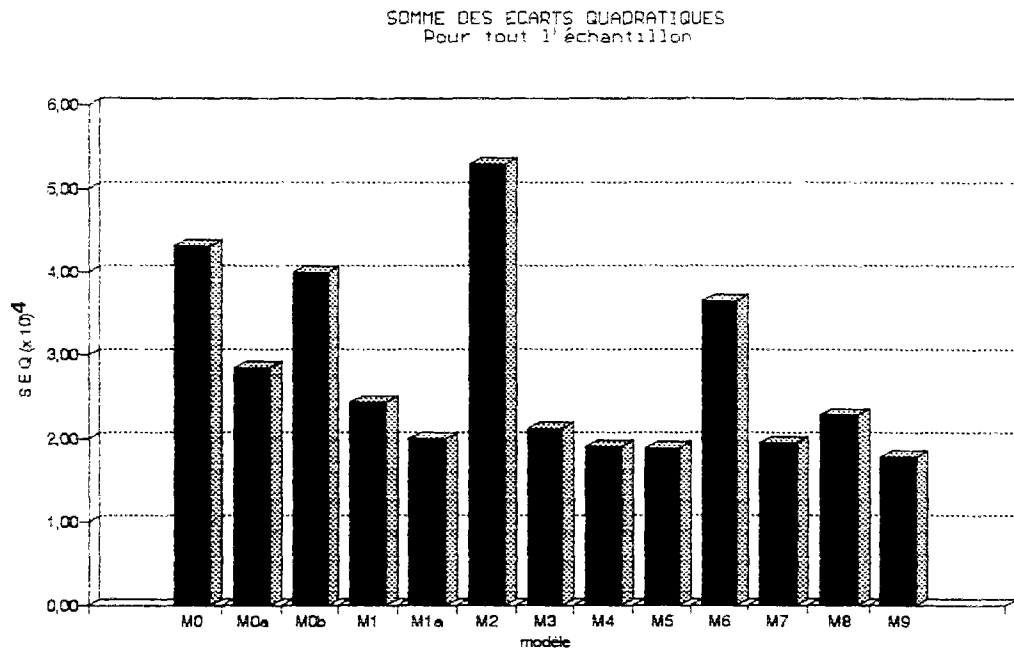
On constate que pour un débit seuil de $2 \text{ m}^3/\text{h}$, le classement des modèles par rapport à leurs performances vis-à-vis de ce critère est le même que celui obtenu par les résultats de calage : le modèle M9 est légèrement plus performant que les modèles M4, M5 et M1a.

Cependant, pour les débits seuils de $5 \text{ m}^3/\text{h}$ et $10 \text{ m}^3/\text{h}$, ce classement n'est plus le même. Le changement le plus important concerne les modèles M9 et M4. En effet, pour ces deux valeurs de Q_{seuil} , les écarts quadratiques entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées pour le modèle M4 sont inférieures à celles obtenues avec le modèle M9.

Un autre résultat également important concerne le modèle M1a. Ce modèle était légèrement moins performant que le modèle M9 vis-à-vis de tous les critères déjà utilisés. Or, pour les débits supérieurs à $10 \text{ m}^3/\text{h}$, ce modèle donne un meilleur résultat que le modèle M9.

Le modèle M1a est constitué de deux réservoirs et fait intervenir 5 paramètres c'est-à-dire un paramètre en moins par rapport au modèle M9. Il serait donc intéressant compte tenu de la simplicité de sa structure d'essayer d'améliorer ses performances globales tout en maintenant le même nombre de paramètres.

a)



b)

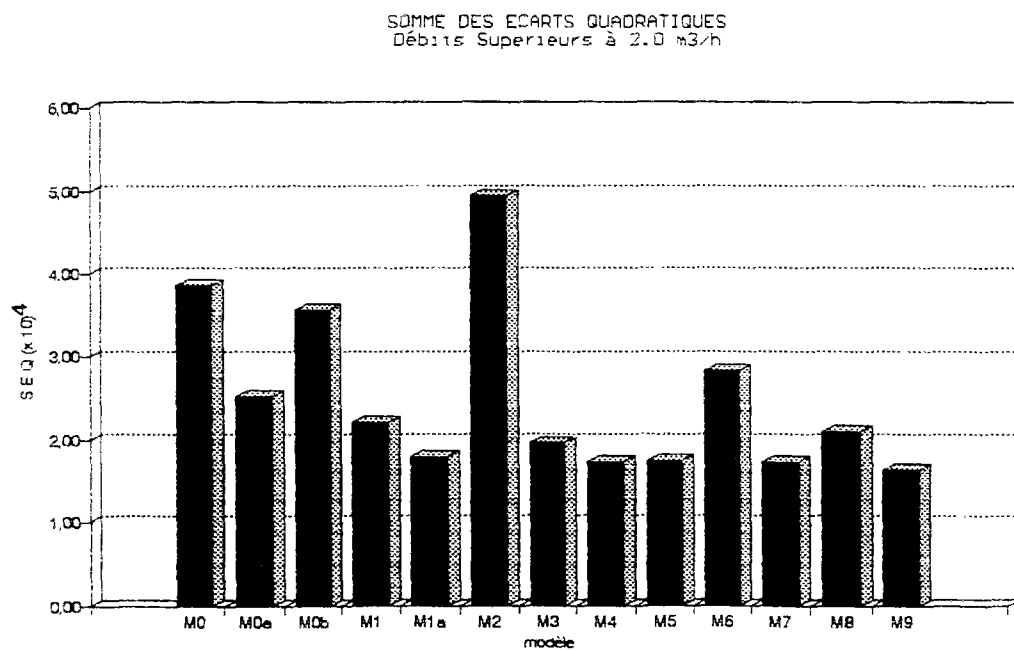
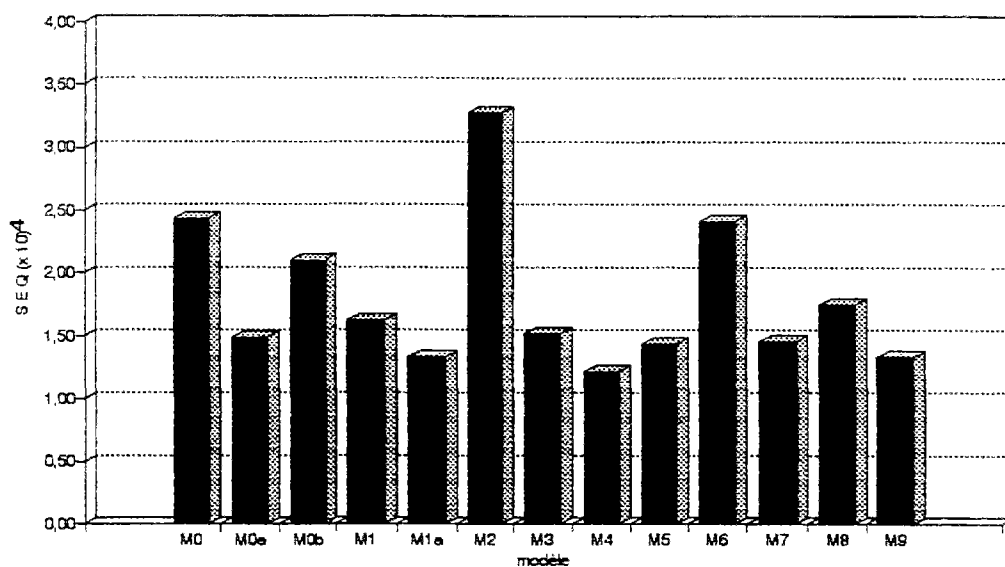


Figure 3.21 (début) : Critère d'appréciation avec un seuil de débit
a) $Q_s = 0,0 \text{ m}^3/\text{h}$ et b) $Q_s = 2 \text{ m}^3/\text{h}$

c)

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES
Débits Supérieurs à 5.0 m³/h



d)

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES
Débits Supérieurs à 10.0 m³/h

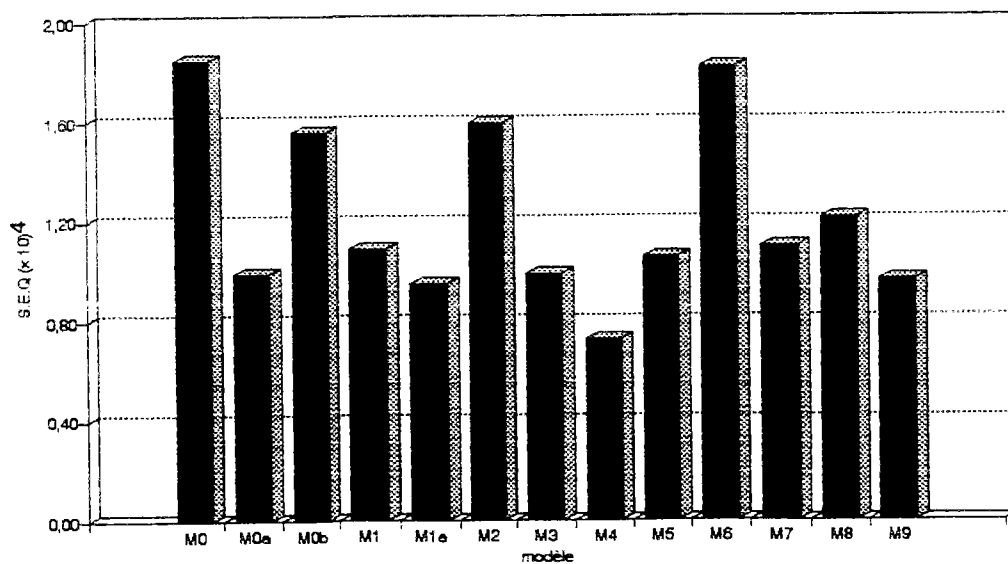


Figure 3.21 (suite) : Critère d'appréciation avec un seuil de débit
c) $Q_s = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ et d) $Q_s = 10 \text{ m}^3/\text{h}$

L'utilisation d'un critère d'appréciation portant sur les débits importants a permis d'une part de confirmer les bons résultats obtenus par les modèles M9, M4 et M1a et d'autre part, de constater que les autres modèles n'ont pas présenté des performances compétitives avec ces trois modèles pour la simulation des débits de pointe.

Les tests effectués n'ont pas permis d'identifier un modèle qui soit plus performant que les autres vis-à-vis de tous les critères, cependant, on constate que les modèles M9, M4 et M1a présentent le plus souvent les meilleurs résultats.

3.7. INFLUENCE DU CRITERE DE CALAGE

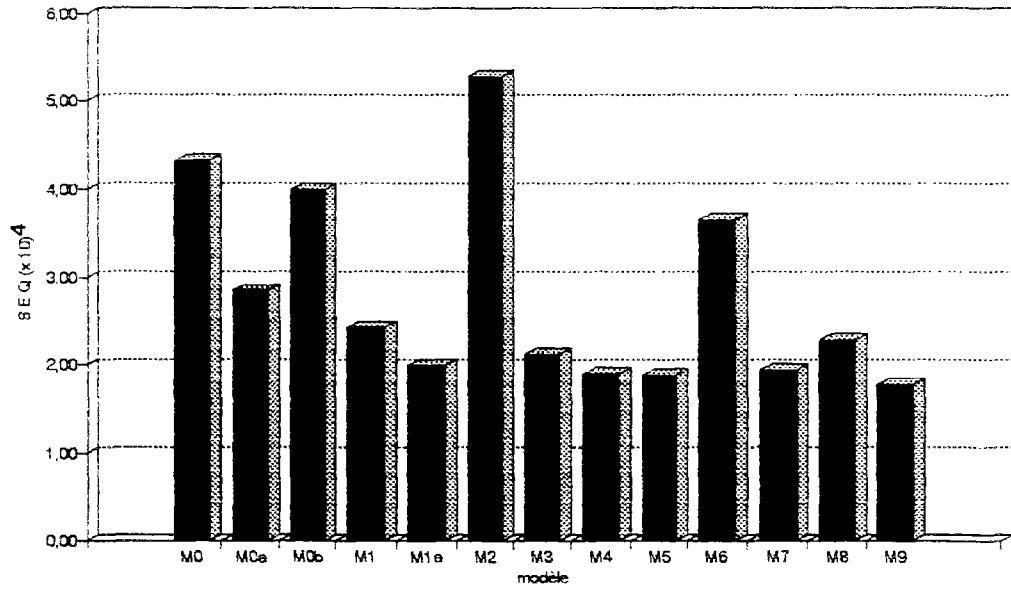
A partir des résultats obtenus lors du premier calage des modèles, on peut constater que pratiquement toutes les versions testées sous-estiment les débits de pointe mesurés. Il en résulte que les erreurs de simulation sur les débits de pointe représentent la partie la plus importante des erreurs calculées.

Si on considère par exemple le modèle M9, on constate que pour les débits mesurés qui sont supérieurs à 10 m³/h (5,1 % de l'échantillon total), les erreurs de simulation représentent 54,5 % des erreurs totales. Il en résulte que l'amélioration des performances globales des modèles nécessite certainement une amélioration de l'estimation des débits de pointe. Dans cet objectif, on se propose de remplacer le critère de calage déjà utilisé (somme des écarts quadratiques) par un nouveau critère qui permet une meilleure prise en compte des débits de pointe. Ce nouveau critère est celui qui vient d'être évoqué au paragraphe précédent et qui consiste à considérer les écarts quadratiques entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées uniquement à partir d'un seuil de débit (SEQP).

Les valeurs de débit seuil qui ont été adoptées sont 2 m³/h, 5 m³/h et 10 m³/h. Les résultats du calage obtenus en utilisant les différentes valeurs du débit seuil sont représentées par la figure 3.22. Il est important de signaler tout d'abord que les histogrammes donnés par cette figure représentent la valeur minimale du critère de calage (SEQP) obtenue dans chaque cas. On peut donc comparer les performances des modèles donnés par chaque histogramme mais on ne peut pas comparer les histogrammes entre eux étant donné qu'ils ne représentent pas la même grandeur.

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES

a)



b)

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES
Calage avec un débit seuil $Q_c = 2 \text{ m}^3/\text{h}$

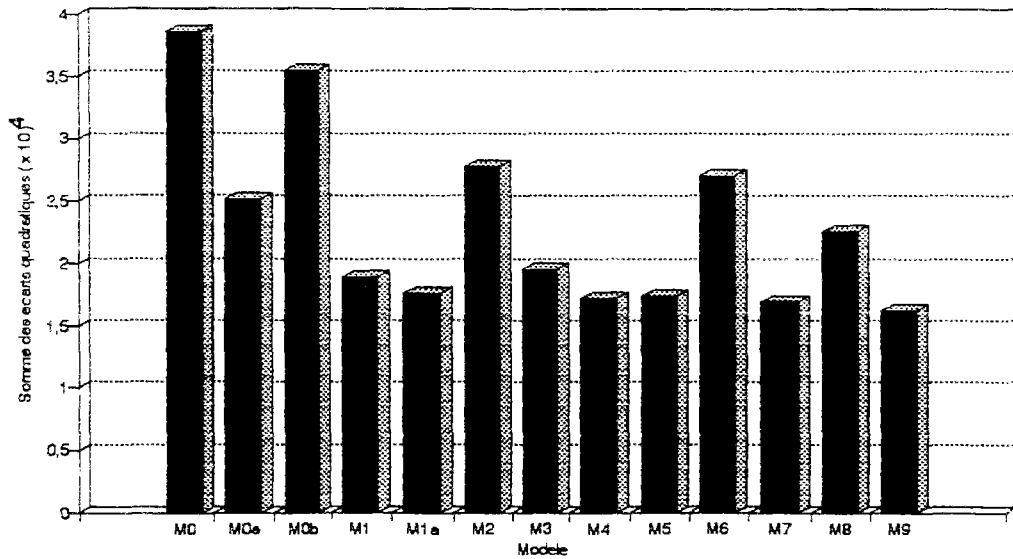
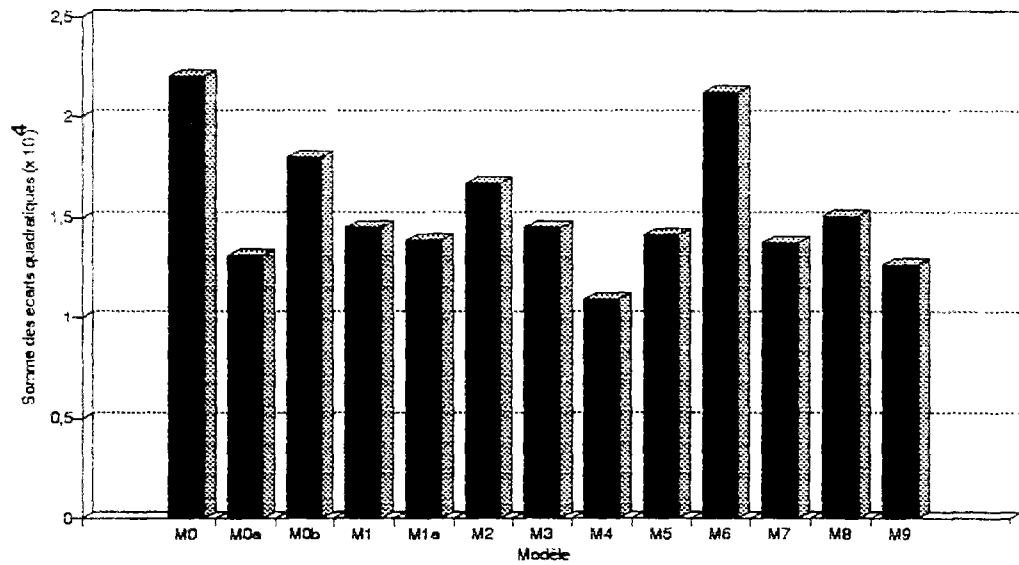


Figure 3.22 (début) : Résultats de calage des modèles à un seuil de débit
a) $Q_c = 0 \text{ m}^3/\text{h}$ et b) $Q_c = 2 \text{ m}^3/\text{h}$

c)

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES
Calage avec un débit seuil $Q_c=5\text{m}^3/\text{h}$



d)

SOMME DES ECARTS QUADRATIQUES
Calage avec un débit seuil $Q_c=10\text{m}^3/\text{h}$

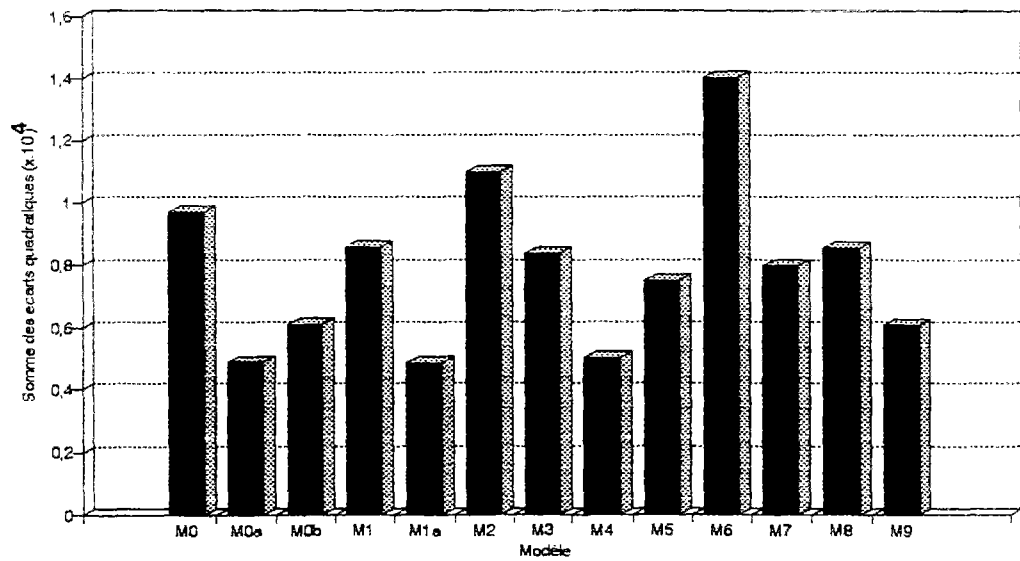


Figure 3.22 (suite) : Résultats de calage des modèles avec un seuil de débit
c) $Q_c = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ et d) $Q_c = 10 \text{ m}^3/\text{h}$

Les résultats de calage avec un débit seuil de $2 \text{ m}^3/\text{h}$ montrent qu'il n'y a pas de changement significatif par rapport au premier calage (sans seuil de débit) et l'ordre de performance des modèles est le même. Cependant, pour les seuils de $5 \text{ m}^3/\text{h}$ et $10 \text{ m}^3/\text{h}$ ce sont respectivement les modèles M4 et M1a qui donnent les meilleurs résultats. Pour les autres modèles, l'utilisation de nouveaux critères de calage n'a entraîné aucune amélioration significative de leurs performances.

Le tableau 3.10 donne pour chaque variante du modèle, le gain en terme de pourcentage du critère de NASH, obtenu en effectuant le calage sur les valeurs du débit supérieures à un seuil fixe. Il s'agit donc de comparer pour chaque seuil du débit considéré, la valeur du critère de NASH obtenue à l'issue du calage utilisant les débits supérieurs à ce seuil et celle obtenue pour le même échantillon mais avec un calage utilisant la totalité des mesures.

On constate que pour un seuil de débit de $2 \text{ m}^3/\text{h}$, l'amélioration du critère de Nash n'est pas très significative et elle varie entre 0.02% pour le modèle M9 à 2.6% pour M1. Par contre, pour le seuil de $5 \text{ m}^3/\text{h}$, le gain obtenu est nettement plus important, il est de l'ordre de 1% pour M1a et M3 et de 5% pour Mob. Enfin, pour le calage avec $Q_s = 10 \text{ m}^3/\text{h}$, les valeurs du critère de Nash obtenues sont largement supérieures à celle issues du calage classique ($Q_s=0 \text{ m}^3/\text{h}$) indiquant ainsi une importante réduction des écarts entre les débits de pointe mesurés et simulés. A titre d'exemple, cela se traduit pour le modèle M3 par une augmentation du critère de Nash d'environ 6% , 19% pour M9 et 38% pour Mob.

Ce type de comportement de la fonction critère montre encore une fois que pratiquement pour toutes les versions testées, les erreurs de simulation concernent en grande partie les fortes valeurs du débit.

D'autre part, en utilisant un critère de calage qui fait intervenir un seuil de débit, les valeurs optimales des paramètres obtenus sont censés minimiser les erreurs de simulation sur les débits de pointe, or cela peut entraîner une mauvaise estimation des faibles débits et une dégradation de la qualité globale des résultats de simulation.

Le tableau 3.11 représente les résultats de simulation obtenus d'une part en utilisant un critère de calage sans seuil de débit et d'autre part, avec les débits seuils de $2 \text{ m}^3/\text{h}$, $5 \text{ m}^3/\text{h}$ et $10 \text{ m}^3/\text{h}$. La comparaison des valeurs du critère de Nash estimé sur l'ensemble de l'échantillon permet d'évaluer la dégradation résultant de l'emploi d'un seuil de débit.

Période du 18/03/87 au 08/06/88

		Critère de NASH (%)												
	Modèle	M0	M0a	M0b	M1	M1a	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	
Qs=2m3/h	Qs calage=0	65.43	77.36	68.17	80.49	83.85	82.38	84.46	84.32	74.60	84.44	81.09	85.36	
appréciation	Qs calage=2m3/h	65.47	77.45	68.27	83.09	84.20	82.43	84.55	84.35	75.66	84.76	81.69	85.38	
	gain (%)	0.04	0.09	0.10	2.60	0.35	0.05	0.09	0.03	1.06	0.28	0.60	0.02	
Qs=5m3/h	Qs calage=0	59.15	75.05	64.69	72.75	77.68	74.58	79.58	75.91	59.51	75.58	70.74	77.69	
appréciation	Qs calage=5m3/h	63.06	77.96	69.82	75.72	78.71	75.60	81.68	76.29	64.32	76.88	74.71	79.20	
	gain (%)	3.91	2.91	5.13	2.97	1.03	1.02	2.10	0.38	4.81	1.30	3.97	1.51	
Qs=10m3/h	Qs calage=0	25.38	59.94	37.05	55.86	61.51	59.85	70.52	57.26	26.27	55.66	51.03	60.85	
appréciation	Qs calage=10m3/h	60.76	80.25	75.22	65.24	80.27	66.13	79.64	69.59	43.18	67.63	65.34	80.27	
	gain (%)	35.38	20.31	38.19	9.38	18.76	6.28	9.12	12.33	16.91	16.60	14.31	19.45	

Tableau 3.10: Illustration de l'amélioration du critère de Nash obtenue en effectuant le calage avec un seuil de débit.

Période du 18/03/87 au 08/06/88

Echantillon total : 10776 valeurs horaires

Version du modèle		Mo	Moa	Mob	M1	M1a	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
Q _{seuil} = 0	Nash (%) (1)	75.5	83.8	77.4	86.2	88.6	88.0	89.2	89.3	79.3	89.1	87.1	90.0
	Nash (%)	75.5	83.7	77.3	84.8	88.52	87.9	89.2	89.2	79.0	89.0	87.0	89.9
Q _{seuil} = 2 m ³ /h	Dégradation (%)	0.0	-0.08	-0.07	-1.62	-0.1	-0.01	-0.0	-0.01	-0.3	-0.01	-0.09	-0.01
	Nash (%)	74.3	82.8	76.1	84.9	88.0	86.2	87.8	89.2	72.4	88.2	85.6	89.0
Q _{seuil} = 5 m ³ /h	Dégradation (%)	-1.58	-1.2	-1.7	-1.6	-0.06	-2.0	-1.6	-0.01	-8.7	-1.0	-1.7	-1.0
	Nash (%)	61.2	79.8	69.4	83.0	79.6	85.4	85.0	84.7	66.7	83.4	81.6	85.1
Q _{seuil} = 10 m ³ /h	Dégradation (%)	-1.89	-4.77	-10.33	-3.7	-11,0	-2.9	-4.7	-5.1	-15.8	-6.4	-6.3	-5.44
	Nash (%)												

Tableau 3.11: Critère d'appréciation global pour les différents critères de calage

$$(1) \text{ dégradation (\%)} = \frac{\text{Nash} - \text{Nash (1)}}{\text{Nash (1)}} \times 100$$

D'une façon générale, tous les modèles testés présentent une dégradation de la qualité de simulation due à l'utilisation du seuil, cependant pour les modèles M1a, M4 et M9 et pour les seuils de 2 et 5 m³/h, cette dégradation n'est pas très significative et la simulation des faibles débits reste assez correcte même s'ils n'ont pas été pris en compte par le critère de calage. Ceci indique que leurs structures sont assez robustes pour leur permettre de donner des résultats corrects même sous des conditions qui n'ont pas été prises en compte lors du calage.

Ce résultat est très important et permet en particulier d'apprécier la capacité d'un modèle à reproduire différents types d'apport même si ces derniers n'ont pas un grand "poids" dans les critères de calage ou ne sont pas très bien représentés durant la période de calibration adoptée.

3.8. LE MODELE RETENU

Par rapport aux différentes variantes testées, les modèles M1a, M5 et M9 ont permis d'obtenir les meilleures performances globales vis à vis des critères d'appréciation et de calage utilisés. Ces performances sont très proches et le choix du modèle à retenir pour la suite de l'étude nécessite d'examiner plus en détail leurs structures et leurs résultats.

En effet, les modèles M5 et M9 sont très semblables et ne diffèrent que par la manière de répartir la lame d'eau efficace entre l'écoulement rapide et lent. Pour M5 la fraction de la pluie efficace qui alimente le réservoir de drainage rapide et celui de drainage lent est maintenue constante pour toute la chronologie et se présente comme un paramètre du modèle. Par contre pour le modèle M9, cette fraction est contrôlée par le stock dans le réservoir de drainage lent et présente de ce fait des variations en relation avec l'évolution du contexte hydrologique et les antécédents pluvieux (cf. figure 3.19b). Ce type de partage entre les écoulements (rapides, lents) a été introduit dans le modèle afin de traduire l'idée acquise à partir des résultats expérimentaux concernant le rôle du niveau de saturation du sol et la formation des nappes perchées dans la dynamique des apports parasites. Cette approche a l'avantage d'être plus attachée à une représentation conceptuelle simplifiée des mécanismes mis en jeu et fournit a priori une meilleure possibilité de transposition à d'autres sites. Ceci est confirmé par les résultats obtenus par le modèle M9 sur le site du LCPC qui sont légèrement meilleurs que ceux du modèle M5 (surtout pour l'erreur de bilan).

Pour le modèle M1a, qui présente un paramètre de moins par rapport au modèle M9, les résultats obtenus sur le site du LCPC sont également légèrement moins performants (e.g.

critère de Nash = 88.6% pour M1a et 90.3% pour M9, erreur de bilan = -11.4% pour M1a et -6.1% pour M9). D'autre part, en examinant la chronologie des débits mesurés et simulés par le modèle M1a (cf. figures 3.13 et A2.5 de l'Annexe A2), on constate que les décrues simulées sont trop rapides par rapport à celles observées, ce qui explique en partie l'erreur de bilan. La variabilité du débit de drainage lent simulé apparaît aussi moins importante et moins significative par rapport à celle obtenue par M9. Ceci est probablement dû au fait que pour M1a, la fonction de production et celle de transfert du drainage lent sont traitées dans le même réservoir.

Pour le modèle M9, la qualité de simulation obtenue sur le site du LCPC est assez satisfaisante. Sa structure composée de 3 réservoirs et faisant intervenir 6 paramètres reste relativement simple (figure 3.23) et n'a pas posé de problème particulier lors de la procédure de calage. De ce fait et compte tenu de l'ensemble des résultats obtenus et des remarques indiquées ci-dessus, ce modèle a été retenu comme la base de notre travail pour la suite de cette étude.

Cependant, avant de pouvoir l'utiliser pour des applications à d'autres sites, il est tout d'abord nécessaire de lui faire subir un certain nombre de tests supplémentaires afin de vérifier sa crédibilité et sa capacité réelle à être transposé.

3.8.1. Loi de vidange des réservoirs de transfert

Dans le modèle M9, les lois de vidange quadratiques adoptées pour les deux réservoirs de transfert (drainage lent, drainage rapide) ont permis d'obtenir des résultats satisfaisants sur le site du LCPC. Pour certaines versions testées, ces lois ont été comparées à des lois de vidange linéaires qui n'ont pas permis d'ailleurs d'améliorer les résultats de simulation.

Cependant, on a constaté, à partir des différents critères d'appréciation utilisés que les erreurs de simulations concernent en grande partie les fortes valeurs du débit. Il est alors possible de penser que l'utilisation d'autres lois de vidanges dans le modèle M9 pourraient améliorer la restitution des débits de pointes et par conséquent la qualité globale de simulation.

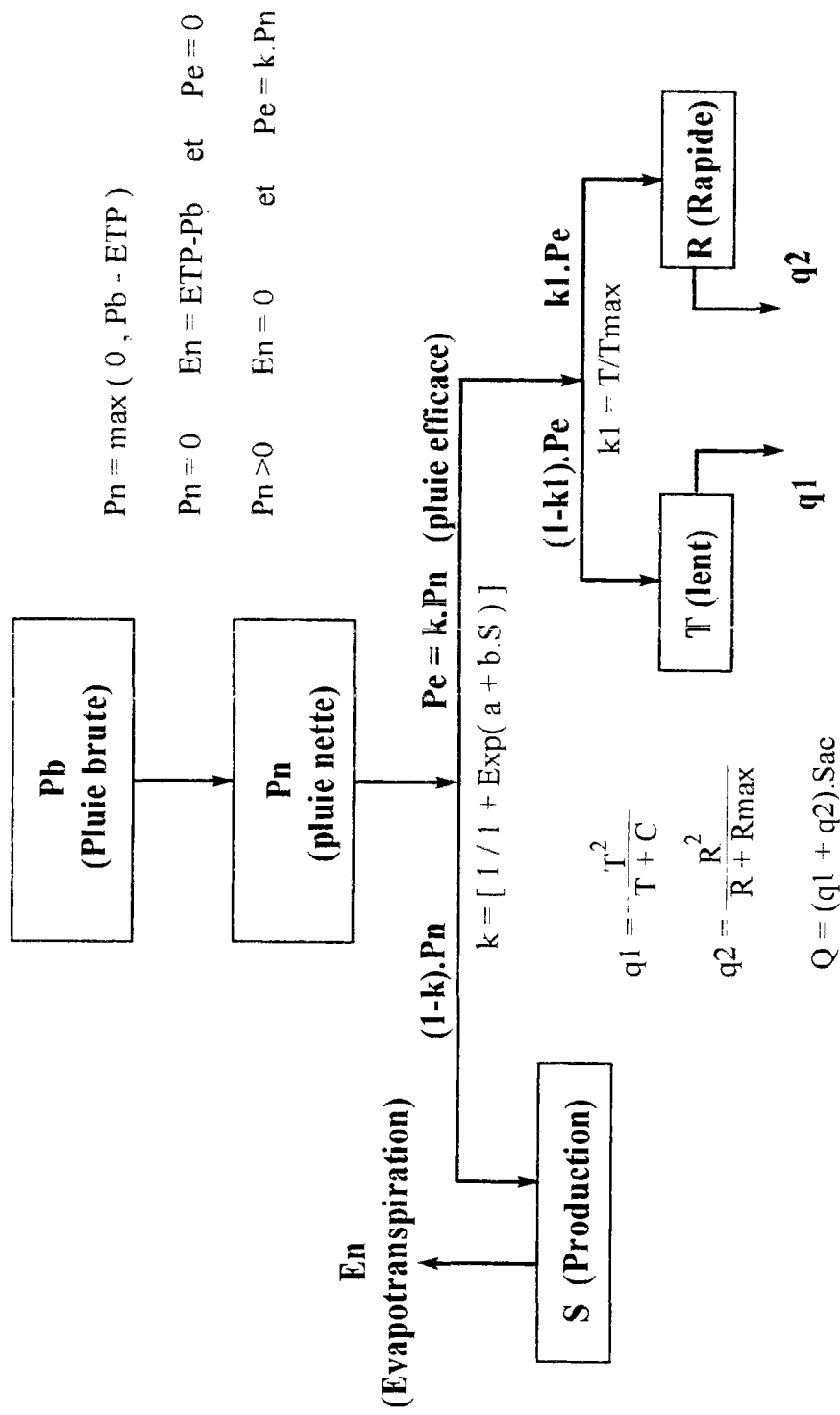


Figure 3.23: Structure du modèle retenu.

C'est pourquoi on a testé pour les deux réservoirs de transfert des lois de vidanges de la forme suivante:

$$q_v(t) = m \cdot [R(t)]^n \quad (3.43)$$

avec $n > 1$, (pour $n = 1$, la loi de vidange est linéaire et sera examinée séparément).

En considérant uniquement la vidange du réservoir, on peut donc écrire que la variation du stock est égale au débit relâché à chaque instant :

$$q_v(t) = -\frac{dR}{dt} = m \cdot R^n(t) \quad (3.44)$$

soit: $-\frac{dR}{R^n} = m \cdot \Delta t$

En intégrant cette relation sur le pas de temps Δt on obtient :

$$\frac{1}{[R(t + \Delta t)]^{n-1}} - \frac{1}{[R(t)]^{n-1}} = (n-1) \cdot m \cdot \Delta t \quad (3.45)$$

Cette équation peut être encore exprimée de la manière suivante :

$$\frac{1}{[R(t + \Delta t)]^{n-1}} = \frac{1}{[R(t)]^{n-1}} + \frac{1}{[R_{\max}]^{n-1}} \quad (3.46)$$

avec $\frac{1}{[R_{\max}]^{n-1}} = (n-1) \cdot m \cdot \Delta t$

où R_{\max} est le paramètre de transfert.

Le volume relâché par le réservoir de transfert à la fin du pas de temps q (exprimé en mm) peut être alors obtenu par la relation suivante :

$$q = R(t) - R(t + \Delta t) \quad (3.47)$$

et en remplaçant $R(t+\Delta t)$ par sa valeur donnée par l'expression (3.46), l'équation (3.47) permet d'écrire:

$$q = R(t) \left[\frac{1}{\frac{1}{[R(t)]^{n-1}} + \frac{1}{[R \max]^{n-1}}} \right]^{\frac{1}{n-1}} \quad (3.48)$$

Pour les deux réservoirs R et T, cette fonction de transfert a été utilisée avec des valeurs de $n = 2, 3, 4, 5,$ et 6 et dans chaque cas on a procédé au calage des paramètres du modèle et à l'évaluation des différents critères d'appréciation.

Les données utilisées sont celles recueillies sur le site du LCPC durant toute la période de mesure (16 mois).

Les résultats de cette analyse sont présentés dans les tableaux 3.12 et 3.13.

Réservoir de drainage rapide R

n	Paramètres						NASH (%)	Erreur de bilan (%)
	a	b	C x 10 ⁴ (mm)	Rmax (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)		
2	2.72	-0.033	4.21	112.8	88.6	4.43	90.3	-6.1
3	2.59	-0.0333	6.28	39.1	88.7	4.39	89.97	-6.13
4	2.5	-0.0328	7.93	34.2	86.9	4.35	89.65	-6.53
5	2.44	-0.0325	9.36	35.6	85.2	4.32	89.37	-6.95
6	2.41	-0.0323	10.55	38.8	83.5	4.31	89.14	-7.32

Tableau 3.12: Résultats du calage du modèle pour différentes lois de vidange du réservoir de drainage rapide.

On remarque que pour le réservoir de drainage rapide R le critère de Nash ainsi que l'erreur de bilan montrent une dégradation de la qualité de simulation quand l'exposant n augmente. La relation quadratique ($n = 2$) a permis d'obtenir le meilleur résultat et sera donc retenue pour la vidange de ce réservoir.

Réservoir de drainage lent T

Paramètres								
n	a	b	C $\times 10^4$ (mm)	Rmax (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)	NASH (%)	Erreur de bilan (%)
2	2.72	-0.033	4.21	112.8	88.6	4.43	90.3	-6.1
3	2.88	-0.0344	0.1368	111.1	114.7	4.46	90.85	-6.77
4	2.95	-0.0343	0.0507	104.7	135.5	4.46	89.8	-7.41
5	3.05	-0.0354	0.0379	103.7	168.5	4.48	89.2	-8.09
6	3.12	-0.0361	0.0135	101.8	182.3	4.49	88.94	-8.74

Tableau 3.13: Résultats du calage du modèle pour différentes lois de vidange du réservoir de drainage lent.

Pour le réservoir de drainage lent T, on constate que le critère de Nash augmente légèrement pour $n = 3$ puis il décroît à partir de $n = 4$. Cependant, cette amélioration n'a pas été accompagnée d'une réduction de l'erreur de bilan qui a plutôt augmenté.

Par rapport à la loi de vidange quadratique, l'amélioration de la qualité d'ajustement apportée par l'utilisation d'une expression cubique ($n=3$) n'est donc pas très significative d'autant plus qu'elle augmente l'erreur bilan. De ce fait, et compte tenu de la simplicité de l'expression quadratique, son remplacement par une loi de vidange cubique ne peut pas être totalement justifié.

Comme pour le réservoir de drainage rapide, on a donc retenu une loi de vidange quadratique pour le drainage lent.

3.8.2. Efficacité de la procédure de calage

Il s'agit de vérifier la reproductibilité du calage du modèle et d'examiner l'influence des valeurs initiales des paramètres sur le résultat obtenu. On s'intéresse aussi aux performances des trois algorithmes d'optimisation utilisés qui seront comparées vis à vis de ce critère et également du temps de calcul nécessaire pour atteindre les valeurs optimales des paramètres.

Pour cela, on a considéré plusieurs jeux de paramètres initiaux et on a procédé dans chaque cas au calage du modèle en utilisant les trois méthodes mentionnées:

- la méthode de ROSENBROCK
- la méthode du Simplex
- la méthode du Recuit simulé

La connaissance *a priori* des valeurs optimales des paramètres obtenues lors du développement du modèle, nous a permis de choisir les jeux des paramètres initiaux de manière à se placer de part et d'autre de la valeur optimale de chacun des paramètres.

Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau 3.14.

On constate que pour les trois jeux de paramètres initiaux utilisés, les trois méthodes convergent vers la même solution. Les écarts entre les valeurs des paramètres obtenus par chacune des méthodes sont relativement faibles, ils sont probablement dus au critère de convergence qui n'est pas pris en compte de la même manière par les trois algorithmes. En effet, le choix du critère d'arrêt pour une méthode d'optimisation donnée, souvent désigné par la tolérance, peut avoir une influence sur la précision finale de l'optimum obtenu. ISABEL et VILLENEUVE, 1986 ont constaté à partir des essais effectués sur des données synthétiques, que les techniques d'optimisation n'étaient pas sensibles de la même façon au critère de convergence. Ils ont également remarqué que le choix de ce critère conditionne l'approche finale de l'optimum recherché et agit surtout sur la précision de la solution obtenue.

Il faut souligner que les valeurs finales de la fonction critère (somme des écarts quadratiques) obtenues pour tous les cas testés sont également très proches. Ce résultat est très rassurant dans la mesure où il permet déjà de penser que la fonction critère ne présente pas d'optimum secondaires, ou du moins qu'ils ne constituent pas des sérieux obstacles pour les méthodes de calage utilisées.

D'autre part, pour des résultats qui sont plus ou moins équivalents, les trois méthodes testées n'ont pas nécessité les mêmes efforts de calcul. En effet, la méthode de Simplex apparaît comme étant la plus économique en temps de calcul si l'on considère le nombre d'itérations effectuées pour aboutir à la solution optimale.

Pour la méthode du recuit simulé qui est utilisée ici comme une forme améliorée de la méthode du simplex, le nombre des itérations effectuées est en effet supérieur à celui de la

Paramètres	valeurs initiales	Résultat du calage			valeurs initiales	Résultat du calage			valeurs initiales	Résultat du calage		
		ROS.	SIM.	R.S		ROS.	SIM.	R.S		ROS.	SIM.	R.S
a	2.00	2.74	2.72	2.72	5.00	2.78	2.74	2.73	5.00	2.80	2.73	2.72
b	-0.02	-0.033	-0.034	-0.034	-0.08	-0.032	-0.033	-0.033	-0.01	-0.033	-0.034	-0.034
C x10 ⁴ (mm)	1	4.18	4.21	4.208	10	4.36	4.22	4.2	0.5	4.26	4.19	4.22
Rmax (mm)	50.00	111.90	112.40	112.60	300.00	118.50	116.40	113.00	250.00	118.00	113.20	112.50
Tmax (mm)	50.00	88.90	88.20	88.30	200.00	87.40	89.00	88.30	20.00	88.00	87.50	88.30
Sac (ha)	2.50	4.45	4.44	4.43	6.00	4.43	4.44	4.43	2.00	4.45	4.51	4.44
CR (S.E.Q) x10 ⁴ (m ³ /h) ²	122.36	1.7631	1.7629	1.7629	82.523	1.781	1.7701	1.7642	102.235	1.776	1.7682	1.763
Nombre d'itération		963	622	854		864	744	878		858	622	839

ROS. : Rosenbrock

SIM. : Simplex

R.S. : Recuit Simulé

Tableau 3.14: Résultats du calage avec plusieurs jeux de paramètres initiaux pour les trois méthodes utilisées.

méthode de base. Ceci provient du fait que cette technique a été développée essentiellement pour surmonter les optimum secondaires et aboutir à un l'optimum global. Par rapport à la méthode du simplexe, elle présente donc une procédure de recherche stochastique supplémentaire qui lui permet d'évoluer même dans le cas où il n'y a pas d'amélioration de la fonction critère. Ce type d'approche qui est très efficace dans le cas de fonctions compliquées peut entraîner des calculs quelque peu excessifs pour des problèmes plus simples et qui peuvent être résolus par les méthodes classiques.

Pour la méthode de ROSENBROCK, les efforts de calculs sont également supérieurs à ceux de la méthode du Simplexe. Cependant, elle présente l'avantage de pouvoir intégrer des contraintes sur le domaine de variation de chacun des paramètres.

Compte tenu de ces remarques, la méthode de Simplexe sera utilisée dans la suite de ce travail pour le calage des paramètres du modèle.

3.8.3. Essai du modèle avec des pas de temps plus longs

Le choix du pas de temps du modèle définit sa résolution temporelle et le niveau avec lequel il permet de suivre l'évolution de ses variables. Il constitue de ce fait une caractéristique importante du modèle qui doit être compatible d'une part avec la dynamique des phénomènes modélisés, et d'autre part avec les objectifs fixés et les moyens disponibles pour l'acquisition et le traitement des données.

Pour les modèles hydrologiques, les processus physiques mis en jeu présentent souvent une dynamique variable selon le niveau d'excitation apporté par les variables de forçage, et plus particulièrement la pluie. Il en résulte que si le pas de temps est fin, il peut engendrer durant certaines périodes de l'année où l'évolution des phénomènes est assez lente (e.g. période estivale), des efforts de calcul excessifs et souvent non justifiés. Par contre, si le pas de temps est important, il peut masquer les effets de certains phénomènes rapides et entraîner des difficultés pour l'interprétation des résultats obtenus. Pour cette raison, le choix du pas de temps doit réaliser aussi un compromis entre les objectifs à atteindre et les moyens de calcul disponibles.

Pour surmonter les problèmes posés par le choix du pas de temps et éviter les calculs superflus, certains modèles hydrologiques opèrent avec un pas de temps variable. Ces modèles qui ne sont pas encore très nombreux procèdent au changement de leur résolution temporelle en fonction du niveau d'excitation apporté par la pluie. Cela suppose l'élaboration des relations

qui permettent de basculer d'un mode de fonctionnement associé au pas de temps initial à un autre mode définie par le nouveau pas de temps (HUGHES, 1992). L'identification de ces relations, notamment pour les paramètres du modèle, constituent la difficulté majeure dans ce type d'approche et nécessite d'être développée d'avantage.

Dans notre cas, le choix du pas de temps horaire pour le modèle permet essentiellement de suivre l'évolution des apports parasites dans les réseaux d'assainissement d'une manière compatible avec la dynamique de certains types de ces apports. En particulier, le drainage rapide des eaux d'infiltration dont le temps de réponse à la pluie peut être relativement court (quelques heures). D'autre part, la simulation des chronologies de débit au pas de temps horaire permet aussi de vérifier le dimensionnement ou le réglage des ouvrages existants (par exemple la quantification des surverses, réglage des déversoirs d'orage). Elle peut être également utilisée pour le dimensionnement de nouveaux aménagements tels que les ouvrages de transit et certains ouvrages de traitement. Cependant, pour d'autres types d'application (quantification globale des ECP, calcul de la capacité de stockage,...), l'utilisation du pas de temps horaire ne peut plus être totalement justifié et des pas de temps plus longs peuvent s'avérer suffisants.

De ce fait, il serait donc intéressant d'examiner la capacité du modèle à s'adapter à des pas de temps plus longs, d'autant plus qu'on dispose plus facilement de longues chronologies de données pluviométriques journalières.

Pour cela, il est tout d'abord nécessaire d'exprimer le modèle sous une forme intrinsèque, ou plus exactement instantanée, donc indépendante du pas de temps.

Alimentation du réservoir de production S

Lorsque la pluie dépasse l'évapotranspiration potentielle, la fraction de pluie nette est donc P_n , et l'alimentation du réservoir de production en fonctionnement instantané s'écrit:

$$\frac{dS}{dt} = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + e^{a+bS}} \right) \right] p_n(t) \quad (3.49)$$

L'intégration de cette équation sur un pas de temps Δt durant lequel on reçoit la quantité de pluie nette P_n donne:

$$S(t + \Delta t) = S(t) + P_n - \frac{1}{b \cdot e^a} \left[e^{-bS(t)} - e^{-bS(t+\Delta t)} \right] \quad (3.50)$$

Cette relation exprimant le stock dans le réservoir production à la fin du pas de temps $S(t+\Delta t)$ en fonction de celui au début du pas de temps $S(t)$ et de la pluie nette reçue P_n , n'est pas explicite et l'évaluation de $S(t+\Delta t)$ est obtenue par un calcul itératif.

Soutirage dans le réservoir de production S

Lorsque, contrairement au cas précédent, l'évapotranspiration potentielle ETP est supérieure à la pluie, on a l'équation suivante:

$$\frac{dS}{dt} = -e_n(t) \quad (3.51)$$

où e_n est l'évaporation nette (après neutralisation avec la pluie). L'intégration de cette équation sur un pas de temps donne simplement:

$$S(t+\Delta t) = S(t) - E_n \quad (3.52)$$

où E_n est le volume de l'évapotranspiration nette (en mm) soutiré durant le pas de temps Δt .

Alimentation du réservoir de drainage lent T

Le réservoir de drainage lent est alimenté par une fraction de la pluie efficace P_e qui est en fait l'excédent de la pluie nette qui n'a pas servi à recharger le stock dans le réservoir de production. P_e peut être calculé à chaque pas de temps de la manière suivante:

$$P_e = P_n - [S(t+\Delta t) - S(t)] \quad (3.53)$$

L'expression instantanée pour l'alimentation du réservoir de drainage le s'écrit alors:

$$\frac{dT}{dt} = (1 - K_1) \cdot p_e(t) = \left[1 - \frac{T}{T_{\max}} \right] \cdot p_e(t) \quad (3.54)$$

ce qui donne après intégration sur un pas de temps:

$$T(t + \Delta t) = T_{\max} - [T_{\max} - T(t)] \cdot e^{-\frac{P_e}{T_{\max}}} \quad (3.55)$$

où, $P_e = \int_t^{t+\Delta t} p_e(t) dt$, est le volume de la pluie efficace exprimé en mm.

Alimentation du réservoir de drainage rapide R

Connaissant la fraction de la pluie efficace qui alimente le réservoir de drainage lent, le stock d'eau dans le réservoir de drainage rapide est alors obtenue à la fin de chaque pas de temps par l'équation suivante:

$$R(t + \Delta t) = R(t) + \{Pe - [T(t + \Delta t) - T(t)]\} \quad (3.56)$$

Vidange des deux réservoirs de transfert T et R

Comme mentionné précédemment, les relations quadratiques adoptées pour la vidange des deux réservoirs de transfert sont déjà intégrées sur le pas de temps et peuvent donc être directement utilisées dans cette nouvelle conception du modèle.

A partir de ce nouveau schéma, on a donc procédé au calage des paramètres du modèle en utilisant des pas de temps de 6, 12 et 24 heures.

Le tableau 3.15 donne les valeurs des paramètres obtenues ainsi que le critère de Nash et l'erreur de bilan évaluées sur toute la période de mesure (site du LCPC).

Pas de temps (h)	Paramètres						NASH (%)	Erreur de bilan (%)
	a	b	C x 10 ⁴ (mm)	Rmax (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)		
1 heure	2.72	-0.033	4.208	112.8	88.6	4.43	90.3	-6.1
6 heures	2.713	-0.0334	1.1477	87.93	68.52	4.5	88	-7.4
12 heures	2.709	-0.0347	0.6002	51.29	74.53	4.57	89.5	-7.2
24 heures	2.202	-0.0307	0.5303	48.71	81.16	4.62	90.2	-7.8

Tableau 3.15: Résultats du calage du modèle avec des pas de temps plus longs.

On constate tout d'abord que les valeurs des paramètres de la fonction de production (a et b) et le paramètre représentatif de la surface qui contribue au drainage Sac, n'ont pas changé d'une manière considérable par rapport à ceux obtenues avec le pas de temps horaire. Cependant, pour les paramètres de transfert (Rmax et C), les variations sont beaucoup plus significatives. En effet, plus le pas de temps de calcul est important, plus la valeur de ce deux paramètres est faible afin de permettre de relâcher des débits plus importants.

Les valeurs du critère de Nash obtenues indiquent que la qualité de simulation fournie par le modèle est satisfaisante pour les trois pas de temps utilisées. Les figures 3.24, 3.25 et 3.26 donnant des exemples de représentation du débit mesuré et simulé respectivement avec des pas de temps de 6, 12 et 24 heures, montrent également une bonne concordance entre ce deux débits aussi bien durant les périodes sèches que durant les périodes pluvieuses. Cependant, on note aussi une légère augmentation de l'erreur de bilan par rapport à celle obtenue avec le pas de temps horaire.

Ce résultat est très intéressant et montre que le modèle fonctionnant aussi bien avec des pas de temps plus longs peut être utilisé pour des applications qui ne nécessiteraient pas une résolution temporelle très fine (e.g. dimensionnement des ouvrages de stockage à l'amont des stations d'épuration, ...).

D'autre part, lorsque les données nécessaires au calage du modèle (pluie, débit) ne peuvent pas être obtenues à l'échelle de l'heure, ce type d'adaptation peut être d'une grande utilité et permet surtout de pouvoir appliquer le modèle avec un pas de temps de simulation qui soit compatible avec les mesures disponibles.

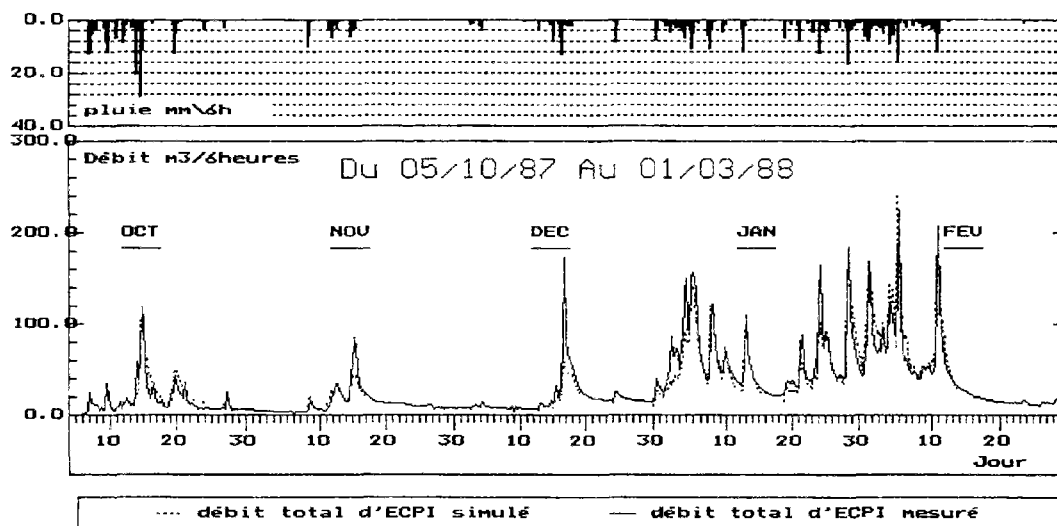


Figure 3.24: Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps de 6 heures

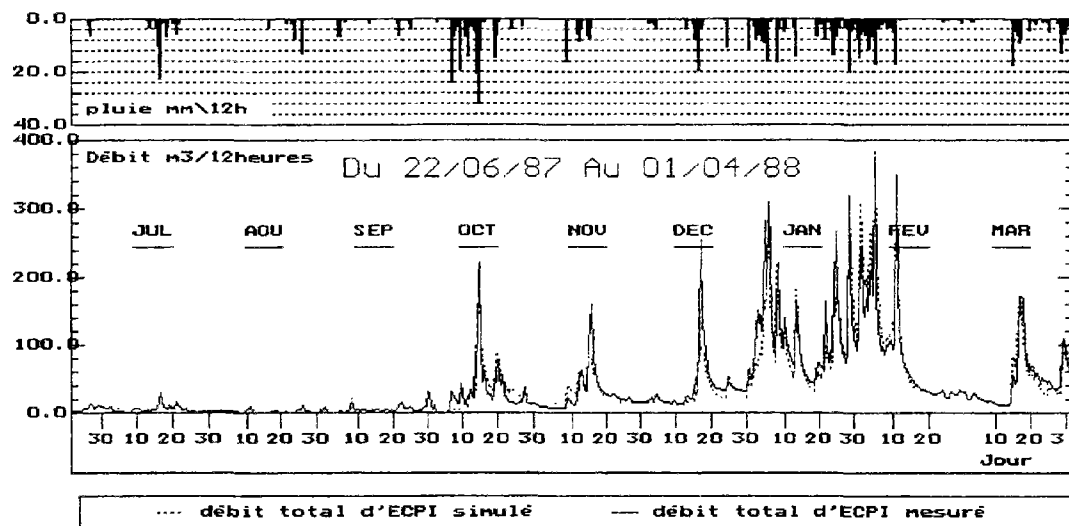


Figure 3.25: Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps de 12 heures

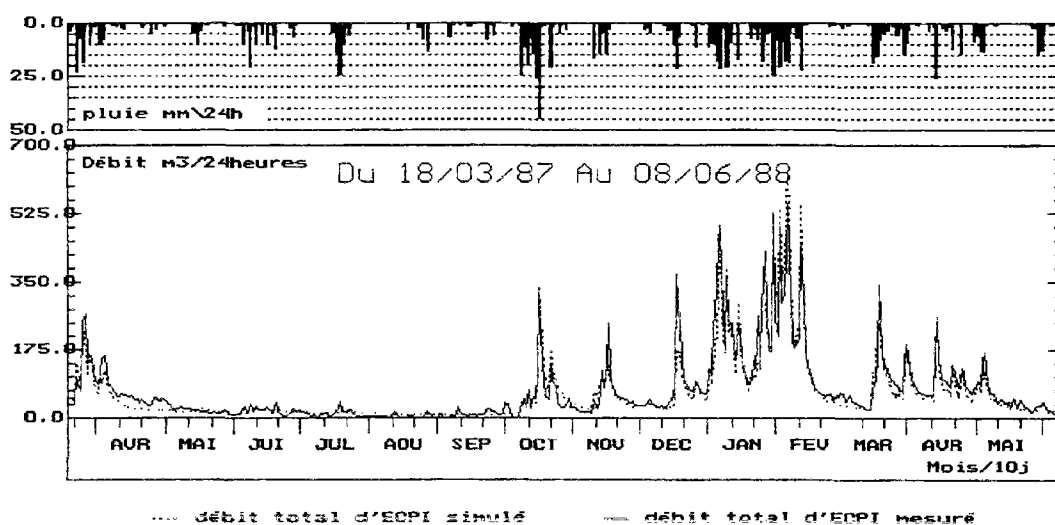


Figure 3.26: Débit total d'ECPI mesuré et simulé au pas de temps journalier

3.9. CONCLUSIONS

L'objectif principal de cette étude est de mettre au point un modèle de simulation des E.C.P. d'infiltration capable de fournir un outil pratique d'aide au diagnostic et à la gestion des réseaux.

Pour répondre à cet objectif, le modèle recherché doit être adapté aux applications spécifiques que l'on veut en faire ainsi qu'aux moyens de mesure disponibles et auxquels on

peut s'attendre dans les futures utilisations. Il est vraisemblable qu'il existe plusieurs façons d'approcher le problème de la transformation pluie-débit d'E.C.P., toutefois la prise en compte des contraintes d'ordre pratique déjà évoquées et l'analyse des processus responsables des apports d'E.C.P. d'infiltration ont permis de guider notre première tentative de modélisation.

En effet, on a cherché à mettre au point un outil simple, facile d'utilisation en particulier pour la réalisation des travaux préliminaires nécessaires à l'utilisation d'un modèle opérationnel (calage, initialisation, estimation a priori...).

Dans ce sens, le modèle de départ proposé est un modèle conceptuel global au pas de temps horaire comportant 2 réservoirs et faisant intervenir 3 paramètres. Sa structure de base est inspirée des modèles hydrologiques les plus simples et qui ont fait l'objet de nombreuses applications aussi bien en milieu rural qu'en milieu urbain.

L'approche conceptuelle paraît tout à fait adaptée aux problèmes posés par les apports d'E.C.P. d'autant plus qu'elle a fourni de bons résultats lors des études antérieures (BREIL, 1990, GUSTAFSSON et Al., 1991).

L'analyse des résultats obtenus par le modèle de départ Mo montre que malgré la simplicité de la structure adoptée, la simulation des apports d'E.C.P. est assez satisfaisante dans l'ensemble. Cependant, certaines insuffisances sont apparues et à plusieurs niveaux. Elles concernent essentiellement la simulation des débits durant la période de reprise des écoulements, les pointes de débit et la restitution des volumes d'E.C.P. sur des longues périodes.

Pour améliorer la qualité de simulation du modèle, il a fallu examiner les différentes pistes possibles en mettant en cause chacune des fonctions spécifiques du modèle, à savoir la production de la pluie nette et la fonction de transfert. Cela a entraîné un certain nombre d'essais de versions différentes de modèles en ne modifiant à chaque fois qu'une seule composante de la variante étudiée.

Les diverses modifications ont permis d'améliorer d'une façon considérable les résultats obtenus par la version de départ Mo. En contre partie, cela a entraîné une augmentation du nombre des paramètres pour les versions les plus performantes ainsi qu'une structure plus complexe.

En effet, le modèle donnant le meilleur résultat est à 3 réservoirs et fait intervenir 6 paramètres (M9). Par rapport au modèle de départ, les modifications apportées semblent être tout à fait justifiées par la bonne qualité de simulation obtenue, ce qui n'est pas toujours le cas

en comparant les résultats de ce modèle (M9) avec ceux des versions très proches (M5) ou des versions faisant intervenir un nombre de paramètres moins important (M1a).

Des tests supplémentaires se sont avérés alors nécessaires pour pouvoir juger les performances de toutes les versions étudiées et de justifier le choix du modèle à retenir pour la suite du travail.

Le traitement proposé consiste à utiliser des critères d'appréciation de la qualité de simulation et également de calage, plus précis et en même temps mieux adaptés à certaines applications projetées. Les résultats obtenus ont en grande partie d'une part; confirmé les bonnes performances des modèles M9, M1a et M5 déjà constatées lors du premier calage et d'autre part, permis d'apprécier en particulier la robustesse de la structure du modèle M9 qui a présenté de bonnes performances vis-à-vis de tous les critères testés.

Ce modèle présente une structure qui reste relativement simple et n'a pas entraîné de difficultés particulières lors de son calage, il peut par conséquent constituer notre base de travail pour les applications sur d'autres bassins versants afin de vérifier sa crédibilité et de pouvoir encore améliorer ses performances.

Enfin, le test du modèle retenu avec des pas de temps plus longs a permis d'obtenir des résultats très satisfaisants et qui permettront d'élargir son domaine d'application.

CHAPITRE 4

CHAPITRE 4

ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU MODELE RETENU

4.1. INTRODUCTION

Le modèle retenu pour la suite de ce travail a permis d'obtenir des résultats satisfaisants sur le site du LCPC. Ses performances vis à vis des différents critères utilisés ont montré que sa structure relativement simple se prête bien à la description du phénomène de drainage des ECPI. Ce modèle n'a pas également posé de difficultés particulières lors du calage de ses paramètres qui s'est montré reproductible pour les trois méthodes d'optimisation testées. Cependant, une analyse plus fine de ses caractéristiques et notamment du rôle joué par ses différents paramètres est nécessaire pour vérifier sa capacité à répondre aux objectifs que nous nous sommes fixés et valider son utilisation pour des applications futures.

La première partie de ce chapitre est donc consacrée à l'analyse de la sensibilité des variables simulées par le modèle aux variations des paramètres. Cette analyse a nécessité la définition d'un indice permettant d'évaluer la sensibilité de chaque variable simulée à la modification d'un des paramètres du modèle. C'est à dire, comparer l'influence relative des paramètres et identifier ceux dont la bonne estimation est capitale pour le bon fonctionnement du modèle. Selon la nature de la variable considérée, trois formulations de l'indice de sensibilité ont été utilisés et qui prennent en compte:

- le caractère global ou instantané de la variable simulée,
- dans le cas d'une variable fonction du temps, la disponibilité ou non de mesures pouvant être comparées directement à la variable simulée,

Dans la deuxième partie on s'intéresse à l'analyse de la surface de réponse des paramètres du modèle. Cela consiste à visualiser cette surface dans l'espace de chaque couple de paramètres afin de déceler les éventuelles difficultés qui peuvent apparaître lors de la procédure de calage (existence d'optimum secondaires, discontinuités de la fonction critère, interaction entre les paramètres, ...).

Dans la troisième partie on approfondit le problème posé par l'interdépendance entre les paramètres et les effets de compensation qui en résultent. Il s'agit dans un premier temps d'évaluer l'importance des interactions et d'identifier les paramètres les plus concernés. Par la suite on a examiné l'impact de ces effets sur la procédure de calage et sur les résultats fournis par le modèle.

Dans la dernière partie de ce chapitre on présente une analyse de l'influence des données utilisées lors du calage sur la qualité de simulation fournie par le modèle. Cette analyse a comme objectif de vérifier les performances du modèle en dehors de la période de calage et de préciser les critères permettant de faire un choix convenable de ces données et également.

4.2. ANALYSE DE SENSIBILITE

4.2.1. Généralités

L'analyse de sensibilité est une procédure largement utilisée dans le domaine de la modélisation mathématique. Elle consiste à évaluer l'impact de la modification d'une seule variable de forçage ou d'un paramètre préalablement estimé (pendant que tous les autres sont maintenus constants) sur une variable simulée par le modèle.

Cette analyse se présente comme un test a posteriori qui intervient une fois que la représentation mathématique du phénomène à modéliser a été identifiée. Celle-ci comporte la définition de la structure du modèle, des variables d'entrée/sortie, des variables d'état, des paramètres ainsi que l'ensemble des relations entre ces éléments. Une première estimation de la valeur des paramètres est également nécessaire.

Les renseignements obtenus à partir de l'analyse de sensibilité peuvent être d'une grande utilité aussi bien pour le développement et l'amélioration des modèles, que pour faciliter leurs futures applications.

Les objectifs essentiellement visés par cette analyse sont les suivants :

- 1 - déterminer l'influence relative des paramètres sur la réponse du modèle et identifier ceux dont la bonne estimation est capitale pour l'utilisation du modèle.
- 2 - évaluer les erreurs de simulation dues uniquement à l'incertitude sur l'estimation des paramètres.
- 3 - connaître le niveau de précision recherché pour chacun des paramètres du modèle afin d'améliorer l'efficacité de la procédure de calage et éviter les calculs inutiles.
- 4 - déceler une éventuelle redondance ou insuffisance au niveau de la paramétrisation du modèle.

Dans le domaine des ressources en eaux et notamment la modélisation hydrologique de la transformation pluie-débit, l'intérêt des études de sensibilité a été évoqué par plusieurs auteurs (*e.g.* DAWDY et O'DONNELL 1965, McCUEN 1973, DESBORDES, 1976, WOOD 1976, MEIN et BROWN 1978, SOROOSHIAN et ARFI 1982, YEH 1982, KUCZERA 1983, TRONTMAN 1985 a et b,...)

Cependant, plusieurs approches de l'analyse de sensibilité ont été utilisées. Ces approches peuvent être différentes selon la nature et la complexité des modèles étudiés et selon le type d'information requis pour répondre aux objectifs fixés. Dans la plupart des cas, un indice est utilisé pour quantifier la variation de la réponse du modèle due à la modification des valeurs des paramètres.

Cet indice généralement appelé coefficient de sensibilité est défini par McCUEN et SNYDER 1986, comme étant le taux de variation d'un facteur dû au changement d'un autre facteur. Si on considère qu'une variable H simulée par le modèle peut être représentée par une expression fonctionnelle du type :

$$H = f(P_1, P_2, \dots, P_n) \quad (4.1)$$

où P_1, P_2, \dots, P_n sont les paramètres du modèle, le coefficient de sensibilité SP_i de la variable H par rapport au paramètre P_i est par définition (McCUEN, 1973) :

$$SP_i = \frac{\partial H}{\partial P_i} = \frac{\partial f}{\partial P_i} \quad (4.2)$$

Le calcul de ces coefficients nécessite donc l'évaluation des dérivées partielles de la fonction f par rapport à chacun des paramètres. Néanmoins, dans la plupart des modèles utilisés en hydrologie, il est impossible d'obtenir une solution analytique pour ces dérivées. Elles sont donc calculées approximativement par différences finies.

Pour cela, un développement en série de Taylor peut être appliqué à la fonction f :

$$f(P_1 + \Delta P_1, P_{j/j \neq 1}) = f(P_1, \dots, P_n) + \frac{\partial f}{\partial P_1} \Delta P_1 + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 f}{\partial P_1^2} (\Delta P_1)^2 + \dots \quad (4.3)$$

Une approximation du premier ordre permet alors d'écrire:

$$f(P_1 + \Delta P_1, P_{j/j \neq 1}) \cong f(P_1, P_2, \dots, P_n) + \frac{\partial f}{\partial P_1} \Delta P_1 \quad (4.4)$$

A partir des équations (4-2) et (4-4), le coefficient de sensibilité SP_i peut être exprimé de la manière suivante :

$$SP_i = \frac{\partial f}{\partial P_i} \cong \frac{\Delta f}{\Delta P_i} = \frac{f(P_1 + \Delta P_1, P_{j/j \neq 1}) - f(P_1, P_2, \dots, P_n)}{\Delta P_i} \quad (4.5)$$

Certains auteurs (e.g. LANE et FERREIRA 1980, KAUARK LEITE 1990) recommandent l'utilisation d'une forme adimensionnelle du coefficient de sensibilité qui peut être obtenu à partir de l'équation (4-5) en utilisant les variations relatives de la fonction f et du paramètre P_i :

$$SPA_i \cong \frac{\Delta f / f}{\Delta P / P} \cong \frac{[f(P_1 + \Delta P_1, P_{j/j \neq 1}) - f(P_1, P_2, \dots, P_n)] / f(P_1, P_2, \dots, P_n)}{\Delta P_i / P_i} \quad (4.6)$$

LANE et FERREIRA 1980, proposent une fourchette des valeurs du coefficient SPA_i permettant de juger l'importance de la sensibilité d'une variable simulée par rapport à un paramètre donné :

$SPA_i > 1$	significative
$0,2 < SPA_i < 1$	modérée
$SPA_i < 0,2$	faible

L'utilisation de la méthode exposée ci-dessus nécessite dans un premier temps de déterminer la variable simulée par le modèle pour un jeu de paramètre initial. Le plus souvent, les paramètres optimaux P_i (obtenus par la procédure de calibration) sont utilisés comme point de départ. Par la suite on procède à l'augmentation (ou à la diminution) de chacun des paramètres P_i d'une quantité ΔP_i et à l'évaluation de la variable simulée correspondante.

Une meilleure estimation du coefficient de sensibilité peut être effectuée en calculant la valeur moyenne des coefficients obtenus à partir des deux incréments $+\Delta P_i$ et $-\Delta P_i$.

ROSENBROCK 1960, DECOURSEY et SYNDER 1969, ont utilisé le principe de l'analyse de sensibilité pour développer les techniques de recherche directes des valeurs optimales des paramètres. Cependant, DAWDY et O'DONNELL 1965, ont été parmi les premiers à employer cette méthode comme outil d'analyse des modèles, ils ont examiné l'impact de la perturbation des paramètres de 1, 5 et 10% à partir de leurs valeurs optimales, sur la réponse du modèle hydrologique conceptuel USGS. Pour cela, ils ont comparé la variation de la somme des écarts quadratiques (SEQ) entre les débits mesurés et simulés due à la modification de chaque paramètre. Cette procédure leur a permis de vérifier la stabilité de la fonction critère (SEQ) au voisinage du point optimal, et de classer les paramètres par ordre de leurs sensibilité.

Dans le cas des modèles complexes ou ceux qui présentent un nombre de paramètres assez élevés, cette méthode devient rapidement très coûteuses en temps de calcul, surtout si on veut tester plusieurs échelles de perturbation. C'est pourquoi, Mc CUEN 1973, a développé une méthode permettant d'évaluer d'une façon analytique le coefficient de sensibilité. Elle présente une alternative à la méthode des perturbations, qui permet d'économiser les efforts de calcul et de faciliter l'interprétation des résultats. Elle repose sur l'utilisation des propriétés des variables internes au modèle et le calcul de "composantes" de sensibilité intermédiaires. Ces composantes sont en fait, les dérivées partielles des variables d'état par rapport aux paramètres et dont la détermination permet de remonter à la dérivée de la variable simulée. Malgré le grand intérêt que présente cette méthode, son application n'est pas toujours possible. Le développement mathématique nécessaire à sa mise en oeuvre n'est souvent pas compatible avec certains types de modèles (*e.g.* utilisation des paramètres de type "seuil", relations non explicites entre les variables,...).

D'autres auteurs se sont également intéressés au développement de méthodes analytiques pour faciliter l'analyse de sensibilité (*e.g.* WOOD 1976, GUPTA et SOROOSHIAN 1983,...). Ces méthodes se sont avérées le plus souvent bien spécifiques, soit

aux modèles pour lesquels ils ont été conçus, soit à une certaine catégorie de variables ou de paramètres.

En dehors du domaine d'application des méthodes analytiques, la méthode des perturbations reste toujours employée grâce à sa généralité et la facilité de sa mise en oeuvre.

4.2.2. Sensibilité du volume simulé aux variations des paramètres

Dans ce paragraphe on s'intéresse à la sensibilité du volume d'eaux parasites simulé par le modèle sur une période d'environ 16 mois (du 18/03/87 au 08/06/88). Le volume total de référence est obtenu en utilisant les valeurs optimales des paramètres du modèle qui ont été calés sur la même période.

La figure 4.1 représente les variations relatives du volume total d'eaux parasites d'infiltration simulé en fonction du taux de perturbation des paramètres.

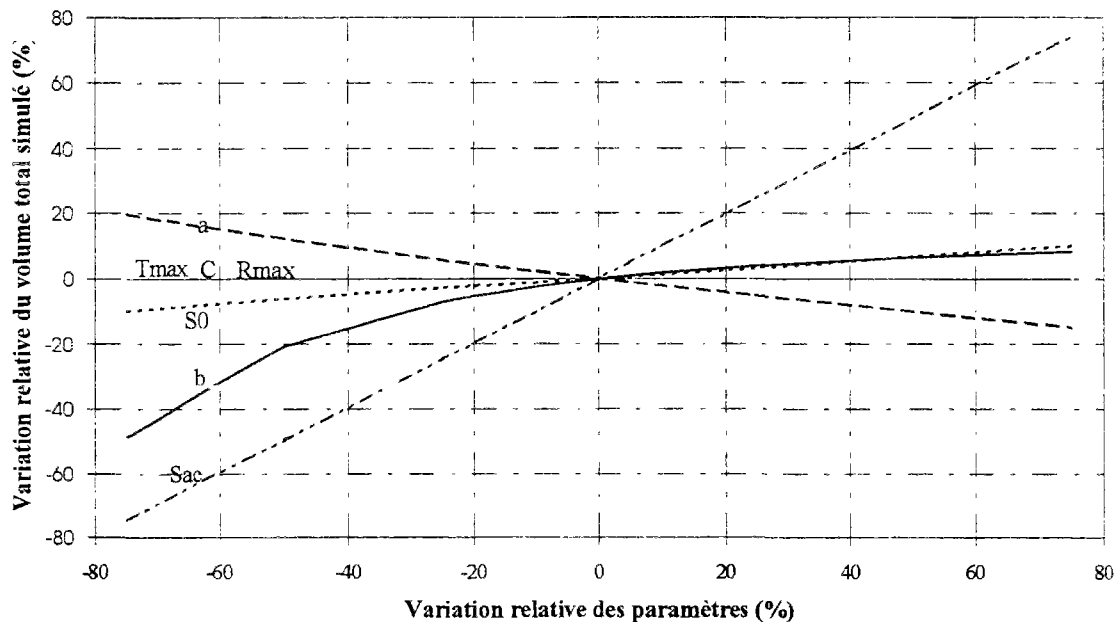


Figure 4.1 : variations relatives du volume total simulé.

On vérifie tout d'abord que la variation des paramètres C, Rmax et Tmax, n'a aucune influence sur le volume total écoulé. En effet, ces paramètres qui interviennent dans la fonction de transfert n'ont aucune action sur la quantité d'eau restituée sur une longue période: ils agissent plutôt sur la répartition dans le temps de ces volumes, et par conséquent sur la forme de l'hydrogramme de sortie. Les variations du volume total d'ECPI simulé par le modèle

dépendent donc essentiellement des paramètres a , b , et S_{ac} . Ce dernier présente une relation linéaire avec le volume puisqu'il intervient dans le modèle comme un facteur multiplicatif de la lame d'eau écoulée. L'effet de sa modification est donc directement ressenti au niveau du volume et dans les mêmes proportions.

Pour les paramètres a et b , les variations relatives du volume total simulé dues au changement de leurs valeurs sont moins importantes, mais assez significatives. A titre d'exemple, on peut noter qu'une modification de -50% des paramètres a et b à partir de leurs valeurs optimales, produit respectivement une variation du volume total simulé de $+12\%$ et -20.5% .

D'autre part, on remarque que pour des grandes perturbations du paramètre b (e.g.: $\pm 50\%$, $\pm 60\%$, ou $\pm 70\%$), les variations correspondantes du volume total simulé sont beaucoup plus importantes lorsqu'il s'agit d'une sous-estimation de sa valeur optimale que lorsqu'il s'agit d'une surestimation. Ce comportement non linéaire du volume vis à vis du paramètre b a été également constaté pour le paramètre a mais avec des variations de volume moins importantes et qui évoluent dans le sens opposé.

La figure 4.2 montre les coefficients de sensibilité relative SPA_i du volume total simulé calculés pour chaque paramètre du modèle selon l'équation (4-6) en faisant varier chaque paramètre de $\pm 25\%$ de sa valeur optimale. Les coefficients obtenus avec d'autres échelles de perturbation ($\pm 5\%$, $\pm 10\%$, $\pm 20\%$, $\pm 50\%$, $\pm 75\%$) sont donnés par la figure A3.1 de l'annexe A3

On constate que le paramètre S_{ac} présente le coefficient de sensibilité le plus élevé ($SPA_{S_{ac}} = 1.0$), ce qui traduit l'importance de son influence sur le volume total simulé. Pour les paramètres a et b les valeurs obtenues sont moins importantes ($SPA_a \cong -0.22$ et $SPA_b \cong 0.24$) mais indiquent une influence assez significative sur le volume simulé.

Enfin, on peut noter qu'une mauvaise initialisation du stock S_0 dans le réservoir production peut avoir un effet sur le volume simulé.

Par la suite on a examiné séparément la sensibilité du volume d'eaux parasites provenant du drainage lent et du drainage rapide des eaux d'infiltration.

Les coefficients de sensibilité relative calculés de la même manière que pour le volume total, sont représentés par les figures 4.3 et 4.4, correspondant également à des perturbations des paramètres de $\pm 25\%$. Les figures A3.2 et A3.3 de l'annexe A3 illustrent les coefficients obtenus avec des variations des paramètres de $\pm 5\%$, $\pm 10\%$ et $\pm 50\%$.

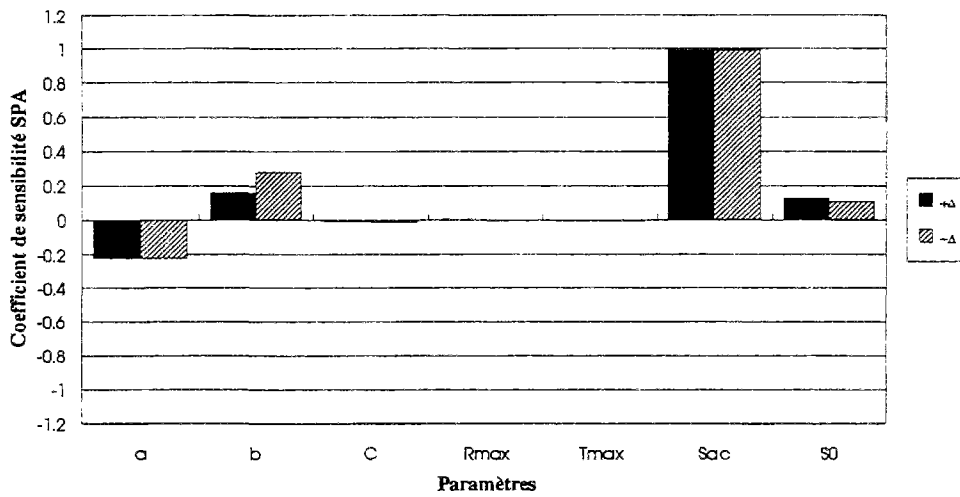


Figure 4.2 : coefficient de sensibilité du volume total (perturbation des paramètres de +/- 25 %)

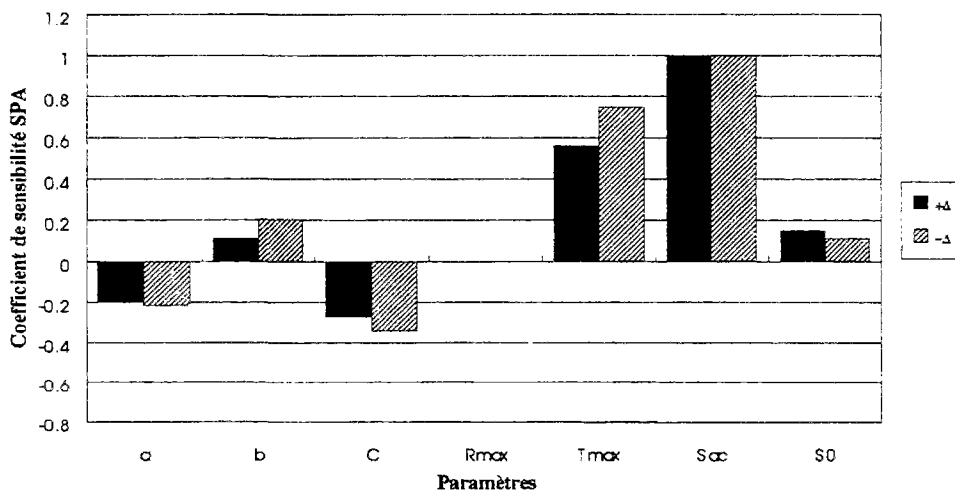


Figure 4.3 : coefficient de sensibilité du volume de drainage lent

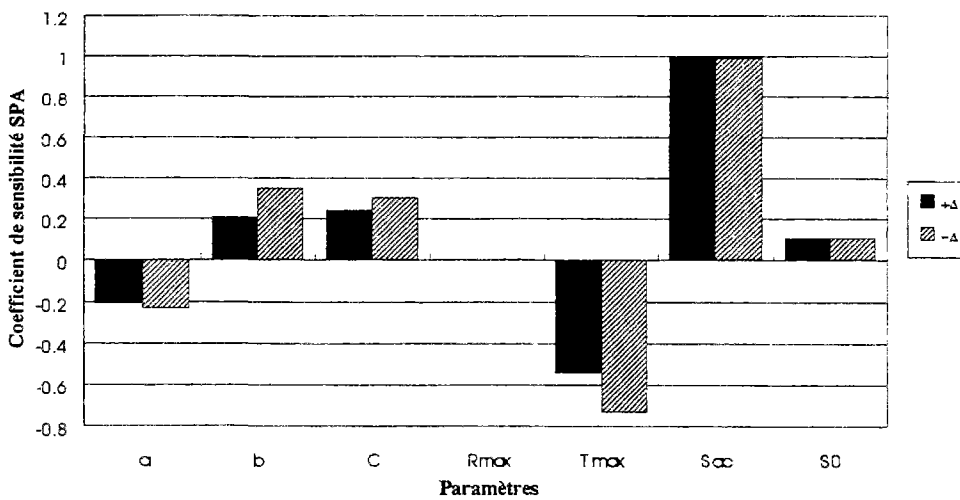


Figure 4.4 : coefficient de sensibilité du volume de drainage rapide

On constate qu'en plus du paramètre d'échelle Sac, le paramètre Tmax, responsable de la répartition de la lame d'eau nette entre le drainage lent et le drainage rapide, présente une influence assez importante sur chacun des deux volumes simulés.

Dans le même sens mais avec une moindre importance, on retrouve le paramètre C qui intervient dans la loi de vidange du réservoir de drainage lent. En effet, puisque le stock dans ce réservoir (T) contrôle l'alimentation de chacun des deux réservoirs de transfert, les volumes qui en résultent sont sensibles de la même manière (en valeurs absolues) aux variations du paramètre C.

Pour les paramètres a et b, les valeurs du coefficient de sensibilité sont très proches de celles obtenues pour le volume total.

4.2.3. Sensibilité du débit aux variations des paramètres

Pour analyser la sensibilité du débit aux variations des paramètres, on s'est intéressé dans un premier temps au débit total d'ECPI, qui représente la principale variable simulée par le modèle et dont le bon ajustement aux mesures expérimentales constitue l'objectif de la procédure de calage. Par la suite, on a considéré séparément les deux composantes du débit relatives au drainage lent et au drainage rapide. Cela permet de comparer la variabilité de chaque type d'apport parasite en fonction des valeurs des paramètres, et également d'apprécier leur influence sur la répartition du débit fournie par le modèle.

Dans le même objectif, une analyse de la sensibilité des débits "de pointe" (valeurs de débit supérieures à un certain seuil fixe) a été effectuée pour identifier les paramètres les plus influents dans la simulation des fortes valeurs du débit.

Il est tout d'abord important de remarquer que le calcul des coefficients de sensibilité n'est pas effectué de la même manière que dans le paragraphe précédent. En effet, lorsque la variable simulée dont on veut analyser la sensibilité se présente sous la forme d'une série temporelle, le coefficient de sensibilité défini par la formule (4-5) dépend lui-même du temps et peut être évalué à chaque instant t. Or, les valeurs instantanées du coefficient de sensibilité sont très variables, et par conséquent, il est souvent difficile de les interpréter et surtout de pouvoir les comparer pour les différents paramètres étudiés. L'utilisation d'un indice global paraît donc mieux adaptée pour caractériser les variations du débit dues à la modification des paramètres. Un tel indice peut être obtenu en utilisant le critère global d'appréciation de la qualité des

résultats CR donné par la somme des carrés des écarts entre les valeurs simulées et mesurées du débit.

Le coefficient de sensibilité utilisé est donc une forme modifiée de l'équation (4-5) qui peut être exprimé de la manière suivante :

$$SPCR_i = \frac{\Delta CR / CR}{\Delta P_i / P_i} = \frac{[CR(P_i + \Delta P_i, P_{j/j \neq i}) - CR_o] / CR_o}{\Delta P_i / P_i} \quad (4-7)$$

avec

$$CR(P_i + \Delta P_i, P_{j/j \neq i}) = \sum_t [Q_{st}(P_i + \Delta P_i, P_{j/j \neq i}) - Q_{mt}]^2 \quad (4-8)$$

et

$$CR_o = \sum_t [Q_{st}(P_1, P_2, \dots, P_n) - Q_{mt}]^2 \quad (4-9)$$

Q_{st} et Q_{mt} sont respectivement le débit simulé et mesuré à l'instant t , ΔP_i est la perturbation apportée au paramètre P_i tandis que tous les autres paramètres P_j sont maintenus inchangés.

Le jeu de paramètres optimal (issu du calage) a été adopté comme point de départ, et pour chaque modification de l'un des paramètres du modèle, le coefficient SPCR a été évalué en utilisant les séries de débits mesurés et simulés sur une durée de 16 mois.

4.2.3.1. Sensibilité du débit total

La figure 4.5 représente la variation de la fonction critère CR en fonction du taux de modification des paramètres.

On constate tout d'abord que la variation du paramètre Sac , représentatif de la surface d'influence qui contribue au drainage des eaux parasites, présente le plus fort impact sur le débit total simulé. Des variations importantes de la fonction critères ont été obtenues même pour des faibles perturbations de ce paramètre.

Ensuite, on retrouve le paramètre T_{max} responsable de la répartition de la lame d'eau nette entre le réservoir de drainage rapide et celui du drainage lent, et les paramètres a et b intervenant dans la fonction de production.

Enfin des variations moins importantes de la fonction CR ont été obtenus avec les paramètres de transfert C et R_{max} , et S_0 le stock initial dans le réservoir de production.

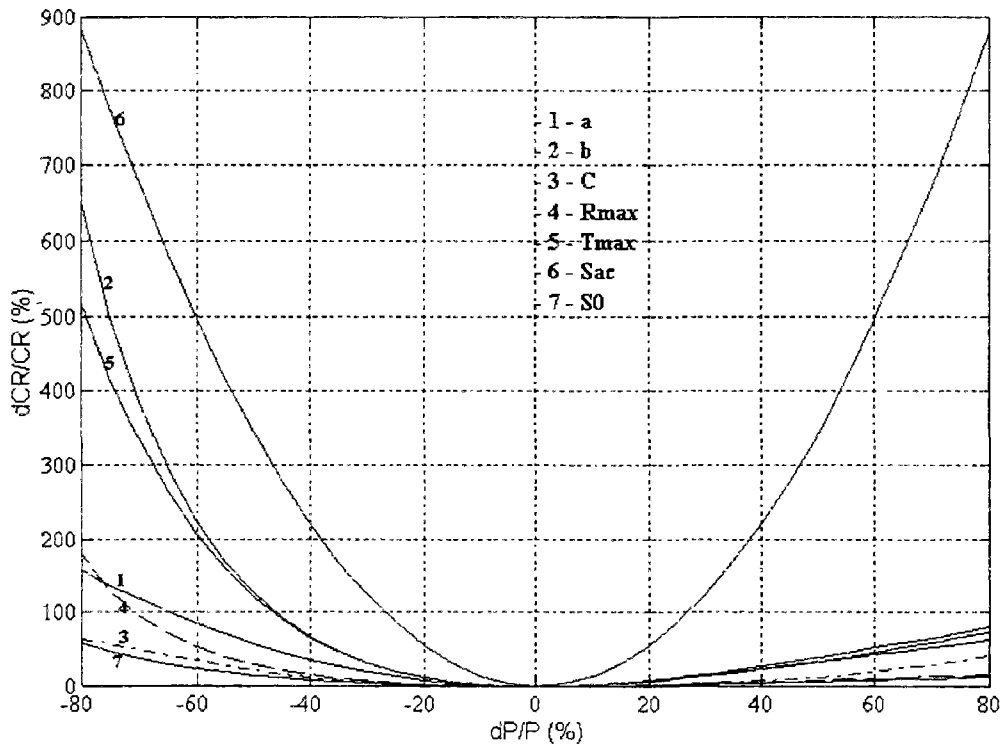


Figure 4.5 : variation relative de la fonction critère en fonction du taux de modification des paramètres

On notera également la stabilité du critère d'appréciation CR autour du point optimal, confirmant ainsi le résultat du calage.

Comme pour les volumes, on constate que les courbes de sensibilité ne sont pas symétriques: une sous estimation de certains paramètres ($-\Delta$) entraîne des variations du critère beaucoup plus importantes que celles obtenus avec une surestimation dans les mêmes proportions ($+\Delta$). C'est en particulier le cas pour b , R_{max} et T_{max} .

Les coefficients de sensibilité relative données par la figure 4.6 (avec une perturbation des paramètres de $\pm 25\%$) et également par la figure A3.4 de l'annexe A3 (avec des perturbations de $\pm 5\%$, $\pm 10\%$, $\pm 20\%$, $\pm 50\%$, et $\pm 75\%$), confirment ces observations et

montrent qu'en plus du paramètre Sac , les valeurs obtenues pour les paramètres a , b et $Tmax$ sont assez importantes. Une bonne estimation de ces quatre paramètres paraît donc nécessaire pour assurer la bonne simulation du débit total d'eaux parasites.

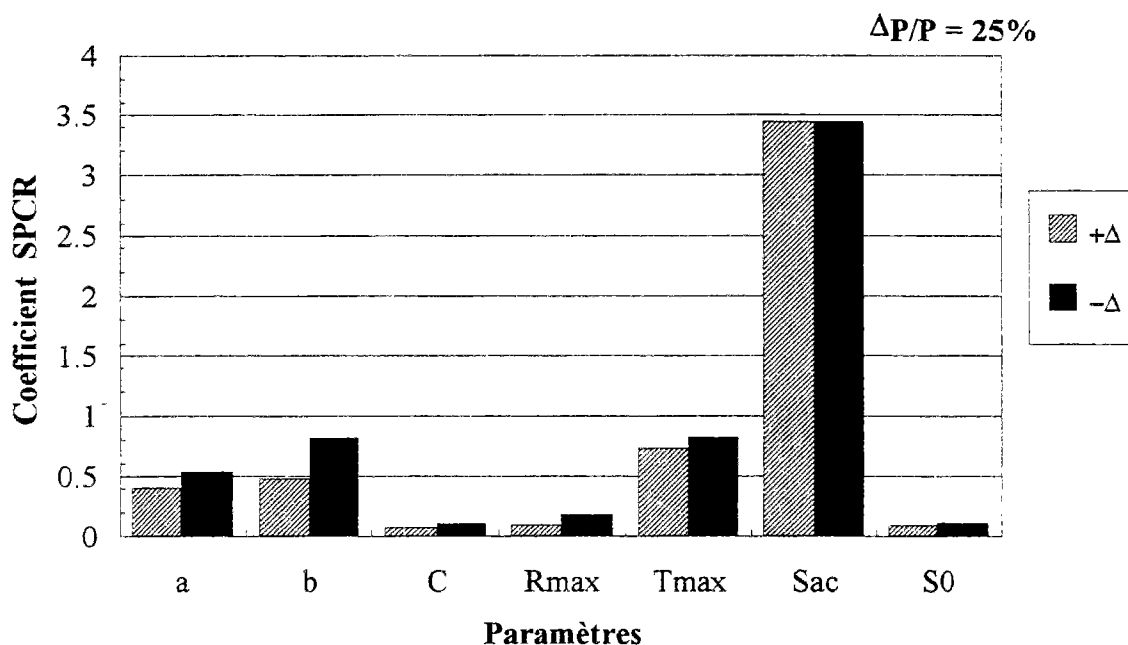


Figure 4.6: sensibilité du critère d'appréciation CR aux variations des paramètres

Par contre le stock initial dans le réservoir production $S0$, dont la valeur a été ajustée numériquement au même moment que les paramètres du modèle, ne présente qu'une faible influence sur le critère d'appréciation choisi. La mise en oeuvre d'une méthode d'estimation *a priori* de ce facteur permettra de simplifier la procédure de calage sans trop modifier le résultat final.

4.2.3.2. Sensibilité du débit de drainage lent et de drainage rapide.

Comme on ne dispose pas de mesures du débit de drainage lent, ni de celui de drainage rapide, l'évaluation du coefficient de sensibilité SPCR donné par la formule (4-7), n'est pas possible. Pour mettre en évidence l'influence relative des paramètres sur le débit, on a utilisé le critère d'appréciation CRP qui permet de caractériser les variations du débit par rapport à l'état de référence adopté.

En effet, pour chaque perturbation ΔP_i du paramètre P_i on a calculé la somme des écarts quadratiques entre le débit simulé et celui de référence :

$$CRP_i = \sum_t \left[Q_{st}(P_i + \Delta P_i, P_{j/j \neq i}) - Q_{ot}(P_1, P_2, \dots, P_n) \right]^2 \quad (4-10)$$

Q_{st} et Q_{ot} sont respectivement le débit simulé (avec perturbation d'un seul paramètre) et le débit de référence à l'instant t . P_1, P_2, \dots, P_n sont les valeurs optimales des paramètres du modèle qui ont été utilisées comme point de départ de cette analyse.

A la différence du critère adopté plus haut, utilisant les mesures comme référence, ce nouveau critère ne peut pas être exprimé sous forme relative car la valeur de référence de CRP est 0.

Pour pouvoir comparer l'influence des paramètres sur chacune des composantes du débit et sur le débit total, des perturbations de $\pm 25\%$ ont été appliquées à chacun des paramètres. Les variations du critère CRP correspondants pour chaque débit considéré sont représentées par les figures 4.7, 4.8 et 4.9.

Les figures A3.5, A3.6 et A3.7 présentés dans l'annexe A3 illustrent les critères CRP obtenue avec des perturbations des valeurs des paramètres de $\pm 5\%$, $\pm 10\%$ et $\pm 50\%$.

On constate que comme pour les volumes, la variation du paramètre Sac présente le plus fort impact sur les trois débits considérés. En revanche, l'importance relative des autres paramètres est différente selon la nature du débit examiné. En particulier, le paramètre Tmax dont l'influence sur le débit total est relativement modérée par rapport à Sac, devient beaucoup plus sensible dès que l'on s'intéresse séparément à l'une ou l'autre des composantes du débit. Un comportement analogue est observé pour le paramètre C dont le rôle devient appréciable pour la simulation du débit de drainage lent.

Ce résultat est intéressant car il permet de prévoir les difficultés que peut poser l'utilisation du modèle comme un outil de diagnostic permettant de quantifier les deux composantes du débit d'eaux parasites d'infiltration (en admettant que celles-ci ont un sens physique). Il semble en effet qu'une même qualité de simulation du débit total puisse être obtenue à partir de diverses combinaisons des deux composantes. Ce problème qui est lié d'une part à la structure du modèle et d'autre part à la nature des données utilisées lors du calage, sera traité en détail plus loin dans ce chapitre.

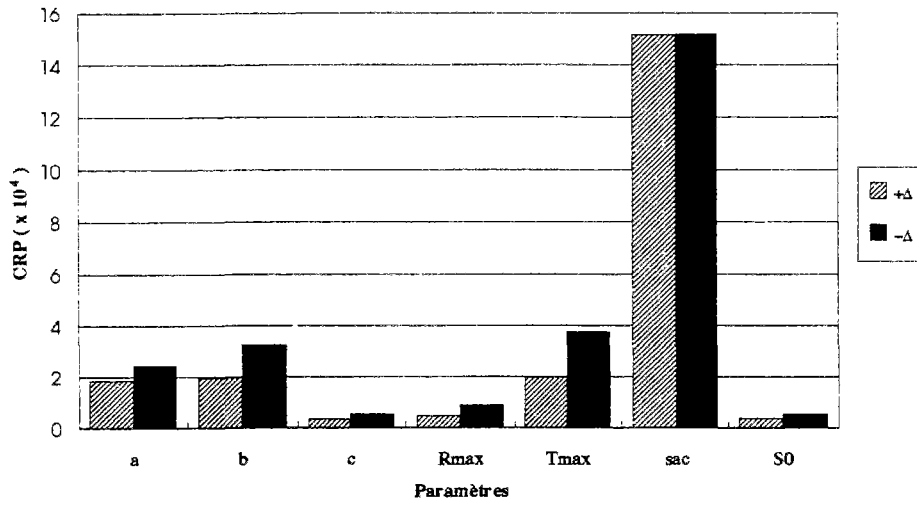


Figure 4.7 variation du critère CRP pour le débit total (perturbation des paramètres de +/- 25 %)

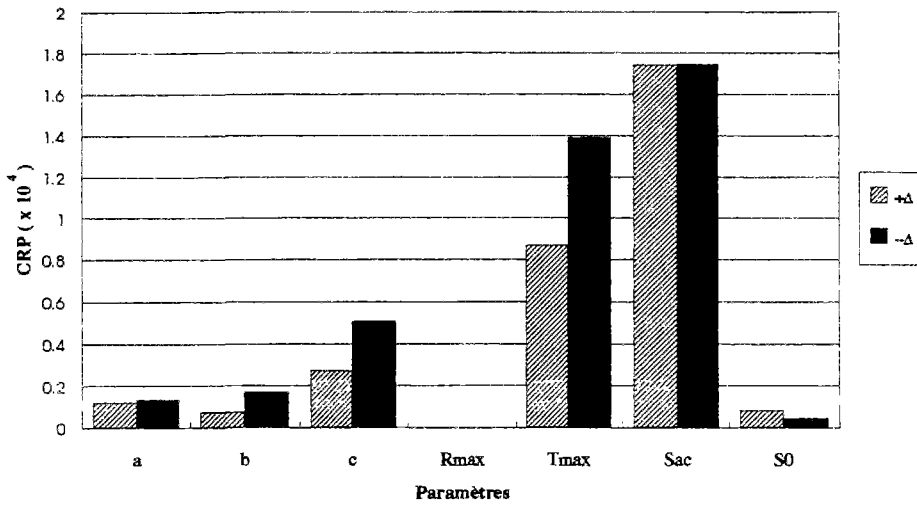


Figure 4.8 variation du critère CRP pour le débit de drainage lent

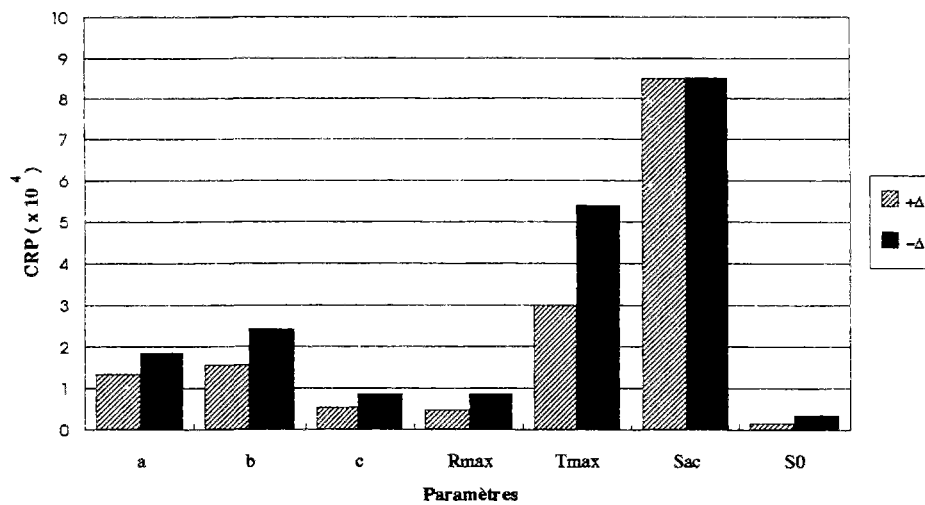


Figure 4.9 variation du critère CRP pour le débit de drainage rapide

On constate à nouveau l'influence mineure du stock initial dans le réservoir de production S_0 ainsi que du paramètre de transfert R_{max} .

4.2.3.3. Sensibilité des débits de pointe

Le terme débit de pointe est utilisé dans ce paragraphe pour désigner les valeurs horaires de débit qui sont supérieures à un certain seuil fixe. La bonne simulation de ces débits constitue l'un des objectifs du modèle puisqu'ils sont souvent à l'origine des désordres observés au niveau du système d'assainissement. Pour cette raison, on se propose donc d'examiner l'influence des différents paramètres sur la simulation des débits importants.

Selon la valeur du débit seuil choisi, l'échantillon considéré par cette analyse est modifié. Plus le seuil de débit est élevé plus l'échantillon est réduit, les valeurs du débit seuil utilisées ainsi que la taille des échantillons correspondants sont données par le tableau (4.1).

Débit seuil (m ³ /h)	Taille de l'échantillon (pas de temps = 1 heure)	Pourcentage de la chronique	
		total	(%)
0	10776	100	
5	1711	15.8	
10	554	5.2	
20	115	1.1	
30	26	0.25	

Tableau 4.1: détail des échantillons considérés par l'analyse de sensibilité des débits de pointe

L'analyse de sensibilité des débits de pointe a été effectuée de la même manière que pour le débit total: une perturbation de $\pm 25\%$ a été appliquée à chacun des paramètres du modèle et les coefficients de sensibilité SPCR ont été calculés selon la formule (4-7). Mais les résultats sont plus difficiles à interpréter car la valeur de référence du critère ne correspond plus à un calage des paramètres optimum vis à vis de ce critère.

Il faut d'abord préciser que les coefficients de sensibilité évalués pour chaque débit seuil ne peuvent pas être comparés entre eux puisqu'ils ne correspondent pas au même échantillon

de données. Il s'agit plutôt de comparer l'influence relative des différents paramètres dans chaque cas considéré.

On constate que par rapport au débit total ($Q_s=0 \text{ m}^3/\text{h}$), les débits de pointe semblent être plus sensibles à la modification des valeurs des paramètres. Les variations du critère CR obtenues ainsi que les valeurs du coefficients de sensibilité représentées dans la figure (4.10) montrent que l'influence relative des paramètres de transfert C et R_{max} sur la réponse du modèle n'est plus tout à fait insignifiante et elle est d'autant plus importante que le seuil de débit est élevé. Le même comportement est observé pour le paramètre T_{max} dont l'influence par rapport au paramètre S_{ac} par exemple, est beaucoup plus importante pour les débits supérieurs à $30 \text{ m}^3/\text{h}$ que pour le débit total ($Q_s = 0$).

En fait, les débits importants simulés par le modèle sont en grande partie générés par les écoulements rapides. Par conséquent la variation de tous les paramètres qui contrôlent l'alimentation ou la vidange du réservoir de drainage rapide va entraîner le plus fort impact sur les débits de pointe.

Ces paramètres sont dans un premier lieu T_{max} et R_{max} qui gèrent directement le remplissage et la vidange du réservoir de drainage rapide, et dans un second lieu C et b qui déterminent la quantité d'eau disponible à l'écoulement.

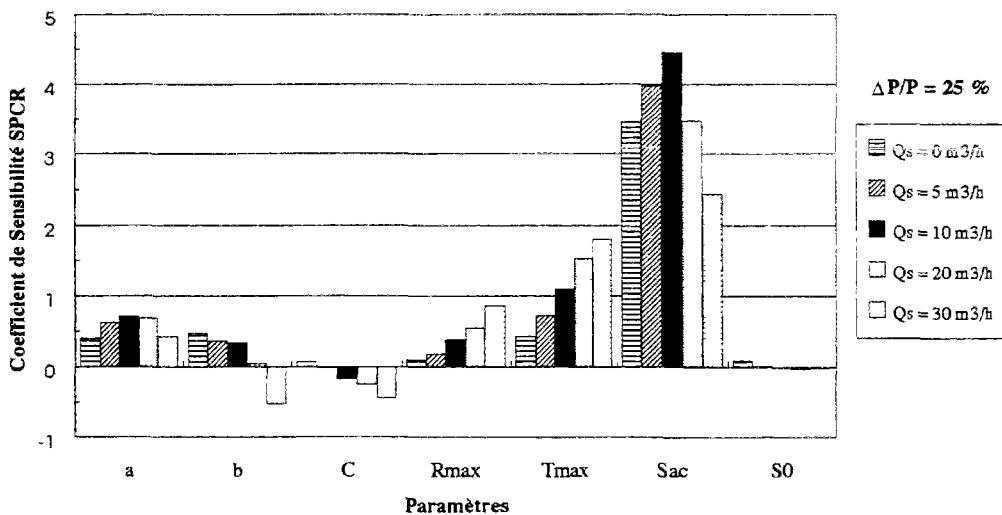


Figure 4.10 : représentation des coefficients de sensibilité pour les "débits de pointe"

Les valeurs négatives du coefficient de sensibilité observées pour les paramètres b et C traduisent une diminution du critère d'appréciation CR par rapport à sa valeur de référence et

par conséquent une amélioration de la qualité de simulation des débits de pointe. On retrouve l'effet d'un calage initial non optimum des paramètres.

Enfin la variation du stock initial dans le réservoir production apparaît toujours sans influence significative sur la simulation des débits de pointe.

Récapitulation des critères utilisés dans l'analyse de sensibilité:

Libellé	Variable simulée	Remarques
SPA	Volume total	Sensibilité relative pour une perturbation de +/- 25%
	Volume drainage rapide	
	Volume drainage lent	
SPCR	Débit total	Sensibilité relative du critère d'ajustement utilisant les données mesurées. Le calage de référence n'est pas optimum vis à vis du débit de pointe.
	Débit de pointe	
CRP	Débit drainage rapide	Sensibilité absolue d'un critère, analogue au critère d'ajustement, mais utilisant comme référence les estimations des débits pour la valeur initiale du paramètre perturbé.
	Débit drainage lent	

4.3. ANALYSE DE LA SURFACE DE REPONSE

L'objectif de la procédure de calage d'un modèle se ramène souvent à trouver le jeu de paramètres qui optimise (maximise ou minimise) un critère numérique d'appréciation de la qualité de simulation. Pour chaque combinaison de valeurs des paramètres du modèle, l'évaluation du critère de qualité permet de définir un point dans l'espace des solutions possibles. L'ensemble de ces points constitue la surface de réponse du critère aux paramètres. Les méthodes d'optimisation procèdent donc d'une manière itérative à l'exploration de cette surface en calculant le critère CR pour différentes combinaisons des paramètres, jusqu'à accéder à un point optimal.

Lorsque le modèle présente plus de deux paramètres, il n'est pas possible de produire une représentation graphique complète de la surface de réponse. Dans ce cas, on utilise plutôt des représentations de section planes de cette surface. Cette approche permet donc d'examiner visuellement la surface de réponse dans un espace à deux dimensions, défini par deux paramètres du modèle.

Pour chaque couple de paramètres, on procède donc à la représentation de la surface de réponse et au traçage des courbes de contour (courbes iso-valeurs) de la fonction critère CR au voisinage de la solution optimale.

L'analyse de la surface de réponse des paramètres est une méthode qui permet de fournir des informations (le plus souvent qualitatives) très utiles concernant la sensibilité des paramètres, leurs mutuelles interactions, l'existence des optimum secondaires, les discontinuités de la fonction critère,.....

La forme de cette surface peut également donner des renseignements sur les éventuelles difficultés liées à la structure du modèle ou à la fonction critère adoptée et qui peuvent être rencontrées lors du calage.

Il est évident que la situation idéale serait d'avoir une surface de réponse qui soit convexe (dans le cas de minimisation de la fonction critère), ayant un seul extrême de la fonction critère. Un modèle parfait donnerait des courbes de contour sous forme de cercles concentriques (figure 4.11a) indiquant une même variation de la fonction critère pour un même changement dans la direction de chacun des paramètres. Dans ce cas, les deux paramètres ont la même sensibilité et ne sont pas interdépendants.

Par contre, si les deux paramètres présentent des sensibilités différentes sans qu'ils soient interdépendants, les courbes de contour sont des ellipses dont l'axe principal est orienté selon la direction donnée par le paramètre le moins sensible (figure 4.11b). Dans la réalité, ces deux situations ne peuvent jamais se produire. SEFE et BONGHTON 1982, notent que la sensibilité des paramètres et leur interdépendance sont liées et que la surface de réponse aura plutôt une forme analogue à celle de la figure 4.11c: l'axe principal des ellipses n'est parallèle à aucun des deux axes, et il peut prendre n'importe quelle position intermédiaire. Son angle d'inclinaison caractérise le degré d'interdépendance entre le deux paramètres, tandis que l'allongement au niveau de la forme des ellipses traduit leur différentes sensibilités.

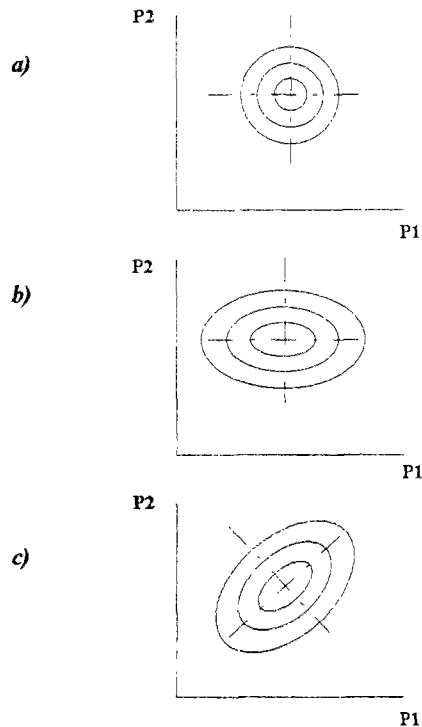


Figure 4.11: Exemples de courbes de contour dans une section plane de la surface de réponse

DAWDY et O'DONNELL 1965, PLINSTON 1972, précisent qu'à partir des représentations graphiques de la surface de réponse des paramètres, il est virtuellement impossible de dire quand est-ce qu'un paramètre peut être considéré comme sensible : la sensibilité ne peut être examinée qu'en termes relatifs.

ARFI 1980, SOROOSHIAN et ARFI 1982, proposent des méthodes qui permettent à partir de la forme de la surface des réponses au voisinage du point optimal, de fournir des informations quantitatives à propos de la sensibilité des paramètres et leurs interactions. Pour cela ils ont défini deux indices appelés concentricité (χ) et interaction (i) qui sont calculés à partir des propriétés géométriques de la région d'indifférence dans l'espace de deux paramètres du modèle. Cette région est présentée par BARD 1974 comme étant la zone à l'intérieur de laquelle toute modification de l'un des paramètres ne produit aucun changement significatif de la fonction critère (inférieur à un seuil de sensibilité ϵ_s).

Du fait du choix arbitraire du seuil de sensibilité ϵ_s , l'indice de concentricité χ est obtenu en calculant le rapport entre la longueur de l'ellipse selon l'axe secondaire et selon l'axe principal (figure 4.12). Il est donc défini comme une mesure de la sensibilité relative entre les deux paramètres étudiés.

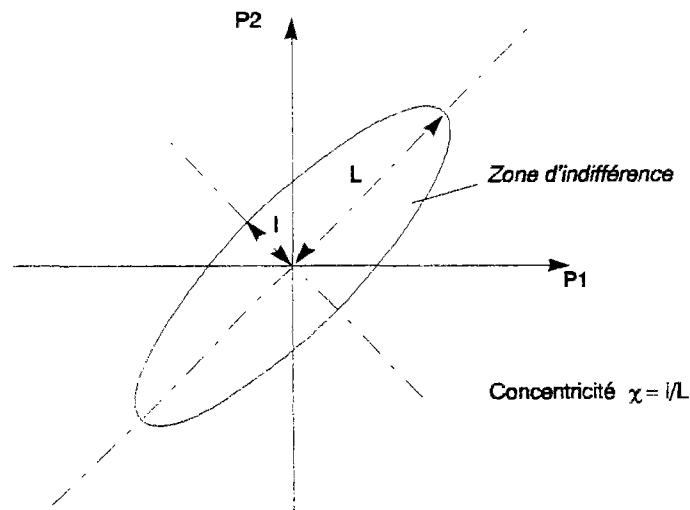


Figure 4.12 : calcul de l'indice de concentricité χ

L'indice de concentricité χ est donc compris entre 0 et 1, la valeur 1 indique une même sensibilité des paramètres et des courbes de contour circulaire.

D'autre part, l'indice d'interaction i peut être calculé à partir des angles d'inclinaison entre les axes de l'ellipse et les axes des paramètres (figure 4.13). Si on considère que θ est l'angle exprimé en degrés entre l'axe du paramètre P_1 et l'axe de l'ellipse qui se trouve dans le cadran $(-45^\circ, +45^\circ)$, l'interaction entre le paramètre P_1 et P_2 est donnée par :

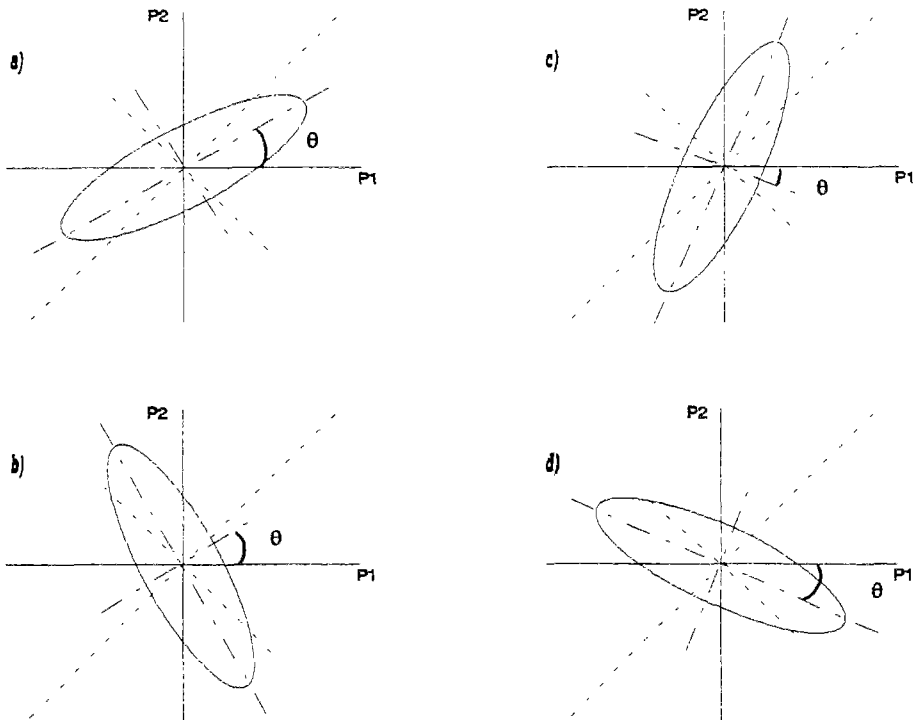
$$i = \frac{\theta}{45^\circ} \quad (4.11)$$

Selon que l'interaction entre les deux paramètres est positive ou négative et selon la position des axes de l'ellipse, les autres configurations possibles sont représentés par la figure (4.13).

L'indice d'interaction i varie donc entre -1 et 1, les valeurs de $i = \pm 1$ ($\theta = \pm 45^\circ$) indiquent le maximum d'interaction entre les paramètres P_1 et P_2 , tandis que la valeur $i = 0$ traduit l'absence d'interaction.

A partir des caractéristiques géométriques de la surface de réponse, SOROOSHIAN et GUPTA, 1985 ont également défini un autre indice appelé taux de sensibilité, qui permet de caractériser l'interaction entre plusieurs paramètres. Cet indice se présente sous une forme adimensionnelle et mesure le taux de compensation de l'effet d'un paramètre par l'action des

autres paramètres du modèle. Les détails concernant cette méthode ainsi que des exemples d'application sont présentés par SOROOSHIAN, 1991.



cas a et b : interaction positive

cas c et d : interaction négative

Figure 4.13 : Calcul de l'indice d'interaction i (SOROOSHIAN et ARFI, 1982)

Il est important de signaler que l'évaluation de ces indices nécessite un développement mathématique permettant d'approximer la surface de réponse et de retrouver les équations analytiques des courbes de contour.

Ceci n'est possible que dans le cas où le modèle présente certaines propriétés qui lui permettent d'être exprimé sous la forme mathématique souhaitée. Particulièrement, pour les modèles complexes où les relations entre les variables ne sont pas explicites, cette méthode n'est malheureusement pas très facile à mettre en œuvre et son application se heurte souvent à des problèmes de formulation.

Dans notre cas, le modèle de drainage des ECPI proposé fait intervenir six paramètres (a , b , C , R_{max} , T_{max} et S_{ac}), par conséquent 15 représentations graphiques dans l'espace des différentes couples de paramètres sont nécessaires pour rendre compte de la surface de réponse.

Cette étude a été effectuée en utilisant les mesures recueillies sur le site du LCPC sur une période d'environ 3 mois. Cet échantillon de taille moyenne a été choisi d'une part parce qu'il permet de réduire le volume de calculs nécessaires aux différentes représentations, et d'autre part parce qu'il présente plusieurs pointes et peut être assez représentatif du phénomène de drainage des ECPI (figure 4.14).

La fonction critère (CR) adoptée est la somme des carrés des écarts entre les débits mesurés et simulés. Les valeurs optimales des paramètres ont été obtenues en effectuant le calage du modèle sur la période retenue pour l'analyse de la surface de réponse.

Les domaines de variation des différents paramètres ont été choisis de manière à ce qu'ils soient centrés sur les valeurs optimales obtenues lors du calage et également assez larges pour avoir des informations significatives sur le comportement de la fonction critère. Le pas d'espace utilisé pour le maillage est d'environ 1 % de la valeur optimale pour chaque paramètre.

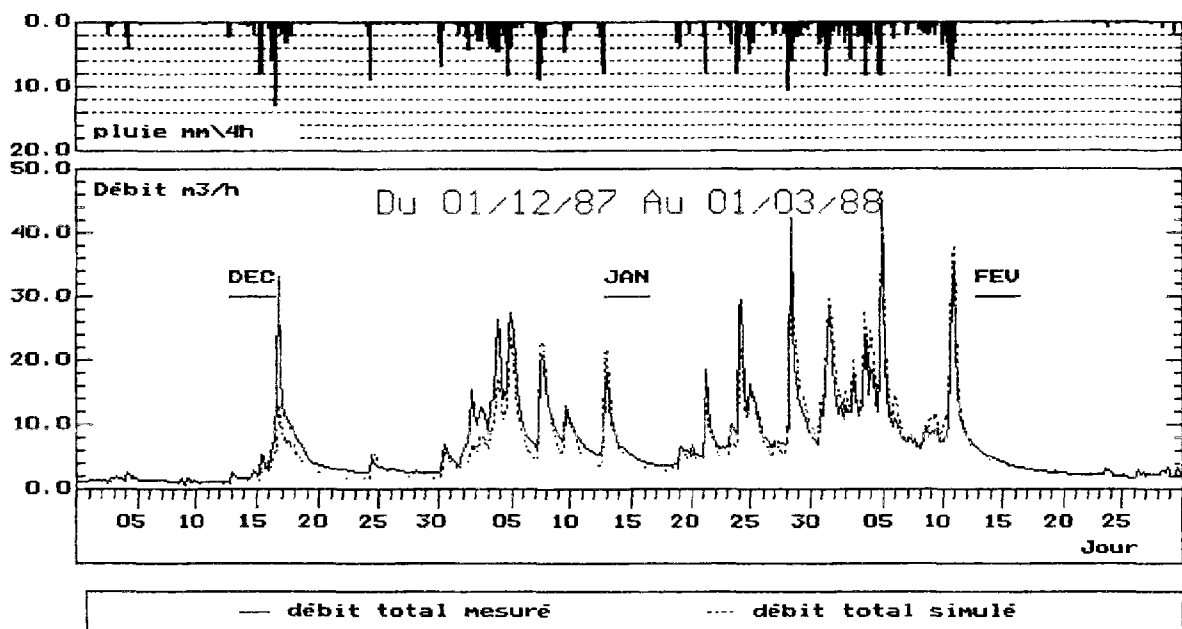


Figure 4.14 : Période retenue pour l'analyse de la surface de réponse.

La visualisation de la surface de réponse a été effectuée en utilisant deux types de représentations: le premier est un graphique en trois dimensions donnant la fonction critère en fonction de la valeur des paramètres, et le deuxième est une projection plane de cette surface montrant les courbes de contour dans le domaine de variation considéré.

Les figures 4.15 à 4.19 (et A3.8 à A3.17 dans l'annexe A3), montrent les représentations graphiques des surfaces de réponse obtenues pour chaque couple de paramètres du modèle. La valeur numérique indiquée sur chaque ligne de contour correspond à la valeur de la fonction critère exprimée en $10^{-3} \text{ [m}^3/\text{h]}^2$.

Les propriétés particulières de la surface de réponse qui ont été constatées à partir de l'examen visuel des diverses représentations, et qui sont susceptibles d'influencer le processus d'optimisation des paramètres sont les suivantes :

- **présence d'un "plateau"** : cette situation est fréquemment rencontrée dans les graphiques présentés (*e.g* : figures 4.15, 4.16, 4.19, A3.8, A3.9 et A3.10), elle correspond à un aplatissement de la surface de réponse au voisinage du point optimal. Ce dernier se retrouve dans une large zone où le changement des valeurs des paramètres ne produit que des faibles variations de la fonction critère. Il en résulte que plusieurs combinaisons de valeurs de paramètres peuvent donner des résultats très proches et globalement satisfaisants.

La méthode de calage peut être alors mise en défaut par la faible sensibilité de la fonction critère dans cette zone. Le résultat final du calage dépendra alors d'une part du critère de convergence adopté dans l'algorithme d'optimisation et d'autre part, des valeurs initiales des paramètres.

Dans une telle situation, plus la surface de réponse est "plate" plus il est difficile d'identifier un jeu de paramètres unique qui minimise la fonction critère.

- **présence de zones d'indifférence** : Lorsque les courbes de contour se présentent sous la forme de lignes parallèles, orientées selon l'axe de l'un des paramètres, on constate que ce dernier n'a aucune influence sur la fonction critère dans le domaine de variation considéré. Généralement, cette situation se produit soit dans le cas de paramètres de type "seuil", soit dans le cas où les paramètres considérés présentent des sensibilités très différentes.

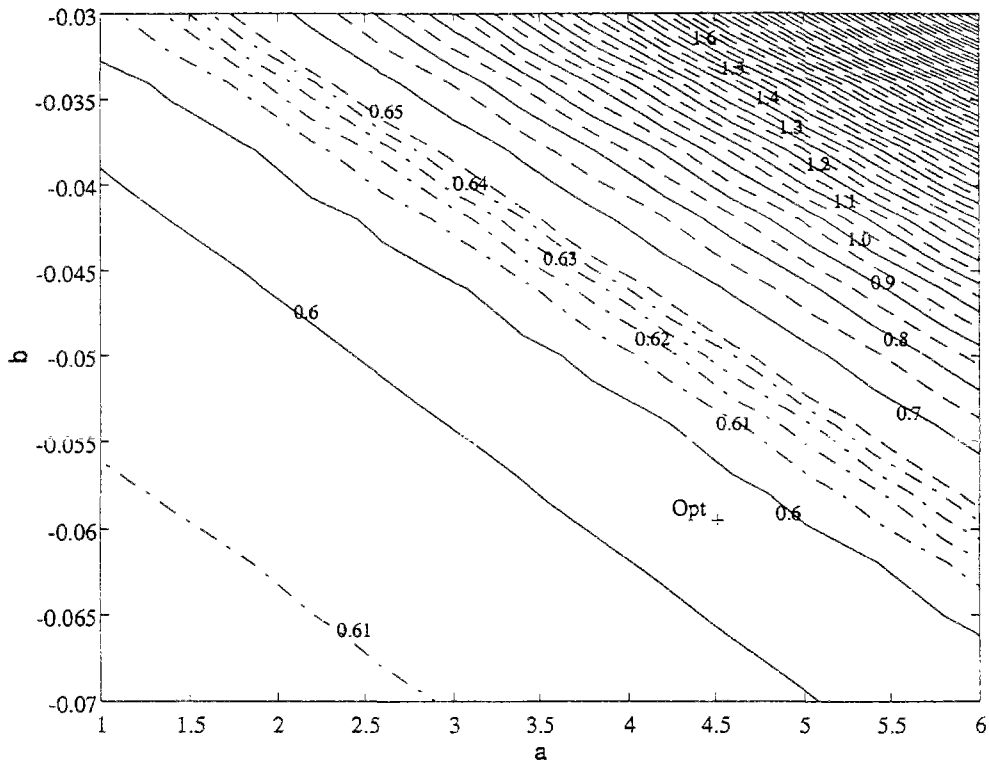
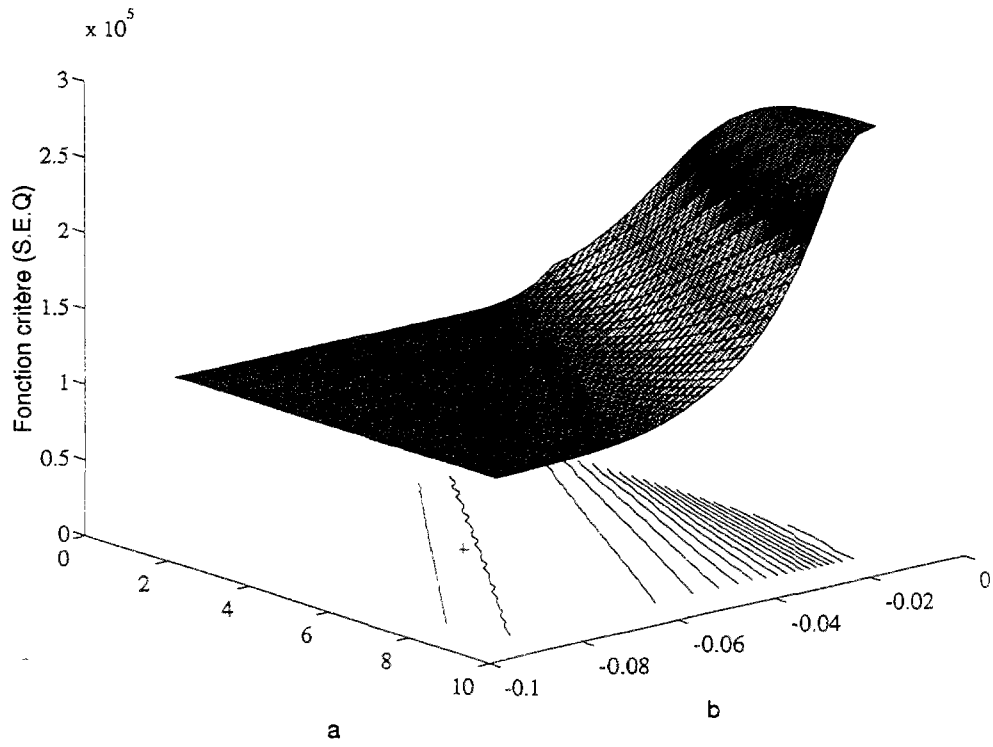


Figure 4.15 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et b .

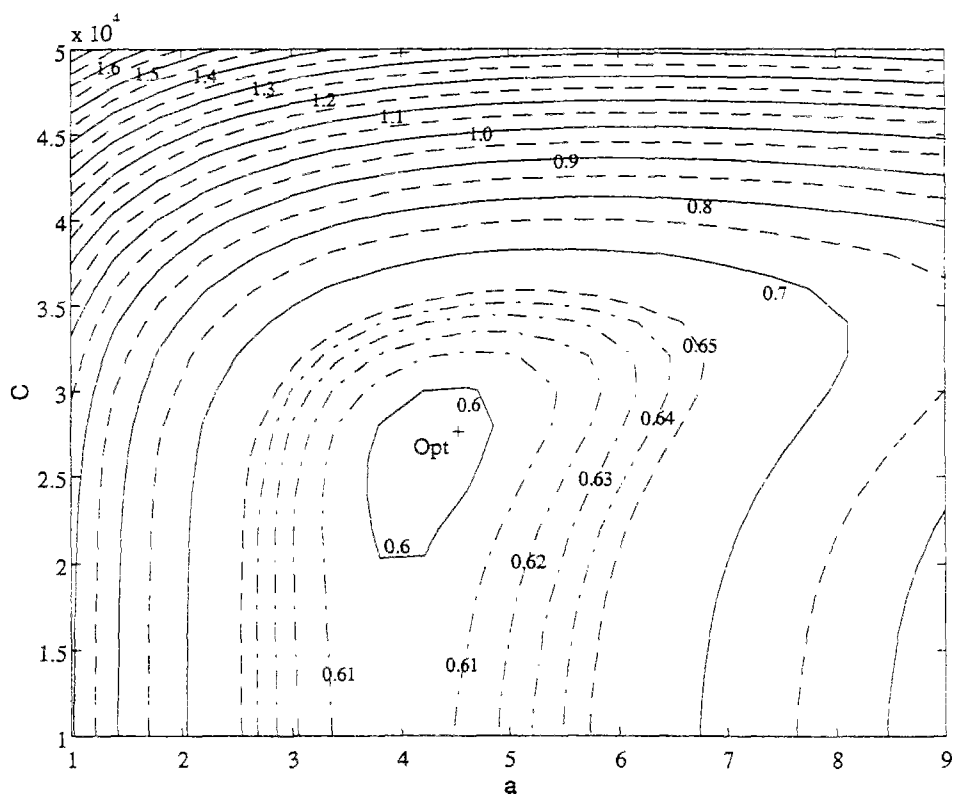
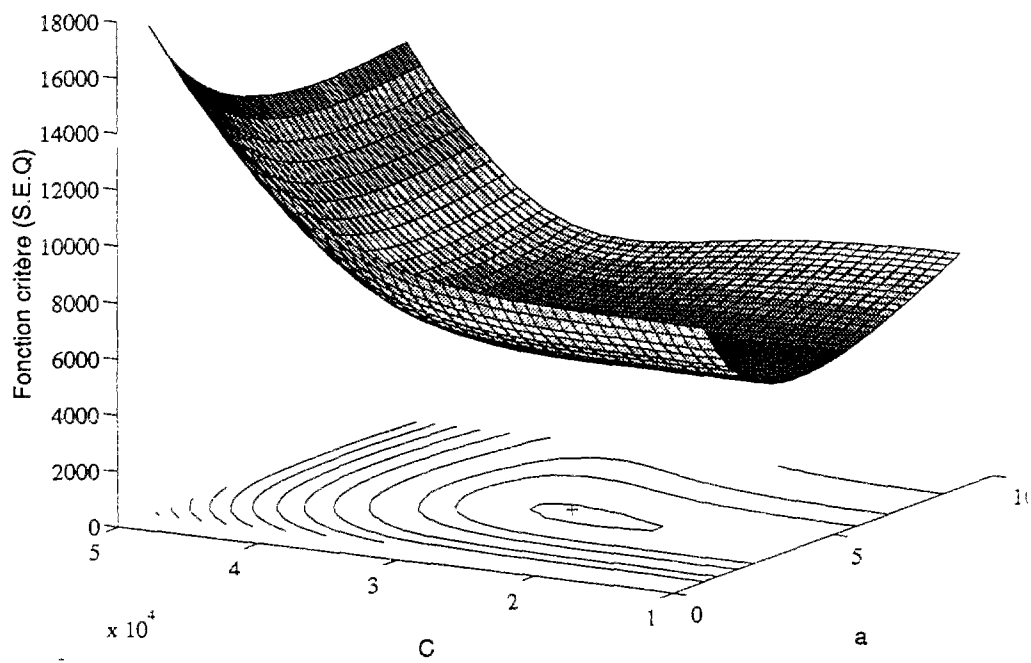


Figure 4.16 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et C .

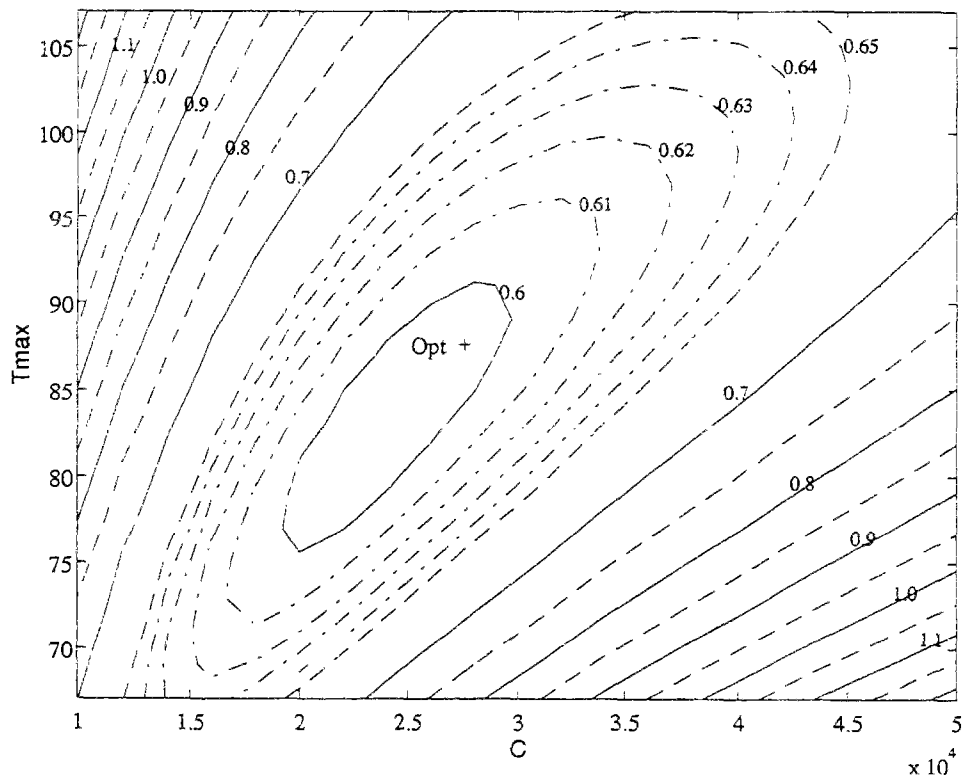
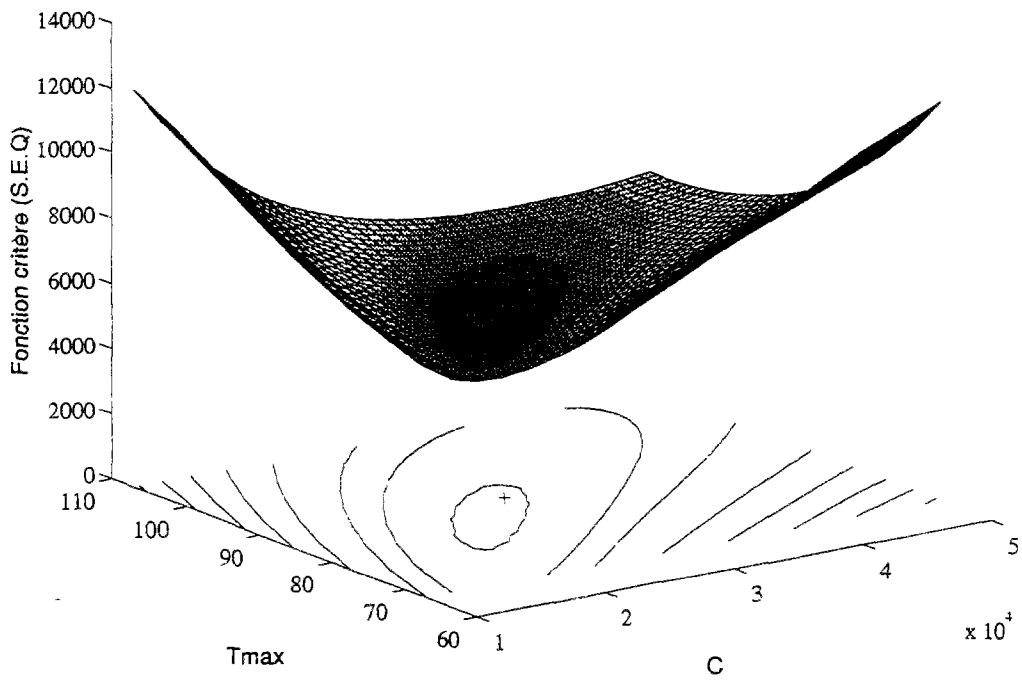


Figure 4.17 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et Tmax

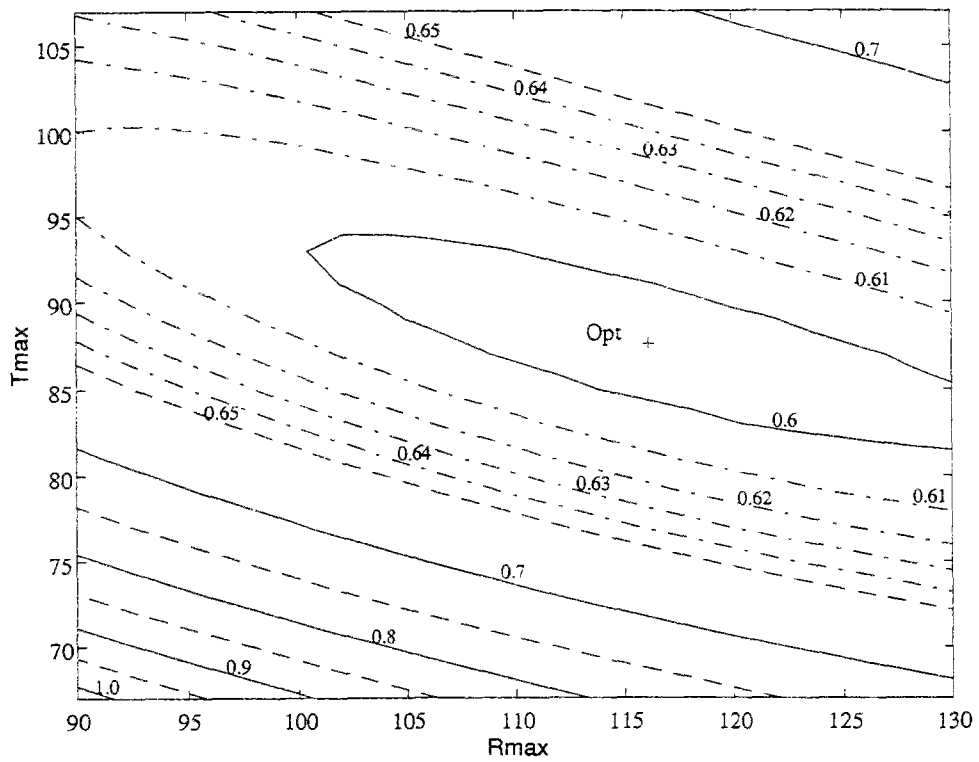
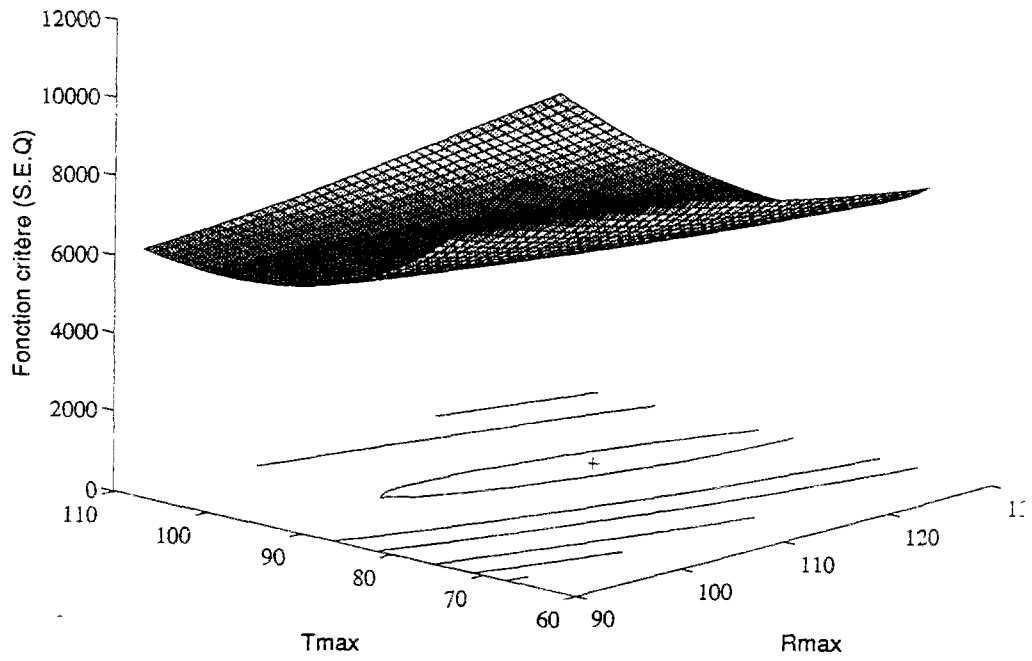


Figure 4.18 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres Rmax et Tmax.

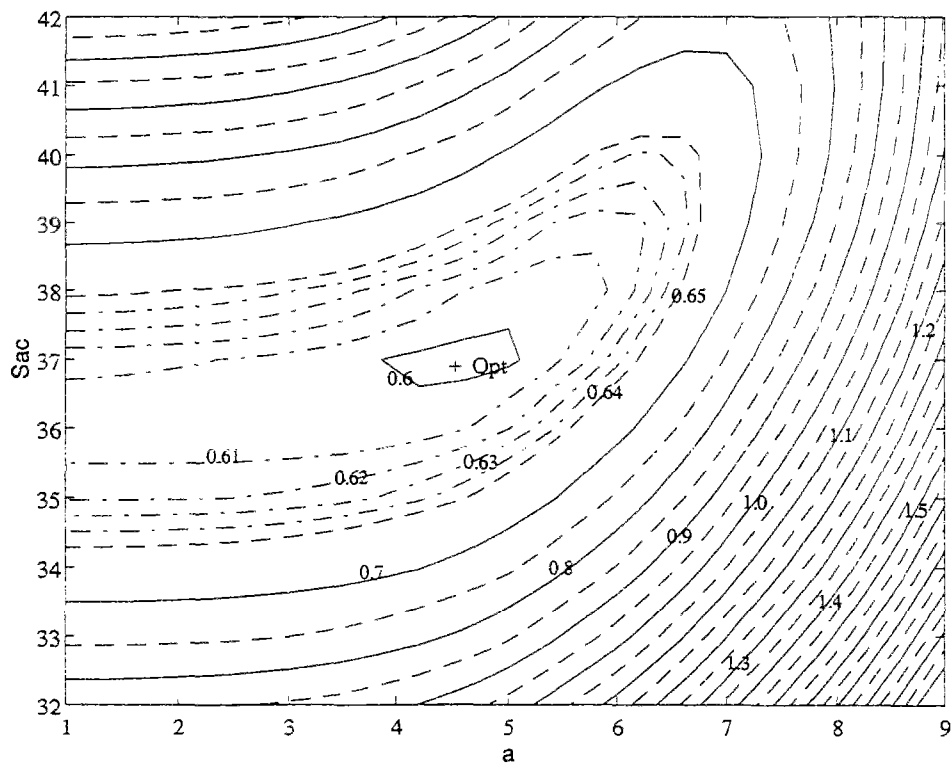
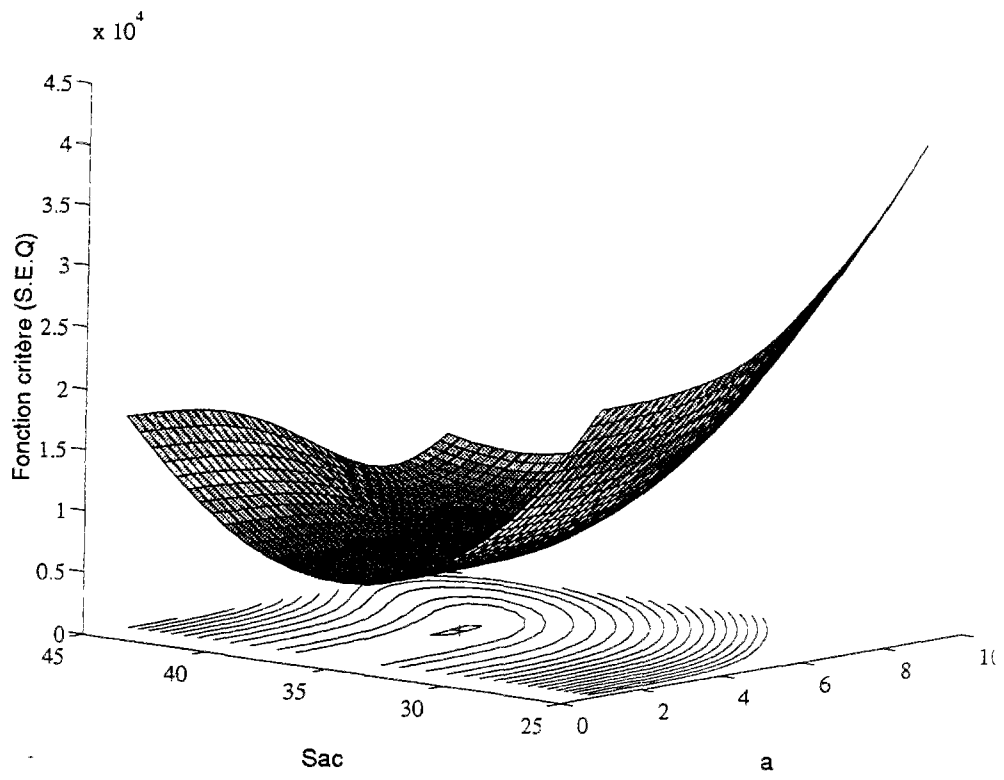


Figure 4.19 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et Sac .

Ce type de comportement a été observé essentiellement pour les paramètres a et R_{max} (figure A3.8) et a et C (figure 4.16) dans la zone définie par les faibles valeurs de a , et également pour b et C (figure A3.10), b et R_{max} (figure A3.11) et b et T_{max} (figure A3.12) dans la zone définie par les faibles valeurs de b . Ceci traduit d'une part l'importance de la sensibilité des paramètres a et b par rapport à celle de C et R_{max} et d'autre part, la non-linéarité de la fonction critère par rapport aux paramètres a et b puisque ces zones d'indifférence n'apparaissent que pour leurs faibles valeurs.

La présence de zones d'indifférences très larges peut conduire à une mauvaise estimation des paramètres qui présentent une faible influence sur la fonction critère. Cependant, une attention particulière doit être donnée au choix des domaines de variations de chacun des paramètres. En effet, ce type de surface de réponse peut également se produire si on impose à la méthode d'optimisation des intervalles très réduits ou non adaptés à la variabilité de la fonction critère. La connaissance a priori de la sensibilité des paramètres permet d'améliorer le choix de ces intervalles et de faciliter le calage.

- **interaction entre les paramètres** : comme déjà évoquée précédemment, l'orientation des courbes de contour permet de déceler une éventuelle interaction entre les paramètres considérés. Les cas les plus évidents qui ont été constatés lors de cette analyse concernent les paramètres a et b (figure 4.15), C et R_{max} (figure A3.14), C et T_{max} (figure 4.17) et R_{max} et T_{max} (figure 4.18).

Pour les paramètres a et b , l'orientation des courbes de contour, dont la forme est très allongée, indique a priori une interaction négative entre ces deux paramètres. En effet, pour une même valeur de la fonction critère, une augmentation du paramètre a peut être compensé le long d'une ligne de contour par une diminution du paramètre b .

L'interaction entre ces deux paramètres peut s'expliquer par le fait qu'ils interviennent tous les deux dans la fonction de production sous la forme d'une somme de deux facteurs, leurs effets mutuels peuvent être alors partiellement compensés.

En ce qui concerne les paramètres C - T_{max} et C - R_{max} , l'orientation des courbes de contour indique plutôt une interaction positive. Ce résultat était plus attendu pour le premier couple de paramètres que pour le deuxième. En effet, l'augmentation de la valeur de C qui a tendance à diminuer le débit issu du réservoir de drainage lent, peut être compensée par une hausse de la valeur de T_{max} qui permet d'accroître l'alimentation du réservoir en question.

Par contre, une diminution du débit de drainage rapide traduite par une augmentation du paramètre R_{max} , n'est pas directement compensée par une augmentation du débit de drainage lent, mais plutôt par un accroissement au niveau de l'alimentation du réservoir responsable des apports de drainage rapide. Ceci est possible soit par une diminution de la valeur de T_{max} , d'où l'interaction négative entre R_{max} et T_{max} , soit par une augmentation du paramètre C permettant ainsi de réduire la vidange du réservoir de drainage lent qui contrôle lui-même la fonction de partage de la lame d'eau nette entre les deux réservoirs.

En conclusion, l'analyse de la surface de réponse a permis de mettre en évidence les problèmes que peut poser la faible sensibilité de certains des paramètres du modèle (C, R_{max}) ou leur interaction ($a - b, C - R_{max} - T_{max}$), sur la facilité d'identifier un jeu de paramètres unique et optimal. Cependant, pour pouvoir remédier à ces problèmes, il est important d'avoir des informations quantitatives concernant leurs impacts réels sur l'utilisation du modèle.

4.4. ANALYSE DES INTERACTIONS ENTRE LES PARAMETRES DU MODELE

4.4.1. Matrice de variance-covariance

La sensibilité du modèle à la valeur d'un paramètre donné peut donner une image fautive du rôle de ce paramètre dans le processus de calage, car ses conséquences peuvent être compensées par les interdépendances entre les paramètres. Ces interdépendances peuvent d'ailleurs poser des problèmes aux algorithmes de calage. Enfin elles réduisent le caractère identifiable des paramètres, et notamment les possibilités de prédétermination à partir de données statistiques par exemple.

L'évaluation du degré d'interdépendance entre les différents paramètres peut être obtenue à partir de la matrice de variance-covariance. Cette matrice permet de déterminer d'une part la variance de chaque paramètre du modèle et d'autre part, les coefficients de corrélations qui caractérisent leur niveau d'interaction. Elle peut être calculée selon la méthode proposée par MEIN et BROWN, 1978.

En effet, un modèle de simulation faisant intervenir n paramètres (P_1, P_2, \dots, P_n) qui calcule une variable H sur m pas de temps successifs, peut être formalisé par l'équation suivante :

$$h_t = H_t(P) + \varepsilon_t \quad 1 \leq t \leq m \quad (4-12)$$

où h_t est la variable mesurée au pas de temps t , $H_t(P)$ est la variable simulée par le modèle au même pas de temps et ε_t est l'erreur entre les deux.

Dans la pratique, les "vraies valeurs" $P_{01}, P_{02}, \dots, P_{0n}$ des paramètres sont inconnues. Cependant, l'estimation de leurs valeurs est souvent effectuée selon la méthode des moindres carrés qui consiste à retrouver le jeu de paramètres P^* qui minimise la fonction critère suivante :

$$\sum_{t=1}^m \varepsilon_t^2 = \sum_{t=1}^m [h_t - H_t(P)]^2 \quad (4-13)$$

Il est supposé que la structure du modèle qui a été identifiée est telle que la prédiction de h par $\hat{H}(P^*)$ devient de plus en plus mauvaise quand $[P^* - P_0]$ augmente. On peut donc admettre que $P^* - P_0$ est petit, au moins pour des grandes valeurs de m , et considérer uniquement deux termes dans l'approximation de $H(P)$ par un développement en série de Taylor au voisinage de P_0 :

$$H_t(P) = H_t(P_0) + \sum_{i=1}^n (P_i - P_{0i}) \left[\frac{\partial H_t(P)}{\partial P_i} \right]_{P=P_0} \quad 1 \leq t \leq m \quad (4-14)$$

sous une forme matricielle, cela revient à écrire :

$$H(P) \cong H(P_0) + \Delta(P - P_0) \quad (4-15)$$

où Δ est la matrice de sensibilité ($n \times m$) définie par :

$$\Delta_{ij} = \left[\frac{\partial H_i(P)}{\partial P_j} \right]_{P=P_0} \quad (4-16)$$

En utilisant l'équation (4-15), MEIN et BROWN 1978, montrent que le jeu de paramètres estimé par la méthode des moindres carrés P^* suit une distribution normale multivariée approximée avec une moyenne P_0 et une matrice de covariance MC donnée par :

$$MC = (\Delta^T \Delta)^{-1} \Delta^T \Gamma \Delta (\Delta^T \Delta)^{-1} \quad (4-17)$$

où Γ est la matrice de covariance des erreurs ($m \times m$). Les éléments de cette matrice sont calculés à partir des différences entre les valeurs mesurées de la variable considérée, et celles simulées par le modèle en utilisant le jeu de paramètres obtenu par la méthode des moindres carrés (P^*) :

$$\gamma_r = (m-r)^{-1} \sum_{t=1}^{m-r} \varepsilon_t \varepsilon_{t+r} \quad 1 \leq r \leq m \quad (4-18)$$

Les éléments de la diagonale principale de Γ sont tous égaux à γ_0 ; ceux des diagonales adjointes sont égaux à γ_1, \dots etc. Théoriquement, les valeurs de $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2, \dots$ décroissent d'une manière monotone jusqu'à un certain nombre k à partir duquel $\gamma_k, \gamma_{k+1}, \dots$ deviennent tous égaux à zéro. Dans la pratique, l'indice de la première valeur négative de γ rencontrée, peut être pris comme la valeur de k . Il en résulte que Γ est une matrice bande et symétrique.

Pour déterminer la matrice de variance-covariance MC, il est également nécessaire d'évaluer la matrice de sensibilité Δ . Les éléments de cette matrice donnés par la formule 4-16 peuvent être approximés par différences finies au voisinage de $P = P^*$. JOHNSTON et PILGRIM 1976, notent que la nature quadratique de la surface de réponse permet de faire ce genre d'approximation sans erreur significative. MEIN et BROWN 1978, proposent une perturbation de + 5 % des valeurs des paramètres pour estimer les éléments de la matrice Δ .

La matrice MC donnée par la formule 4-17 est donc une matrice symétrique ($n \times n$) dont les éléments de la diagonale principale représentent la variance de chacun des paramètres du modèle. En dehors de cette diagonale, les autres éléments de MC donnent la covariance de chaque paire de paramètres.

En général, la matrice MC n'est pas diagonale, et les paramètres du modèle sont corrélés entre eux. Le coefficient de corrélation entre deux paramètres est alors évalué par la formule suivante :

$$R_{ij} = \frac{COV(P_i, P_j)}{\sqrt{Var(P_i)} \cdot \sqrt{Var(P_j)}} \quad (4-19)$$

où $COV(P_i, P_j)$ est la covariance des paramètres P_i et P_j et $Var(P_i), Var(P_j)$ sont respectivement la variance de P_i et de P_j .

SOROOSHIAN et GUPTA 1985 et MEIN et BROWN 1978, proposent l'utilisation d'un indice en rapport avec les propriétés de la matrice de variance-covariance qui permet de caractériser le degré d'interdépendance global entre les paramètres du modèle. Cet indice appelé MPI (*Multi-Parameter Interaction Index*) est obtenu en calculant le rapport entre le déterminant de la matrice de variance-covariance et le produit des éléments de la diagonale principale.

$$MPI = \frac{\det(MC)}{\prod_{i=1}^n MC_{ii}} \quad (4-20)$$

Dans l'absence totale d'interaction entre les paramètres, tous les éléments de la matrice MC, à l'exception de la diagonale principale, sont égaux à zéro, le MPI est alors égal à 1. Plus les interactions entre les paramètres augmentent, plus la valeur du MPI diminue jusqu'au point extrême où le modèle devient complètement non identifiable (MPI=0). Par conséquent, il est toujours souhaitable que la valeur du MPI soit la plus proche de l'unité.

Le tableau 4.2 résume les résultats statistiques sur les paramètres du modèle obtenu en utilisant toute la série de données sur le site du LCPC (16 mois).

	a	b	C	Rmax	Tmax	Sac
Valeur moy	2.72	-0.034	4.20E+04	122.8	88.6	4.43
E.T	0.293	0.005	1.59E+04	16.5	19.5	0.21
C.V	0.108	-0.17	0.38	0.134	0.221	0.048
<i>Matrice de corrélation</i>						
a	1.0	-0.902	0.255	0.276	0.136	-0.42
b		1.0	-0.423	-0.316	-0.022	0.11
C			1.0	0.723	0.851	-0.091
Rmax				1.0	-0.786	-0.032
Tmax					1.0	0.309
Sac						1.0
MPI = 1.21E-02						

Tableau 4.2 : Résultats de l'analyse des paramètres du modèle sur toute la période de mesures.

Les coefficients de variation (CV) indiqués sur ce tableau sont donnés pour chaque paramètre par le rapport entre l'écart-type (E.T) et la valeur moyenne :

$$CV (P_i) = \frac{E.T(P_i)}{P_i} \quad (4-21)$$

Ce coefficient caractérise la précision avec laquelle un paramètre a été estimé: plus sa valeur est importante plus la variabilité du paramètre en question est importante, et par conséquent son estimation moins précise.

En examinant les résultats présentés par le tableau 4.2, on constate tout d'abord que les écarts-types obtenus pour les différents paramètres (sauf peut être pour Sac) sont assez élevés. Ceci étant tout particulièrement valable pour les paramètres C et Tmax dont les coefficients de variation sont respectivement 38,2 % et 22,1 %.

D'autre part, les coefficients de corrélation obtenus confirment bien les résultats de l'analyse de la surface de réponse, et les couples de paramètres a-b, C-Rmax, C-Tmax et Rmax-Tmax présentent les coefficients les plus élevés et sont par conséquent fortement corrélés entre eux.

L'indice global MPI pour le modèle est de $1.2 \cdot 10^{-2}$, indiquant ainsi une forte interdépendance entre les paramètres. Ce comportement est souvent rencontré pour les modèles hydrologiques conceptuels, où la présence des interactions inévitables entre les paramètres conduisent à de très faibles valeurs du MPI.

A titre d'exemple, on peut citer le modèle de BOUGHTON à 13 paramètres pour lequel le MPI est d'environ 10^{-4} (MEIN et BROWN 1978), le modèle CB à 11 paramètres avec un MPI de $8.5 \cdot 10^{-3}$ et le modèle HSPF à 12 paramètres avec un MPI de l'ordre de 10^{-4} (KAUARK-LEITE, 1990).

Enfin, on peut noter que les paramètres a et b d'une part, et C, Rmax et Tmax d'autre part, constituent les deux groupes de paramètres qui sont fortement corrélés. Par contre, le paramètre Sac apparaît comme étant faiblement corrélé avec le reste des paramètres du modèle.

4.4.2. Analyse des effets de compensation entre les paramètres :

Dans ce paragraphe, on s'intéresse à l'évaluation des effets de compensation dus à l'interaction entre les paramètres, sur la réponse du modèle.

Pour cela, on a procédé dans un premier temps à la modification de la valeur d'un seul paramètre du modèle qu'on maintient fixe et on effectue la recalibration des cinq autres paramètres. La valeur du paramètre fixe est obtenue par une perturbation de $\pm 75\%$, $\pm 50\%$, $\pm 25\%$ et $\pm 10\%$ de sa valeur optimale.

Les résultats obtenus pour chaque paramètre du modèle sont donnés par la figure 4.20. Sur chacun des graphiques on représente la fonction critère calculée avant et après le recalage des paramètres, en fonction de la perturbation apportée au paramètre étudié.

On constate que pour pratiquement tous les paramètres du modèle, l'erreur due à la perturbation de la valeur optimale d'un paramètre peut être en grande partie compensée par un recalage des autres paramètres. Ce résultat montre l'ampleur des interactions qui existent entre les différents paramètres et la multitude de combinaisons de paramètres qui peuvent donner des résultats très rapprochés.

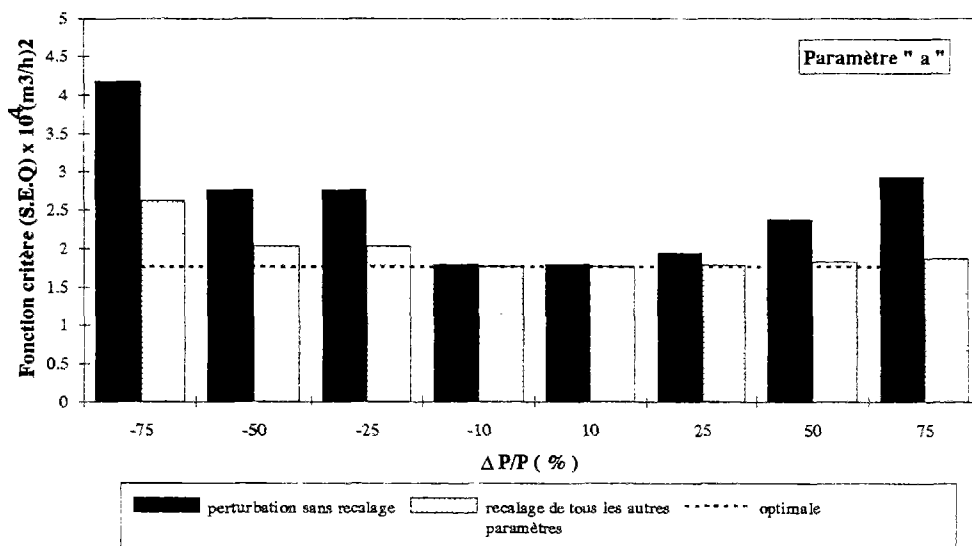


Figure 4.20 : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.

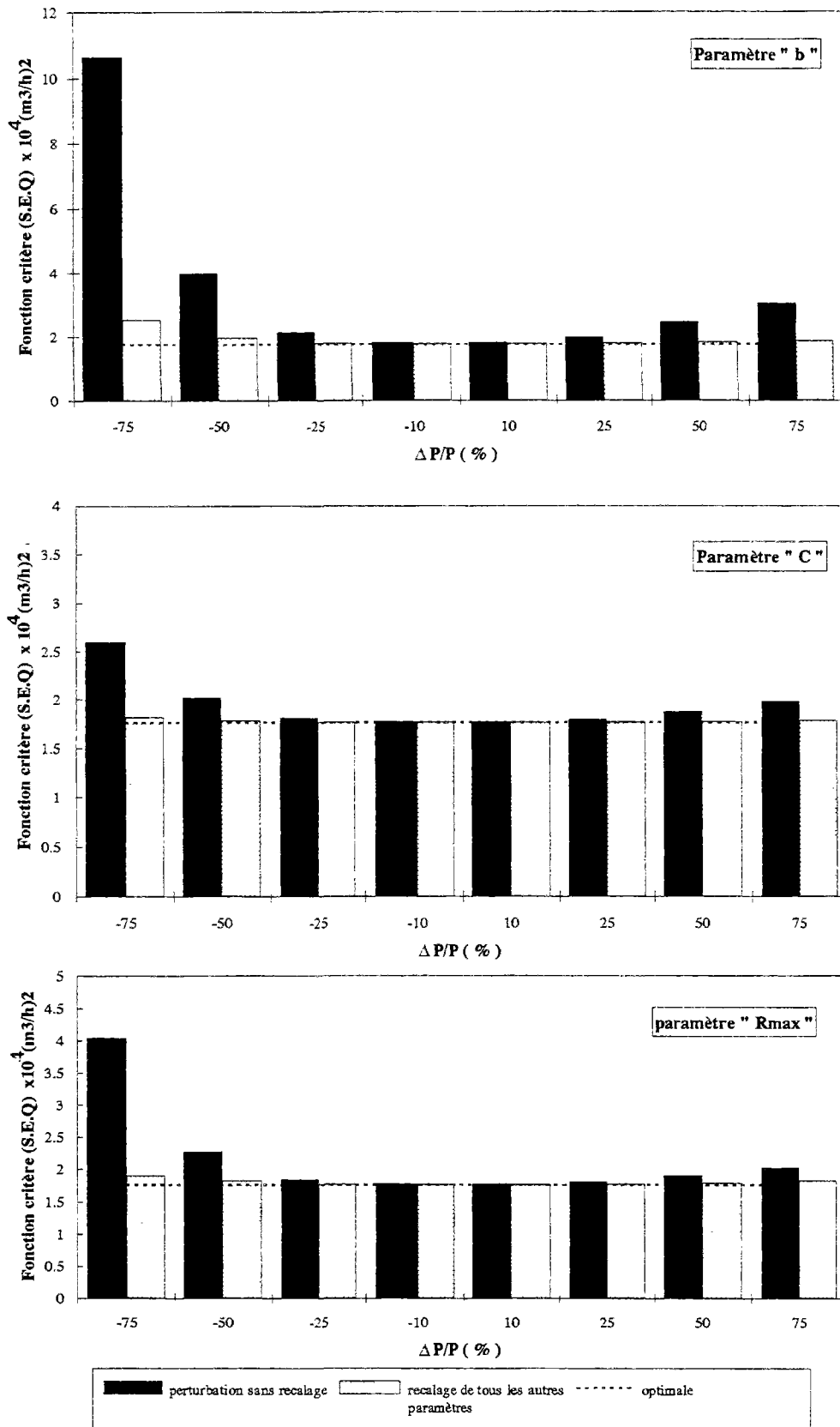


Figure 4.20 (suite) : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.

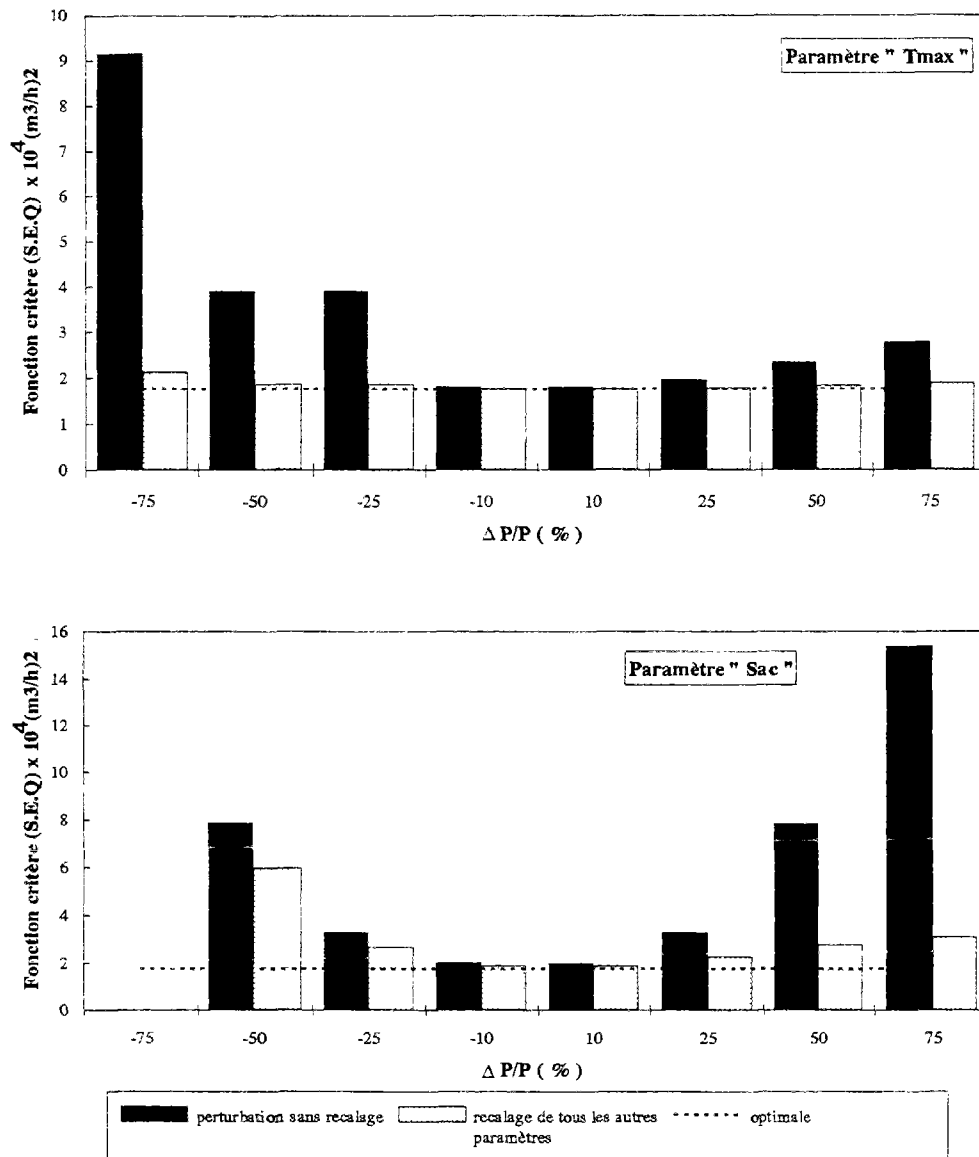


Figure 4.20 (fin) : Illustration de l'effet de compensation entre les paramètres du modèle.

Pour mieux cerner le problème posé par l'interaction entre les paramètres, on a ensuite appliqué une perturbation de $\pm 50\%$ à un des paramètres du modèle et cherché à compenser cette perturbation par le recalage d'un autre paramètre, pendant que le reste des paramètres sont maintenus à leurs valeurs optimales initiales. Ceci permet d'identifier pour chacun des paramètres le ou les paramètres qui sont susceptibles de produire les mêmes effets sur la réponse du modèle.

La figure 4.21 représente les différents graphiques obtenus pour chacun des paramètres du modèle en utilisant une perturbation de -50% de sa valeur optimale. (Une perturbation négative est en général nettement plus défavorable qu'une perturbation positive)

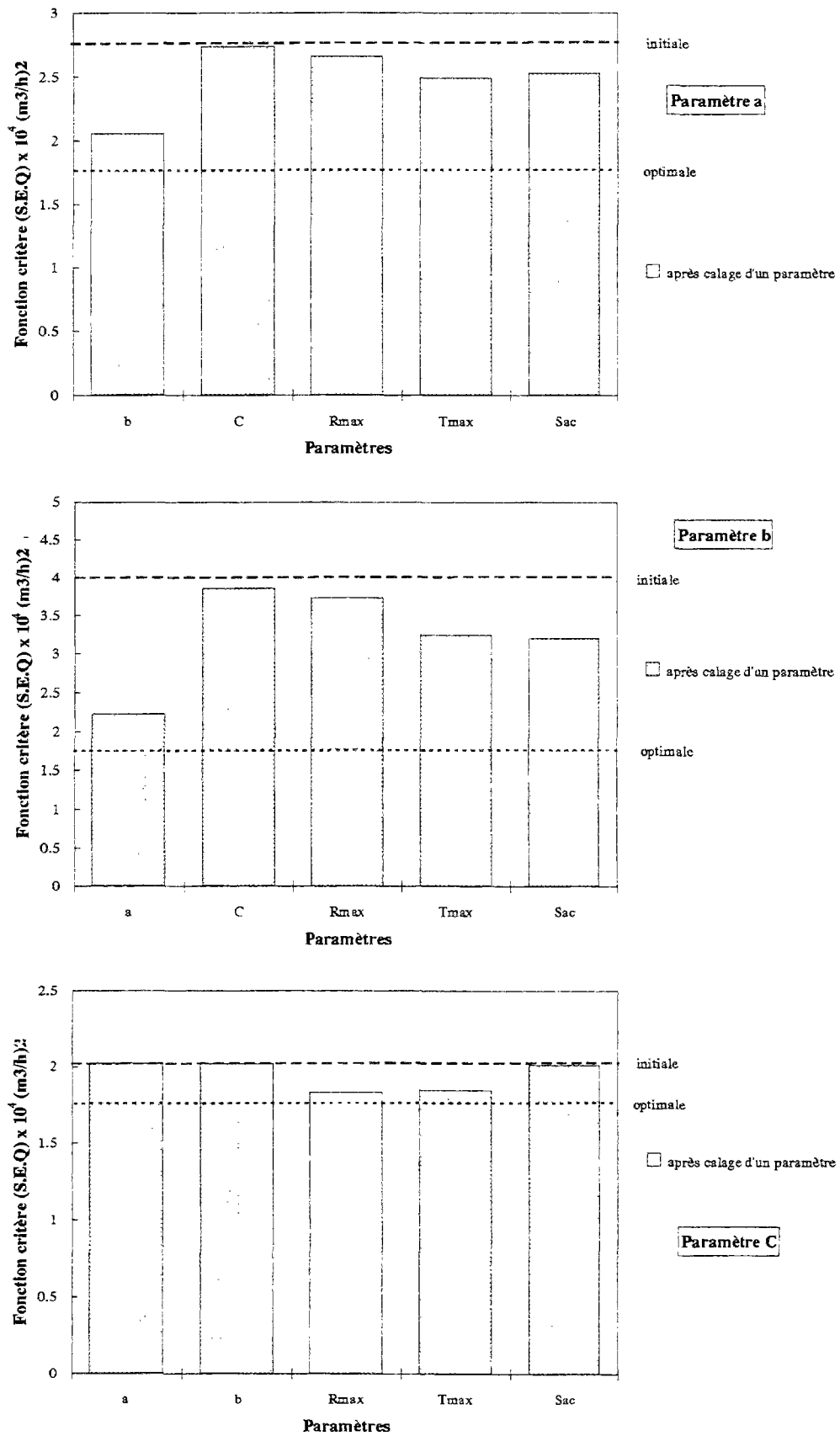


Figure 4.21 : Illustration des effets de compensation pour chaque paire de paramètres.

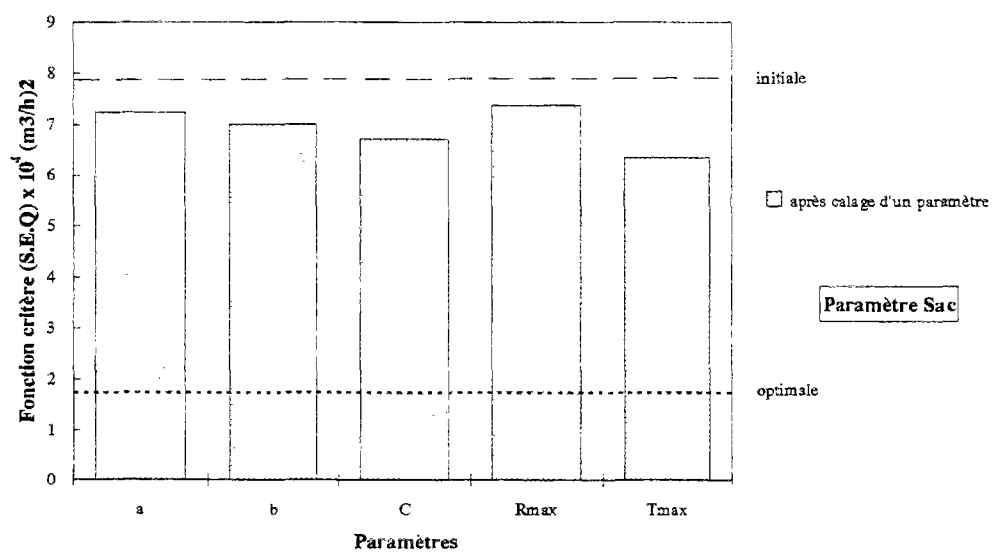
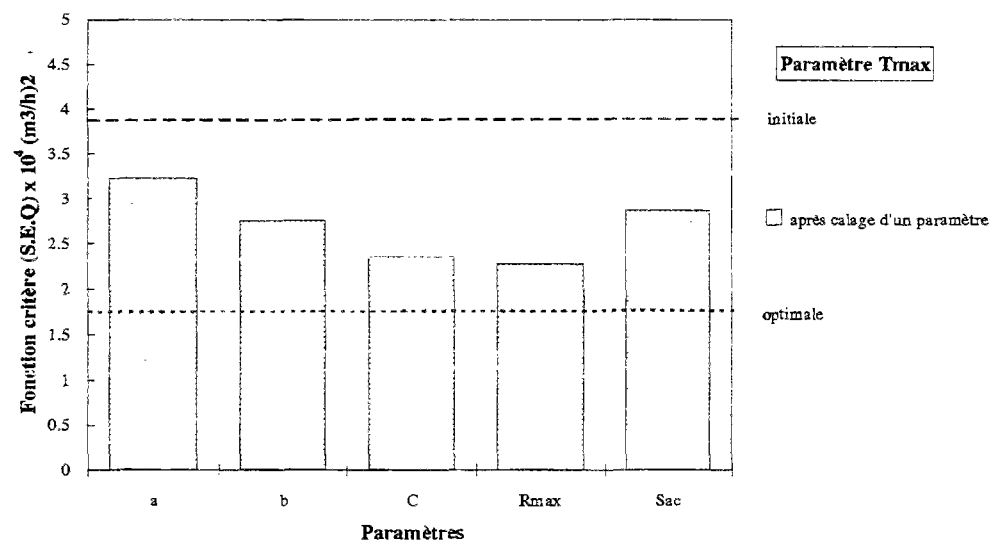
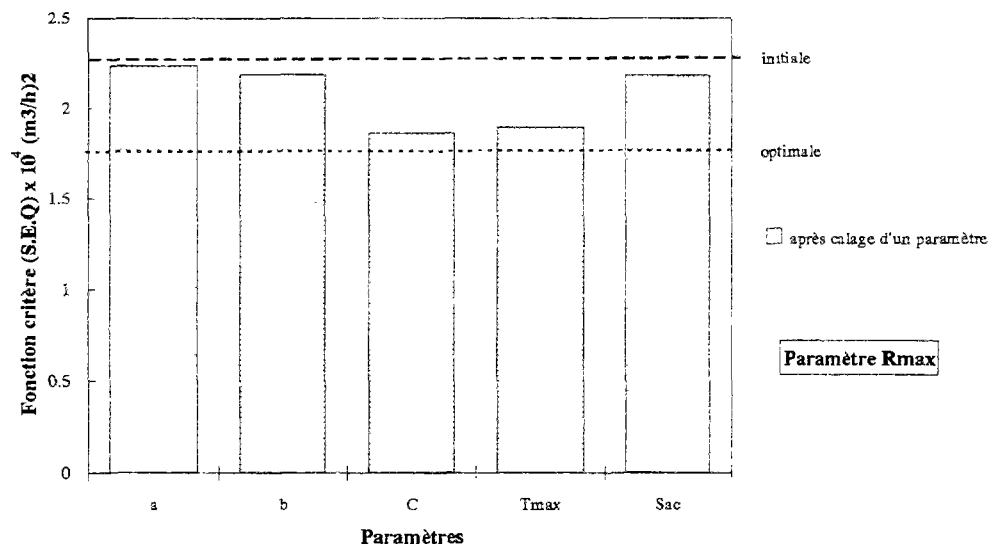


Figure 4.21 (suite): Illustration des effets de compensation pour chaque paire de paramètres.

En examinant ces graphiques on constate que pour le paramètre a , c'est essentiellement l'ajustement du paramètre b qui permet de réduire l'erreur due à sa modification et de ramener la fonction critère à une valeur très proche de l'optimum. Inversement, le paramètre a est en grande partie à l'origine de la compensation des erreurs dues à une mauvaise estimation de la valeur de b , bien que l'effet de T_{max} et Sac ne soit pas totalement insignifiant.

D'autre part, les paramètres C , R_{max} et T_{max} apparaissent comme étant mutuellement interdépendants. En effet, quand la valeur de la fonction critère se trouve augmentée suite à la perturbation de l'un de ces trois paramètres, l'ajustement de l'un des deux autres permet de réduire nettement la fonction critère et d'améliorer par conséquent la qualité de simulation par le modèle.

Particulièrement pour C et R_{max} , la valeur finale de la fonction critère, après le recalage de l'un ou l'autre des paramètres, est très proche de la valeur optimale, témoignant ainsi de l'importance réelle des effets de compensation.

Le paramètre Sac apparaît cependant le moins affecté par les effets d'interaction entre les couples de paramètres, les paramètres C , b et T_{max} peuvent contribuer à réduire l'erreur d'estimation sur Sac mais sans pour autant que le résultat final soit très satisfaisant. Par contre un recalage global peut être sensiblement plus efficace.

La figure 4.22 permet de comparer les valeurs de la fonction critère obtenues d'une part après le calage séparé de chacun des paramètres du modèle et d'autre part après leur calage simultané, pour des perturbations de la valeur de Sac de +50% et -50%.

On constate que pour une augmentation de la valeur de Sac (+50%), le recalage de autres paramètres du modèle permet de compenser une grande partie de l'erreur induite. Les paramètres qui contribuent le plus à cette compensation sont b et T_{max} .

Par contre les erreurs dues à une sous-estimation de la valeur de Sac ne peuvent pas être corrigées d'une manière efficace, même si une action sur T_{max} n'est pas totalement dénuée d'effet. Ceci provient du fait qu'une faible valeur de Sac induit un déficit au niveau de la production qui ne peut pas être compensé en jouant sur les autres paramètres

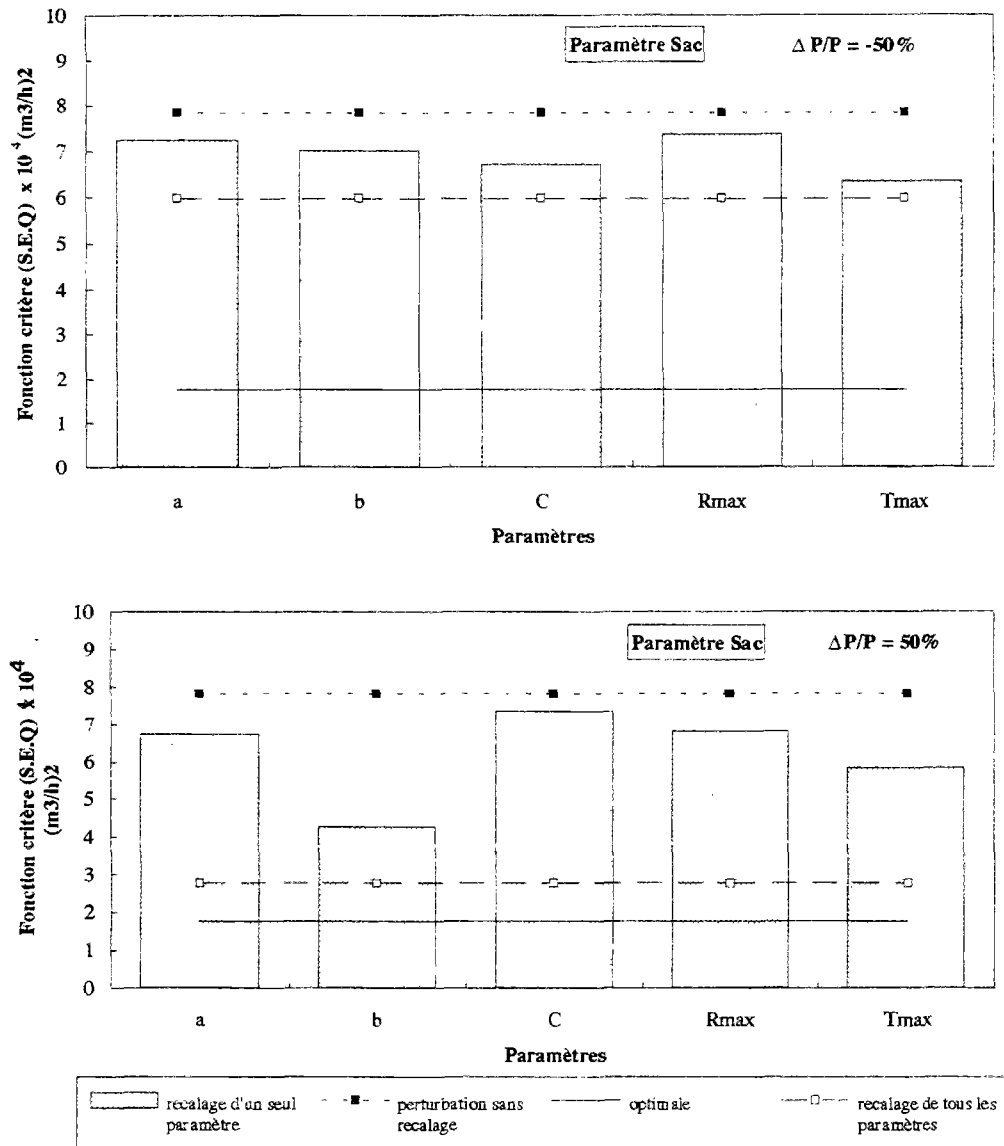


Figure 4.22 : Illustration des effets de compensation entre le paramètre Sac et les autres paramètres du modèle

En fait, les effets de l'interdépendance entre les paramètres renforcent les conclusions esquissées lors de l'étude de sensibilité quant à l'utilisation du modèle pour quantifier la contribution de chaque composante du drainage: si on utilise le débit total comme unique information pour caler les paramètres, une augmentation ou une réduction de l'une des composantes du débit peut être complètement ou partiellement compensée par l'autre composante afin de maintenir une estimation correcte du débit total.

Il est donc intéressant d'examiner plus précisément l'impact de l'interdépendance entre les paramètres sur la répartition du débit simulé. Pour cela, on a considéré plusieurs combinaisons possibles des couples des paramètres les plus corrélés ((a, b), (C, Rmax), (C, Tmax) et (Rmax, Tmax)) donnant des résultats très proches, et on a calculé les proportions relatives des deux types d'écoulement (rapide, lent) dans chacun des cas.

Les résultats de cette analyse sont présentés dans les tableaux 4.3, 4.4, 4.5 et 4.6.

	a (mm)	b (mm)	CR (S.E.Q) $\times 10^4$ (m3/h)	NASH (%)	Vdl / Vtot (%)	Vdr / Vtot (%)	Vdl / Vdr
optimale	2.726	-0.0334	1.7628	90.3	48.85	51.15	0.955
1	4.089	-0.0471	1.8549	89.49	48.14	51.86	0.928
2	1.363	-0.0209	2.0562	88.36	49.88	50.12	0.995
3	4.126	-0.0501	1.8704	89.41	48.01	51.99	0.923
4	1.312	-0.0167	2.2216	87.43	50.68	49.32	1.027

Tableau 4.3 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres a et b.

	C $\times 10^4$ (mm)	Rmax (mm)	CR (S.E.Q) $\times 10^4$ (m3/h)	NASH (%)	Vdl / Vtot (%)	Vdr / Vtot (%)	Vdl / Vdr
optimale	4.2052	122.86	1.7628	90.3	48.85	51.15	0.955
1	6.3078	163.68	1.7881	89.88	42.96	57.04	0.753
2	2.1026	73.99	1.8326	89.63	58.31	41.69	1.398
3	6.4572	184.29	1.8008	89.81	42.61	57.39	0.742
4	2.0236	61.43	1.8611	89.47	58.81	41.29	1.424

Tableau 4.4: Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres C et Rmax.

	C x 10 ⁴ (mm)	Tmax (mm)	CR (S.E.Q) x 10 ⁴ (m3/h)	NASH (%)	Vdl / Vtot (%)	Vdr / Vtot (%)	Vdl / Vdr
optimale	4.2052	88.65	1.7628	90.3	48.85	51.15	0.955
1	6.3078	101.71	1.7899	89.87	47.39	52.61	0.9
2	2.1026	70.82	1.8475	89.54	51.47	48.53	1.06
3	10.4692	132.96	1.9301	89.08	48.5	51.5	0.941
4	0.9597	44.32	2.3523	86.69	47.49	52.51	0.904

Tableau 4.5 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres C et Tmax.

	Rmax (mm)	Tmax (mm)	CR (S.E.Q) x 10 ⁴ (m3/h)	NASH (%)	Vdl / Vtot (%)	Vdr / Vtot (%)	Vdl / Vdr
optimale	122.86	88.65	1.7628	90.3	48.85	51.15	0.955
1	184.26	75.43	1.8096	89.76	43.66	56.34	0.774
2	61.43	116.05	1.8954	89.27	57.21	42.79	1.336
3	59.11	132.96	1.9763	88.81	61.16	38.84	1.574
4	375.51	44.32	2.2739	87.13	27.13	72.87	0.372

Tableau 4.6 : Répartition du débit total pour différentes combinaisons des paramètres Rmax et Tmax.

Pour l'ensemble des cas présentés dans ces tableaux, tous les paramètres qui ne sont pas mentionnés ont été maintenus à leurs valeurs optimales (issues du calage global du modèle).

On constate tout d'abord que la modification des couples de valeurs des paramètres a-b et C-Tmax n'entraîne pas un grand changement dans la répartition du débit total. Les pourcentages obtenus sont très proches même pour des combinaisons très différentes

Cependant, pour les paramètres C-Rmax et Rmax-Tmax, la répartition du débit s'est montrée plus variable: alors que le calage optimal fournit une répartition proche de 50%-50% pour les deux composantes du débit, cette répartition peut avoisiner 60-40 ou 40-60 pour

certaines combinaisons. Certes celles-ci correspondent à des valeurs plus élevées de la fonction critère et ne devraient pas être sélectionnées par une procédure de calage efficace. Il n'en reste pas moins vrai qu'un risque d'erreur existe, et que les volumes annuels correspondant à chaque composante du débit peuvent être estimés avec une précision de l'ordre de +/- 20%

4.5. INFLUENCE DE LA PERIODE DE CALAGE ET VALIDATION DU MODELE:

Il est généralement admis que la fiabilité d'un modèle conceptuel opérationnel dépend essentiellement de l'efficacité de la procédure de calibration employée. Cette procédure nécessite la définition de trois éléments : (1) la fonction critère, (2) l'algorithme d'optimisation et (3) les données de calage.

Il est évident que le succès de la procédure de calage dépend de la nature des données utilisées (quantité et qualité). Il est souvent recommandé de choisir les séries de données de telle manière qu'elles soient "représentatives" des divers processus physiques qui sont pris en compte par le modèle.

Pour satisfaire à cette condition, l'utilisation des séries de données de très longues durées n'a pas toujours permis d'obtenir des meilleurs résultats. SOROOSHIAN et al, 1983 notent que c'est surtout la qualité de l'information contenue dans les données qui définit la précision d'estimation des paramètres et que l'utilisation des chronologies de données qui contiennent plus de "variabilité hydrologique" est plus adaptée pour activer les divers modes de fonctionnement du modèle.

Pour examiner l'influence des données utilisées lors du calage sur les valeurs des paramètres et la qualité des simulations par le modèle, on a procédé à la calibration du modèle sur différentes périodes qui ne traduisent pas forcément le même contexte hydrologique ni la même quantité d'informations.

Pour cela, on a considéré dans un premier temps des périodes d'une durée de trois mois réparties différemment sur l'année, et dans un deuxième temps des périodes de durée variable (3 mois, 6 mois, 9 mois et 16 mois).

La figure 4.23 montre les différentes périodes de calage choisies.

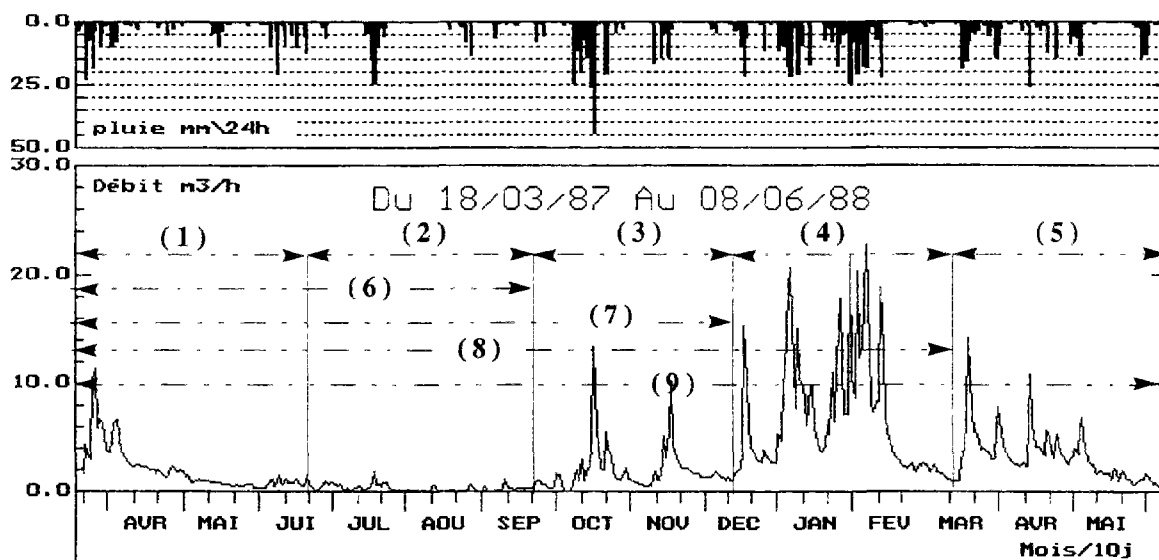


Figure 4.23: Illustration des périodes de calage et de validation utilisées

D'autre part, les résultats obtenus à partir du calage sur plusieurs périodes ont été utilisés pour tester la validation du modèle, c'est à dire vérifier l'adéquation de l'ajustement entre les valeurs mesurées et simulées sur des données qui n'ont pas été utilisées dans le calage. Cette procédure est très importante dans la mesure où elle permet de juger la capacité du modèle à bien reproduire des processus qui n'ont pas été pris en compte dans l'estimation des paramètres. Elle permet également d'estimer la durée et la période de mesures nécessaires au bon ajustement des paramètres.

Le tableau 4.7 représente les principaux résultats obtenus à partir de cette analyse : pour chaque période de calage employée, on donne les valeurs des paramètres correspondants, le critère d'appréciation de la qualité d'ajustement (NASH) calculé pour la période de calage, de validation et pour la durée totale des mesures.

On constate tout d'abord que les valeurs des paramètres sont assez variables selon la période de calage adoptée: l'écart-type inter-période est en général deux fois plus élevé que les estimations de l'écart-type de calage des paramètres sur toute la période données dans le tableau 4.2, sauf pour Tmax qui a une distribution un peu particulière...

Période de calage											
N°	Durée	a	b	C x 10 ⁴	Rmax	Tmax	Sac	NASH (%)	Période de validation		Période Totale
									Durée	NASH (%)	
1	3 mois	1,79	-0,0114	2,24	101,8	93,4	3,99	91,9	13 mois	73,1	78,4
2	3 mois	3,68	-0,0221	8,25	46,3	23,5	3,52	63,2	13 mois	36,8	40,6
3	3 mois	3,59	-0,0626	1,01	26,4	55,6	4,58	70,1	13 mois	58,7	62,9
4	3 mois	3,01	-0,0411	4,632	99,8	92,5	4,25	93,7	13 mois	84,5	89,8
5	3 mois	2,51	-0,0421	2,76	116,11	87,56	3,99	92,1	13 mois	71,8	79,8
6	6 mois	2,41	-0,0248	2,21	84,4	86	4,62	89,6	10 mois	80,2	84,3
7	9 mois	3,49	-0,0152	1,47	100,2	88,9	4,43	81,5	7 mois	66,5	69,1
8	12 mois	3,94	-0,0508	6,48	145,5	95,88	4,21	91,3	4 mois	88,4	90,1
9	16 mois	2,73	-0,0334	4,205	122,86	88,64	4,43	90,3	-	-	90,3
Moyenne		3,01	-0,0335	5,16	94,99	79	4,22				
E.T		0,671	0,0159	3,99	34,9	23	0,327				
C.V		0,22	-0,47	0,77	0,36	0,229	0,076				

Tableau 4.7 : Résultats de l'analyse de l'influence de la période de calage.

D'autre part, on constate que la durée de la période de calage ne constitue pas le critère de choix le plus important. Il est évident que plus cette période sera longue, plus elle est susceptible de contenir le maximum d'informations utiles pour le calage, cependant des plus courtes périodes peuvent très bien être représentatives de la variabilité des phénomènes observés et fournir des résultats très satisfaisants en validation. Par exemple les périodes 1, 4 et 5 dont la durée est uniquement de 3 mois, mais qui comportent plusieurs événements pluvieux pour lesquels la réponse de réseau en terme de débit est significative, ont permis d'avoir des résultats très satisfaisants aussi bien en calage qu'en validation.

La figure 4.24 montre les débits mesurés et simulés durant la période de calage et de validation en utilisant le jeu des paramètres issus de la calibration sur la période 4.

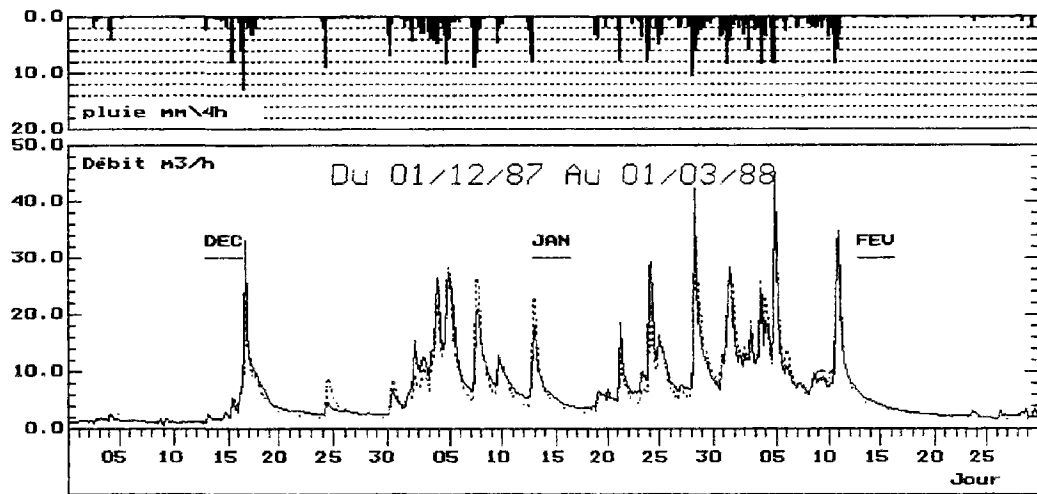
Par contre le choix de la période de reprise des écoulements (période 3) n'est pas idéal pour l'ajustement des paramètres. En effet, l'accumulation des pertes par évapotranspiration durant l'été et la restauration des stocks d'eau dans les divers réservoirs au début de l'automne, est un problème souvent rencontré dans la modélisation conceptuelle de la transformation pluie-débit et qui ne permet pas toujours de bien reproduire les premiers événements observés. Le calage des paramètres utilisant cette période conduit donc à une sous-estimation des pertes qui se fait ressentir dès qu'on passe en validation. En fait les problèmes posés par l'utilisation de cette période pour le calage des paramètres sont tels que même des périodes de calage de 6 ou 9 mois qui l'incluent peuvent donner de moins bons résultats que des calages sur 3 mois qui ne l'incluent pas.

Mais les plus mauvais résultats correspondent bien entendu à un calage sur des mesures estivales: à cette saison les phénomènes modélisés se traduisent par une très faible réponse des débits aux pluies, ce qui ne permet guère d'appréhender quel sera le comportement de la période hivernale.

Cependant, si les mesures recueillies durant l'été ne peuvent pas servir au calage d'un modèle d'infiltration, elles sont très utiles pour détecter la présence de mauvais branchements d'eaux pluviales sur un réseau d'eaux usées et les quantifier. L'absence des eaux parasites d'infiltration durant cette période facilite, en effet, l'identification des sources d'apport direct d'eaux pluviales.

Soulignons enfin un point important: les mauvais résultats en validation sont "annoncés" par un calage médiocre: il semble donc qu'il n'y ait pas de risque d'être abusé par des résultats illusoire, issus d'une période de calage trop courte...

a/ période de calage.



b/ période de validation

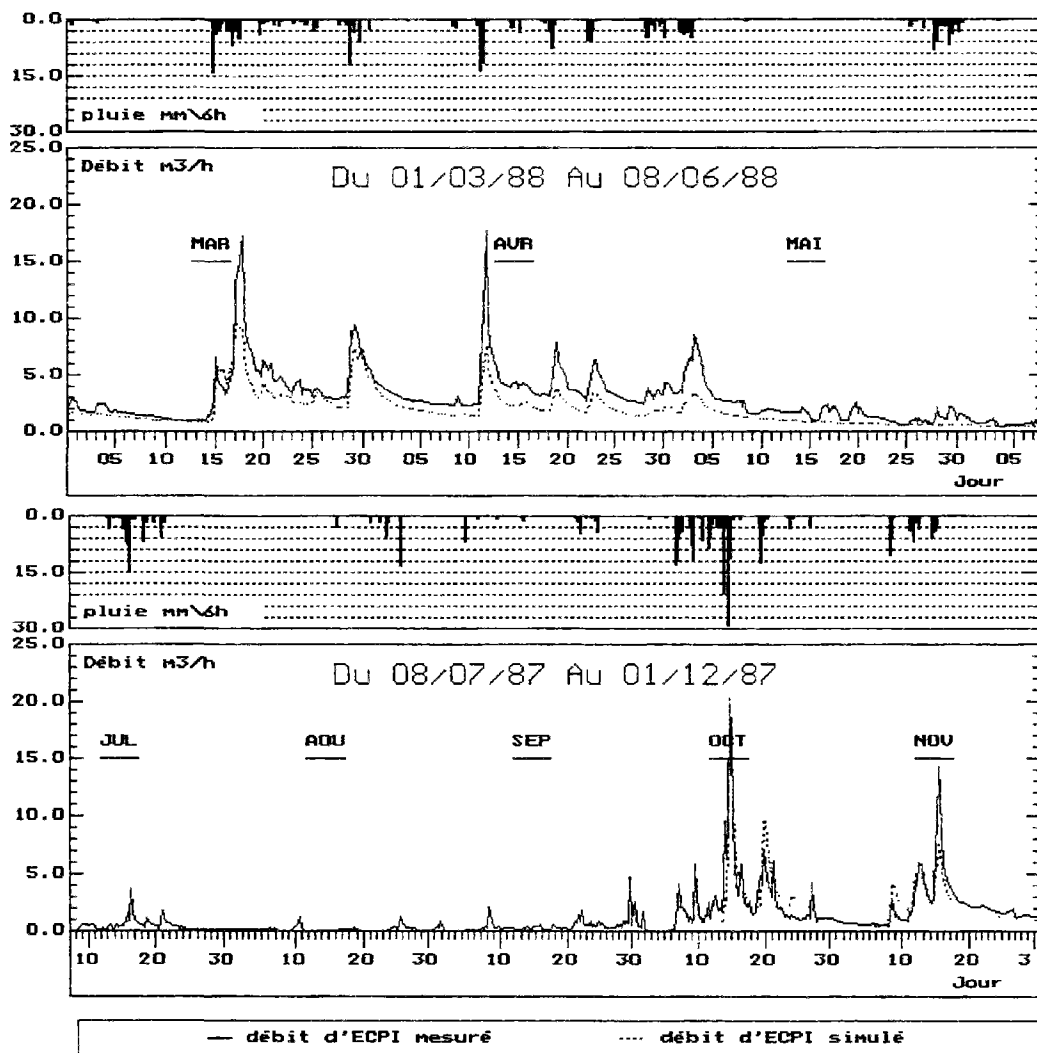


Figure 4.24 : Débit mesuré et simulé durant la période de calage (4) et de validation.

Dans le même objectif d'analyse de l'influence des données prises en compte pour l'ajustement des paramètres du modèle, on a considéré le cas où les mesures de débit sont affectées par un effet d'écrtage. En effet, à l'occasion d'événements pluvieux importants, la saturation de la capacité des ouvrages de stockage à l'amont des points de mesure (postes de relevage, stations d'épuration) peut entraîner un débordement ou une évacuation des eaux par les ouvrages de contrôle (déversoirs d'orages, by-pass...). Il en résulte que les mesures recueillies sont tronquées et n'indiquent pas les valeurs réelles des pointes de débit.

Pour prendre en compte l'influence sur la qualité d'ajustement du modèle d'un manque d'information sur les débits de pointe, on a procédé au calage des paramètres en utilisant uniquement les mesures du débit inférieur à une valeur seuil.

Les résultats obtenus pour des valeurs du débit seuil de 5 m³/h, 10 m³/h, 20 m³/h et 30 m³/h sont représentés dans le tableau 4.8.

Débit seuil Q _s (m ³ /h)	NASH (%)			
	calage Q < Q _s	validation Q ≥ Q _s	Toutes les données	Q ≥ Q _s avec calage sur toutes les données
5	96.2	47.8	78.6	78.1
10	94.3	38.7	87.8	66.2
20	92.6	32.4	89.8	58.7
30	92.1	28.3	90.1	47.5
-	90.3	-	90.3	-

Tableau 4.8: résultats du calage du modèle utilisant les mesures inférieures à un débit seuil

D'une manière générale, on constate qu'en utilisant les paramètres issus du calage avec des mesures de débit inférieures à un seuil, le modèle reproduit correctement les débits observés sur toute la période. Cependant, Pour les débits supérieurs à la valeur du débit seuil (données de validation), les valeurs du critère de Nash obtenues indiquent une baisse de la qualité d'ajustement aux débits réels. La comparaison de ces valeurs avec celles obtenues en effectuant un calage sur toutes les données, montre l'importance de la prise en compte des débits de pointe dans la procédure d'identification des valeurs des paramètres.

La figure 4.25 montre les débits mesurés et simulés par le modèle en utilisant les valeurs des paramètres ajustés avec les débits mesurés inférieurs à 20 m³/h. Bien que les fortes

valeurs du débit ne soient pas toujours atteintes, le résultat global de la simulation, traduit par le critère de NASH est assez satisfaisant. Ceci est bien sûr moins vrai pour des seuils de débit très faibles (e.g. $5 \text{ m}^3/\text{h}$) à cause de la faible représentativité des données prises en compte.

Un autre intérêt d'un calage n'utilisant pas les débits de pointe aurait pu être la séparation des apports par drainage rapide des apports directs d'eaux pluviales. Mais la reconstitution des débits de pointe à partir du reste de l'hydrogramme reste médiocre, et l'estimation des eaux pluviales ne pourra se faire qu'en absence de drainage, comme nous le verrons dans le prochain chapitre...

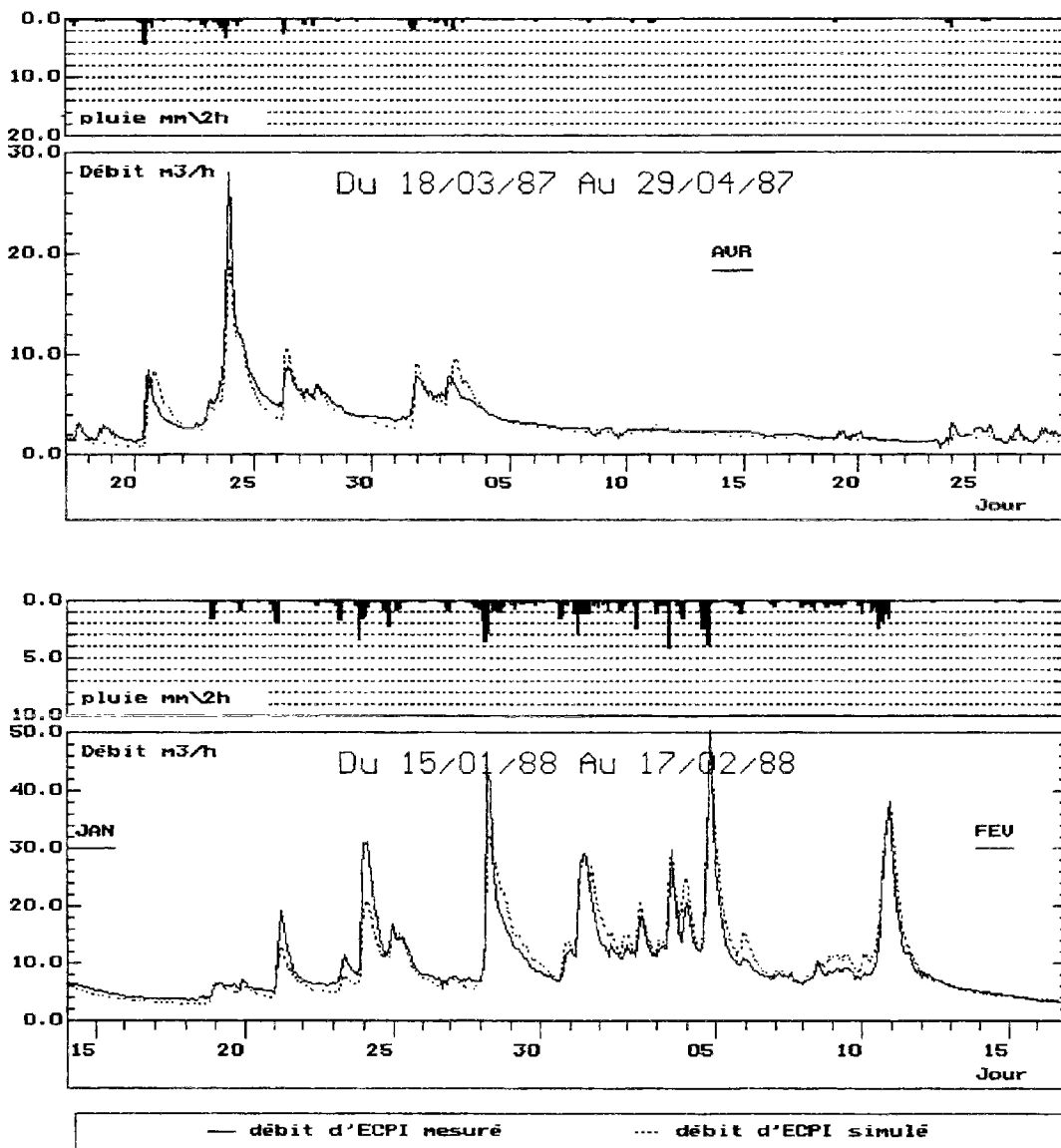


Figure 4.25 : représentation du débit mesuré et simulé obtenus en utilisant les paramètres issus du calage avec les débits inférieurs à $20 \text{ m}^3/\text{h}$.

4.6. CONCLUSION

L'étude détaillée de la sensibilité des résultats de simulation au calage des paramètres a mis en évidence plusieurs éléments intéressants:

- La sensibilité du modèle au calage des paramètres considérés individuellement est très différente selon le paramètre considéré, et dans une moindre mesure selon l'ampleur et le sens de la perturbation. Par contre elle dépend assez peu du critère d'ajustement pris en compte (volume total, écart quadratique moyen entre débit mesuré et simulé, écart quadratique moyen sur les débits de pointe). Le facteur d'échelle Sac apparaît comme le plus important: le débit total et ses composantes lente et rapide lui sont directement proportionnelles et c'est sur ce paramètre que l'incrément devra être le plus fin pour l'algorithme de calage. Les deux paramètres a et b de la fonction de production ainsi que le paramètre Tmax gouvernant le partage entre les deux composantes jouent aussi un rôle non négligeable. En revanche le stock initial dans le réservoir de production, qui n'est pas à proprement parler un paramètre du modèle mais qui peut être inclus dans la procédure de calage semble jouer un rôle subsidiaire dès lors que la période simulée est suffisamment longue pour que la phase de "mise en route" devienne négligeable.

- Les interactions entre paramètres sont telles que plusieurs combinaisons de valeurs très différentes peuvent aboutir à des résultats de simulation très voisins, en particulier si on ne prend en compte que la reproduction du débit total. Cela signifie qu'il pourra être difficile de prédéterminer les valeurs des paramètres, par exemple à partir des caractéristiques des bassins versants. De plus certaines combinaisons peuvent aboutir à des répartitions assez différentes du débit total entre ses deux composantes. Cela peut poser un problème si on considère que ces composantes peuvent avoir un sens physique et que la modélisation aurait pu être utilisée en diagnostic pour quantifier ces composantes.

- Le calage du modèle ne nécessite pas de très longues périodes de mesure: 3 mois peuvent parfois suffire si ceux-ci sont typiques de la saison humide, avec nappes hautes et événements pluvieux et si les branchements directs d'eaux pluviales sont négligeables. Une période de 6 mois à un an semble plus raisonnable dans la plupart des cas. On peut même s'accommoder de données écrêtées, à condition bien sûr que le seuil d'écrêtement soit suffisamment élevé.

CHAPITRE 5

CHAPITRE 5

PRISE EN COMPTE DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU DEBIT DANS UN RESEAU EAUX USEES - APPLICATION AU SITE DE REZE

5.1. INTRODUCTION

Jusqu'à présent nous avons travaillé sur les données du site du LCPC. Celles-ci sont très favorables car elles permettent d'observer les eaux claires parasites d'infiltration à l'état "natif": les débits sanitaires sont très faibles et il n'y a pas de raccordements directs d'eaux pluviales. Mais il importe de tester les performances du modèle dans un contexte plus réaliste.

Pour ce faire on a utilisé des données en provenance du site expérimental de REZE. Ce site est décrit plus en détail dans le premier chapitre et également par BREIL, 1990 et ANDRIEU et al., 1991. Rappelons simplement qu'il s'agit d'un bassin versant péri-urbain d'une douzaine d'hectares, avec un habitat de type pavillonnaire et 2 km de réseau séparatif eaux usées implantés sous chaussées desservant quelques 185 branchements. On dispose sur ce site de mesures de pluie et de débit depuis 1991, mais si les données pluviométriques sont satisfaisantes (3 pluviomètres implantés sur le site plus une station de la Météorologie nationale proche) celles qui concernent le débit du réseau d'eaux usées sont plus aléatoires: elles sont obtenues à partir du fonctionnement d'un poste de relèvement dont la fiabilité laisse à désirer...

Ce site présente des débits beaucoup plus équilibrés que le LCPC entre eaux usées et eaux parasites d'infiltration. Par ailleurs on a pu y détecter quelques branchements directs d'eaux pluviales. L'application d'un modèle d'infiltration nécessite donc d'extraire des mesures de débit total les composantes relatives à ce type d'apport. Cela a été fait par différence, en cherchant à identifier puis à éliminer les contributions des apports d'eaux usées et d'eaux pluviales au débit total. On a ensuite pu tester la transposabilité à ce site du modèle précédemment développé: on a conservé la structure générale définie sur le site du LCPC et on a simplement cherché à estimer les valeurs numériques des différents paramètres sur une période de calage, puis on a étudié les résultats obtenus sur une période de validation relativement longue.

5.2. ESTIMATION DES COMPOSANTES DU DEBIT TOTAL AUTRES QUE LES EAUX CLAIRES PARASITES D'INFILTRATION

5.2.1. Estimation des débits d'eaux usées (EU)

Le débit sanitaire proprement dit est un apport qui provient essentiellement des rejets d'eaux usées domestiques qui sont directement liés à la nature des activités humaines journalières et à leurs besoins en eau. De ce fait, le débit d'eaux usées présente toujours des composantes périodiques qui correspondent aux rythmes des différentes activités et une composante aléatoire qui traduit la variabilité des quantités d'eau consommées pour ces activités ainsi que la variabilité de leur localisation dans le temps.

Il en résulte que ce type d'apport est très variable selon les heures de la journée, les jours de la semaine et les saisons. Les rejets occasionnels qui peuvent survenir à des dates ou des périodes particulières (jours fériés, vacances scolaires, ...) entraînent également des variations assez importantes du débit collecté qu'il est nécessaire de prendre en compte. Notons également que la variabilité du débit sanitaire est associée à l'échelle de temps utilisée et qu'elle est d'autant plus difficile à caractériser que le pas de temps adopté est faible.

Comme on s'intéresse à l'estimation des valeurs horaires du débit sanitaire sur le site de Rezé, la méthode utilisée consiste à identifier des profils "type" de l'hydrogramme journalier des eaux usées échantillonné au pas de heure, qui soient représentatifs de ces apports durant les différentes phases de la période de mesure considérée. Pour cela, on utilise donc les mesures du débit total recueillies durant les périodes caractérisées par l'absence d'événements pluvieux importants pour déterminer un profil journalier moyen du débit horaire d'eaux usées.

L'application de cette méthode nécessite la sélection préalable des périodes qui ne sont pas directement influencées par la pluie et durant lesquelles on suppose l'absence d'apports parasites importants. Pour cela, deux critères de sélection ont été utilisés pour mettre en oeuvre une méthode systématique de recherche de ces périodes:

- un seuil d'intensité et/ou de hauteur de pluie (P_{seuil}) au dessus duquel l'événement pluvieux est supposé être significatif et peut engendrer des apports parasites non négligeables.

- la durée maximale d'influence d'un événement significatif (D_i).

La procédure de sélection commence donc par la recherche des événements pluvieux significatifs qui satisfassent au premier critère. A chaque fois qu'un événement est identifié à un instant t donné, la période $t+D_i$ est considérée comme étant directement influencée par cet événement et ne peut pas être alors utilisée pour la détermination de l'hydrogramme type des eaux usées. Par contre le test par rapport à P_{seuil} se poursuit à l'intérieur de la période influencée, et chaque nouveau dépassement prolonge cette période en réinitialisant le calcul de $t+D_i$ (figure 5.1).

Les valeurs de P_{seuil} et D_i peuvent être variables en fonction de la saison considérée compte tenu de l'influence du contexte hydrologique sur les apports parasites. Les valeurs de ces critères qui ont été adoptées sont $P_{\text{seuil}} = 2\text{mm/h}$ et $D_i = 48$ heures pour la période estivale et $P_{\text{seuil}} = 1\text{mm/h}$ et $D_i = 78$ heures pour la période hivernale.

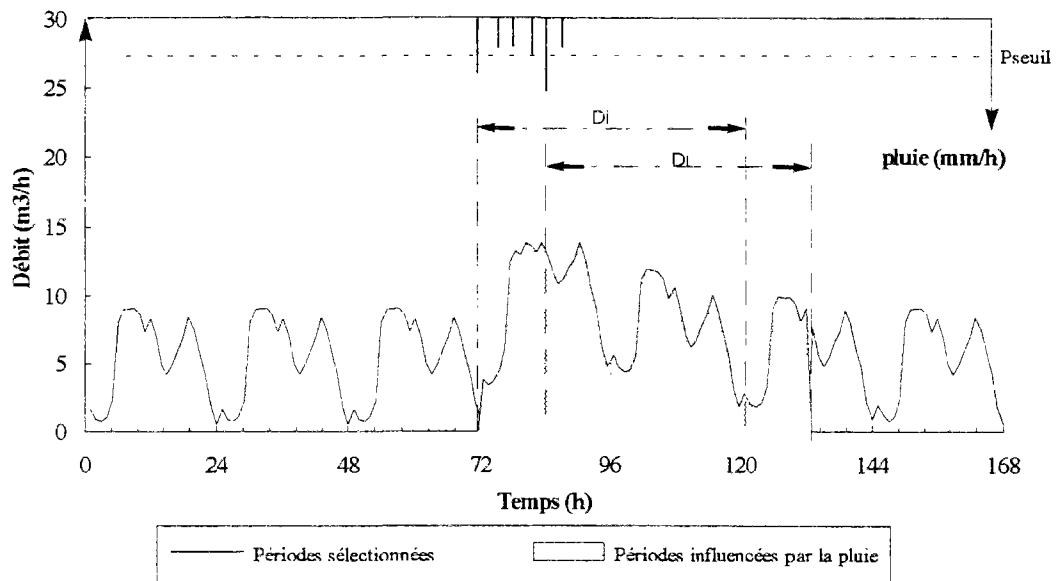


Figure 5.1: Illustration des critères de sélection des périodes représentatives des apports d'EU

D'autre part, pour tenir compte de l'existence éventuelle d'apports parasites plus ou moins permanents durant les périodes sélectionnées, on a considéré uniquement les débits supérieurs aux minimums nocturnes enregistrés (figure 5.2).

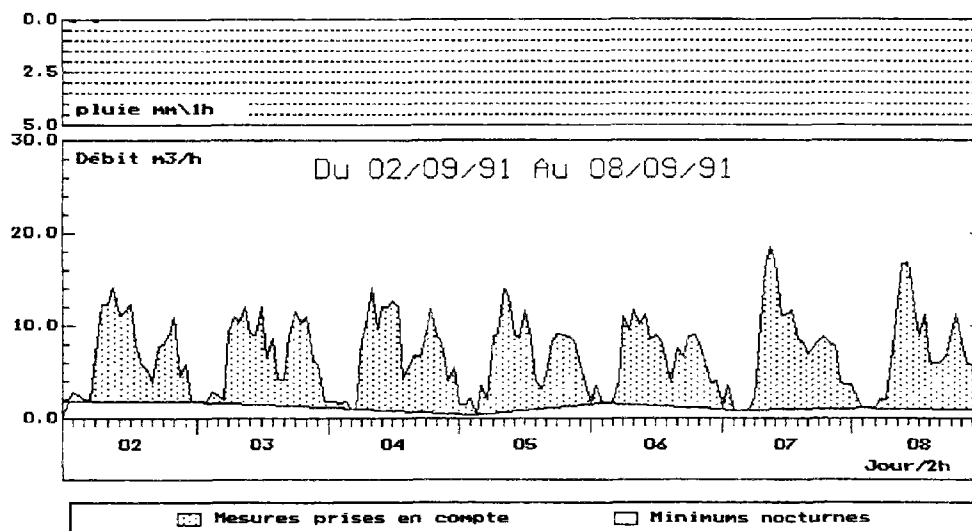


Figure 5.2: Sélection des mesures du débit d'eaux usées

L'identification d'un profil type des eaux usées sur le site de Rezé a été effectuée séparément pour quatre périodes de la chronologie de mesures disponible, qui ont été regroupées en deux "saisons". Pour la saison estivale on a utilisé les mesures enregistrées durant les mois de Juin à Septembre 1991 et d'Avril à Septembre 1992. Pour la saison hivernale on a pris en compte les mesures effectuées durant les mois d'Octobre 1991 à Mars 1992 et d'Octobre 1992 à Mars 1993.

Une attention particulière a été également donnée à la variabilité de ces apports d'eaux usées durant les jours de fin de semaine (samedi, dimanche) et de vacances scolaires qui ont été traités séparément.

La figure 5.3 montre les profils de l'hydrogramme des eaux usées identifiés pour un jour de la semaine (du lundi au vendredi) ainsi que pour le samedi et le dimanche durant la période de l'été. On remarque que ces profils sont assez contrastés, avec deux pointes journalières et des débits nocturnes très faibles par rapport aux débit diurnes. On note également la différence de forme entre ces trois profils qui montre le caractère particulier des jours de fin de semaine essentiellement marqués par des pointes horaires plus élevées. Le débit journalier moyen est également plus important pour les jours de fin semaine.

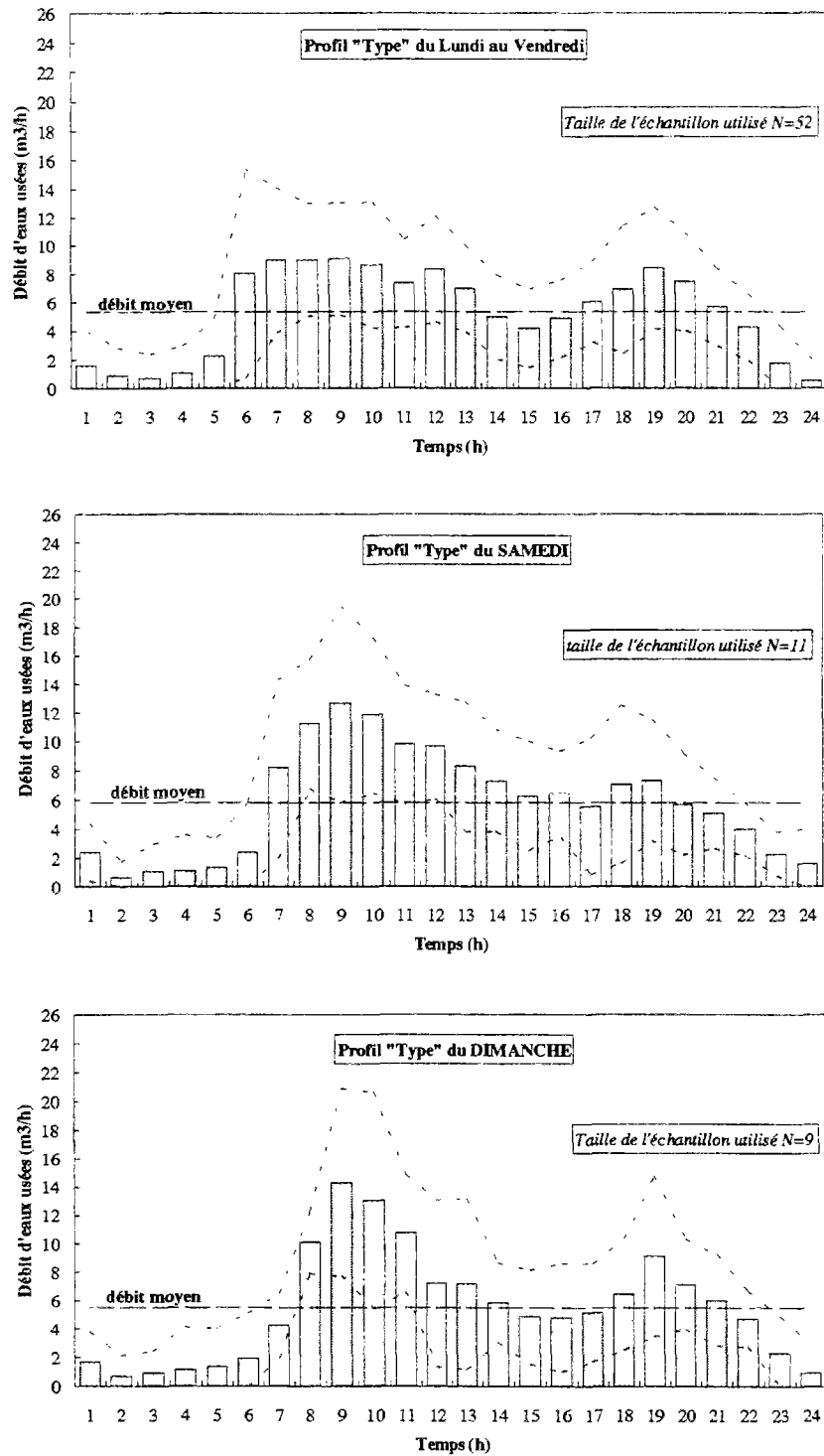


Figure 5.3: profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant l'été

La figure 5.4 représente les profils de l'hydrogramme journalier des eaux usées identifiés pour l'hiver. On constate que la forme de ces hydrogrammes est très proche de celle des profils correspondant à l'été, cependant on note une légère augmentation du débit moyen journalier qui est plus marquée pour les jours de fin semaine.

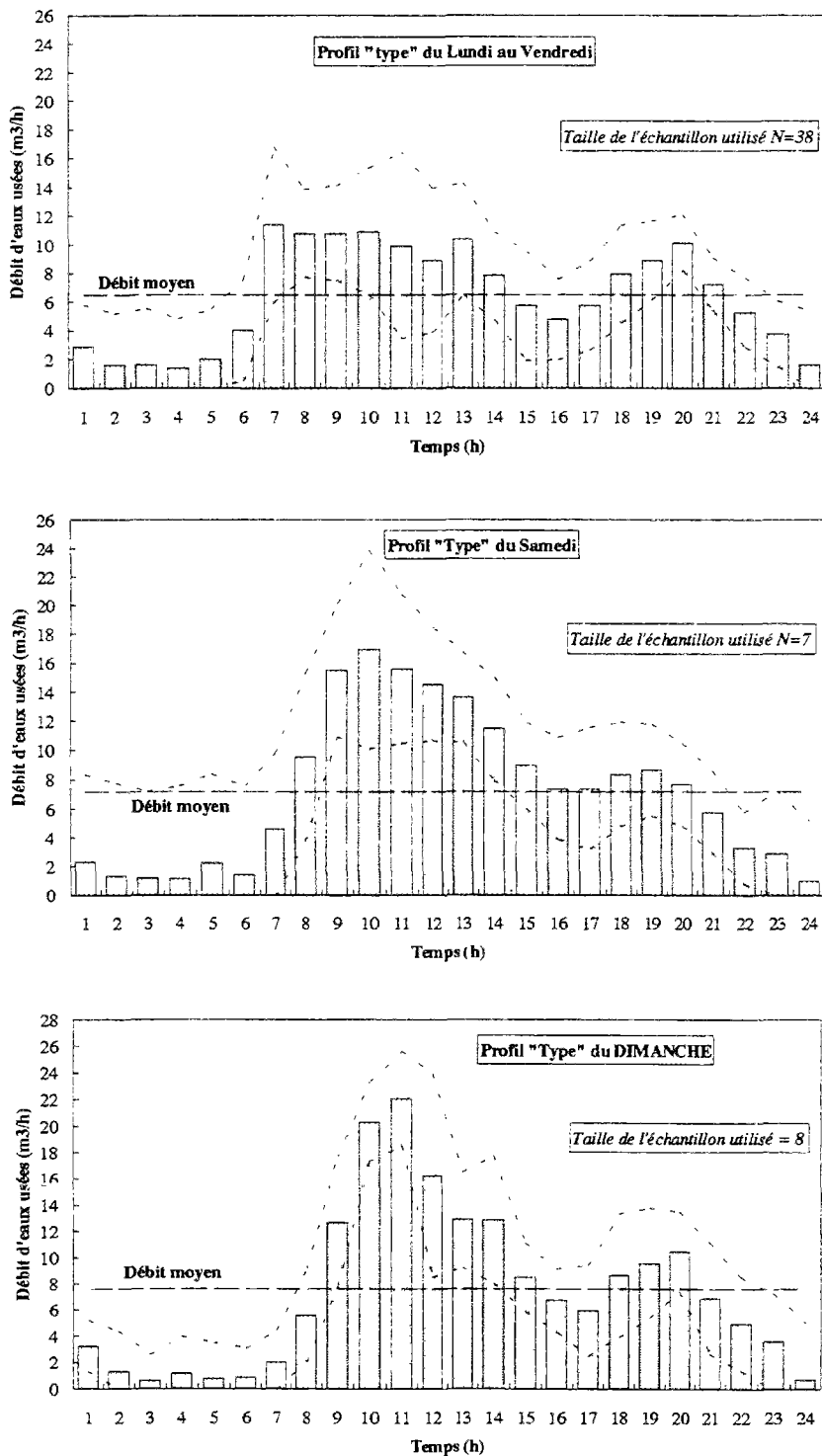


Figure 5.4: profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant l'hiver

Les profils de l'hydrogramme journalier des eaux usées identifiés pour la période des vacances scolaires sont représentés par la figure 5.5. On remarque que par rapport aux profils précédents, les pointes journalières sont plus marquées et plus importantes (surtout pour les

jours de fin de semaine). Les débits durant les plages nocturnes présentent une légère augmentation et le débit moyen journalier est également plus élevé.

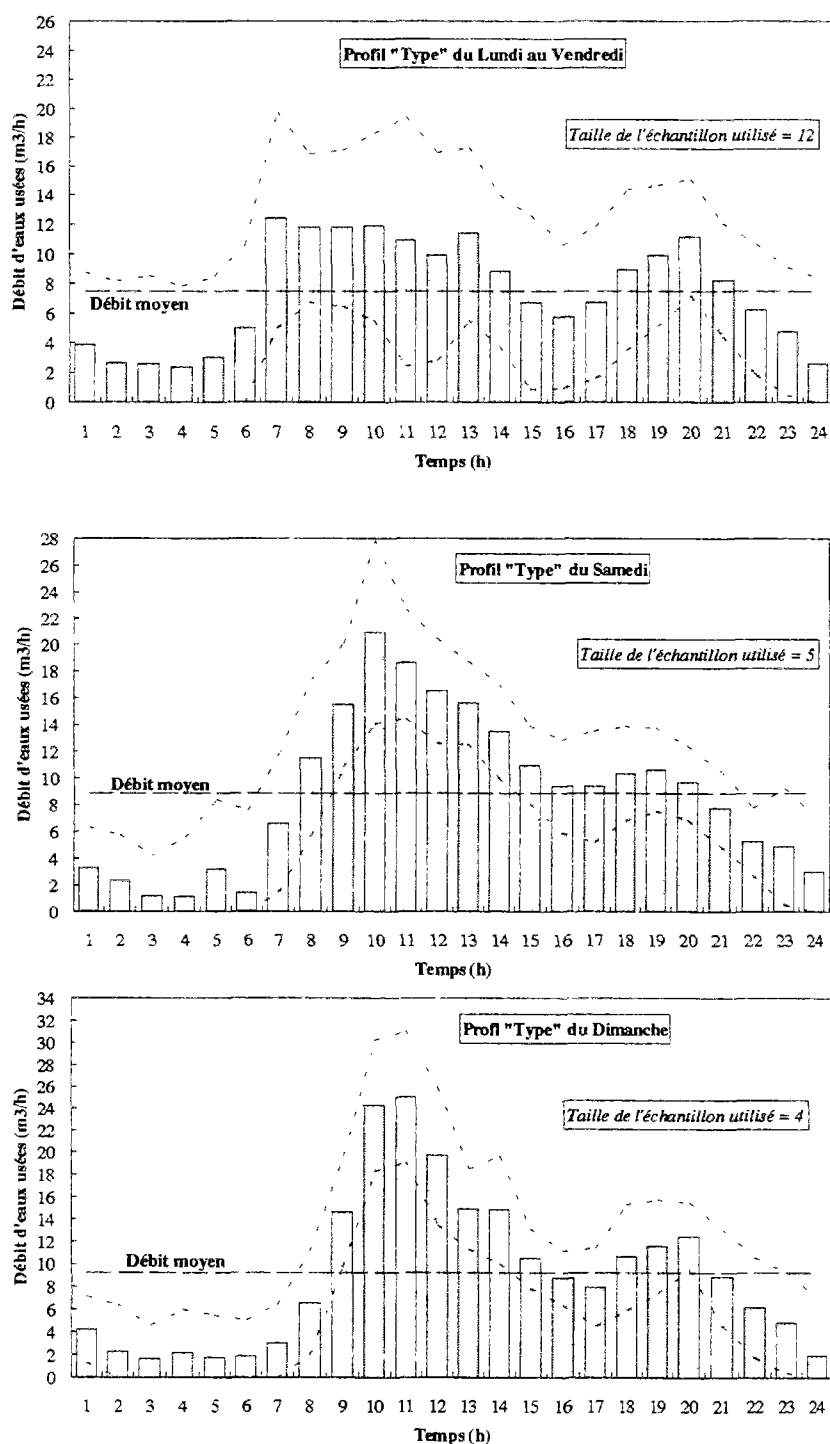


Figure 5.5: profils types de l'hydrogramme journalier des eaux usées durant les vacances scolaires

Les écarts-types associés aux valeurs moyennes des hydrogrammes identifiés sont assez élevés et traduisent une importante variabilité des débits horaires des eaux usées. Cette

variabilité est illustrée par la représentation de l'intervalle de confiance à 95% associé à l'estimation des valeurs horaires de l'hydrogramme moyen. Cette importante variabilité à l'échelle horaire est atténuée à l'échelle journalière par un facteur de $\sqrt{24}$, ce qui laisse supposer que les débits de chaque tranche horaire sont des variables indépendantes entre elles.

5.2.2. Estimation du débit d'eaux pluviales (eaux parasites de captage : EPC)

Dans cette partie il s'agit de quantifier les apports parasites provenant des raccordements directs d'eaux pluviales sur le réseau eaux usées. Le principe général de la méthode utilisée est assez simple: il consiste dans un premier temps à mettre en relation les hauteurs des précipitations avec les volumes excédentaires collectés par le réseau. Cela permet d'estimer la surface imperméable, souvent désignée par surface active, directement raccordée sur le réseau.

Cette surface constitue l'information principale qui caractérise les apports d'EPC. Elle permet d'évaluer les volumes excédentaires d'eaux pluviales correspondant à une pluie donnée mais sans précision sur leur répartition dans le temps. Par ailleurs, si on envisage de raisonner non plus en terme de volumes mais en débits, cette surface peut être utilisée par la suite comme paramètre d'un modèle simple de ruissellement qui permettra de reconstituer les débits d'EPC à partir des mesures de la pluie. Ce modèle peut être plus ou moins sophistiqué selon le pas de temps adopté et la précision recherchée.

La première étape dans l'identification de la surface active concerne la sélection des données utilisées pour l'évaluation des volumes excédentaires dus uniquement aux apports d'EPC. Il s'agit surtout d'éviter une éventuelle interférence avec les apports parasites d'infiltration qui aurait tendance à surestimer les volumes d'EPC et par conséquent la surface active. Compte tenu de l'importance du contexte hydrologique et de l'état de saturation du sol pour les apports d'infiltration, il apparaît donc logique d'utiliser les événements pluvieux survenus durant les périodes de "nappes basses" pour l'évaluation de la surface active.

Pour cela, la relation entre la pluie et les volumes d'EPC peut être établie soit en utilisant les débits journaliers, soit en cherchant à isoler les hydrogrammes correspondant uniquement aux séquences pluvieuses. Dans le premier cas, la discrétisation au pas de temps journalier peut induire des erreurs d'estimation en raison du découpage de certains événements qui surviennent en fin de journée. Par contre l'estimation des volumes d'eaux usées à l'échelle journalière est assez précise. L'utilisation d'événements séparés permet donc d'avoir une

meilleure précision, mais elle nécessite la mise en oeuvre d'une procédure pour les sélectionner à partir de la chronologie de mesures de débit et de pluie.

Compte tenu des remarques précédentes, il s'agit donc d'identifier les événements qui présentent les caractéristiques suivantes:

- événement survenu durant la période "sèche".
- événement "isolé" dans le temps, sans pluie dans le passé proche.
- événement assez "significatif".
- débits nocturnes très faibles traduisant l'absence d'infiltrations permanentes.

En fait, ces différentes caractéristiques ont été traduites en termes de critères quantitatifs et intégrés par la suite dans une procédure de recherche systématique des événements. Ces critères ont été définis de la manière suivante:

- la hauteur de la pluie cumulée sur la durée de l'événement doit être supérieure à 3 mm
- l'intensité moyenne de la pluie doit être supérieure à 1mm/h
- la durée minimale entre deux événements doit être supérieure à 24 heures.
- le débit minimum nocturne est inférieur à 2 m³/h

Les deux premières conditions permettent de choisir la "gamme" des pluies susceptibles d'entraîner une réponse significative en termes de débit. En tenant compte du temps de réponse du réseau qui est assez court, la durée de l'événement est prolongée de deux heures après la fin de la pluie. Enfin, les deux derniers critères ont été utilisés pour s'assurer de l'absence d'eaux parasites d'infiltration durant les périodes sélectionnées.

L'application de cette procédure sur le site de Rezé a permis d'identifier 7 événements qui répondent aux critères qui viennent d'être évoqués. Un exemple de ces événements est représenté par la figure 5.6.

On remarque que la réponse du réseau à ces événements est assez faible, mais très rapide et limitée à la durée de la pluie. Elle est caractéristique d'un apport pluvial direct avec un temps de réponse du réseau qui est très court. L'élimination des eaux usées estimées par la méthode présentée dans le paragraphe précédent du débit total mesuré, permet alors d'évaluer les volumes supplémentaires d'EPC pour chaque événement.

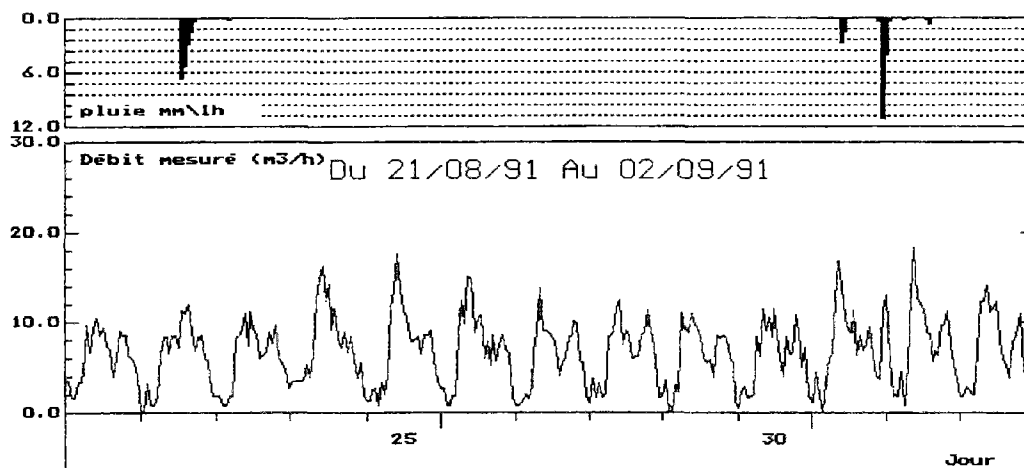


Figure 5.6: Illustration de la réponse du réseau à la pluie durant la période d'été ("nappes basses")

Le tableau 5.1 donne le détail des sept événements sélectionnés ainsi que les volumes excédentaires d'EPC et les surfaces actives calculées.

N° de l'événement	Dates	Hauteur de pluie (mm)	Volum. excédén. (m3)	Surface active (m2)
1	07/06/1991	28.66	42.7	1491
2	07/08/1991	8.4	14.62	1740
3	22/08/1991	16.9	25.52	1510
4	01/09/1991	15.8	22.4	1421
5	28/09/1991	24.7	31.3	1270
6	14/04/1992	11.04	18.5	1675
7	31/08/1991	4.33	5.44	1257
Moyenne				1480.5
Variance				29136
Ecart-type				184.3
Coefficient de variation				0.115

Tableau 5.1: Détail des événements pluvieux sélectionnés et calcul de la surface active.

Le calcul de régression entre les hauteurs de pluie et les volumes excédentaires correspondants pour les événements sélectionnés fournit une valeur de la surface active

d'environ 1480m². Cette estimation peut être considérée comme assez correcte compte tenu de la valeur élevée du coefficient de régression R2 obtenu (figure 5.7).

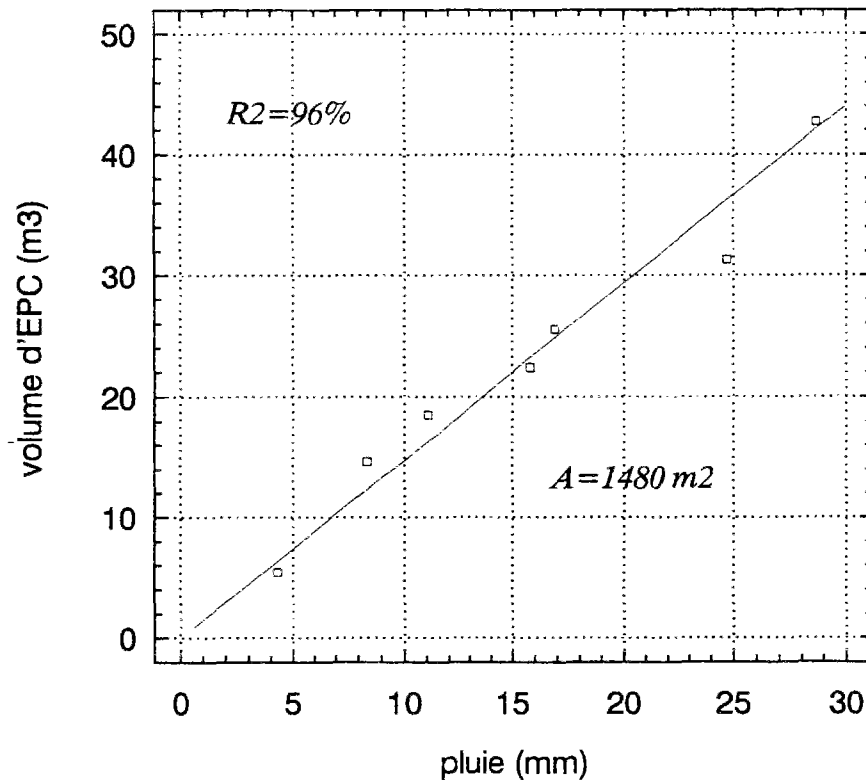


Figure 5.7: droite de régression entre les hauteurs de pluie et les volumes d'EPC

Par la suite, le débit d'EPC au pas de temps horaire est obtenu pour toute la période de mesure à partir de l'utilisation d'un modèle de ruissellement très simple, correspondant à la "formule rationnelle":

$$Q_{EPC}(t) = Cr \cdot I(t) \cdot A \quad (5.1)$$

avec

$Q_{EPC}(t)$: débit d'eaux parasites de captage à l'instant t (m³/h)

$I(t)$: intensité de la pluie exprimée en m/h (10⁻³ mm/h)

A : surface active (m²)

Cr : coefficient de ruissellement exprimant la part de la pluie brute qui va contribuer aux écoulement observés compte tenu des différents types de pertes (évapotranspiration, rétention , ...) ($Cr < 1$)

L'utilisation de cette formule simple pour la transformation en débit de la lame d'eau écoulée sur les surfaces imperméables raccordées, peut être justifiée par le fait que le temps de réponse du réseau est très court (inférieur au pas de temps horaire adopté pour le calcul) et que la remontée du débit à la suite d'un événement pluvieux est quasi-instantanée.

D'autre part, le débit d'EPC obtenu apparaît comme étant faible par rapport aux autres composantes du débit total (EU, ECPI), et c'est une raison supplémentaire pour se contenter d'un modèle très simplifié

5.3. ETUDE DES EAUX CLAIRES PARASITES D'INFILTRATION (ECPI)

5.3.1. Analyse de la chronique d'ECPI

La première phase d'exploitation des données recueillies sur le site urbain de Rezé a permis d'obtenir une estimation du débit d'ECPI en éliminant le débit d'eaux usées et celui des eaux pluviales du débit total mesuré. On dispose donc de mesures horaires de la pluie et du débit d'ECPI sur une période d'environ 22 mois (du 01/06/91 au 25/03/93). Malheureusement cette chronologie de mesures n'est pas complète en raison du mauvais fonctionnement des pompes durant certaines périodes (essentiellement 06/92 - 08/92 et 12/92 - 01/93).

La figure 5.8 représente la totalité de la période de mesures de pluie et de débit d'ECPI disponible.

Une première analyse de ces mesures montre que le réseau est globalement sensible aux apports parasites d'infiltration. Cependant cette sensibilité apparaît comme étant très variable selon l'importance des épisodes pluvieux et les saisons.

En effet, on constate que durant la période de juin à septembre 1991, la réponse du réseau aux événements pluvieux est très faible. Les débits d'ECPI observés sont pratiquement nuls et ne présentent aucune variation significative malgré l'importance des pluies enregistrées. Ce comportement caractéristique des apports d'infiltration se poursuit jusqu'au mois d'octobre 1991, où les premières pluies d'automne contribuent à la restauration partielle du déficit hydrique dans le sol et n'entraînent donc que des faibles variations du débit. Cette situation se retrouve durant la même période de l'année 1992 (mois d'octobre) où les fortes averses

survenues n'ont pas été accompagnées d'une augmentation significative du débit. Ceci confirme le caractère saisonnier du rendement de la pluie et le rôle du contexte hydrologique et de l'état de saturation du sol dans les mécanismes d'apport des ECPI.

Par la suite et durant les périodes hivernales (de novembre 1991 à mars 1992 et de novembre 1992 à décembre 1992), on observe des réponses rapides et importantes du réseau aux événements pluvieux.

A l'occasion d'épisodes pluvieux importants (novembre 1991, février 1992, décembre 1992,...), les pointes de débit ont atteint des valeurs très élevées ($>50 \text{ m}^3/\text{h}$), malheureusement elles n'ont pas pu être toujours mesurées en raison du débordement fréquent au niveau de la bêche d'aspiration et l'arrêt de fonctionnement des pompes de refoulement durant ces périodes.

A la fin de la pluie, les courbes de décrue présentent une première partie assez raide suivie d'une décroissance progressive qui peut durer de quelques heures à plusieurs jours.

D'autre part, on constate une diminution rapide et significative des apports durant les mois de décembre 1991 et janvier 1992 due à une absence prolongée des précipitations. Pour les mêmes raisons ce comportement a été également observé durant le mois de mars 1992. D'une manière plus générale les débits qui caractérisent les apports permanents d'eaux parasites d'infiltration sont assez faibles en dehors des périodes directement influencées par la pluie.

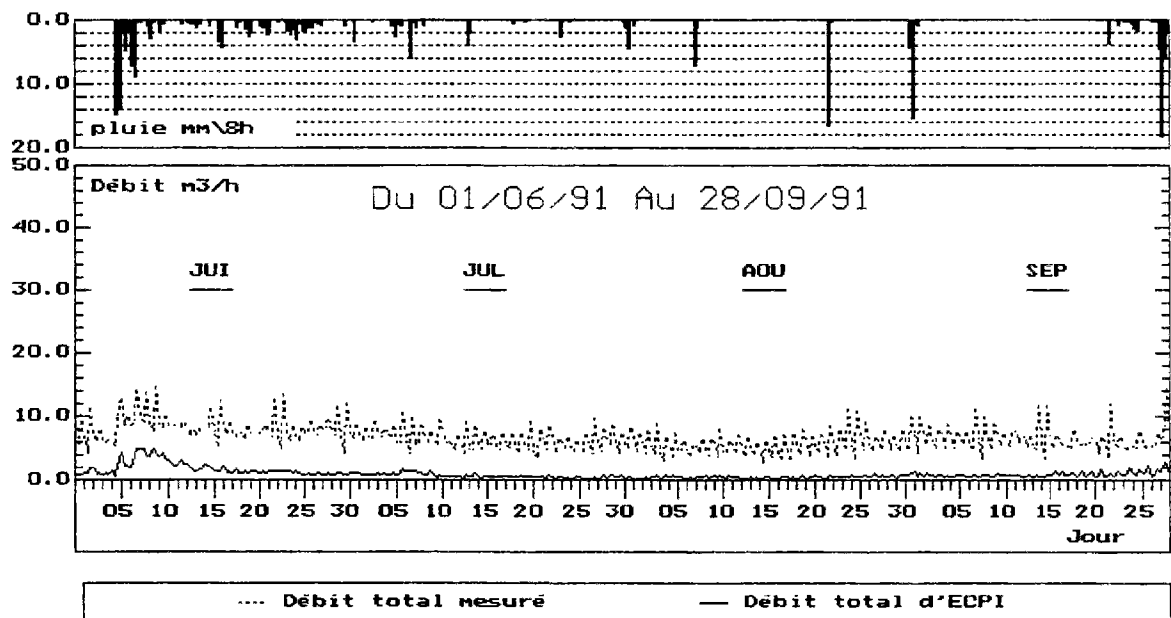


Figure 5.8 (début): Chronologie de pluie et de débit parasite d'infiltration sur le site de Rezé

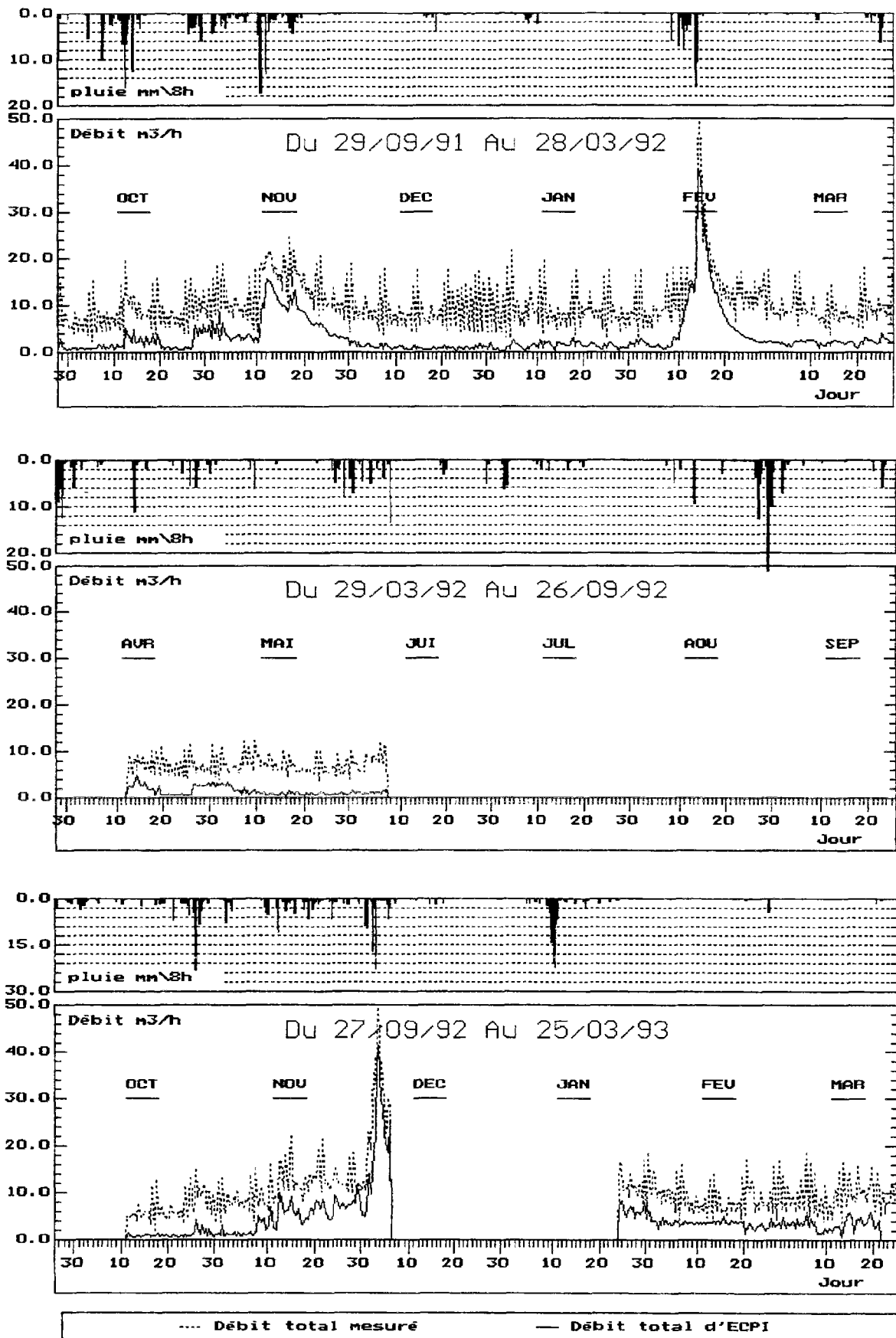


Figure 5.8 (suite): Chronologie de pluie et de débit parasites d'infiltration sur le site de Rezé

5.3.2. Mécanismes de drainage rapides en milieu urbain

On peut imaginer que les mécanismes responsables des apports importants d'ECPI sur le site urbain de Rezé présentent une certaine analogie avec le phénomène de drainage rapide mis en évidence sur le site du LCPC. Il est évident que les caractéristiques morphologiques de ces deux sites sont différentes, néanmoins dans les deux cas on a constaté que l'apparition des fortes valeurs du débit est liée à l'établissement de situations favorables à l'acheminement rapide des eaux d'infiltration depuis la surface jusqu'à la tranchée de pose des collecteurs.

Cette situation correspondait dans le cas du site semi-urbain du LCPC à une accumulation des eaux d'infiltration à des faibles profondeurs et à la remontée des nappes temporaires à des niveaux proches de la surface du sol. Ceci permet de favoriser la circulation rapide des eaux d'infiltration et l'établissement d'une sorte de connexion hydraulique entre les horizons superficiels plus perméables et la tranchée d'assainissement.

Pour le site urbain, des mécanismes analogues ont été décelés. Ils concernent essentiellement le rôle des différentes couches qui constituent la chaussée et du sol-support dans l'accumulation des eaux d'infiltration et leurs cheminements.

A partir de l'analyse des variations de l'état hydrique des matériaux des couches des chaussées et des sols-supports, RAIMBAULT et SILVESTRE 1990, ont montré l'influence des paramètres météorologiques (pluie, ETP) dans l'évolution des stocks d'eau dans la chaussée. Ils ont noté en particulier que l'eau qui s'infiltré à travers le revêtement de surface ou à travers les accotements de la chaussée voit sa progression bloquée par la première interface qu'elle rencontre. Une interface est définie ici comme étant un horizon marqué par un contraste de perméabilité. Il peut se situer entre deux couches de natures différentes ou de même nature pour peu que les mises en oeuvre n'aient pas été simultanées. L'eau infiltrée a tendance alors à diffuser horizontalement et pendant un certain temps, elle va s'accumuler le long de cette interface au point de provoquer parfois la saturation du milieu. Par la suite, elle va percoler lentement jusqu'à atteindre la prochaine interface et ainsi de suite jusqu'au sol-support.

Ce phénomène d'accumulation des eaux d'infiltration entre les différentes couches de la chaussée ou au niveau du sol-support a été évoqué plus en détail par BIETH et al., 1991. Ils ont constaté lors des sondages effectués sur plusieurs chaussées, la présence dans le terrain naturel et juste sous la chaussée, d'une couche très dense et peu perméable appelée "couche compacte". Cette couche peut-être naturelle compte tenu des propriétés physiques du sol-support, comme elle peut être le résultat d'une consolidation du sol sous l'effet de la circulation lourde. Si la présence de cette couche contribue à la stabilité mécanique de la chaussée, elle

entraîne par contre une rupture de la continuité du cheminement de l'eau entre la chaussée et le substratum. Ce qui a pour effet, en période hivernale, de bloquer l'eau de précipitation qui pénètre dans le corps de la chaussée. Cette eau, qui ne peut s'infiltrer, cherchera alors un exutoire soit vers l'accotement, soit vers l'axe de la chaussée, ou encore vers toute autre structure drainante qui permet de l'évacuer. Cette structure pourrait très bien être une tranchée d'assainissement qui présente notamment une perméabilité plus importante que le terrain encaissant. La figure 5.9 montre un exemple de sondage effectué sur une chaussée marquée par la présence d'une couche compacte.

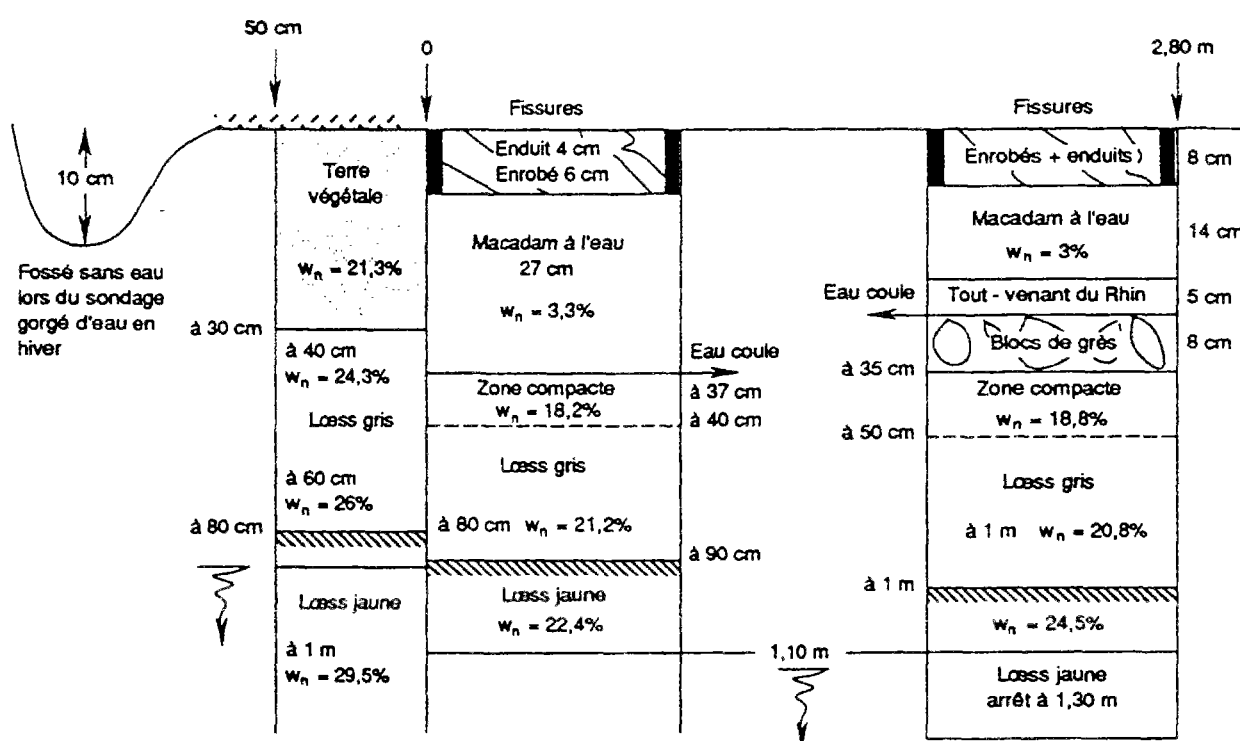
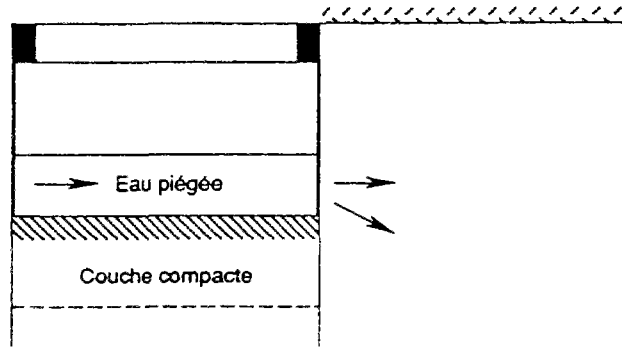


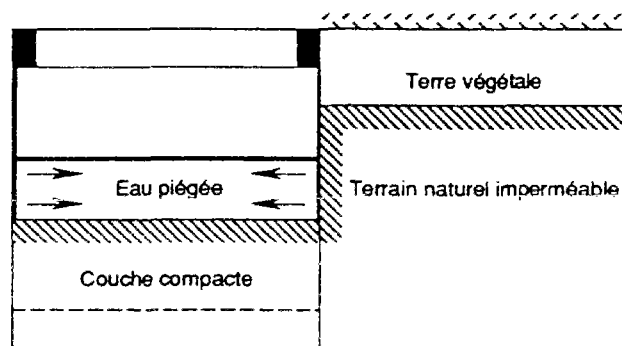
Figure 5.9 : Exemple de sondage sur une chaussée présentant une couche compacte

Les mêmes auteurs se sont également intéressés aux échanges d'eaux entre la chaussée et son environnement, qui est constitué par l'accotement et le sol-support. Ils ont constaté que le cheminement des eaux d'infiltration peut s'effectuer dans les deux sens (depuis l'accotement vers le corps de la chaussée ou le contraire) selon la nature de l'accotement (perméable, imperméable) et la direction de la pente.

Les figures 5.10a et 5.10b montrent deux exemples d'environnement de la chaussée. Dans le premier cas (a), l'eau piégée dans la structure peut s'évacuer soit dans l'accotement soit dans le terrain perméable, tandis que dans le deuxième cas (b) l'eau est prisonnière dans la structure et ce sont plutôt les infiltrations à partir de la surface de l'accotement (terre végétale) qui alimentent le corps de la chaussée.



cas a)



cas b)

Figures 5.10: exemples illustrant la circulation de l'eau entre la chaussée et l'accotement.

D'autre part, l'analyse et l'interprétation des mesures de potentiels hydrauliques qui ont été effectuées sur le site urbain de Rezé (BREIL, 1990) ont permis de constater un cheminement horizontal important des eaux d'infiltration depuis l'accotement, constitué dans la section de mesure par des espaces verts, dans la direction du corps de la chaussée. Il a également précisé que la couche de base pourrait avoir un rôle important dans le transfert des eaux des nappes dans la direction de la tranchée de pose des collecteurs.

Compte tenu de l'ensemble des observations concernant la circulation et l'accumulation des eaux d'infiltration dans le corps des chaussées et dans les accotements, on constate que les structures urbaines peuvent présenter des conditions favorables au drainage rapide. Ces conditions sont analogues à celles mises en évidence sur le site semi-urbain et dépendent essentiellement du contexte hydrologique et de l'état de saturation du sol au début de la pluie. Le caractère saisonnier des forts débits enregistrés confirme le fait que l'importance des apports est directement lié à l'établissement des situations permettant le transfert rapide des eaux de pluie.

5.3.3. Application du modèle de simulation des ECPI

L'objectif n'étant plus ici de construire un modèle mais de le valider, on a donc procédé à son calage sur une partie des mesures disponibles et on a testé les résultats du modèle ainsi calé sur les reste des données

Compte tenu de l'importance des données manquantes le choix de ces deux périodes a été effectué de manière à ce qu'elles soient toutes les deux représentatives des phénomènes observés. Comme déjà évoqué dans le chapitre précédent, c'est essentiellement la quantité d'information contenue dans les données utilisées pour le calage qui est déterminante pour l'identification des valeurs des paramètres.

5.3.3.1. Calage des paramètres du modèle

La période de calage adoptée est alors celle du 01/11/91 au 28/03/92, elle est caractérisée par la présence de deux événements importants séparés par une longue période d'étiage. Le reste de la chronologie de mesures va donc être utilisé pour la validation du modèle.

Les résultats du calage des paramètres sont donnés par le tableau 5.2. La valeur du critère d'appréciation de NASH traduit des résultats globalement satisfaisants (82,5%). L'erreur de bilan (-8.6%) est également assez faible et indique une bonne restitution des volumes écoulés durant cette période, mais avec une légère surestimation.

	débit estimé à partir des mesures	débit simulé
Echantillon	3576	
Moyenne (m3/h)	3.556	3.862
Variance (m3/h) ²	23.45	18.45
Ecart-type (m3/h)	4.84	4.29
Coefficient de variation	1.36	1.11
Nash (%)	82.52	
Erreur de bilan (%)	-8.6	

Tableau 5.2 : résultat du calage du modèle sur le site de Rezé

On constate également que la variabilité du débit simulé traduite par son coefficient de variation est moins importante que celle du débit estimé à partir des mesures. Ceci est essentiellement dû aux fluctuations du débit d'ECPI provenant de la procédure de calcul de ces apports à partir du débit total mesuré et notamment de la variabilité des eaux usées. La variance du débit d'eaux usées qui est d'environ $4.2 \text{ (m}^3/\text{h)}^2$ peut en grande partie expliquer les écarts constatés entre la variance du débit d'ECPI calculé et celui simulé par le modèle.

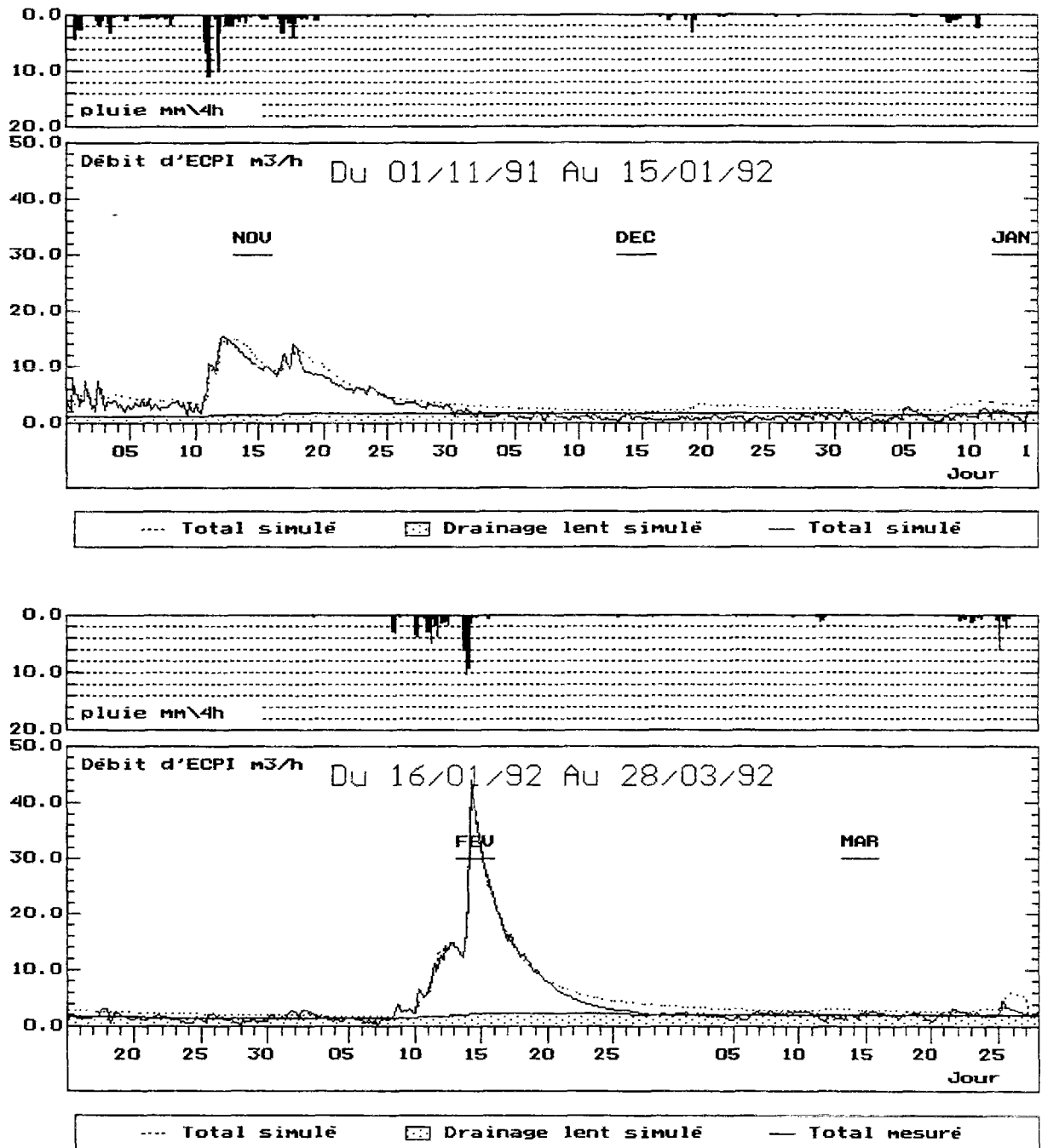


Figure 5.11: Débits d'ECPI mesurés et simulés durant la période de calage

La figure 5.11 montre également une bonne concordance entre les débits "mesurés" et simulés sur cette période. Les fortes valeurs du débit sont reproduites d'une manière assez correcte pour les deux événements observés. Cependant, on constate au début de la chronologie une mauvaise estimation du débit qui peut correspondre éventuellement à un problème d'initialisation des stocks d'eau dans les réservoirs de transfert. Rappelons que les valeurs initiales de ces stocks sont estimés à partir de la première valeur du débit observé et que l'étude de sensibilité a montré que leurs influences sur la simulations du débit était très faible et limitée à une courte période de "mise en route".

A l'échelle de la représentation (débits moyennés et pluies cumulées sur 4 heures) on constate qu'après la période du mois de décembre et de janvier 1992 caractérisée par l'absence d'événements pluvieux importants, la reprise des écoulements est bien simulée par le modèle avec une restitution de la courbe de décrue bien meilleure que pour le premier événement.

Le débit de drainage lent apparaît cependant assez faible et très peu variable. Il se caractérise par une bonne contribution au débit total durant les périodes non pluvieuses mais sa remontée à la suite d'événements importants n'est pas très significative. D'autre part, la décroissance très lente du débit de drainage lent à la fin du premier événement a entraîné une surestimation des faibles débits d'ECPI durant la période d'étiage.

Les figures 5.12 et 5.13 représentent respectivement les fréquences relatives et les fréquences relatives cumulées du débit total d'ECPI mesuré et simulé durant la période de calage.

On constate tout d'abord que les deux distributions sont assez proches et traduisent une reproduction homogène surtout pour les classes des débits importants. Les écarts les plus importants concernent les débits compris entre 0 et 6 m³/h (les six premières classes), qui constituent environ 80 % de l'échantillon total. Ces écarts ne correspondent pas forcément à des erreurs d'estimation très importantes mais illustrent bien la surestimation du modèle pour les faibles débits enregistrés.

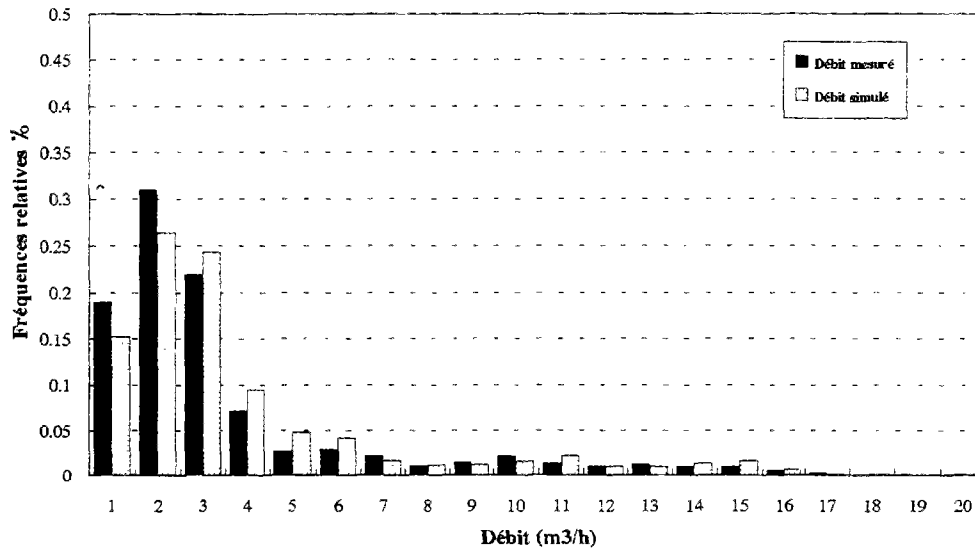


Figure 5.12: Représentation des fréquences relatives pour les débits mesurés et simulés.

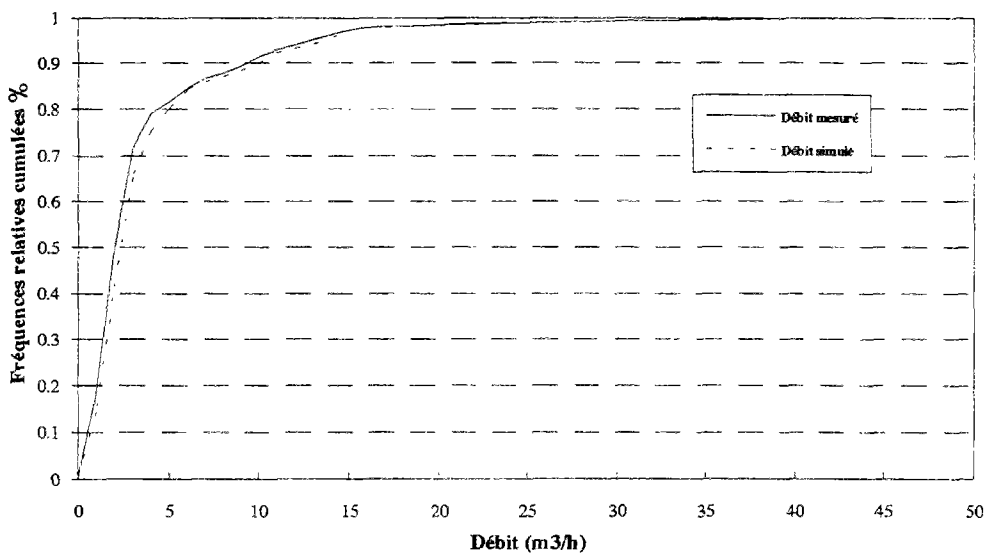


Figure 5.13: Représentation des fréquences cumulées pour les débits mesurés et simulés.

En effet, pour les deux premières classes (débits inférieurs à 2m³/h) le débit simulé présente une distribution inférieure à celle du débit mesuré. Ce comportement se trouve inversé pour les débits compris entre 2 et 6 m³/h où la fréquence de ces débits est plus importante au niveau de la chronologie simulée par rapport à celle mesurée. Cet effet de surestimation des faibles débits par le modèle est confirmé par la courbe des fréquences cumulées qui montre une très bonne concordance entre les deux répartitions pour les débits supérieurs à 6 m³/h.

Les valeurs des paramètres obtenues par la procédure de calage sont comparées à celles correspondant au site du LCPC dans le tableau 5.3.

SITE	PARAMETRES					
	a	b	C (mm)	Rmax (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)
LCPC	2.726	-0.033	4.21E+04	122.8	88.6	4.43
REZE	3.189	-0.021	6.72E+05	334.6	159.1	27.8

Tableau 5.3: valeurs des paramètres du modèle pour les deux sites étudiés

Dans le cadre des modèles conceptuels globaux, le calage numérique permet d'avoir les valeurs des paramètres qui donnent le meilleur ajustement possible entre les mesures et le résultat de la simulation. Les valeurs obtenues sont propres au site étudié et dépendent de ses caractéristiques géométriques, géologiques, hydrologiques.... Mais il est souvent difficile de leur donner une signification précise ou de les relier à une grandeur physique qui pourrait servir à expliquer les valeurs obtenues, ou encore leurs variations d'un site à un autre. Les problèmes d'identifiabilité des paramètres présentés dans le chapitre précédent sont une des raisons de cette difficulté. Mais ils semblaient concerner assez peu le paramètre Sac, et on pouvait être tenté d'interpréter celui-ci comme étant représentatif de la surface d'influence drainée par le réseau.

Pour le site du LCPC, la valeur obtenue était tout à fait cohérente avec les caractéristiques du bassin versant et permettait donc de faire ce genre de rapprochement. Par contre, le calage du modèle sur le site urbain de Rezé n'a pas permis de confirmer cette interprétation puisque sa valeur est plus de 2 fois supérieure à celle du bassin versant. Ce résultat peut s'expliquer par la structure du modèle, qui ne prévoit pas d'autres pertes que l'ETP. La surface Sac sert donc à alimenter les réservoirs en collectant la pluie, mais aussi à vider le réservoir de production en servant de support à l'ETP. Sa valeur élevée sur le site de Rezé doit en fait traduire des pertes importantes, c'est à dire le drainage des eaux souterraines vers d'autres exutoires que le réseau d'eaux usées. On ne saurait le déplorer!

Par ailleurs on constate que les valeurs des paramètres de production a et b sont assez comparables sur les deux sites, alors que les paramètres de transfert diffèrent plus notablement. En particulier le paramètre C qui contrôle la vidange du réservoir de drainage lent a une valeur très élevée. Celle-ci est en fait à apprécier à partir du rapport C/T_{max}^2 qui vaut 27 à REZE et seulement 5 au LCPC. Les faibles variations du débit de drainage lent sont liées à cette forte valeur du paramètre C.

5.3.3.2. Validation du modèle

Durant la période de validation, les résultats des simulations sont moins proches que durant la période de calage des valeurs estimées d'après les mesures, mais ils restent assez satisfaisants dans l'ensemble. Le tableau 5.4 donne une comparaison entre les caractéristiques du débit mesuré et simulé durant cette période. La durée totale la période de validation est d'environ 13 mois, elle est répartie en raison des données manquantes en quatre périodes distinctes:

période 1 du 01/06/91 au 31/10/91 période 2 du 13/04/92 au 07/06/92
 période 3 du 12/10/92 au 06/12/92 période 4 du 25/01/93 au 21/03/93

	Période 1		Période 2		Période 3		Période 4		toute la période	
	Débit mesuré	Débit simulé	Débit mesuré	Débit simulé	Débit mesuré	Débit simulé	Débit mesuré	Débit simulé	Débit mesuré	Débit simulé
Echantillon	3672		1344		1344		1344		7704	
Moyenne (m3/h)	1.19	1.57	1.78	2.11	4.74	4.5	3.78	4.04	2.87	3.05
Variance (m3/h) ²	1.47	0.91	1.23	0.52	48.38	42.61	3.1	1.39	9.75	7.21
Ecart-type (m3/h)	1.21	0.95	1.11	0.72	6.95	6.52	1.76	1.18	3.12	2.68
Coeff. de variation	1.02	0.61	0.62	0.34	1.46	1.45	0.46	0.29	1.08	0.87
Nash (%)	62.3		58.6		91.3		60.1		71.4	
Bilan (%)	-31.2		-18.5		5.06		-6.67		-6.31	

Tableau 5.4: résultats de simulation des ECPI durant les périodes de validation.

On remarque que globalement le modèle surestime les débits mesurés mais l'erreur de bilan calculée sur toute la période considérée reste assez faible. Le critère d'appréciation de Nash est inférieur à celui obtenu en calage traduisant une baisse de la qualité de simulation qui reste dans l'ensemble assez satisfaisante. D'autre part, on constate que comme pour la période de calage, le débit simulé présente une variabilité moins importante que celle du débit mesuré.

La figure 5.14 montre le débit mesuré et simulé durant les quatre périodes de validation.

Durant la première période de validation, on constate que bien qu'il s'agisse du début de l'été, la réponse du réseau au premier événement pluvieux est assez significative. Les pointes du débit sont assez bien reproduites par le modèle mais la courbe de décrue simulée apparaît très lente par rapport à celle qui est réellement observée. La persistance d'un débit de drainage lent très peu variable entraîne une surestimation du débit qui explique l'importante erreur de bilan obtenue.

Ce même comportement est également observé durant la deuxième période de validation où le débit de drainage lent est en grande partie à l'origine des écarts entre le débit mesuré et simulé.

Durant la troisième période de validation, on constate que les premiers débits observés qui correspondent à la reprise des écoulements ne sont pas très bien reproduits par le modèle, cependant l'important événement qui a suivi cette période a été bien simulé, ce qui explique la valeur élevée du coefficient de Nash obtenue sur cette période.

La quatrième période de validation correspond à la courbe de décrue de l'événement survenue au mois de janvier 1993 et qui n'a pas été enregistré. Les débits observés sont assez bien simulés par le modèle malgré les fluctuations importantes au niveau du débit mesuré.

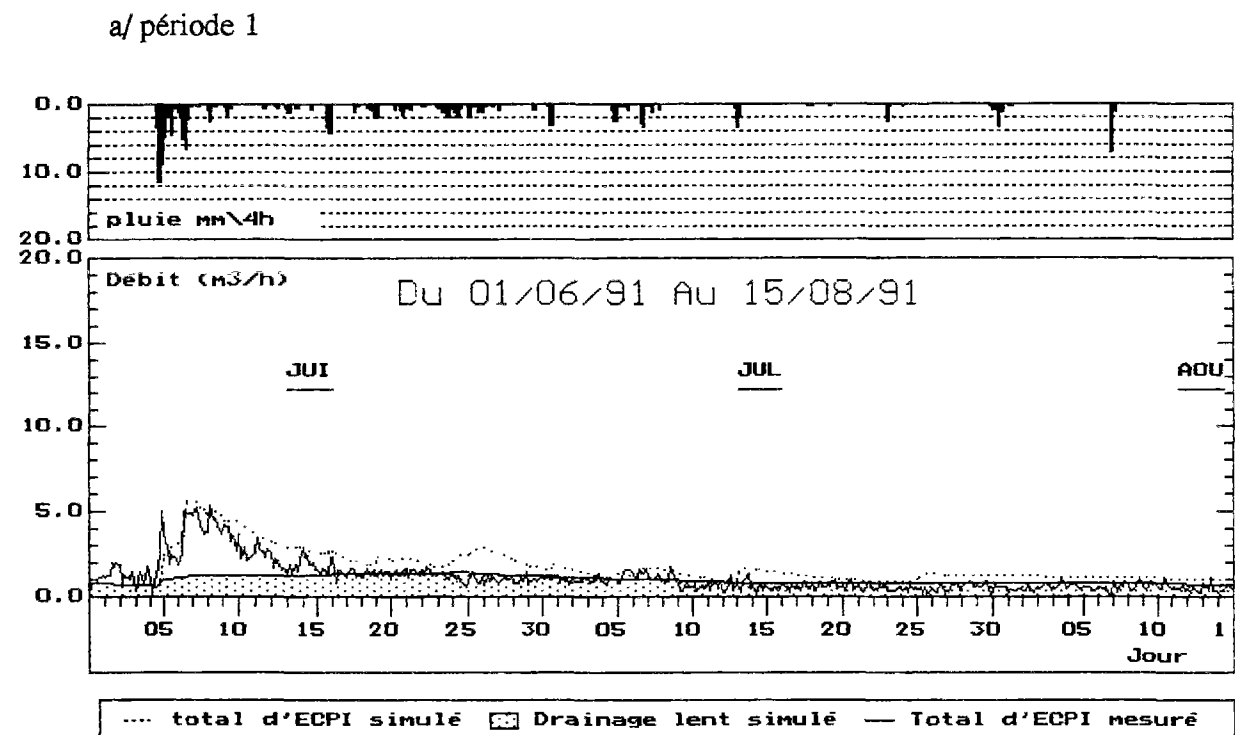
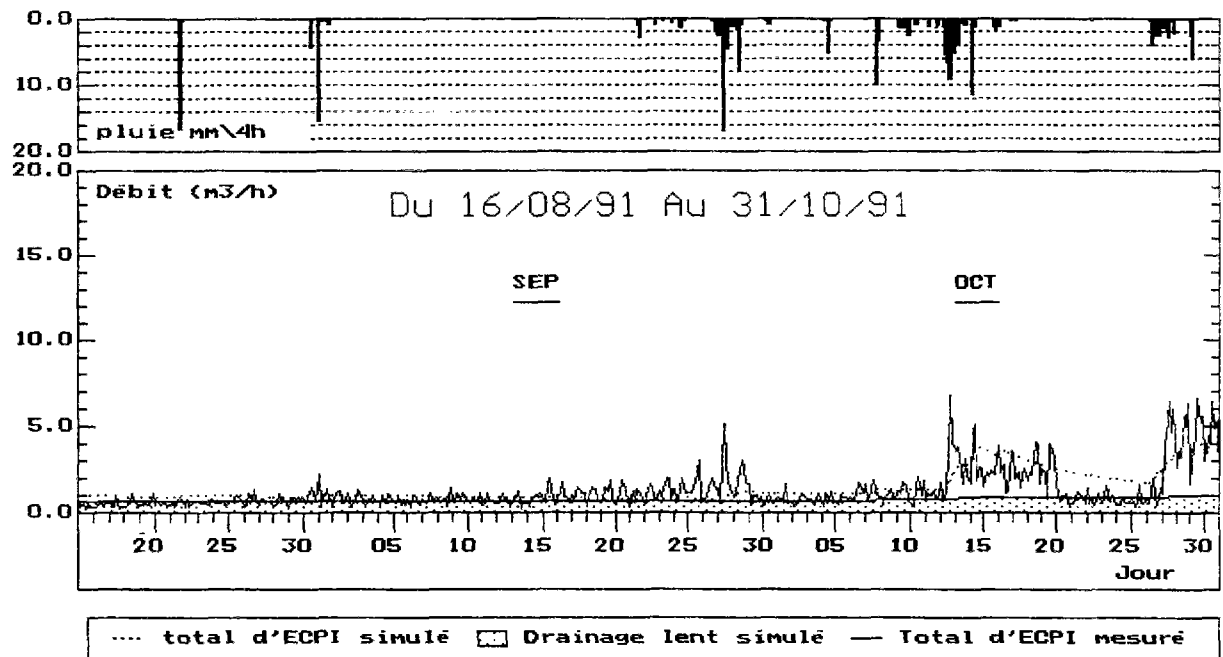


Figure 5.14: Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation

a/ période 1 (suite)



b/ période 2

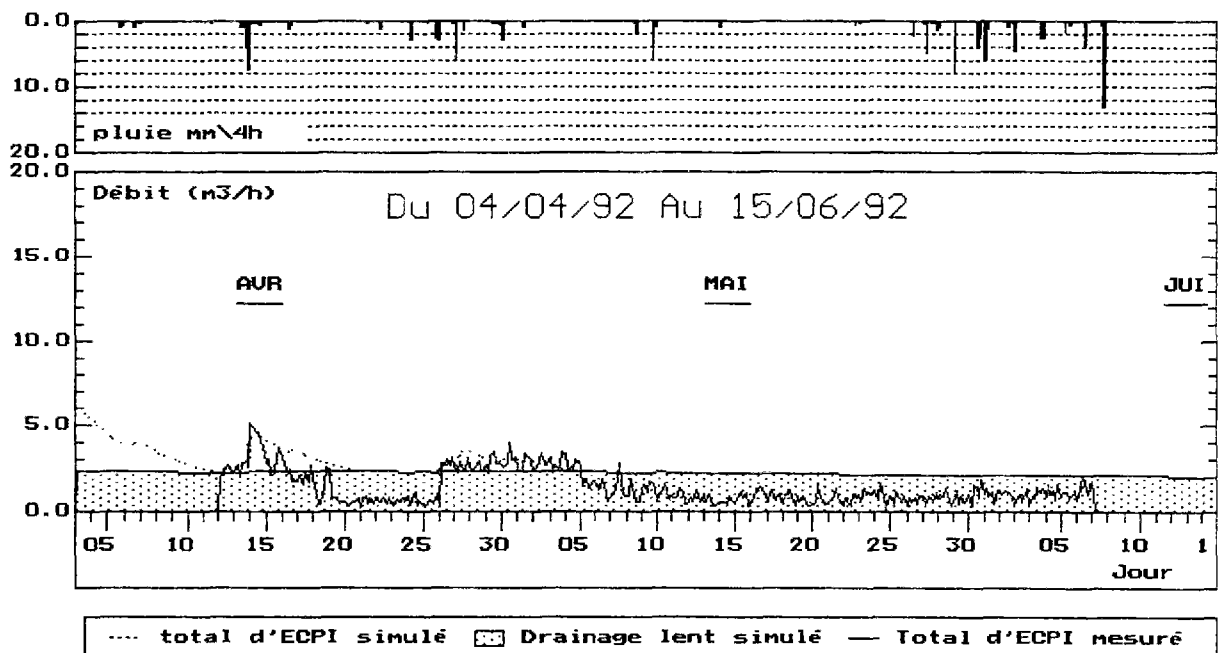
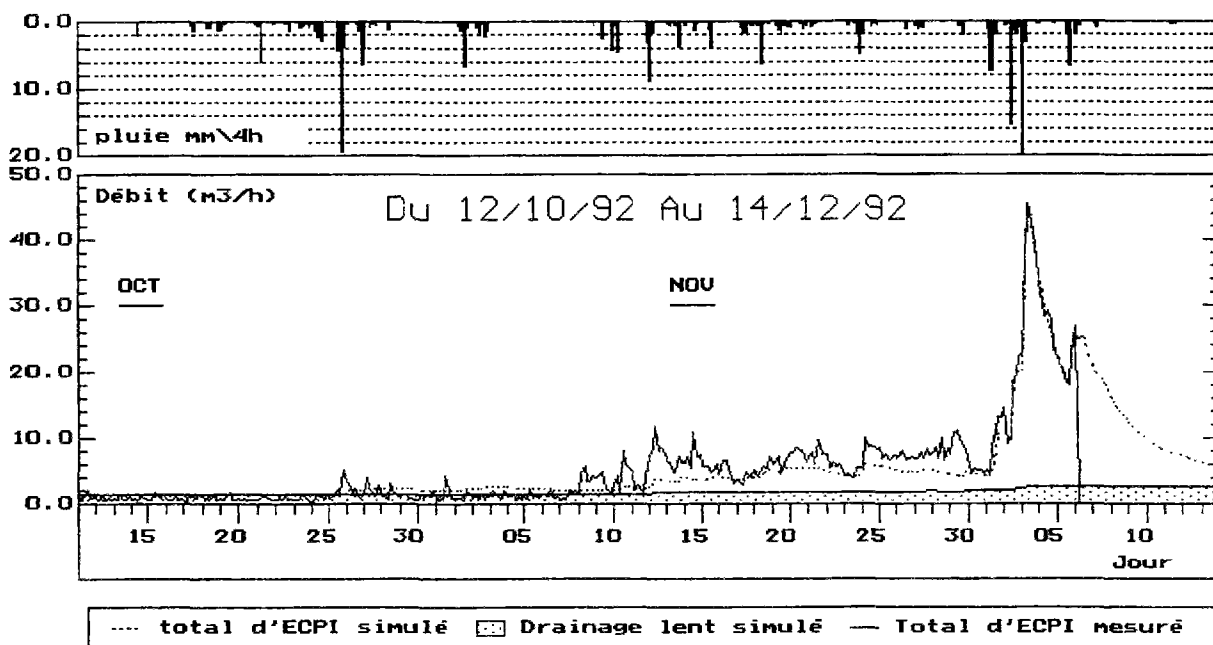


Figure 5.14 (suite): Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation

c/ période 3



d/ période 4

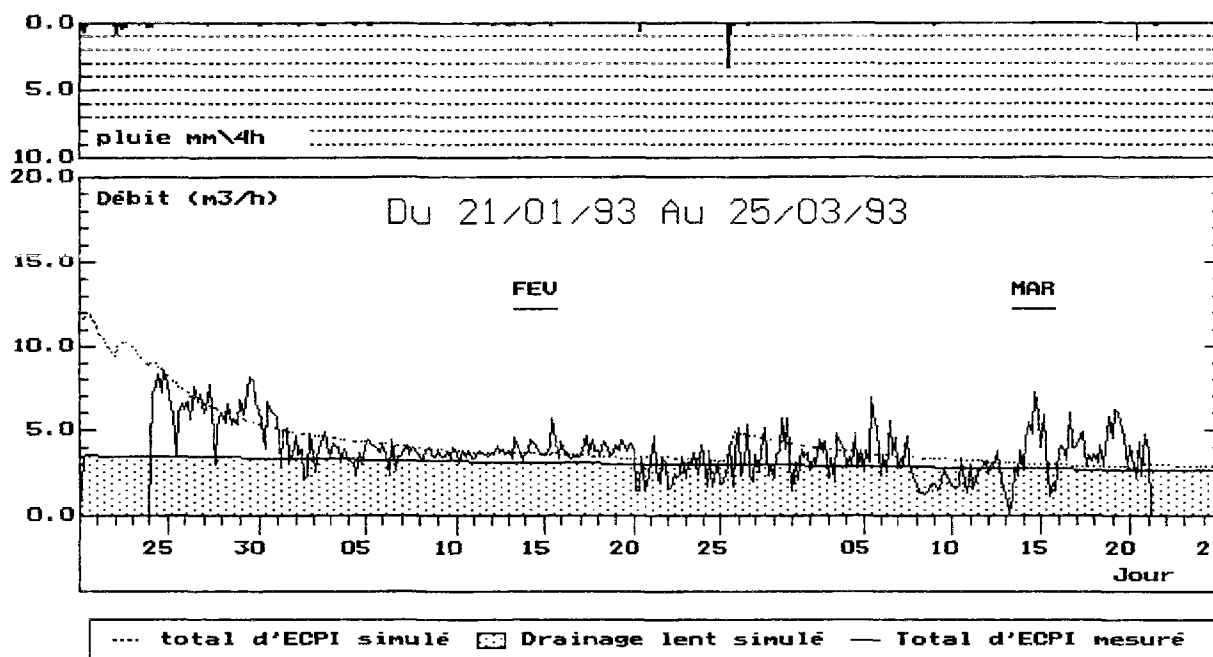


Figure 5.14 (fin): Débits mesurés et simulés durant les périodes de validation

La figure 5.15 représente le débit d'ECPI mesuré en fonction de celui simulé par le modèle durant toute la période des mesures. On remarque que les fortes valeurs du débit sont assez bien reproduites par le modèle. Les écarts observés concernent essentiellement les faibles débits mesurés qui se retrouvent souvent surestimés par le modèle.

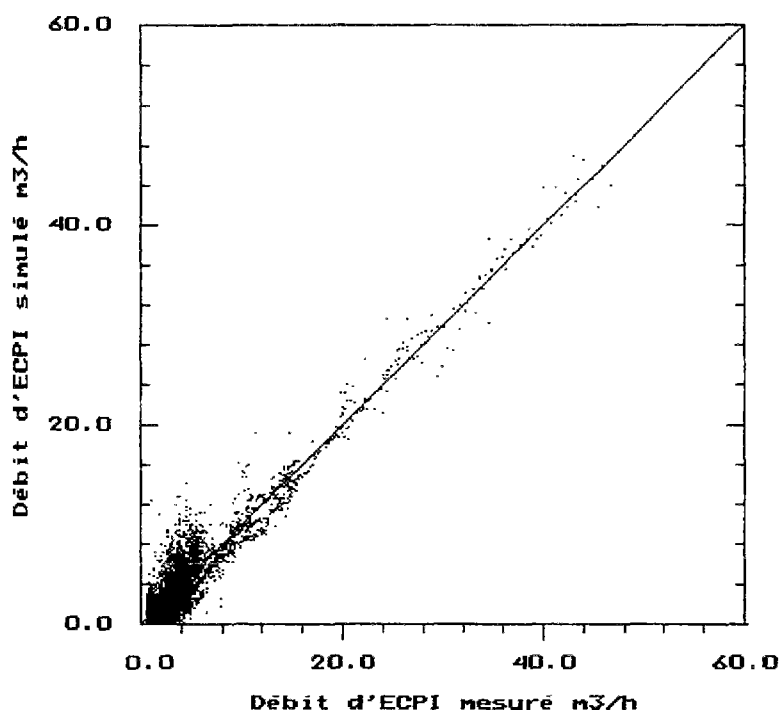


Figure 5.15: représentation du débit simulé en fonction du débit mesuré sur toute la période de mesure

D'autre part, la figure 5.16 représente les variations journalières du stock d'eau dans les trois réservoirs du modèle durant la période du 01/08/91 au 21/03/93. Pour le réservoir de production S, on constate que ces variations sont marquées par un comportement saisonnier assez significatif. Au début de l'automne et durant la période hivernale ce réservoir se remplit sous l'action des fortes précipitations jusqu'à atteindre son niveau maximum au courant des mois de Janvier - Février. Par la suite, sous l'effet de l'évapotranspiration et en absence d'événements pluvieux importants, il se vidange progressivement jusqu'à la fin de l'été où le stock d'eau devient très faible (Juillet, Aout).

Ce type de comportement illustre bien la variabilité saisonnière du rendement de la pluie qui est directement lié à l'évolution du stock dans ce réservoir.

Par contre, le stock dans le réservoir de drainage lent apparaît beaucoup moins variable et a plutôt tendance à s'accumuler. Ce réservoir qui contrôle la répartition de la lame d'eau nette entre le deux réservoirs de transfert, se vidange en effet d'une manière très lente pour

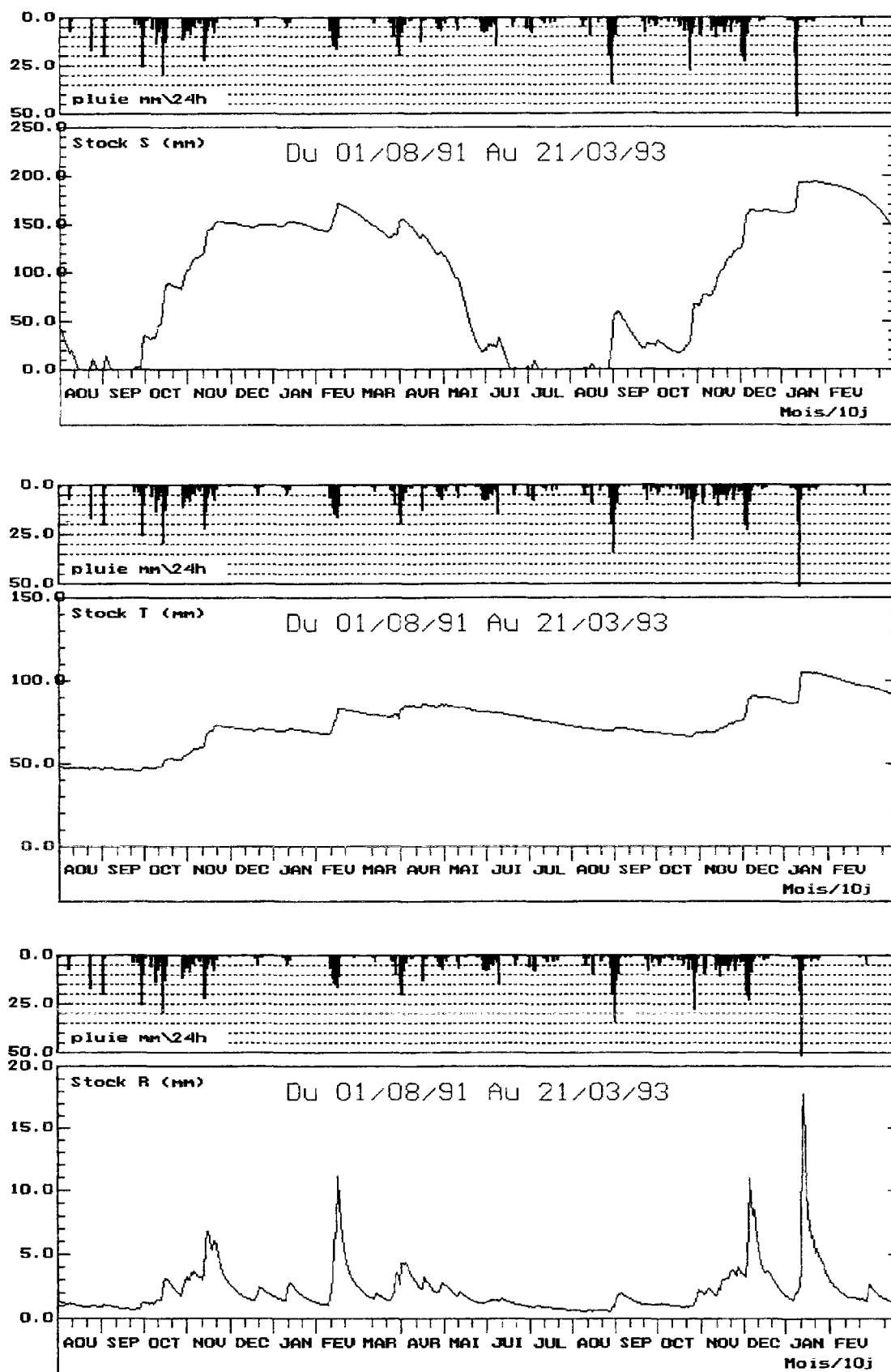


Figure 5.16: représentation de la variation du stock d'eau dans les trois réservoirs du modèle (période du 01/08/91 au 21/03/93)

délivrer un débit assez faible et surtout très peu variable dans le temps. En l'absence d'autres exutoires, les eaux d'infiltration semblent alors s'accumuler dans ce réservoir en raison de la valeur trop élevée du paramètre C obtenue à l'issue du calage. Ce mode de fonctionnement a eu comme effet de réduire la dynamique de la répartition des écoulements entre la composante lente et la composante rapide. La figure 5.17 montre les variations de la fraction de la pluie nette qui contribue à l'alimentation du réservoir de drainage rapide obtenue par l'expression T/T_{max} . On constate qu'elle n'est pas très sensible à l'intensité des événements pluvieux et présente plutôt un comportement saisonnier marqué par une certaine *inertie* due à la faible variabilité du stock T.

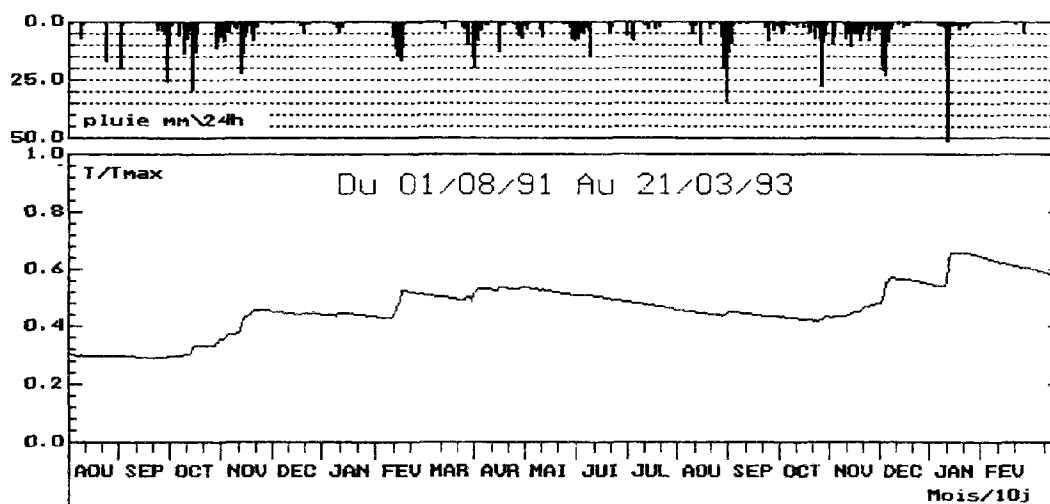


Figure 5.17: Variations de la fraction de la pluie nette qui contribue au drainage rapide.

Pour le réservoir de drainage rapide, les variations du stock d'eau sont assez représentatives de ce type d'apport. Elles se caractérisent par des remontées rapides et conséquentes à la pluie durant la période hivernale et des réactions relativement faibles durant la période estivale. La vidange apparaît cependant un peu plus lente et traduit la continuité de ces apports sur plusieurs jours.

5.3.3.3. Bilan des apports sur une année de mesure (juin 1991 - juin 1992)

Un bilan des différents types d'apports à partir des procédures d'extraction présentées en 5.2 donne la répartition suivante:

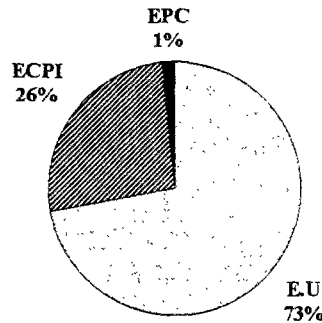
eaux claires parasites d'infiltration = 20226 m³

eaux parasites de captage (eaux pluviales) = 1057 m³

eaux usées domestiques = 53436 m³

Le volume total des eaux parasites collectées par le réseau d'eaux usées (ECPI + EPC) ramené à la surface du bassin versant (12.5 ha) est alors d'environ 170 mm. Par conséquent, sachant que durant la période considérée la hauteur totale des précipitations est de 705 mm, le réseau eaux usées restitue environ 24% de la pluie tombant sur le bassin versant, essentiellement sous forme d'infiltrations.

Répartition du débit total sur le site de Rezé

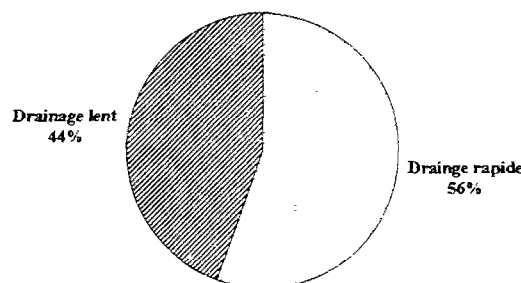


D'autre part, à partir des résultats de simulation donnés par le modèle, la contribution du drainage lent au volume total d'eau parasite restitué durant l'année considérée est proche de celle du drainage rapide:

$$\frac{\text{volume d'ECPI du au drainage lent}}{\text{volume d'ECPI du au drainage rapide}} = 0.78$$

traduisant ainsi l'importance peut-être exagérée des apports de drainage lent simulés par le modèle déjà évoquée lors de l'analyse des résultats, et également l'absence de fortes précipitations durant l'hiver 1992.

Répartition des ECPI sur le site de Rezé



5.4. CONCLUSION

L'analyse des mesures expérimentales recueillies sur le site urbain de Rezé a permis de constater que le réseau est sujet à d'importants apports parasites d'infiltration. Les débits de pointe observés apparaissent en rapport direct avec l'intensité des événements pluvieux et avec le contexte hydrologique. Ceci confirme l'existence d'un phénomène de drainage rapide des eaux d'infiltration par le réseau d'assainissement, qui se produit à la suite de l'établissement de certaines situations favorables, analogues à celles mises en évidence sur le site semi-urbain du LCPC.

D'une manière générale, le modèle a fourni des résultats assez satisfaisants aussi bien durant la période de calage que durant la période de validation. Les fortes valeurs du débit ont été bien reproduites sur l'ensemble de la chronologie.

Les écarts observés entre les débits mesurés et simulés concernent essentiellement les faibles valeurs du débit qui ont été souvent surestimés par le modèle. Ceci est en grande partie dû à la qualité des mesures qui se trouve parfois dégradée à cause du mauvais fonctionnement des pompes. Par ailleurs l'estimation du débit d'ECPI issue de ces mesures présente des fluctuations qui sont en fait des artefacts liés à la variabilité du débit d'eaux usées.

Le modèle semble néanmoins sous-estimer la variabilité du débit de drainage lent, ce qui a tendance à ralentir les décrues pour certains événements et à surestimer les débits durant les périodes d'étiage.

CHAPITRE 6

CHAPITRE 6

UTILISATION DES TECHNIQUES DE FILTRAGE NUMERIQUE POUR LA SEPARATION DES COMPOSANTES DU DEBIT

6.1. INTRODUCTION

D'une manière générale, la procédure de calage des modèles conceptuels consiste à extraire l'information contenue dans les données et la traduire en valeurs des paramètres conformément au niveau de représentation donné par la structure du modèle. A l'issue de cette procédure, l'existence de relations fonctionnelles entre les différents paramètres peut provenir soit de l'inadéquation de la structure du modèle à décrire les phénomènes observés, soit du fait que les données utilisées ne contiennent pas assez d'information pour distinguer les effets de la variation simultanée des paramètres sur la réponse du modèle.

Les résultats obtenus dans le chapitre 4 ont montré que la présence de fortes interactions entre les différents paramètres et les effets de compensation qui en résultent peuvent réduire sensiblement l'efficacité de la procédure de calage et limiter les possibilités d'interprétation des valeurs qu'ils prennent. L'analyse de certains résultats fournis par le modèle s'avère également assez délicate dans la mesure où plusieurs combinaisons de valeurs des paramètres peuvent donner des résultats comparables.

Dans notre cas, ce comportement est particulièrement contraignant si l'on considère que l'une des ambitions du modèle est de pouvoir caractériser les différentes formes d'apports parasites d'infiltration à partir des résultats de simulation. L'existence de plusieurs solutions qui sont globalement très proches mais qui correspondent à des répartitions différentes des écoulements (lent, rapide) ne permet pas de conclure sur l'importance relative de leur contribution au débit total observé.

Dans la littérature, les problèmes posés par l'interdépendance des paramètres pour les modèles hydrologiques conceptuels ont été évoqués par plusieurs auteurs (*e.g.* BARD, 1974; JOHNSTON et PILGRIM, 1976; PICKUP, 1977, MEIN ET BROWN, 1978, SOROOSHIAN et ARFI, 1982; ...). Pour y remédier, la démarche souvent employée consiste à identifier les paramètres les plus corrélés et à intervenir par la suite au niveau de la structure du modèle pour redéfinir les relations entre ces paramètres et les différentes variables. Ce traitement qui

peut également inclure une réduction du nombre de paramètres ou une simplification de la structure du modèle permet essentiellement de réduire les interactions dues à l'existence de biais au niveau de la paramétrisation adoptée.

Une autre manière d'agir consiste à introduire dans la procédure de calage des contraintes supplémentaires sur les paramètres (BARD, 1974; BECK et ARNOLD, 1977; TROUTMAN, 1985a, b, ...). Ces contraintes peuvent être directement exprimées en terme de limites (supérieures et/ou inférieures) du domaine de variation des paramètres ou encore sous la forme de nouvelles exigences auxquels le modèle doit satisfaire. Il s'agit en général de définir des nouveaux critères d'appréciation (ou de calage) qui prennent en compte en plus du débit total, d'autres variables simulées par le modèle (*e.g.* niveau de nappes, teneur en eau, débit de base,...). Pour cela, il est souvent nécessaire de disposer de mesures supplémentaires pour pouvoir exprimer de manière quantitative les nouvelles contraintes. Dans certains cas ces mesures ne peuvent pas être directement recueillies sur le terrain et nécessitent un traitement préalable des données disponibles afin d'en extraire le type d'information requis.

Dans la première partie de ce chapitre, on se propose donc d'utiliser ce type d'approche pour tenter de réduire les effets d'interaction entre les paramètres du modèle de simulation des ECPI. Pour cela, on a procédé dans un premier temps à la séparation des deux composantes du débit d'ECPI relatives au drainage lent et au drainage rapide. La méthode employée repose sur les techniques de filtrage numérique et n'utilise en entrée que des mesures du débit total d'ECPI et de la pluie. Par la suite, la procédure de calage a été modifiée de manière à pouvoir intégrer les résultats obtenus dans l'optimisation des valeurs des paramètres.

D'autre part, l'application du modèle sur le site de Rezé a permis de mettre en évidence l'impact de la qualité des données utilisées sur celle des résultats obtenus. En effet, on a constaté qu'une grande partie des erreurs de simulation provenait des artefacts de calcul liés à l'estimation du débit d'ECPI à partir du débit total mesuré.

Pour y remédier, on présente dans la deuxième partie de ce chapitre une nouvelle méthode de séparation des apports d'eaux parasites qui repose essentiellement sur le filtrage des eaux usées à partir du débit total mesuré. Cette méthode a été appliquée par la suite sur le site urbain de Rezé et les résultats obtenus ont été comparés à ceux fournis par la méthode décrite dans le chapitre précédent.

6.2. SEPARATION DU DEBIT DE DRAINAGE LENT ET DU DEBIT DE DRAINAGE RAPIDE

6.2.1. Généralités

L'analyse des mesures expérimentales recueillies sur le site semi urbain du LCPC a permis de mettre en évidence deux formes d'apport d'eaux claires parasites d'infiltration: le drainage lent et le drainage rapide. Ces deux formes d'apport correspondent à des phénomènes différents et réagissent différemment aux événements pluviométriques.

En effet, le drainage lent constitue un apport permanent qui provient du drainage des nappes phréatiques par le collecteur. Le débit qui en résulte est relativement faible et peu variable sur une courte durée. En régime non influencé par la pluie, ce type d'apport est prédominant et ne dépend que du niveau de la nappe au dessus du collecteur. Par contre, le drainage rapide apparaît comme étant directement lié à l'intensité et à la durée des événements pluvieux. Il résulte de l'acheminement rapide des eaux d'infiltration qui transitent par le sol pour être directement drainées par les collecteurs. Ce type d'apport dépend du contexte hydrologique et se trouve en général favorisé par la formation des nappes perchées à des faibles profondeurs. Sa réponse aux séquences pluvieuses se caractérise par des variations rapides, importantes et qui sont souvent à l'origine des pointes de débit observées.

En tenant compte des caractéristiques différentes de ces deux types d'apports, il paraît donc possible d'envisager leur séparation au moyen des techniques généralement utilisées en hydrologie pour la séparation des divers types d'apports pluvieux. Ces techniques se proposent souvent d'estimer le "débit de base" défini comme étant la contribution des eaux souterraines aux écoulement de surface. La dynamique de ce type d'apport présente en effet une certaine analogie avec le drainage lent dans le cas des eaux claires parasites d'infiltration.

Pour cela les méthodes analytiques proposées dans la littérature sont nombreuses, les plus utilisées sont présentées par DICKINSON et al, 1967 et HALL, 1971. BATES et DAVIES, 1988 notent que le choix de la procédure de séparation du débit de base peut avoir une grande influence sur les paramètres des modèles pluie-débit non linéaires ainsi que sur leur pouvoir de prévision.

Dans la plupart des cas, ces méthodes s'intéressent à l'estimation du débit de base pour des événements isolés. Elles reposent souvent sur une analyse de forme des hydrogrammes

enregistrés et proposent des règles de séparation (analytiques ou géométriques) basées sur la localisation de points particuliers considérés comme significatifs des phénomènes observés (début de l'averse, début et fin du ruissellement, point d'inflexion, point de plus grande courbure, etc...). L'analyse des caractéristiques de la courbe de récession est souvent utilisée pour identifier la fin du ruissellement direct et par conséquent, le point d'intersection entre l'hydrogramme du débit total et celui du débit de base estimé.

La technique la plus simple consiste à séparer le débit de base du débit total par des lignes droites (LINSLEY et al, 1975, KIM et HAWKINS 1993,...) qui peuvent être composées d'un ou plusieurs segments et qui relient les points caractéristiques du début et de la fin du ruissellement direct. D'autres auteurs utilisent des courbes déterminées empiriquement à partir de certaines hypothèses émises sur la forme de l'hydrogramme du débit de base (LINSLEY et al 1982, Institut d'Ingénieurs d'Australie 1987).

Malgré leur caractère plus ou moins arbitraire, ces méthodes de séparation constituent des outils analytiques très pratiques qui permettent d'avoir une approximation du débit de base souvent suffisante pour certaines applications. Par contre, elles ne peuvent être utilisées que dans le cas d'un hydrogramme unimodal résultant d'un seul événement pluvieux. Leur application à des hydrogrammes complexes (présentant plusieurs pointes de débit) ou à des mesures en continu sur des longues périodes nécessite des adaptations supplémentaires qui ne sont pas toujours faciles à mettre en oeuvre (COLLADO et al, 1990).

Des méthodes de séparation en continu se sont alors développées pour répondre essentiellement aux besoins de la modélisation pluie-débit qui utilise le plus souvent des mesures de longues durées.

Dans ce sens, HALL, 1971 a proposé une méthode qui fait intervenir un indice de débits antécédents pour décrire d'une part l'évolution du niveau des nappes souterraines et d'autre part les variations à court terme du débit de base. Cet indice est défini d'une manière analogue à celui de pluies antécédentes utilisé dans certains modèles pour prendre en compte l'influence du contexte hydrologique sur la transformation pluie-débit. L'identification de la relation entre l'indice proposé et le débit de base nécessite cependant l'emploi de mesures caractéristiques de l'état hydrique du sol (piézométriques, tensiométriques, ...). Ce type de mesures n'est pas toujours disponible sur les bassins versants étudiés et limite ainsi le domaine d'application de cette méthode.

Dans le même objectif, BONGHTON 1988 a essayé deux techniques automatiques de séparation du débit de base qui s'appliquent à des mesures en continu du débit total. Ces

techniques reposent sur la définition du taux de croissance du débit de base en réponse aux événements pluvieux. Dans la première approche, le débit de base augmente à chaque pas de temps avec un taux maintenu constant jusqu'à la fin de la pluie, par contre dans la deuxième approche la variation du débit de base est exprimée en fonction de celle du débit total. L'utilisation de ces deux méthodes nécessite cependant un calage préalable des paramètres utilisés sur un certain nombre d'événements. BONGHTON 1988 note que la deuxième approche est plus performante et qu'elle fournit des résultats très proches de ceux obtenus par les méthodes de séparation manuelle.

Une autre méthode de séparation en continu a été également développée par l'Institut d'Hydrologie de WALLINGFORD 1980. Elle utilise uniquement les mesures du débit total pour identifier l'hydrogramme correspondant au débit de base.

Cette méthode consiste dans un premier temps, à localiser les valeurs minimales du débit total mesuré sur des périodes de 5 jours successifs. La série des minima obtenue est par la suite utilisée pour sélectionner les points dont la valeur est inférieure à 1.11 fois la valeur des deux points adjacents. La simple connexion de l'ensemble de ces points permet alors de construire l'hydrogramme du débit de base. Cependant l'application de cette méthode des minima lissés présente l'inconvénient de fournir parfois des valeurs du débit de base qui sont supérieures à celles du débit total. Cette situation est souvent rencontrée lorsqu'il s'agit d'hydrogrammes complexes (avec plusieurs pointes de débit) et d'une manière générale quand les valeurs des minima successifs sélectionnés sont très différentes (NATHAN et Mc MAHON 1990).

LYNE et HOLLICK 1979, ont proposé une procédure de séparation du débit de base qui repose principalement sur l'emploi d'un filtre digital récursif communément utilisé en traitement de signal. Ce filtre est exprimé de la manière suivante :

$$Q_{RT} = \alpha Q_{RT-1} + \frac{(1+\alpha)}{2}(Q_{Tt} - Q_{Tt-1}) \quad (6.1)$$

où

Q_{RT} : le débit rapide filtré au pas de temps t ,

Q_{Tt} : le débit total au même pas de temps t ,

α : un paramètre du filtre (inférieur à 1).

Le débit de base filtré est alors obtenu à chaque pas de temps par l'expression suivante:

$$Q_{bt} = Q_{Tt} - Q_{Rt} \quad (6.2)$$

L'emploi de cette technique peut être justifié par le simple fait que le filtrage des hautes fréquences d'un signal est intuitivement analogue à la séparation de la basse fréquence donnée par le débit de base, des plus hautes fréquences apportées par les écoulements rapides.

Le même type de technique a été également utilisé par DUBAND et al 1993, pour la séparation du débit de base nécessaire dans l'approche de la modélisation pluie-débit par la méthode de la DPFT. L'expression qui a été appliquée est de la forme suivante (RODRIGUEZ et Al., 1989) :

$$Q_{bt} = \left(\frac{a}{1+b} \right) \cdot Q_{bt-1} + \left[\left(\frac{b}{1+b} \right) \cdot (Q_{Tt} - Q_{bt-1}) \right] \quad (6.3)$$

où a et b sont deux paramètres du modèle qui nécessitent d'être ajustés numériquement.

A la fin d'un événement pluvieux, si on considère que l'écoulement rapide s'arrête à partir d'un certain temps, on peut alors estimer qu'à partir de cet instant et en absence de nouvelles précipitations, le débit de base correspond au débit total mesuré.

$$Q_{bt} = Q_{Tt} \quad (6.4)$$

En combinant les équations (6.3) et (6.4) on obtient alors :

$$Q_{bt} = (a-b)Q_{bt-1} \quad (6.5)$$

DUBAND et al 1993, notent qu'en utilisant l'équation (6.5), la valeur de (a-b) peut être obtenue à partir de l'analyse de la courbe de récession de l'hydrogramme enregistré. Le nombre de paramètres à ajuster peut être alors réduit à un seul (a ou b).

Une étude comparative entre la méthode des minima lissés (Institut d'Hydrologie 1980) et celle du filtre digital (LYNE et HOLLICK, 1979) a été effectuée par NATHAN et Mc MAHON 1990 sur 186 bassins versants. Il en ressort que l'utilisation du filtrage numérique pour la séparation en continu du débit de base était plus rapide et globalement plus performante. Les résultats obtenus par cette technique se sont avérés plus cohérents et plus proches de ceux obtenus par les méthodes graphiques classiques.

La mise au point d'un filtre numérique plus sophistiqué par HINO et HASEBE 1981, 1984 et HASEBE et HINO 1987, a permis également d'obtenir une estimation très satisfaisante

du débit de base sur trois bassins versants. La conception de ce filtre repose sur une représentation idéale de la réponse du bassin versant à l'aide d'un système d'amortissement dont les caractéristiques sont particulièrement adaptées à la séparation des basses fréquences.

La simulation de la réponse d'un tel système permet de couper les hautes fréquences présentes dans le signal d'origine (débit total) et de ne laisser passer que la composante qui correspond aux basses fréquences (débit de base), tout en évitant les effets oscillatoires qui peuvent apparaître. L'utilisation de ce filtre nécessite l'identification de trois paramètres qui sont la fréquence de coupure, l'angle de phase et un coefficient d'ajustement qui permet de satisfaire à la condition de supériorité du débit total par rapport au débit de base filtré ($Q_{bt} \leq Q_{Tt}$ à chaque instant t). HINO et HASEBE, 1984 montrent qu'il est possible de déterminer les paramètres du filtre à partir de l'analyse de la courbe de récession, en identifiant notamment la relation qui existe entre la fréquence de coupure et la constante de récession exponentielle. Cependant, le coefficient d'ajustement doit être calé numériquement à partir des mesures expérimentales.

Compte tenu des résultats obtenus pour les écoulements pluviaux, le filtrage numérique apparaît donc comme étant la technique la mieux adaptée pour l'estimation en continu du débit de base; elle présente en particulier l'avantage d'être rapide, systématique et reproductible. Cette technique peut être également facilement intégrée dans un modèle mathématique qui nécessite ce genre de traitement. L'exemple d'application du filtrage numérique pour les modèles autoregressifs présentés par HINO et HASEBE 1984 et celui pour la méthode de DPFT-ERVHDIT qui utilise le concept de l'hydrogramme unitaire (DUBAN et al, 1993) a permis d'obtenir des résultats très satisfaisants.

Pour cette raison on se propose donc d'utiliser le même type d'approche pour définir une méthode de séparation du débit de drainage lent à partir des mesures du débit total d'ECPI et de la pluie.

6.2.2. Mise au point d'une méthode de séparation

En tenant compte des caractéristiques générales du débit de drainage lent déjà évoquées, on suppose qu'il existe un système linéaire capable de transformer le débit total d'ECPI $q_T(t)$ en débit de drainage lent $q_{dl}(t)$ et qui s'exprime de la manière suivante :

$$q_{dl}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) q_T(t - \tau) d\tau \quad (6.6)$$

où t = temps

$h(t)$ = une fonction de pondération encore appelée fonction filtre définie comme étant le débit de drainage lent à l'instant t dû à une impulsion unitaire du débit total.

q_{dl} = débit de drainage lent

q_T = débit total.

Il est évident qu'une représentation du système défini par l'équation (6.6) dans le domaine fréquentiel où encore l'espace de Fourier serait plus commode. En effet dans cet espace, l'intégrale du produit de convolution devient une multiplication et les composantes de Fourier du débit total et du débit de drainage lent associées à une échelle de fréquences seront facilement identifiables.

La transformée de Fourier de l'équation (6.6) donne alors :

$$Q_{dl}(\omega) = H(\omega) \cdot Q_T(\omega) \quad (6.7)$$

où

$Q_{dl}(\omega)$, $H(\omega)$ et $Q_T(\omega)$ sont respectivement les transformées de Fourier de $q_{dl}(t)$, $h(t)$ et $q_T(t)$
 $\omega = 2\pi f$ où ω désigne la pulsation et f la fréquence

La représentation sous forme complexe de la transformée de Fourier de la fonction filtre s'écrit de la manière suivante :

$$H(\omega) = |H(\omega)| e^{-i\Phi(\omega)} \quad (6.8)$$

Le module $|H(\omega)|$ est appelé facteur de gain et l'angle de phase associé $\Phi(\omega)$ désigne le facteur de phase.

En reportant l'équation (6.8) dans l'équation (6.7) on constate d'une part que le facteur de gain correspond au rapport des amplitudes de $Q_{dl}(\omega)$ et $Q_T(\omega)$, et d'autre part que le déphasage entre le signal d'entrée et le signal de sortie est égal au facteur de phase.

6.2.2.1. Identification de la fonction filtre

Les processus physiques intervenant dans le drainage des ECPI par les réseaux d'assainissement sont très complexes et par conséquent ils ne peuvent pas être directement pris en compte dans la procédure d'identification de la fonction filtre. Cependant, il est possible de considérer *a priori* les caractéristiques générales du phénomène de drainage lent pour avoir de renseignements utiles sur les propriétés requises du filtre à employer.

En effet, le débit de drainage lent est peu variable sur une courte durée et ne peut pas fluctuer rapidement en réponse à un événement pluvieux. Il en résulte que l'hydrogramme correspondant doit être une courbe assez lisse, dépourvue de toutes les variations brutales que présente le débit total. Par conséquent, il est possible de supposer que le débit de drainage lent constitue la composante de basse fréquence du débit total.

La fonction réponse du filtre $H(\omega)$ doit être alors proportionnelle à la fonction réponse d'un filtre passe-bas qui permet d'éliminer les hautes fréquences et pour lesquels il faut définir la fréquence de coupure.

D'autre part, il est évident que si le filtre passe-bas appliqué au débit total préserve la moyenne, le débit résultant (filtré) sera plus important que celui correspondant au drainage lent. Il est alors nécessaire que la fonction filtre contienne un paramètre d'atténuation qui représente le rapport entre la moyenne du débit de drainage lent et la moyenne du débit total.

Finalement il est important de remarquer que le drainage lent des eaux d'infiltration par un réseau d'assainissement présente un certain retard par rapport à la pluie et également par rapport au drainage rapide. La fonction filtre doit alors inclure un paramètre permettant de tenir compte du décalage de temps qui sépare les pointes de débit total et celles du débit de drainage lent.

En résumé, la fonction filtre susceptible de transformer le débit total d'ECPI en débit de drainage lent peut être exprimée comme un atténuateur idéal de la forme suivante (J. COLLADO et al 1991) :

$$\begin{aligned}
 H(\omega) &= C \cdot e^{-i\omega\tau} && \text{pour } |\omega| \leq \omega_c \\
 H(\omega) &= 0 && \text{ailleurs}
 \end{aligned}
 \tag{6.9}$$

où

C = paramètre d'atténuation $0 < C < 1$

τ = paramètre de translation $\tau > 0$

ω_c = pulsation de coupure

Le débit de drainage lent $q_{dl}(t)$ peut être alors déterminé en substituant l'équation (6.9) à l'équation (6.7) et en appliquant la transformée de Fourier inverse à l'expression obtenue :

$$q_{dl}(t) = \frac{C}{2\pi} \int_{-\omega_c}^{\omega_c} Q_T(\omega) e^{i\omega(t-\tau)} d\omega
 \tag{6.10}$$

Pour exprimer cette équation sous forme discrète, il est d'abord nécessaire d'introduire la relation donnant les valeurs discrètes de la fréquence :

$$\omega_k = k \cdot \Delta\omega = k \cdot \left(\frac{2\pi}{N\Delta t} \right)
 \tag{6.11}$$

avec $k=0, 1, \dots, N-1$; N étant le nombre total des valeurs du débit enregistrées et Δt est le pas de temps d'acquisition des mesures.

En utilisant l'équation (6.11), la version discrète de l'équation (6.10) s'écrit alors

$$q_{dlj} = \frac{C}{N} \sum_{k=-N_c+1}^{N_c} \hat{Q}_{Tk} e^{2\pi i(jk/N)(1-\tau/k\Delta t)} \quad j = 0, 1, \dots, N-1
 \tag{6.12}$$

avec :

$$q_{dlj} = q_{dl}(j\Delta t)$$

N_c = indice discret correspondant à la fréquence de coupure, il est donné par :

$$N_c = E(\omega_c / \Delta\omega) + 1
 \tag{6.13}$$

où E désigne la partie entière

\bar{Q}_{Tk} est la transformée de Fourier discrète du débit total définie par :

$$\bar{Q}_{Tk} = \sum_{j=-N/2+1}^{N/2} q_{Tj} e^{-2\pi i(jk/N)} \quad ; \quad k = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.14)$$

avec $q_{Tj} = q_T(j\Delta t)$

L'utilisation de l'équation (6.12) pour déterminer le débit de drainage lent nécessite une estimation préalable des paramètres du filtre (C , τ et Nc). Ces paramètres dépendent essentiellement des caractéristiques du réseau considéré par l'étude et de son environnement hydrogéologique. Leurs valeurs peuvent donc être variables et nécessitent d'être déterminées pour chaque site étudié.

6.2.2.2. Estimation des paramètres de la fonction filtre

Pour pouvoir conclure sur la qualité de l'estimation du débit de drainage lent par filtrage numérique du débit total d'ECPI, il est nécessaire de définir un critère à la fois d'appréciation des résultats et d'optimisation des paramètres du filtre. Un tel critère peut être obtenu en évaluant les écarts entre le débit drainage lent mesuré et filtré. Or comme on ne dispose pas de mesures directes du débit de drainage lent, on suppose que durant les périodes non influencées par la pluie, celui-ci coïncide avec le débit total enregistré.

Dans certains cas, l'identification des périodes non influencées peut être effectuée par une simple inspection visuelle de l'hydrogramme du débit total. En effet en l'absence de la pluie la forme de la courbe de récession du débit total peut être utilisée pour déterminer les périodes où seule la composante du débit relative au drainage lent contribue à l'écoulement. Cependant, pour éviter le caractère subjectif lié à l'examen visuel de l'hydrogramme du débit et préserver la reproductibilité de la méthode, on se propose de définir une procédure systématique de reconnaissance des périodes non influencées utilisant les mesures du débit total et de la pluviométrie.

6.2.2.2.1. Identification des périodes non influencées (PNI)

La méthode proposée repose sur la combinaison de deux critères de sélection. Le premier critère utilise l'intensité de la pluie mesurée à chaque pas de temps: on considère que

lorsque cette intensité dépasse une valeur seuil P_s , les débits observés durant l'intervalle de temps T_s qui suit, sont influencés par cette pluie (figure 6.1).

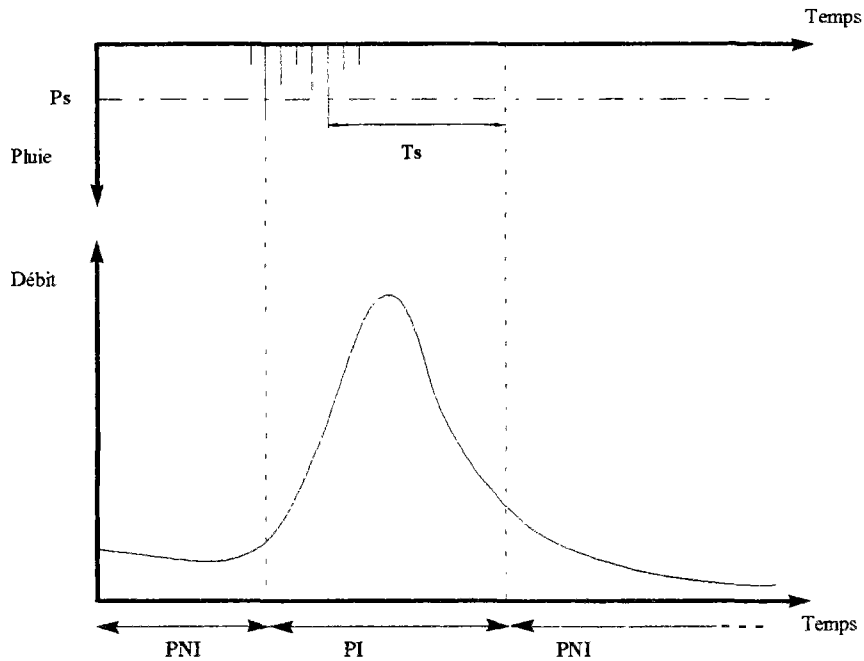


Figure 6.1 Illustration du premier critère de sélection des PNI

Autrement dit, on suppose que le drainage rapide des eaux d'infiltration ne peut contribuer d'une manière significative aux apports d'ECPI que si l'intensité de la pluie est supérieure à P_s . A la fin de l'événement pluvieux (ou lorsque l'intensité de la pluie devient inférieure à P_s), cette contribution devient très faible au bout d'un certain temps T_s , à partir duquel il est possible de confondre le débit total et le débit de drainage lent.

Le deuxième critère utilisé concerne les mesures du débit total. On considère que le régime d'apport d'ECPI n'est pas directement influencé par la pluie si le gradient de débit calculé entre deux mesures successives est à la fois négatif et supérieur à un gradient seuil G_s . A la fin d'un événement pluvieux, ce critère permet d'identifier sur la courbe de récession, le point à partir duquel seul le drainage lent est à l'origine du débit observé (figure 6.2).

Au début de l'événement pluvieux, l'augmentation du débit d'ECPI se traduit par un gradient positif indiquant ainsi la fin d'une période non influencée et le début d'une période directement influencée par la pluie.

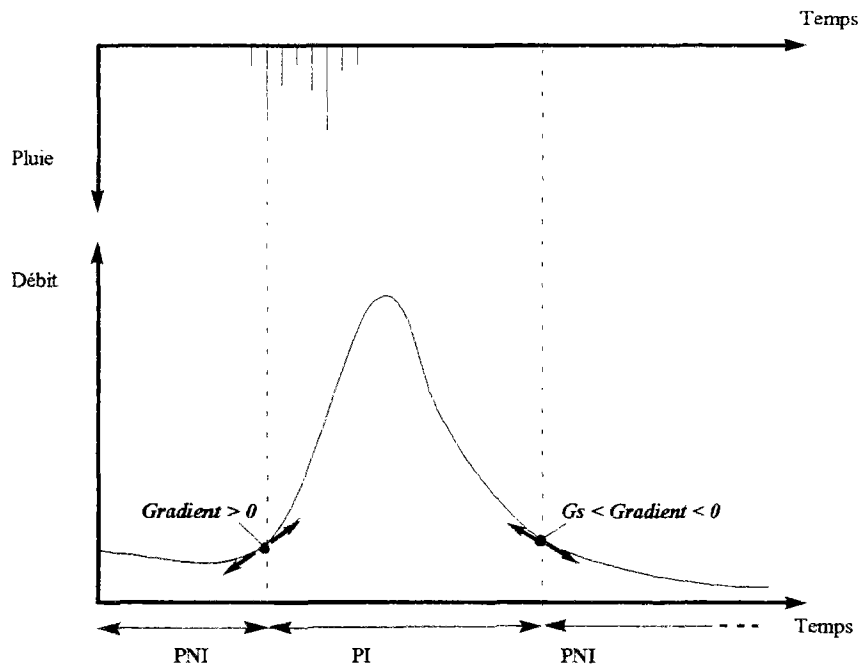


Figure 6.2 Illustration du deuxième critère de sélection des PNI

Dans la pratique, ce critère apparaît comme étant très sensible aux variations horaires du débit d'ECPI, et peut être donc facilement mis en défaut par les faibles fluctuations du débit qui ne sont pas significatives du phénomènes de drainage des ECPI. En effet, le débit d'ECPI est généralement calculé en éliminant le débit sanitaire du débit total mesuré, les erreurs d'estimation des valeurs horaires du débit sanitaire dont la variabilité est importante peuvent alors entraîner des faibles fluctuations qui ne sont pas liées au drainage des eaux parasites.

Pour y remédier, on se propose alors d'utiliser des gradients de débit moyennés sur un certain nombre de pas de temps au lieu des gradients horaires. Ceci permettra d'éviter les effets des fluctuations horaires et de ne prendre en compte que les variations significatives du débit comme critère d'identification des périodes non influencés. Le choix du nombre de pas de temps pour calculer le gradient moyen dépend de la qualité des données disponibles, cependant il ne doit pas être très important pour ne pas masquer les variations réelles du débit d'ECPI.

La figure 6-3 montre les périodes non influencées qui ont été identifiées en appliquant simultanément les deux critères de sélection aux données recueillies sur le site du LCPC. Les paramètres seuil P_s , T_s et G_s ont été ajustés manuellement en examinant à chaque fois la chronologie pluie-débit mesurée et les périodes non influencées sélectionnées. Les valeurs adoptées en utilisant des données au pas de temps horaire sont :

$$P_s = 1 \text{ mm/h}, \quad T_s = 55 \text{ h}, \quad G_s = 0,08 \text{ m}^3/\text{h}^2 ;$$

Cependant, les gradients utilisés pour le critère portant sur le débit ont été moyennés sur 8 heures.

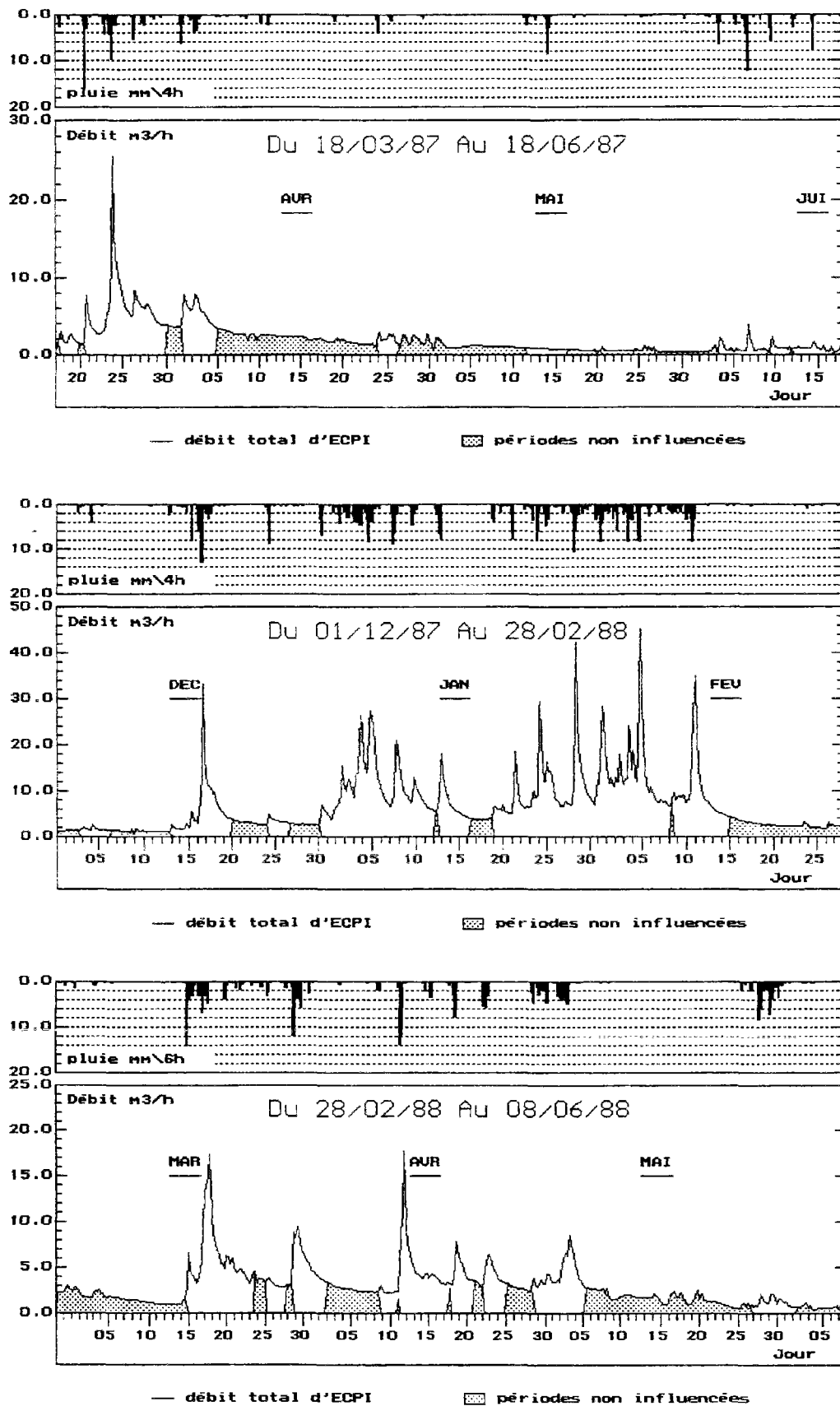


Figure 6.3: Identification des périodes non influencées par la pluie sur le site du LCPC.

6.2.2.2. Optimisation des paramètres de la fonction filtre

Comme déjà évoqué, cette opération nécessite la définition d'une fonction "objectif" permettant d'optimiser le choix des paramètres et d'améliorer la qualité du filtrage.

L'objectif à atteindre consiste à minimiser l'écart entre le débit mesuré et le débit filtré durant les périodes non influencées tout en maintenant les valeurs du débit filtré inférieures à celles du débit total.

La fonction à minimiser par rapport aux paramètres du filtre C , τ et N_C peut donc être exprimée de la manière suivante :

$$fcr = \sum_{j \in \text{PNI}} (q_{Tj} - q_{dj})^2 \quad (6.15)$$

sous la contrainte :

$$q_{dj} \leq q_{Tj} \quad \forall j \quad (6.16)$$

Pour utiliser une méthode automatique d'optimisation des paramètres il est plus pratique de disposer d'un seul critère d'appréciation. C'est pourquoi les deux critères (6.15) et 6.16) ont été combinés de la manière suivante :

$$fcr = f1 + f2 + f3 \quad (6.17)$$

avec

$$f1 = \frac{1}{n1} \sum_j (q_{Tj} - q_{dj})^2 \quad \text{pour } j \in \text{PNI} \quad \text{et } q_{dj} \leq q_{Tj} \quad (6.18)$$

$$f2 = \frac{\lambda}{n2} \sum_j (q_{Tj} - q_{dj})^2 \quad \text{pour } j \in \text{PNI} \quad \text{et } q_{dj} > q_{Tj} \quad (6.19)$$

$$f3 = 0 \quad \text{pour } j \notin \text{PNI} \quad (6.20)$$

où

$n1$ et $n2$ nombre des points considérés dans chaque cas

fcr la fonction objectif à minimiser

λ facteur de pondération, plus il est élevé plus on donne de l'importance au critère de non dépassement.

En utilisant ce critère d'ajustement le calage des paramètres du filtre a été effectué par la méthode d'optimisation de ROSENBROCK, 1960. Le facteur de pondération λ qui permet de pénaliser le dépassement du débit total a été ajusté manuellement afin que la contrainte, qui n'est plus absolue, soit néanmoins effective.

6.2.3. Application du filtrage sur le site du LCPC.

Sur le site semi-urbain du LCPC on dispose d'environ 16 mois de mesures de pluie et de débit correspondant à un échantillon de 10776 valeurs horaires. Or l'utilisation des algorithmes relatifs au calcul de la transformée de Fourier rapide dans la méthode de filtrage proposée nécessite un nombre total de valeurs N qui soit une puissance entière de 2. Pour cette raison la séparation du débit de drainage lent a été donc effectuée sur deux échantillons de 8192 valeurs chacune, correspondant à des périodes qui se recouvrent sur environ 8 mois (du 18.03.87 au 22.02.88 et du 03.07.87 au 08.06.88).

Le calage des paramètres du filtre a conduit aux valeurs optimales suivantes :

	1er échantillon	2ème échantillon
N_c	11	12
C	0.395	0.42
τ (h)	84	87.7

Les figures 6.4 et 6.5 montrent les résultats du filtrage du débit de drainage lent pour les deux échantillons considérés. On constate tout d'abord que l'allure de la courbe donnant le débit filtré traduit d'une manière assez correcte les hypothèses émises sur les caractéristiques conceptuelles du débit de drainage lent.

En effet, on observe une bonne concordance entre le débit filtré et le débit total durant les périodes non influencées qui ont été considérées comme des périodes de référence pour le drainage lent. Le débit filtré ne présente pas de variations brutales ni rapides, elles sont plutôt progressives et assez lentes aussi bien durant les périodes sèches que durant les périodes humides. La condition de non dépassement donnée par l'équation 6.16 est également bien

respectée puisque le débit filtré est toujours positif et inférieur au débit total. Ceci traduit le bon résultat du calage des paramètres du filtre et l'efficacité de la fonction critère adoptée

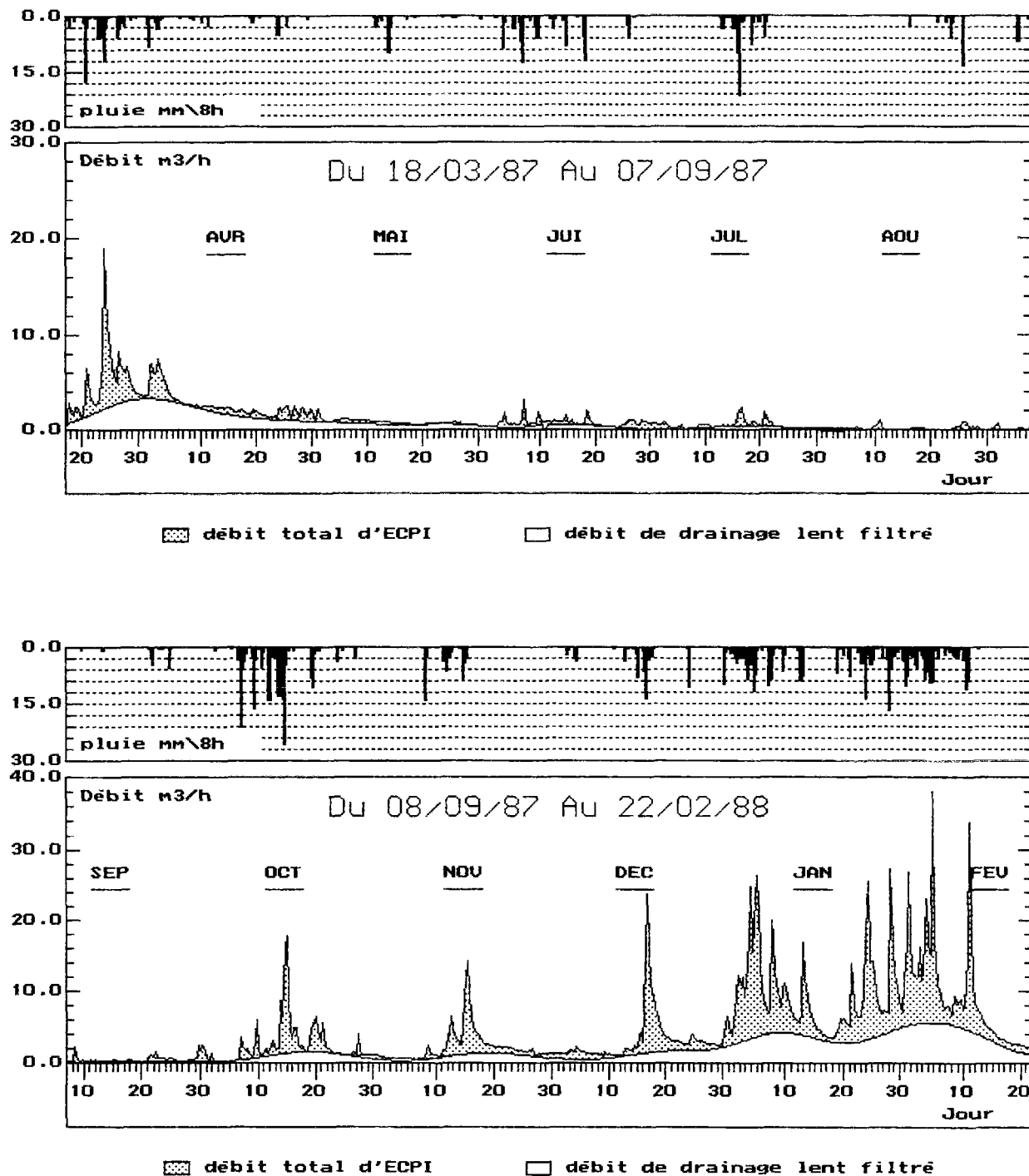


Figure 6.4: Illustration des résultats du filtrage obtenus pour le premier échantillon

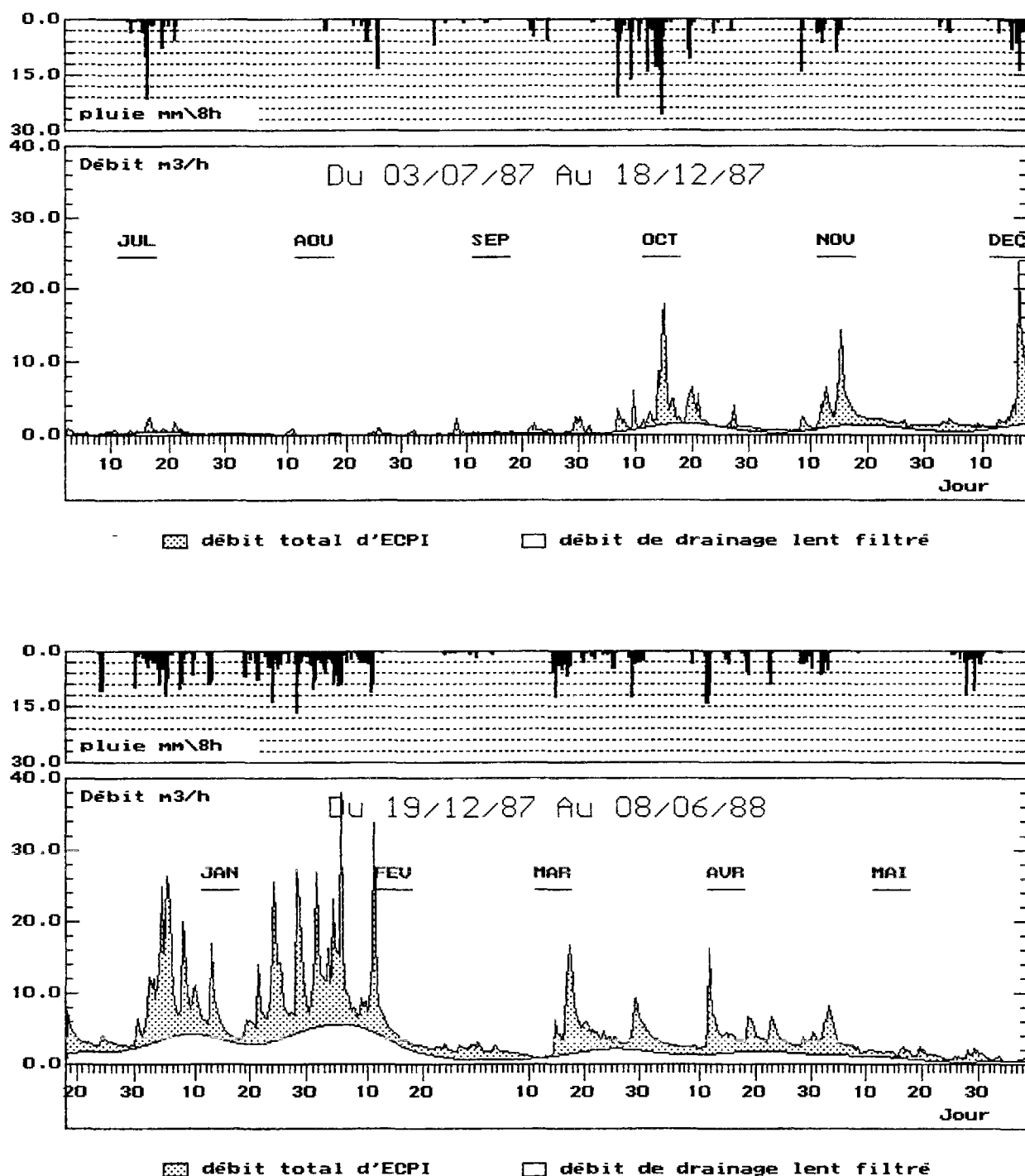


Figure 6.5: Illustration des résultats du filtrage obtenus pour le deuxième échantillon

Il est évident que le débit de drainage lent ne peut pas présenter réellement une courbe aussi lisse et aussi parfaite que celle donnée par le débit filtré, néanmoins la bonne concordance entre les caractéristiques générales de ces deux courbes et la compatibilité des variations observées permettent de considérer que le débit filtré constitue une approximation acceptable du débit de drainage lent.

Les méthodes de séparations proposées par LYNE et al 1971, et RODRIGUEZ 1989, ont été également testées sur le site du LCPC. Les résultats obtenus se sont avérés le plus souvent moins performants et très peu représentatifs du phénomène de drainage lent.

L'exemple donné par la figure 6.6 montre la meilleure estimation du débit de drainage lent obtenue par la méthode de LYNE et al (cf § 6.2.1) avec une valeur du paramètre $\alpha=0.99$. On constate que par rapport à la méthode de filtrage proposée, le débit de drainage lent obtenu par cette technique présente des variations trop importantes qui ne sont pas toujours compatibles avec ce type d'apport. D'autre part, le débit estimé dépasse très souvent le débit total mesuré à cause d'un important retard imposé par l'expression utilisée et qui ne peut pas être totalement récupéré par le simple ajustement du paramètre α .

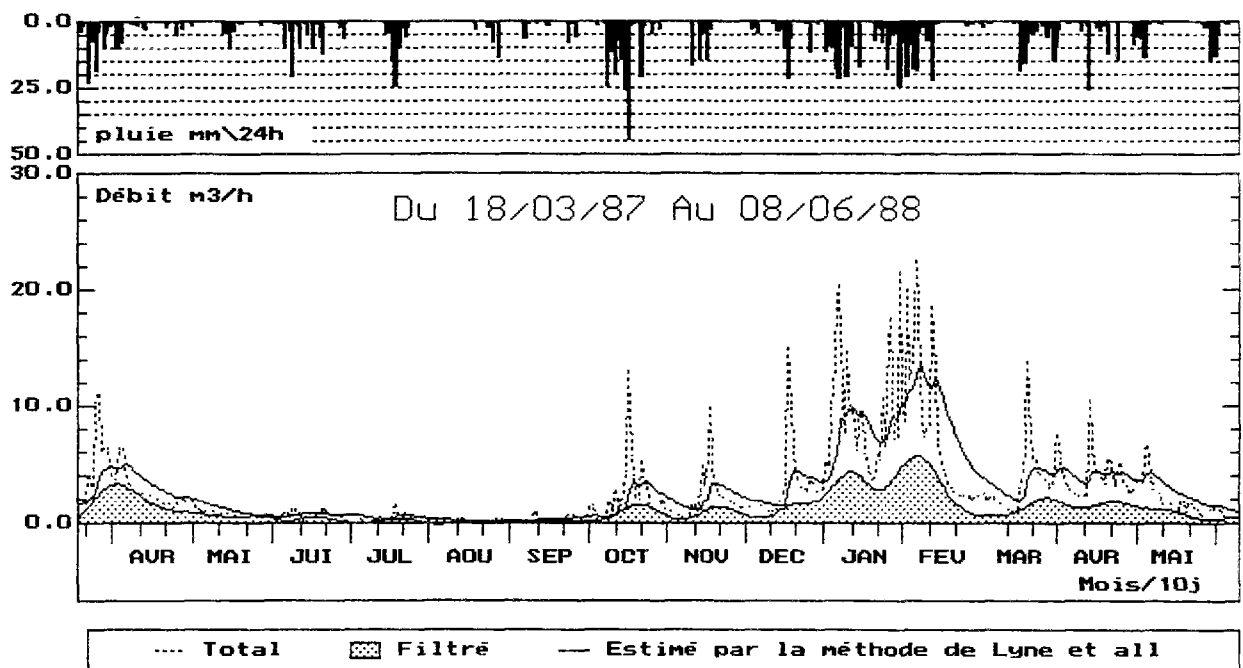


Figure 6.6: Comparaison entre le débit de drainage lent filtré et celui estimé par la méthode de LYNE et al 1971.

D'autre part, une première comparaison entre le débit de drainage lent obtenu par filtrage et celui simulé par le modèle en utilisant les valeurs optimales des paramètres est illustrée par la figure 6.7.

On constate que ces deux méthodes d'estimation du débit de drainage lent donnent des résultats globalement très proches. Cependant on remarque que durant les périodes pluvieuses le débit filtré présente des variations plus importantes et plus rapides que le débit simulé. Ceci

apparaît particulièrement à la suite d'événements pluvieux importants où les décrues du débit filtré sont beaucoup plus prononcées et rapides (par exemple octobre 87 et janvier, février 88).

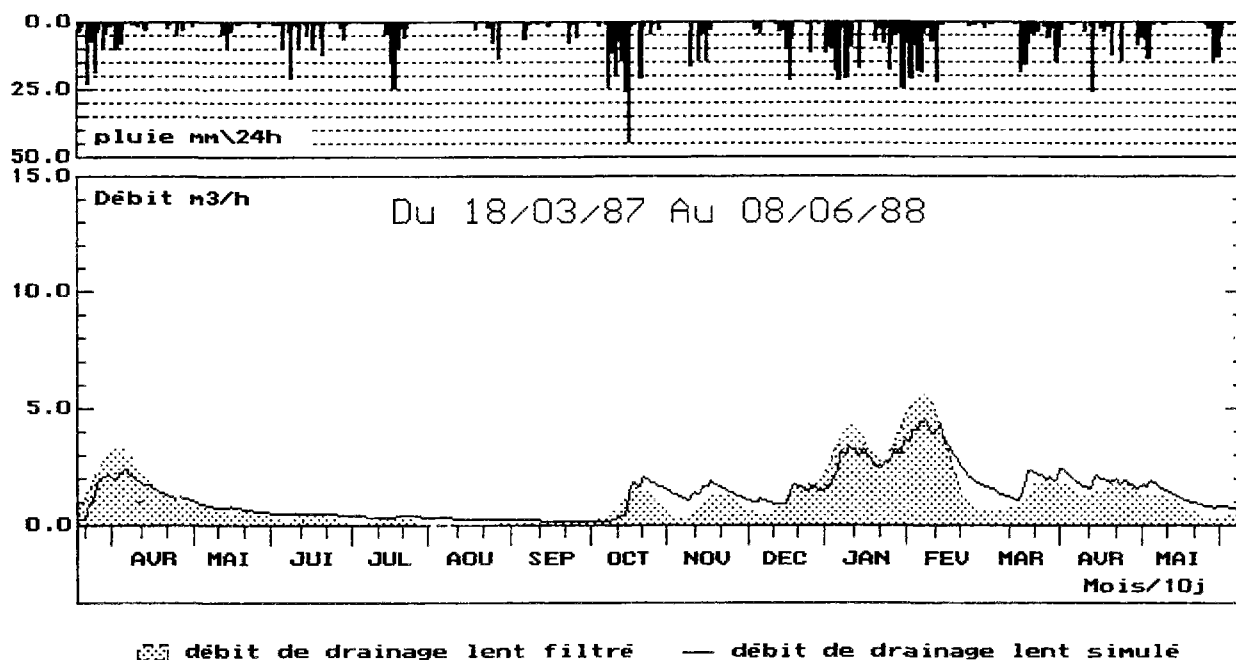


Figure 6.7 Comparaison du débit de drainage lent filtré et celui simulé par le modèle.

Le tableau 6.1 permet également de comparer les caractéristiques statistiques du débit de drainage lent filtré et du débit de drainage lent simulé par le modèle.

	Débit filtré	Débit simulé
Dates du traitement	du 18.03/87 au 08.06.88	
Taille de l'échantillon	10776	
moyenne (m3/h)	1.237	1.302
variance (m3/h) ²	1.208	0.929
écart type (m3/h)	1.099	0.963
minimum (m3/h)	0	0.16
maximum (m3/h)	5.662	4.699
coefficient de variation	0.898	0.739
erreur de bilan (%)	4.99	
critère de Nash (%)	85.5	

Tableau 6.1 Comparaison entre le débit de drainage lent filtré et simulé.

Les résultats indiqués dans ce tableau confirment les remarques précédentes concernant la bonne concordance globale entre le débit de drainage lent obtenu par filtrage numérique et celui simulé par le modèle. Ceci se traduit essentiellement par la valeur assez élevée du coefficient de corrélation entre les deux débits et également par des moyennes très proches. D'autre part, les coefficients de variation calculés pour chacun de deux débits montrent que le débit filtré présente une variabilité légèrement plus importante que celle du débit simulé.

Cette première comparaison entre le débit de drainage lent filtré et simulé a donc permis de vérifier que les caractéristiques du débit obtenu par filtrage numérique sont compatibles avec la réponse du modèle. Il est donc possible a priori d'utiliser les résultats du filtrage pour améliorer la procédure d'identification des paramètres du modèle et de réduire surtout leur interdépendance.

6.2.4. Calage des paramètres du modèle utilisant les résultats du filtrage

Comme déjà évoqué, l'objectif de cette procédure est d'utiliser le débit de drainage lent obtenu par filtrage numérique pour améliorer la procédure de calage des paramètres.

L'information supplémentaire apportée par la connaissance préalable du débit de drainage lent, qui constitue l'une des deux composantes du débit total d'ECPI peut être en effet utilisée pour simplifier le calage d'une part et réduire les effets de compensation entre les paramètres d'autre part.

Pour cela l'optimisation des paramètres du modèle est effectuée en deux phases. Au cours de la première phase, seuls les paramètres intervenant dans la simulation du débit de drainage lent sont ajustés. Le débit de référence alors adopté pour l'évaluation du critère d'optimisation est celui obtenu par filtrage numérique. Les valeurs optimales des paramètres obtenus à l'issue de cette première phase permettent donc d'avoir le meilleur ajustement entre le débit de drainage lent simulé et celui filtré.

Par la suite, la deuxième phase consiste à optimiser le reste des paramètres du modèle de manière à avoir le meilleur ajustement possible entre le débit total d'ECPI mesuré et simulé. Durant cette procédure, les valeurs optimales du groupe de paramètres calées au cours de la première phase sont maintenues inchangés.

Ce type d'approche a été déjà utilisé par RESTREPO et BRAS, 1985 pour le calage du modèle hydrologique conceptuel **Sacramento** (du *National Weather Service*) qui compte 15

paramètres. Les résultats obtenus ont montré que dans le cas d'un modèle aussi complexe, l'utilisation d'une estimation *à priori* du débit de base permet de simplifier le calage et surtout de réduire les interactions entre les paramètres. PICKUP, 1977 remarque également que la décomposition de la procédure de calage en cherchant à optimiser en plusieurs étapes des sous groupes de paramètres était nettement plus efficace que leur calage simultané. En effet, à partir de l'application de cette méthode sur la version à 12 paramètres du modèle de BOUGHTON, 1965 (JOHNSTON et PILGRIM, 1973), il a constaté qu'elle permet d'une part de limiter les efforts de calcul et d'autre part d'améliorer les propriétés de la surface de réponse et par conséquent le caractère identifiable des paramètres.

En examinant la structure du modèle M9, on constate que le premier groupe de paramètres permettant de simuler le débit de drainage lent est constitué des paramètres a, b, C, Tmax et Sac.

En utilisant le débit de drainage lent obtenu par filtrage numérique, les résultats du calage de ces paramètres effectués sur la totalité de la période de mesures (16 mois) sont donnés par le tableau 6.2.

Paramètres	a	b	C (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)
valeurs optimales	7.54	-0.063	1.67E+04	83.4	3.48

	Débit de drainage lent simulé	Débit de drainage lent filtré
moyenne (m3/h)	1.193	1.237
variance (m3/h) ²	1.451	1.208
écart type (m3/h)	1.204	1.099
minimum (m3/h)	0.039	0
maximum (m3/h)	6.354	5.662
coefficient de variation	1.009	0.888
erreur de bilan (%)	3.55	
critère de Nash (%)	93.1	

Tableau 6.2 Résultats du calage du premier groupe de paramètres.

La figure 6.8 représente le débit de drainage lent filtré et celui simulé en utilisant les valeurs optimales des paramètres. On constate qu'à l'issue de cette première étape du calage, le modèle reproduit le débit de drainage lent d'une manière satisfaisante. La bonne concordance

entre le débit simulé et filtré est observée aussi bien durant la période "sèche" que durant la période humide; la reprise des écoulements (octobre 87) est cependant moins bien simulée. Le déficit hydrique accumulé pendant l'été à cause de l'évapotranspiration qui affecte essentiellement le réservoir de production, entraîne un certain retard au niveau du débit de drainage lent simulé. Ceci peut s'expliquer par l'évolution du contexte hydrologique durant cette période (cf § 2.3) qui indique que le débit total observé provient essentiellement des écoulements rapides dus à la formation des nappes perchées.

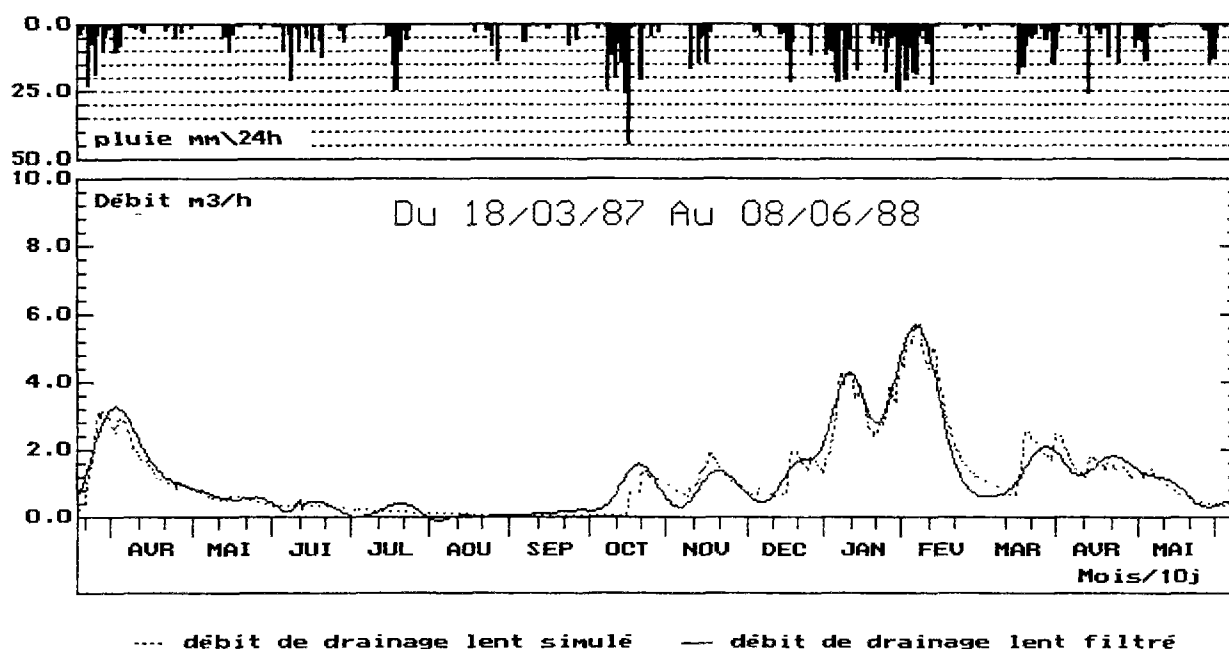


figure 6.8: Débit de drainage lent filtré et simulé sur la totalité de la période de calage (site du LCPC).

Sur toute la période de calage, la valeur du critère d'appréciation de NASH (93%) indique un bon ajustement global entre le débit de drainage lent simulé et filtré.

Par la suite, la deuxième étape du calage du modèle consiste donc à optimiser la valeur du paramètre R_{max} intervenant dans la fonction de transfert du réservoir de drainage rapide. Cette opération doit être effectuée de manière à obtenir le meilleur ajustement entre le débit total d'ECPI mesuré et simulé tout en maintenant les autres paramètres inchangés.

La figure 6.9 montre le débit total d'ECPI mesuré et simulé ainsi que le débit de drainage lent simulé obtenus à l'issue du calage du paramètre R_{max} . On constate que l'adéquation du modèle aux débits réels est assez satisfaisante mais les débits de pointe sont presque toujours sous estimés. La contribution du drainage rapide apparaît comme étant

insuffisante pour reproduire correctement les fortes valeurs du débit. Ce problème n'est pas uniquement lié à l'ajustement du paramètre Rmax mais aussi à celui de C et Tmax qui contrôlent l'alimentation du réservoir de drainage rapide. Or le calage de ces deux paramètres a été effectué au cours de la première phase et donc sans prendre en compte les apports de drainage rapide.

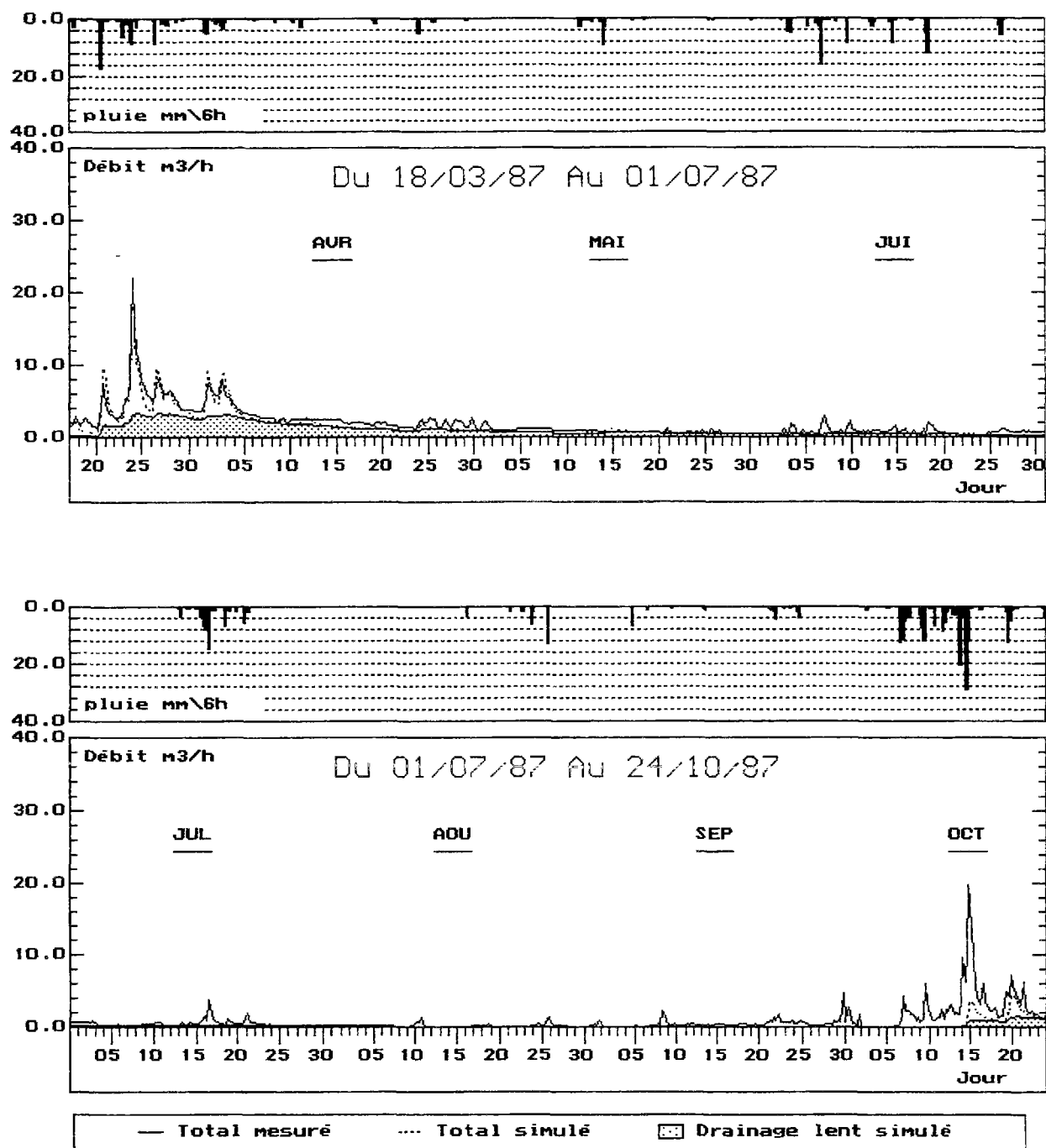


Figure 6.9 (début): débits mesurés et simulés obtenus avec le calage du modèle en deux phases

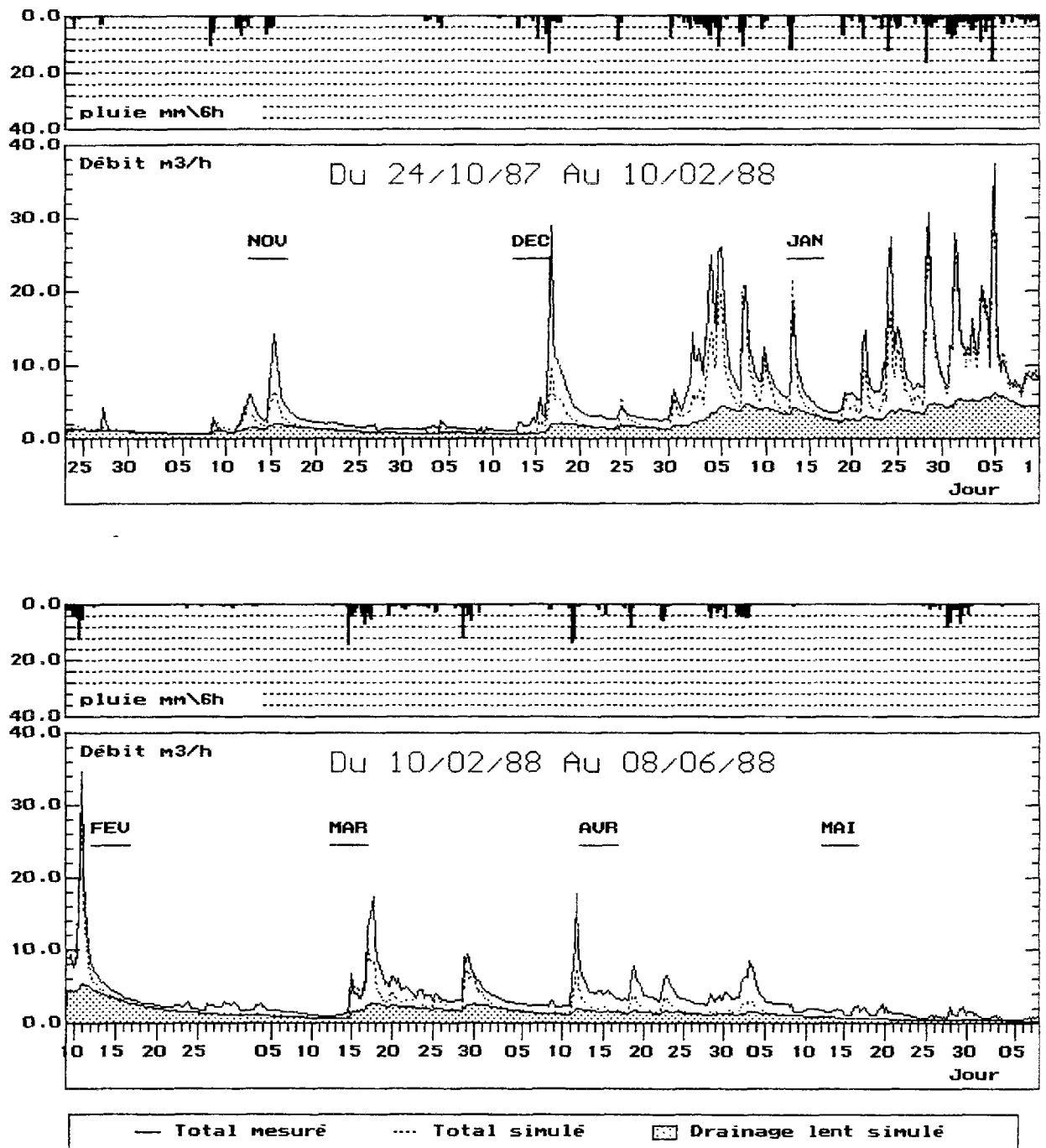


Figure 6.9 (suite): débits mesurés et simulés obtenus avec le calage du modèle en deux phases

Le même problème se retrouve également durant la période de reprise des écoulements où les trois premiers débits de pointe sont nettement sous estimés par le modèle. Par contre, durant les périodes pluvieuses, le rendement des pluies est plus important et l'estimation du débit total donné par le modèle est assez satisfaisante.

Le tableau 6.3 permet de comparer les valeurs optimales des paramètres obtenues d'une part avec le calage global qui utilise uniquement les mesures du débit total d'ECPI et d'autre part avec le calage en deux phases qui fait intervenir le débit de drainage lent résultant du filtrage numérique.

	paramètres						critères	
	a	b	C (mm)	Rmax (mm)	Tmax (mm)	Sac (ha)	Nash (%)	Bilan (%)
calage global	2.27	-0.034	4.21E+04	122.8	88.6	4.43	90.3	-6.3
calage en deux phases	7.54	-0.063	1.67E+04	50.98	83.4	3.48	87	-29.3

Tableau 6.3 Comparaison des valeurs optimales des paramètres pour les deux méthodes de calage.

On constate que par rapport au calage global, les valeurs optimales des paramètres obtenues par le calage en deux phases ont été nettement modifiées. Les variations qui ont concerné pratiquement tous les paramètres indiquent un changement important du niveau de la production et de la redistribution de la pluie interne au modèle.

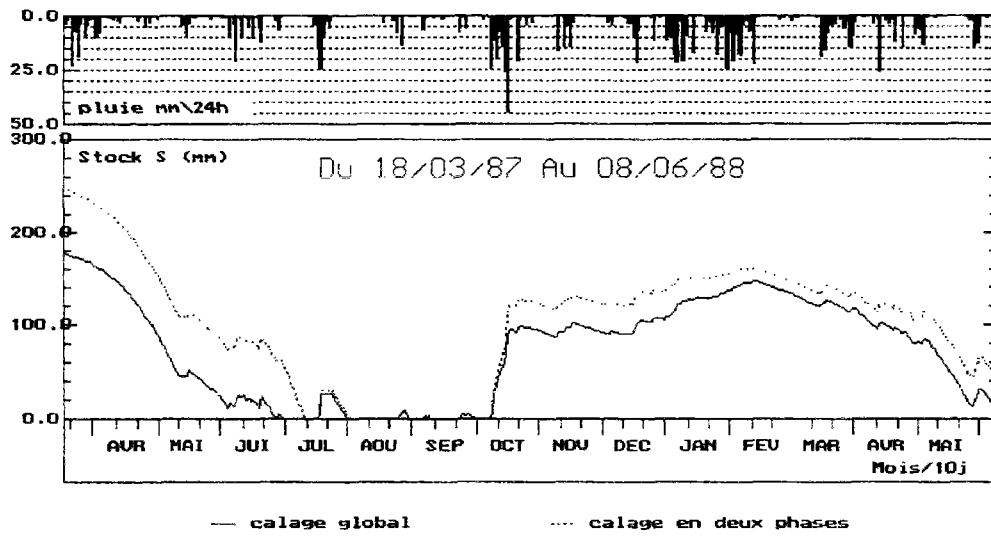
L'évolution des stocks d'eau dans les trois réservoirs du modèle représentée par les figures 6.10a, b et c montre que dans le cas du calage en deux phases, le rendement de la pluie contrôlé par les paramètres a et b est plus faible.

La quantité d'eau permettant d'alimenter les deux réservoirs de transfert à chaque pas de temps est alors moins importante ce qui entraîne une baisse au niveau du stock d'eau dans ces deux réservoirs.

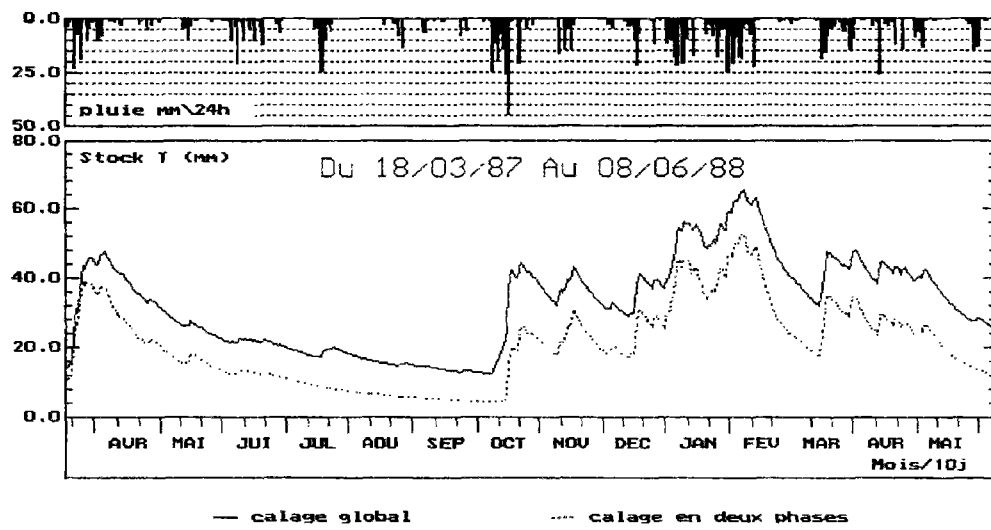
Cependant les valeurs des paramètres C et Rmax obtenues à l'issue du calage en deux phases, sont plus faibles permettant ainsi de remédier au déficit des stocks et d'assurer une vidange plus rapide des deux réservoirs de transfert.

D'autre part, la répartition de la lame d'eau efficace entre l'écoulement rapide et l'écoulement lent essentiellement contrôlée par le paramètre Tmax, n'a pas changé d'une manière significative pour les deux méthodes de calage. A l'échelle des 16 mois utilisés pour la simulation des débits, le rapport entre le volume résultant des apports de drainage lent et celui résultant du drainage rapide est de 0,95 pour le calage global et de 1.11 pour le calage en deux phases.

a/



b/



c/

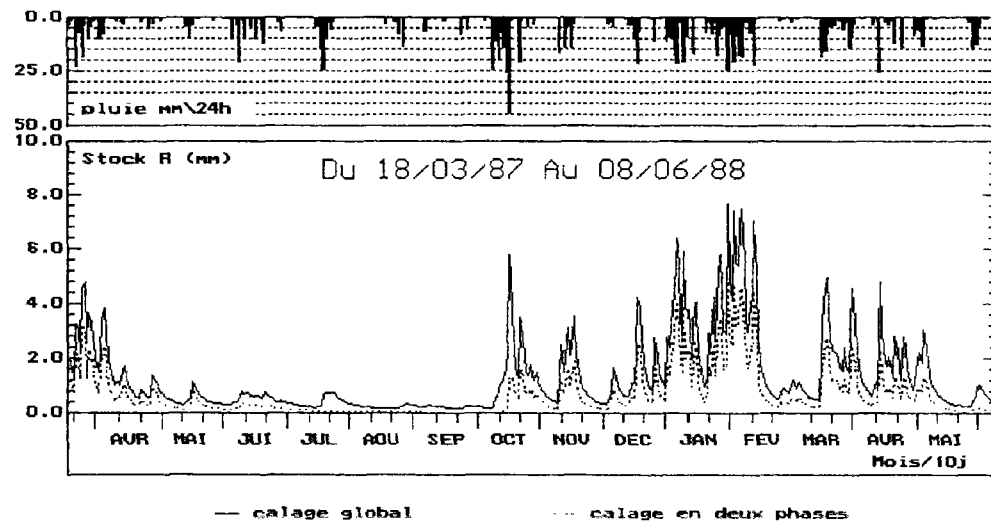


Figure 6.10: Comparaison des stocks d'eau dans les trois réservoirs du modèle en utilisant le calage en deux phases et le calage global.

Enfin, l'évaluation du critère d'appréciation de Nash sur la totalité de la période considérée montre que les valeurs des paramètres obtenues par un calage global permettent d'avoir un meilleur ajustement entre le débit total d'ECPI mesuré et simulé.

6.2.5. Conclusion

La méthode adoptée pour la séparation des deux composantes du débit total d'ECPI, à savoir le débit de drainage lent et celui du drainage rapide, repose sur l'utilisation des techniques de filtrage numérique généralement employés en traitement de signal. Elle consiste à utiliser un filtre passe-bas qui permet de transformer le débit total en débit de drainage lent en éliminant les hautes fréquences dues au drainage rapide.

La fonction caractéristique de ce filtre présente trois paramètres dont les valeurs ont été optimisées par la méthode de ROSENBROCK 1960., en utilisant un critère d'ajustement qui nécessite la définition des périodes non influencées directement par la pluie.

L'application de cette méthode sur le site du LCPC a permis d'obtenir des résultats assez satisfaisants. Le débit obtenu par filtrage numérique constitue une bonne approximation du débit de drainage lent et présente des variations saisonnières qui sont compatibles avec celles de ce type d'apport. On remarque également que la méthode opère correctement aussi bien durant les périodes pluvieuses que durant les périodes sèches.

L'objectif de cette procédure est donc de pouvoir utiliser les résultats du filtrage pour améliorer le calage des paramètres du modèle. La détermination de la composante du débit relative au drainage lent a permis de procéder à un calage en deux phases. Au cours de la première phase on s'intéresse à l'ajustement du débit de drainage lent en optimisant la valeur des cinq paramètres du modèle qui interviennent dans la simulation de ce type d'apport. Par la suite, le sixième paramètre est calé de manière à bien reproduire le débit total d'ECPI mesuré.

L'application de cette méthode de calage sur le site du LCPC a permis d'obtenir des résultats assez satisfaisants. le critère d'appréciation de Nash évalué sur une période de 16 mois est de l'ordre de 87%. Cependant on constate que les pointes de débit sont pratiquement toujours sous estimées par le modèle conduisant à une erreur de bilan assez importante (-29.3%). Ce problème est particulièrement rencontré durant la période de reprise des écoulement où les premiers événements sont mal reproduits.

En examinant les valeurs optimales des paramètres obtenues et la variation des stocks d'eau dans les trois réservoirs du modèle, on remarque que le faible rendement des pluies dû à une surestimation des pertes est à l'origine de la mauvaise estimation des débits de pointe. En effet, les paramètres a et b intervenant dans la fonction de production de la lame d'eau efficace qui va contribuer à l'écoulement ont été calés de manière à bien reproduire uniquement le débit de drainage lent. Le drainage rapide qui est en grande partie responsable des débits de pointe n'a pas été donc pris en compte dans le calage de ces deux paramètres qui conditionnent le bon fonctionnement du modèle. C'est la raison pour laquelle le calage global du modèle a permis dans l'ensemble d'avoir des meilleurs résultats que le calage en deux phases.

D'autre part, l'utilisation des résultats du filtrage numérique n'a pas permis de simplifier considérablement la procédure de calage puisque la structure du modèle est telle qu'il n'est pas possible de séparer totalement les effets des paramètres pour la simulation de l'une ou l'autre des composantes du débit. La seule alternative possible était donc de considérer deux groupes de paramètre qui comportent respectivement cinq et un paramètre.

Par ailleurs, si la méthode de calage proposée n'a pas permis d'obtenir de meilleurs résultats au niveau de la qualité d'ajustement aux débits réels, elle présente l'avantage de prendre en compte d'une manière quantitative les deux aspects des apports parasites. L'information supplémentaire apportée par la séparation préalable des deux composantes du débit d'ECPI devrait donc améliorer le caractère identifiable des paramètres et diminuer leurs effets d'interaction. L'exploitation de ce type d'information nécessite alors la recherche et le développement d'une autre méthode d'optimisation qui soit plus adaptée à la structure actuelle du modèle que la technique de calage en deux temps. Dans ce sens, l'utilisation d'une fonction critère multi-objectifs qui serait en mesure de prendre en compte à la fois la répartition des différentes composantes du débit et la qualité globale des résultats de simulation peut constituer une éventuelle solution qui nécessiterait d'être développée et testée.

Enfin, le filtrage peut se **substituer** à la modélisation hydrologique pour l'objectif de diagnostic lorsque l'on dispose de séries de mesures suffisamment longues. Il est à priori un peu plus facile à mettre en oeuvre, même si la définition des périodes non influencées vient compliquer quelque peu la procédure. Ultérieurement, il serait également intéressant d'étudier l'influence de la période de calage des paramètres du filtre sur l'efficacité globale de cette procédure.

6.3. SEPARATION DU DEBIT D'EAUX USEES ET DU DEBIT D'EAUX PARASITES

6.3.1. Introduction

Dans le cadre du diagnostic d'un réseau d'assainissement la première démarche dans l'approche quantitative des eaux parasites consiste à identifier et à extraire les différentes composantes du débit véhiculé par le réseau. Pour un réseau séparatif eaux usées, il s'agit essentiellement de séparer le débit sanitaire issu des rejets d'eaux usées domestiques et le débit d'eaux parasites de différentes natures (infiltration, captage).

Pour cela, les méthodes de séparations qui peuvent être utilisées sont nombreuses, et présentent des approches plus ou moins différentes selon la nature des mesures considérées (débits, concentrations, consommation d'eau potable,...), le pas de temps de calcul, la précision recherchée et également le futur usage des résultats.

Dans ce sens, la méthode qui a été mise en oeuvre dans le chapitre 5 a permis en grande partie de répondre à nos objectifs, en particulier, fournir une estimation correcte du débit horaire des eaux parasites nécessaire pour le calage des paramètres du modèle de simulation des ECPI.

Rappelons que cette méthode consiste à estimer le débit sanitaire à partir de l'identification d'un profil type de l'hydrogramme journalier des eaux usées. Ce profil, défini au pas de temps horaire, est établi pour différentes périodes de l'année à partir de l'analyse statistique des rejets de temps sec de manière à prendre en considération la variabilité horaire, journalière et également saisonnière de ces apports. Par la suite l'extrapolation des différents profils obtenus permet de reconstituer le débit sanitaire sur toute la période de mesures et d'en déduire les apports parasites par différence avec le débit total.

Cependant, malgré les précautions qui ont été prises lors de l'identification des profils journaliers des eaux usées (sélection des données, correction par les minima nocturnes,...) on constate que les écarts types associés aux valeurs horaires moyennes sont très élevés.

Car si les différents profils identifiés constituent *en moyenne* une bonne approximation du débit d'eaux usées; mais, ils ne peuvent pas être totalement représentatifs de ses fluctuations "naturelles" qui se produisent généralement à des faibles pas de temps. Les erreurs qui en

résultent se répercutent alors directement sur l'estimation des eaux parasites et peuvent entraîner des perturbations assez importantes.

La figure 6.11 montre un exemple des erreurs résultant de l'approximation du débit d'eaux usées à l'aide de profils moyens journaliers. On constate que les écarts entre les valeurs horaires du débit de temps sec mesuré et estimé sont assez importants avec des oscillations d'amplitude et de signe variables. D'un point de vue statistique cette estimation peut être considérée comme satisfaisante dans la mesure où la moyenne des écarts est très faible. Par contre, la présence de fluctuations de fortes amplitudes s'avère très gênante pour les algorithmes d'optimisation utilisés par la suite pour le calage des paramètres du modèle.

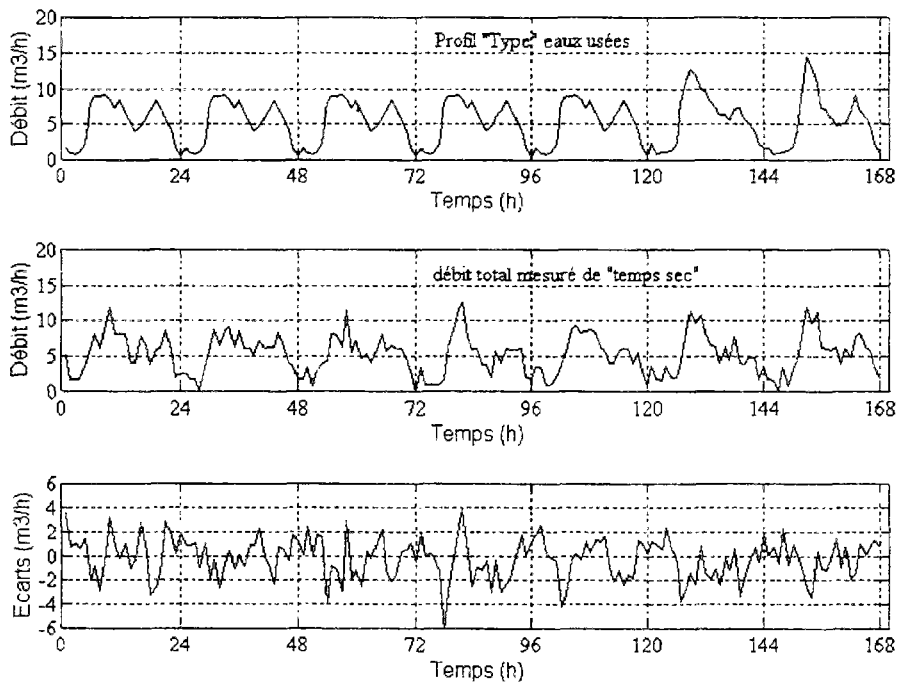


Figure 6.11: exemple des erreurs commises lors de l'estimation des eaux usées.

Pour remédier à ce problème et réduire l'incertitude sur l'estimation des eaux usées, il est donc nécessaire de mieux tenir compte de leur variabilité horaire.

C'est l'objet de cette partie de l'étude dans laquelle on s'intéresse au développement d'une nouvelle méthode d'estimation des eaux usées qui repose principalement sur l'analyse spectrale du débit et l'utilisation des techniques de filtrage numérique.

6.3.2. Représentation spectrale du débit

Le débit total mesuré à l'exutoire du réseau $q_T(t)$ peut être considéré comme un signal résultant de la somme de deux composantes principales $q_S(t)$ et $q_P(t)$ qui représentent respectivement le débit sanitaire et le débit d'eaux parasites.

$$q_T(t) = q_S(t) + q_P(t) \quad (6.21)$$

Ce signal peut être décrit de deux manières différentes selon que l'on se place dans le domaine temporel ou dans le domaine fréquentiel. L'intérêt de le représenter dans les deux domaines provient du fait que les deux sortes de description se complètent et en fonction du type d'information recherché, il est souvent plus commode de se placer dans un domaine plutôt que dans l'autre. En effet, de nombreux signaux sont difficiles à interpréter en tant que fonctions du temps. Par contre, leurs spectres fournissent des informations très précieuses et permettent de reconnaître leur nature ou de déceler des variations de leurs caractéristiques.

En matière de traitement de signal, l'analyse spectrale est communément utilisée lorsqu'il s'agit d'identifier les composantes fréquentielles qui caractérisent un signal qui se trouve bruité dans le domaine temporel. Cette identification est souvent nécessaire pour choisir le filtre adéquat dont l'application permet d'éliminer le bruit et de retrouver le signal utile.

Pour la séparation des deux composantes du débit, l'approche utilisée est un peu similaire; elle consiste dans un premier temps à identifier les composantes fréquentielles qui caractérisent la variabilité du débit sanitaire. Par la suite, ces composantes sont utilisées pour définir un filtre numérique permettant à partir du débit total, d'éliminer le débit d'eaux usées et de déterminer le débit d'eaux parasites.

Pour cela, la transformée de Fourier constitue l'outil fondamental qui permet de passer de l'espace temporel à l'espace fréquentiel. Dans le cas d'échantillons discrets dans le temps, tel que le débit, on utilise la transformée de Fourier discrète (TFD) qui s'écrit de la manière suivante :

$$Q_T(n) = \sum_{k=0}^{N-1} q_T(k) e^{-2\pi i jnk/N} \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.22)$$

où N est le nombre total de valeurs de l'échantillon considéré.

Le spectre d'intensité (ou d'amplitude) du débit total est alors obtenu en représentant le module de sa transformée de Fourier $|Q_T(n)|$.

D'autre part, le signal donné par le débit total peut être également décrit dans l'espace temporel par sa fonction d'autocorrélation qui s'écrit :

$$R_{TT}(t) = \sum_{k=0}^{N-1-t} q_T(k) q_T(k+t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.23)$$

Cette fonction caractérise la mémoire ou encore la périodicité du signal étudié; sa transformée de Fourier est la densité spectrale de puissance $S_{TT}(n)$ qui définit l'étendue fréquentielle de cette fonction et constitue également une mesure de l'énergie du signal à différentes fréquences.

$$S_{TT}(n) = \sum_{k=0}^{N-1} R_{TT}(k) e^{-2\pi jnk/N} = |Q_T(n)|^2 \quad ; \quad n=0, 1, \dots, N-1 \quad (6.24)$$

Dans l'exemple donné par la figure 6.12 on représente le débit total mesuré sur le site de Rezé durant la période du 23/09/91 au 22/03/92. Le spectre d'amplitude et la densité spectrale de puissance correspondants sont donnés respectivement par la figure 6.13 et 6.14.

A l'échelle de la représentation de la période totale (pluie cumulée et débit moyenné sur 8 heures), le cycle sanitaire journalier n'est pas très apparent. Pour mieux l'illustrer on a donc sélectionné une partie de cette chronique qu'on a représenté au pas de temps horaire.

Il faut préciser que la fréquence physique f (en Hz) est obtenue à partir de la fréquence digitale n par la relation suivante :

$$f(n) = f_e \cdot \frac{n}{N} \quad ; \quad n=0, 1, \dots, N-1 \quad (6.25)$$

où,

N = nombre de valeurs de l'échantillon

$f_e = \frac{1}{\Delta t}$ = fréquence d'échantillonnage correspondant au pas de temps adopté Δt .

Dans notre cas, les mesures utilisées sont au pas de temps horaire et par conséquent la fréquence d'échantillonnage est :

$$f_e = \frac{1}{3600} = 2.77 \cdot 10^{-5} (\text{Hz}) \quad (6.26)$$

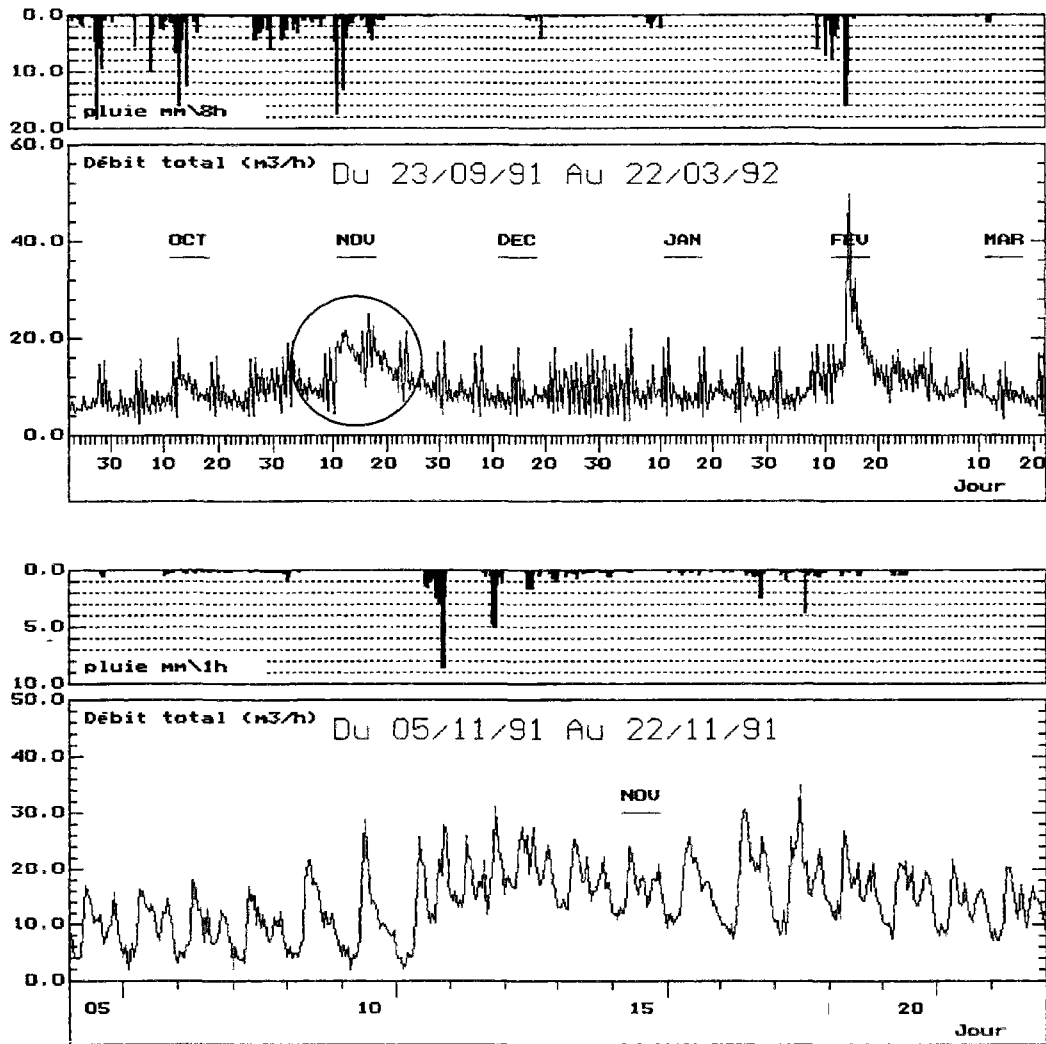


Figure 6.12: Débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92)

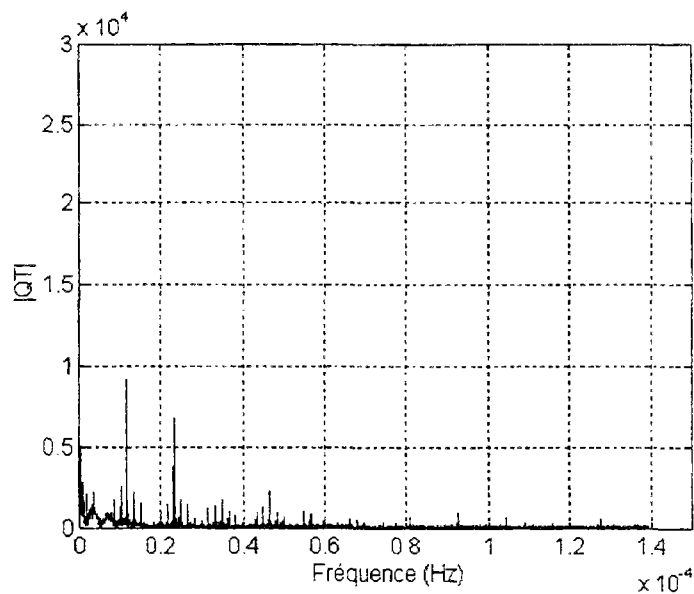


Figure 6.13: spectre d'amplitude du débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92)

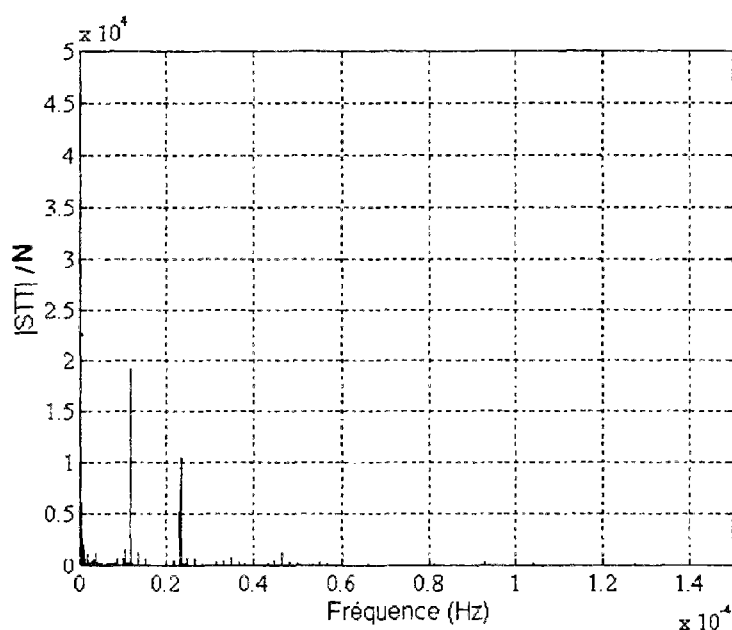


Figure 6.14: densité spectrale de puissance du débit total mesuré sur le site de Rezé (période du 23/09/91 au 22/03/92)

En examinant le spectre d'amplitude du débit total on constate qu'il reflète l'existence de deux types de comportement différents. En effet, il se présente sous la forme d'une composante continue qui décroît rapidement à partir de sa valeur à l'origine avec des fluctuations de faibles amplitudes. Cette composante supporte cependant plusieurs impulsions (raies, pics) isolées, d'une intensité assez importante et qui se situent à des fréquences bien précises.

A partir de cette première observation, et sachant que le spectre d'amplitude d'un signal périodique est une fonction discrète qui se présente sous la forme d'impulsions situées à des fréquences caractéristiques de la période, il est possible de penser que les impulsions observées sur le spectre du débit total sont dues à la composante "déterministe" des eaux usées domestiques.

En effet, si l'on s'intéresse à l'impulsion de plus grande amplitude présente aussi bien sur le spectre que sur la représentation de la densité spectrale, on constate qu'elle se situe à une fréquence d'environ $1.15 \cdot 10^{-5}$ Hz. Cette fréquence correspond dans l'espace temporel à une périodicité de 24 heures caractéristique du cycle journalier des eaux usées.

D'autre part, la deuxième impulsion dont l'amplitude est moins importante mais assez significative, se situe à une fréquence d'environ $2.3 \cdot 10^{-5} \text{ Hz}$. Dans le domaine temporel, elle traduit un comportement dont la périodicité est de 12 heures et qui peut être liée, compte tenu de la forme de l'hydrogramme des eaux usées, aux deux pointes journalières qui se produisent approximativement à 12 heures d'intervalle (7h et 19h).

Les autres réponses impulsionnelles observées sur les deux spectres présentent des amplitudes moins importantes mais leur nature (impulsion) et leur fréquences caractéristiques montrent qu'ils se rapportent bien au débit d'eaux usées.

En effet, si on représente le spectre d'amplitude relatif à une période de temps sec (durant laquelle on peut supposer l'absence d'apport d'ECP), il serait alors possible de mettre en évidence les composantes fréquentielles correspondant uniquement aux eaux usées domestiques. Pour cela on a considéré à titre d'exemple que la semaine du 09.12.91 au 15.12.91 qui se caractérise par l'absence d'événements pluvieux et par des débits nocturnes très faibles, comme représentative des apports d'eaux usées.

Le spectre d'amplitude correspondant est donné par la figure 6.15. On constate que par rapport à celui donné par la figure 6.13, seules les composantes impulsionnelles sont présentes et qu'elles correspondent dans les deux cas aux mêmes fréquences caractéristiques.

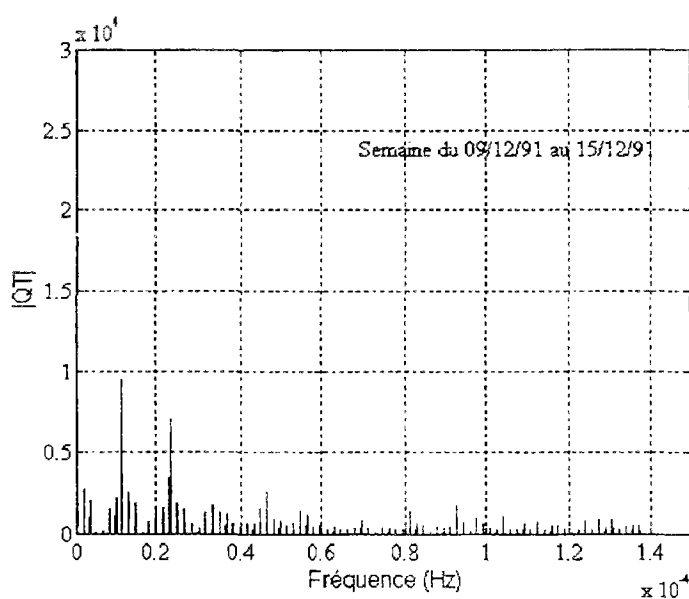


Figure 6.15: spectre d'amplitude du débit de temps sec (extrapolation à partir de la semaine du 09/12/91 au 15/12/91)

Ceci permet de supposer qu'à partir de la connaissance *a priori* de la réponse fréquentielle du débit d'eaux usées sur des périodes relativement courtes, il serait possible de l'identifier sur le spectre du débit total et de pouvoir l'estimer sur toute la période de mesures. Cependant, cette procédure nécessite tout d'abord d'identifier le filtre numérique permettant d'effectuer ce type de traitement et de définir les conditions de son application.

6.3.3. Identification de la fonction filtre

Il s'agit d'identifier le filtre numérique permettant, à partir du débit total mesuré, de fournir la meilleure estimation du débit d'eaux usées domestiques. Pour cela, supposons tout d'abord qu'une telle estimation peut être obtenue à partir du système linéaire suivant :

$$\hat{q}_s(t) = \sum_{k=0}^{N-1} h(k) q_T(t-k) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.27)$$

où

- $\hat{q}_s(t)$ = débit d'eaux usées estimé à l'instant t
- $h(k)$ = réponse impulsionnelle de la fonction filtre recherchée
- $q_T(t)$ = débit total mesuré à l'instant t
- N = nombre total de valeurs de l'échantillon considéré

Dans cette équation les inconnues sont tous les éléments $h(k)$, $k=0, 1, \dots, N-1$ qui définissent la réponse de la fonction filtre.

La meilleure estimation de $q_s(t)$ au sens des moindres carrés est obtenue en écrivant que toutes les dérivés partielles de la somme des carrées des écarts par rapport aux variables $h(i)$ sont nuls, soit :

$$\frac{\partial}{\partial h(i)} \left[\sum_{t=0}^{N-1} (q_s(t) - \hat{q}_s(t))^2 \right] = 0 \quad ; \quad i = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.28)$$

Cette condition se présente donc comme un système à N équations qu'il faut résoudre par rapport aux inconnues $h(i)$ afin d'obtenir l'expression du filtre optimal. PAPOULIS, 1991 et ORFANIDUS 1990, montrent que le critère des moindres carrés est également vérifié si les erreurs de l'estimation du débit d'eaux usées obtenue selon la formule (6.22) sont indépendantes du débit total à chaque instant.

Ceci est équivalent à dire que le débit total q_T doit être orthogonal à l'erreur d'estimation ε à chaque pas de temps :

$$\varepsilon(m) \perp q_T(m) = 0 \quad ; \quad \forall m = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.29)$$

avec $\varepsilon(m) = [q_s(m) - \hat{q}_s(m)] \quad ; \quad m = 0, 1, \dots, N-1$

Par conséquent, la fonction d'inter-corrélation $R_{\varepsilon T}$ entre ε et q_T doit être nulle à chaque instant t :

$$R_{\varepsilon T}(t) = \sum_{h=0}^{N-1} \varepsilon(k) q_T(k-t) = \sum_{k=0}^{N-1} [q_s(k) - \hat{q}_s(k)] q_T(k-t) = 0 \quad ; \quad \forall t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.30)$$

et en remplaçant $\hat{q}_s(k)$ par son expression donnée par la formule (6.22), le développement de cette équation présenté en Annexe A4, permet d'aboutir à la relation suivante:

$$R_{sT}(t) - \sum_{m=0}^{N-1} h(m) R_{TT}(t-m) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.31)$$

où

R_{sT} = la fonction d'inter corrélation du débit sanitaire et du débit total

R_{TT} = la fonction d'autocorrélation du débit total

h = réponse impulsionnelle du filtre

L'application de la transformée de Fourier à cette équation, souvent désignée par équation d'orthogonalité (ou équation normale), permet d'exprimer la fonction filtre recherché de la manière suivante :

$$H(n) = \frac{S_{sT}(n)}{S_{TT}(n)} \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (6.32)$$

où

$S_{sT}(n)$ = Densité inter-spectrale de puissance du débit total et du débit d'eaux usées

$S_{TT}(n)$ = Densité spectrale de puissance du débit total

$H(n)$ = fonction filtre.

Cette expression qui définit le filtre optimal au sens des moindres carrés encore appelé filtre de Wiener, peut être simplifiée si l'on considère que le débit d'eaux usées et le débit d'ECP sont indépendants. Dans ce cas on a $S_{ST}(n) = S_{SS}(n)$ et le filtre de Wiener s'écrit alors:

$$H(n) = \frac{S_{SS}(n)}{S_{TT}(n)} \quad (6.33)$$

où

$S_{SS}(n)$ = Densité spectrale de puissance du débit d'eaux usées

$S_{TT}(n)$ = Densité spectrale de puissance du débit total

6.3.4. Application du filtrage sur le site de Rezé

L'utilisation du filtre de Wiener donné par l'expression (6.33) pour l'estimation du débit d'eaux usées q_s nécessite la connaissance préalable de sa densité spectrale S_{SS} . Or celle-ci ne peut être évaluée directement à partir du débit q_s puisque ce dernier constitue notre inconnue principale. Par ailleurs, une approximation de la densité spectrale S_{SS} peut être obtenue en utilisant les caractéristiques du débit d'eaux usées qui peuvent être identifiées sur les périodes non influencées par la pluie (absence d'eaux parasites).

Dans une première approche, on a utilisé les profils moyens de l'hydrogramme journalier des eaux usées qui ont déjà été déterminés dans le chapitre précédent. Cela a été effectué en considérant séparément les mesures réalisées durant la période hivernale et la période estivale. Dans chaque cas on a procédé à la reconstitution du débit sanitaire moyen à partir des différents profils (jour de la semaine, samedi, dimanche) et la détermination de sa densité spectrale S_{SS} .

Par la suite, il est donc possible d'évaluer la fonction filtre $H(n)$ et de l'appliquer au débit total. La figure 6.16 illustre les différentes étapes suivies lors de la mise en oeuvre et de l'application du filtre optimal de Wiener.

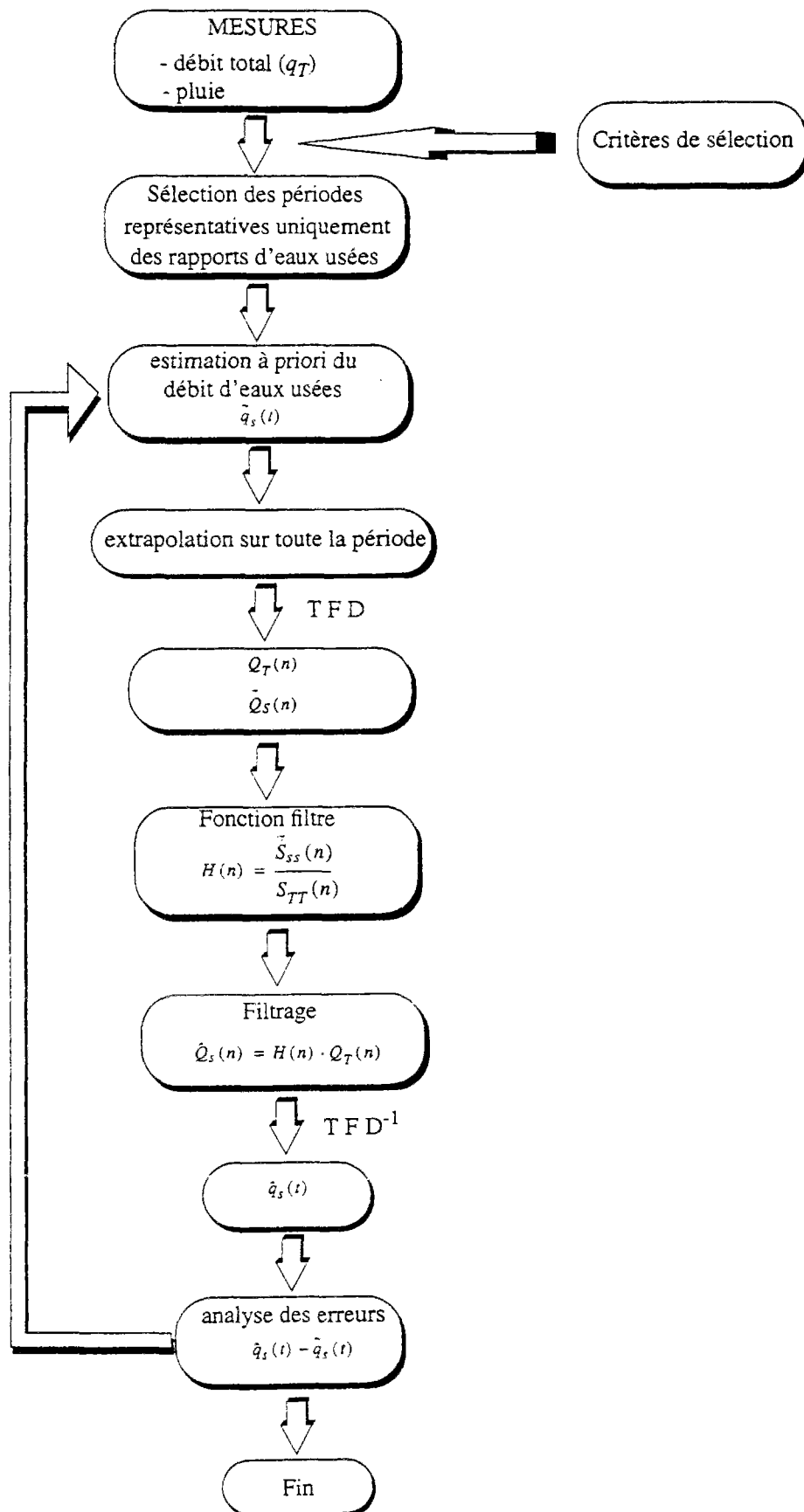


Figure 6.16: les différentes étapes de la mise en oeuvre de la procédure de filtrage

Les figures 6.17 et 6.18 montrent un exemple des résultats obtenus sur le site de Rezé durant la période estivale et la période hivernale. On constate que pour les deux périodes considérées le débit d'eaux usées est largement sous estimé par la procédure de filtrage et également très peu variable par rapport au débit mesuré.

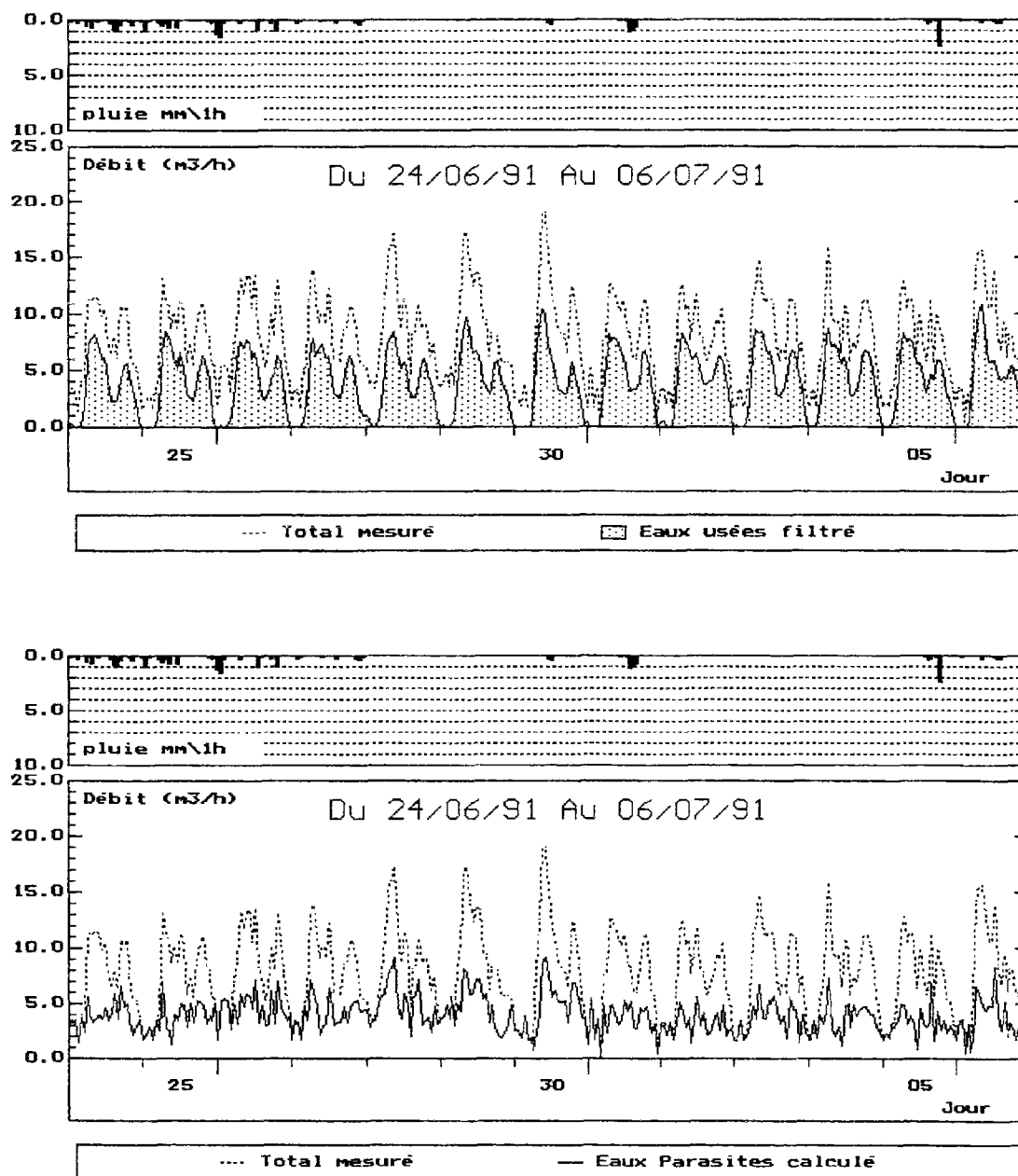


Figure 6.17: exemple des résultats du filtrage numérique durant la période estivale (site de Rezé)

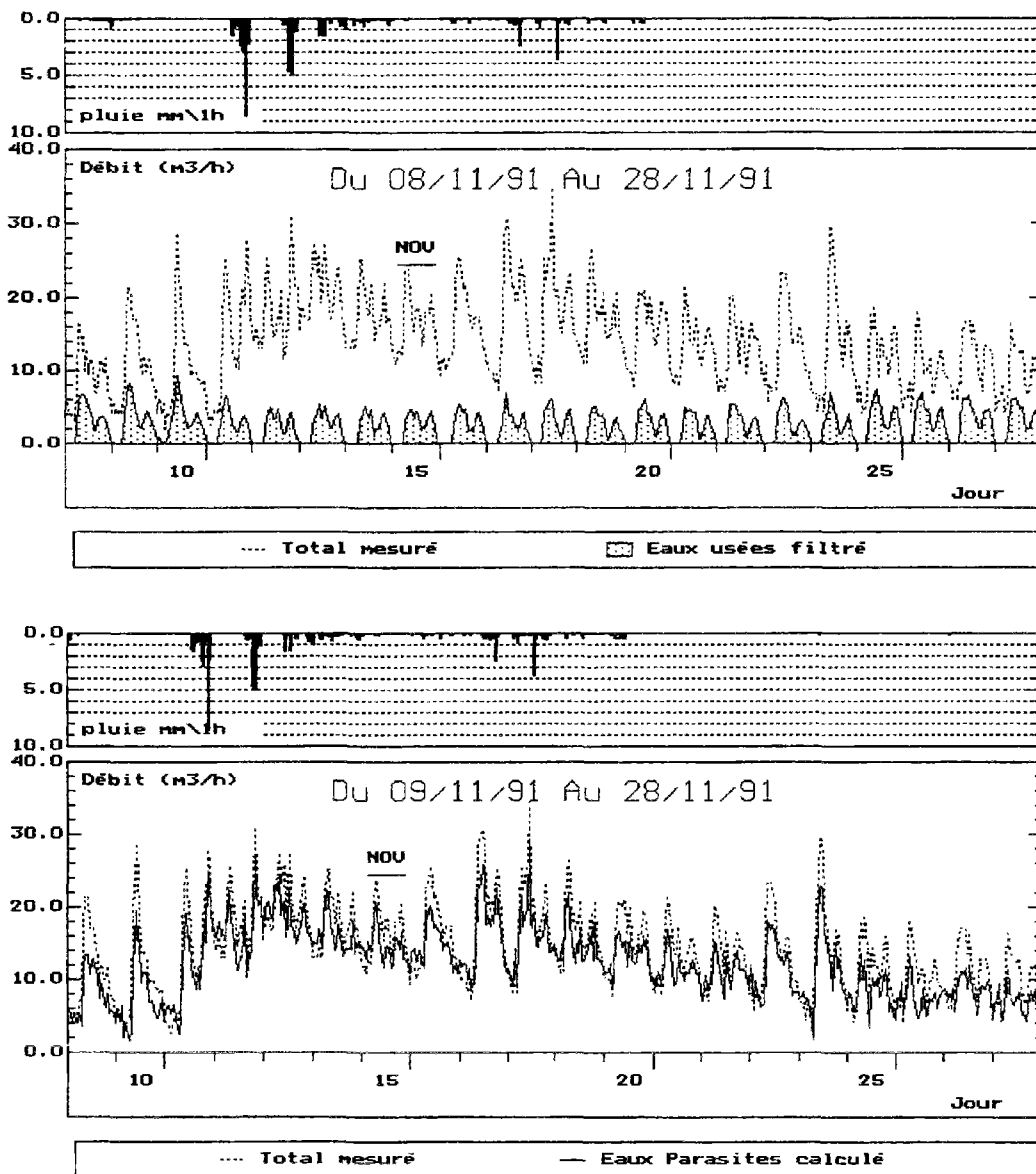


Figure 6.18: exemple des résultats du filtrage numérique durant la période hivernale (site de Rezé)

On remarque en particulier que durant les périodes "sèches" où l'absence d'événements pluvieux limite les apports parasites, le débit d'eaux usées filtré est nettement inférieur à celui observé. Il présente également des variations horaires très faibles et peu représentatives de ce type d'apport. Il en résulte que le débit d'ECP déterminé par différence avec le débit total se retrouve surestimé avec des fluctuations horaires très importantes et qui sont souvent sans rapport avec la pluviométrie. D'autre part, la figure 6.19 montre que ce débit est marqué par des variations journalières très significatives et qui traduisent un comportement cyclique ne pouvant provenir que de la composante relative aux eaux usées domestiques.

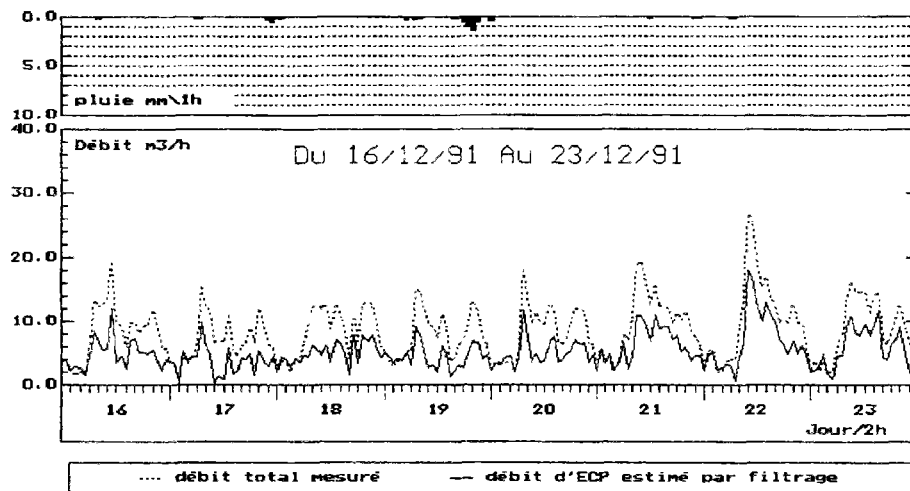


Figure 6.19: Illustration des variations du débit d'ECP obtenu par le filtrage numérique

D'après ces observations, il semble donc que l'utilisation des profils moyens de l'hydrogramme des eaux usées pour l'identification de fonction filtre soit à l'origine des mauvais résultats obtenus. Leur faible représentativité de la variabilité horaire des eaux usées a eu comme effet de sous estimer et de l'attribuer en grande partie aux eaux claires parasites. De ce fait, l'amélioration des résultats nécessite donc d'identifier la fonction filtre non plus à partir des profils moyens mais d'une estimation des eaux usées permettant de mieux tenir compte de leur variabilité.

Pour cela on a considéré parmi les périodes non influencées par la pluie (déjà sélectionnées selon les critères mentionnés précédemment), les jours qui se prêtent le mieux à représenter les apports d'eaux usées. Autrement dit, on a cherché à sélectionner les profils journaliers qui présentent les minima d'écart avec les profils moyens mais tout en maintenant inchangé leurs valeurs horaires qui caractérisent la "variabilité naturelle" des apports d'eaux usées. Ceci a permis de reconstituer pour chaque "saison" considérée (été, hiver), une semaine représentative du débit d'eaux usées au pas de temps horaire (figures 6.20 et 6.21) qui a été extrapolée par la suite sur la totalité de la période.

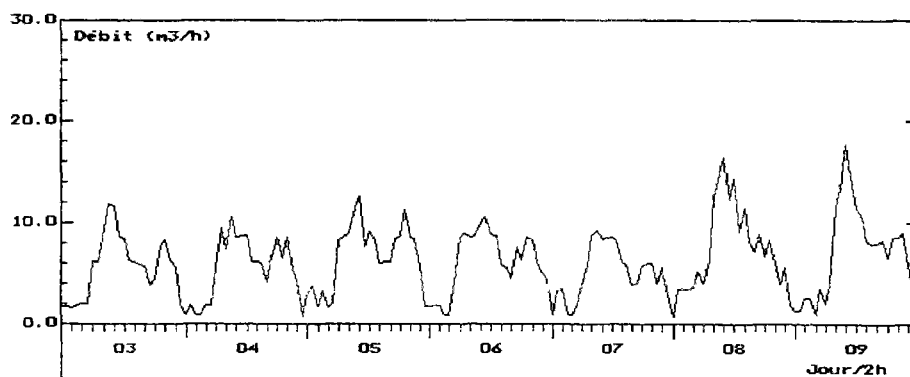


Figure 6.20: mesures caractéristiques du débit d'eaux usées durant la période estivale

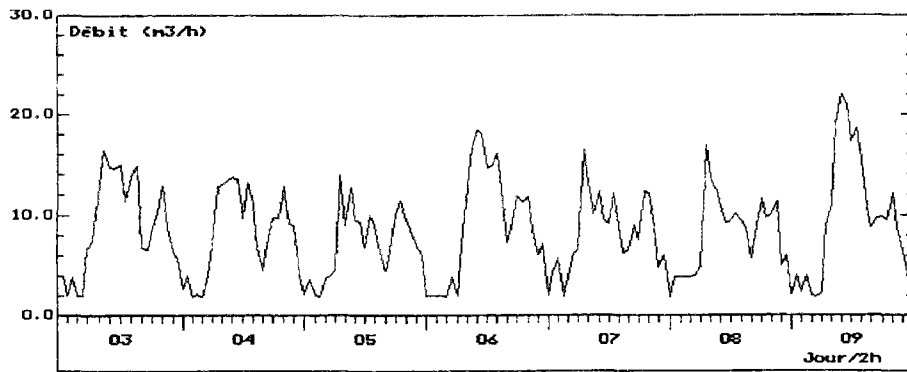


Figure 6.21: mesures caractéristiques du débit d'eaux usées durant la période hivernale

A partir de cette approximation on a donc procédé à une nouvelle évaluation de la fonction du filtre de Wiener et à son application aux mesures du débit total sur le site de Rezé.

Les résultats obtenus présentent une nette amélioration par rapport au cas précédent. On constate en effet que le filtre utilisé fournit une meilleure estimation des apports d'eaux usées qui est particulièrement confirmée par la bonne concordance entre le débit mesuré et celui filtré durant les périodes non pluvieuses (figures 6.22 et 6.23).

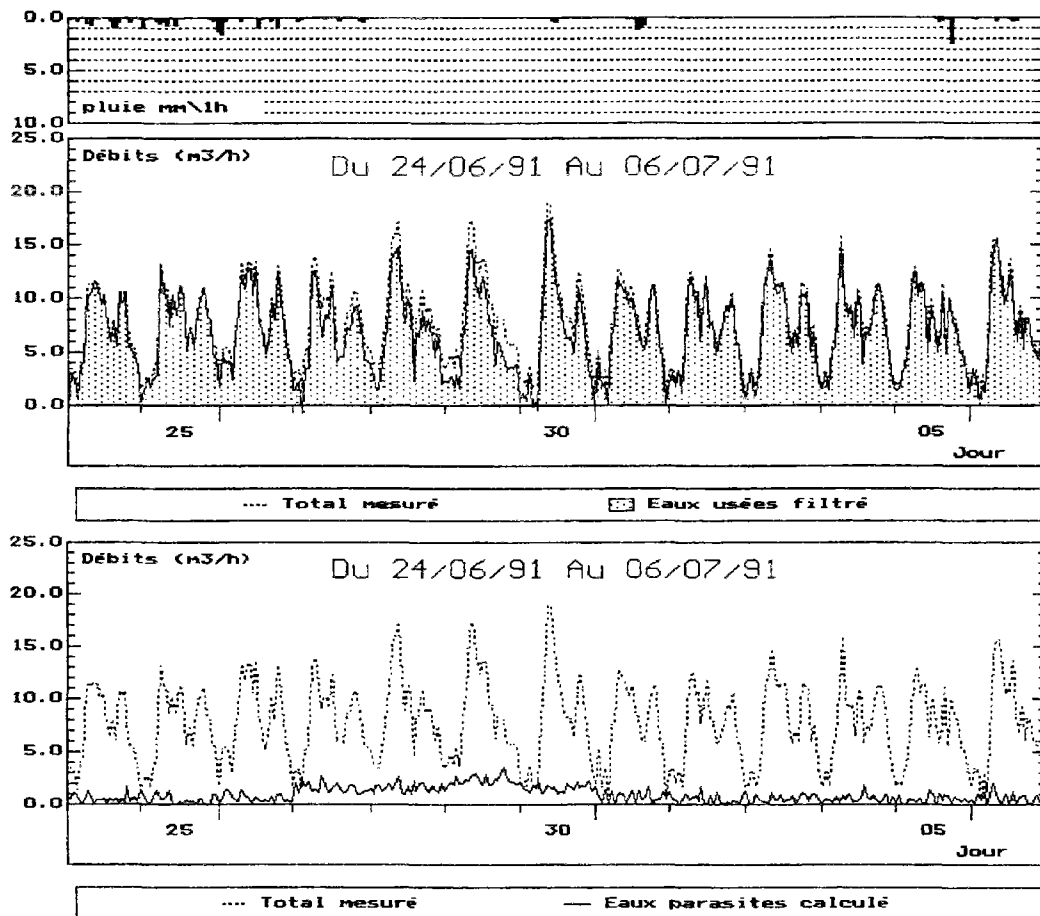


Figure 6.22: Illustration des résultats obtenus durant la période estivale avec une nouvelle évaluation de la fonction filtre.

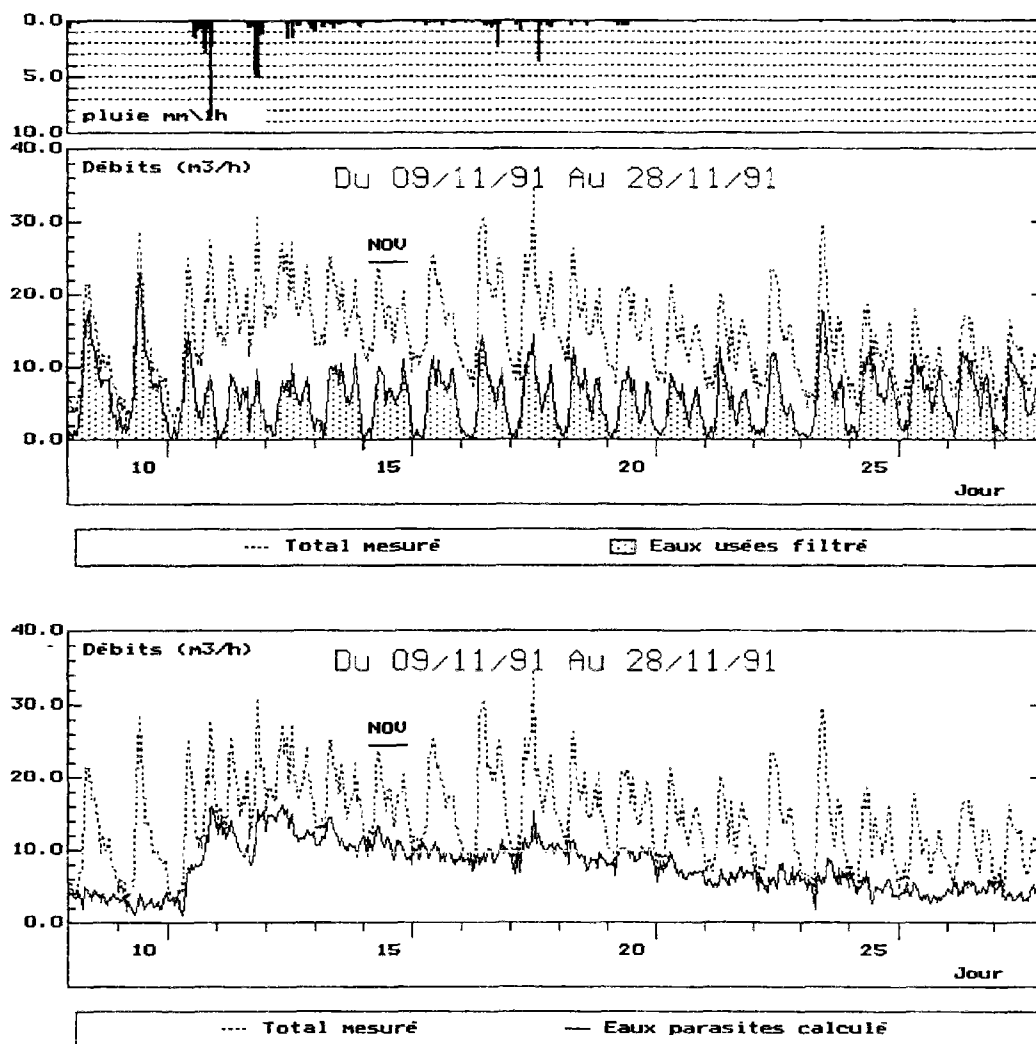


Figure 6.23: Illustration des résultats obtenus durant la période hivernale avec une nouvelle évaluation de la fonction filtre.

La variabilité du débit d'eaux usées filtré est également plus importante et permet en grande partie de reproduire celle réellement observée. Le débit d'eaux parasites qui en résulte présente alors des caractéristiques plus compatibles avec ce type d'apport, avec notamment des variations plus significatives et en rapport avec la pluie.

La figure 6.24 permet de comparer le débit d'ECP obtenu en utilisant la nouvelle estimation de la fonction filtre avec celui déterminé dans le cas précédent (figure 6.19). On remarque que les fluctuations provenant des erreurs d'estimation (sans rapport avec la pluie) sont de faible amplitudes et surtout elles ne présentent pas de comportement cyclique qui traduirait leur dépendance du débit d'eaux usées.

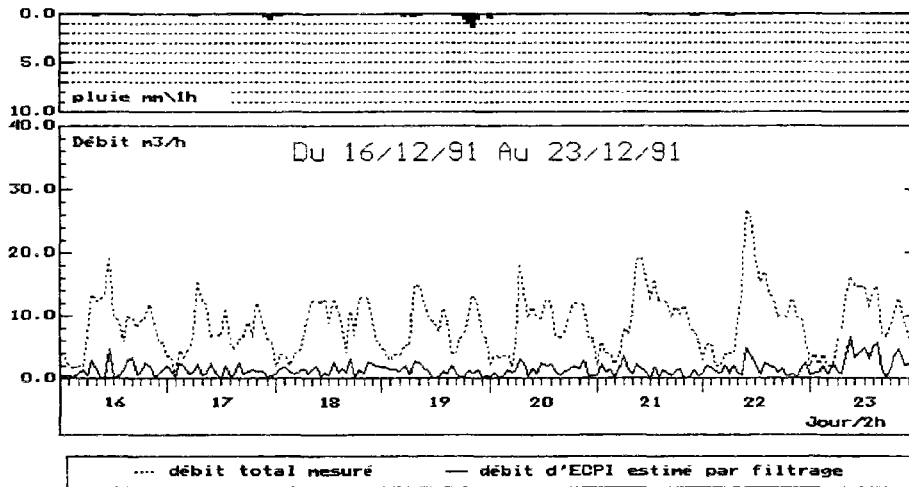


Figure 6.24: Illustration des variations du débit d'ECP obtenu avec la nouvelle évaluation de la fonction filtre.

La figure 6.25 montre un exemple de représentation des spectres d'amplitude du débit d'eaux usées filtré et de celui des eaux parasites calculé durant la période du 23/09/91 au 23/03/92. Cette représentation confirme les bons résultats de leur séparation dans la mesure où aucune composante à fréquence propre (impulsion) n'est présente sur le spectre des ECP.

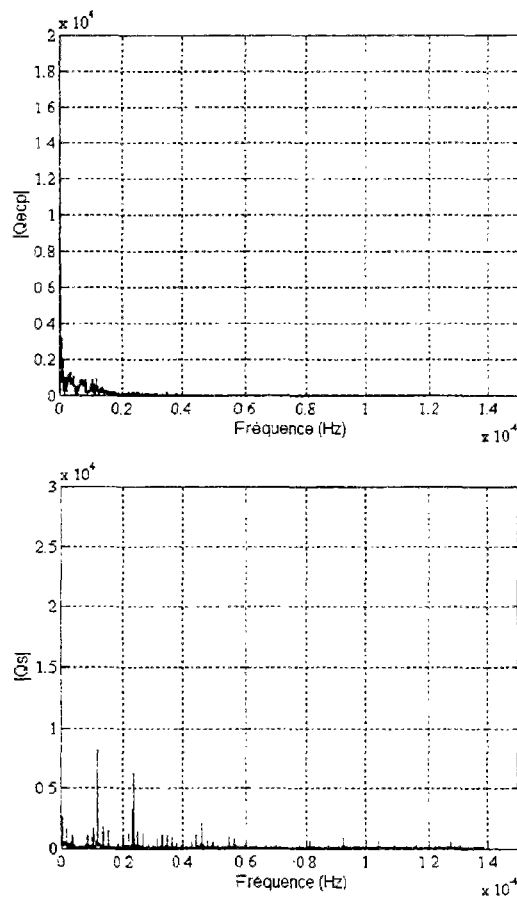


Figure 6.25: Spectres d'amplitude du débit d'ECP et d'EU à l'issue de la procédure de filtrage

Enfin, il est également important de comparer les résultats de la séparation des composantes du débit (EU, ECP) obtenus d'une part par l'approche statistique décrite dans le chapitre précédant et d'autre part par le filtrage numérique. Le tableau 6.4 montre les caractéristiques du débit d'ECPI obtenu par chacune des deux méthodes après avoir éliminé les eaux pluviales.

	Débit d'ECPI calculé	
	méthode statistique	filtrage numérique
Echantillon	7704	
Moyenne (m ³ /h)	2.87	2.64
Variance (m ³ /h) ²	9.75	8.12
Ecart-type (m ³ /h)	3.12	2.84
Coefficient de variation	1.08	1.07

Tableau 6.4: comparaison du débit d'ECPI obtenu par les deux méthodes utilisées

On constate que sur toute la période des mesures le débit d'ECP obtenu par la procédure de filtrage numérique présente une moyenne moins importante mais également une variance plus faible. Ceci est probablement dû à une meilleure prise en compte de la variabilité des eaux usées par la procédure de filtrage qui admet l'existence d'une composante "aléatoire" dans les apports d'eaux usées et ne l'attribue plus systématiquement aux ECP.

6.3.5. Conclusion

La distinction entre les composantes du débit relatives aux eaux usées domestiques et aux apports d'eaux parasites est une tâche qui s'avère plus délicate que prévue. La variabilité du débit d'eaux usées associée à l'échelle de temps adaptée (horaire) est d'une importance telle qu'elle ne peut pas être totalement prise en compte par les méthodes de séparations classiques. Il en résulte que les erreurs d'estimations peuvent être assez importantes et réduisent de ce fait l'efficacité des futures applications qui utilisent ces données (calage des paramètres de modèles).

Pour pallier à ce problème et améliorer la qualité de l'estimation des composantes du débit on a donc testé une nouvelle méthode de séparation qui repose sur l'utilisation des techniques de filtrage numérique. Cette méthode consiste à mettre en évidence le filtre optimal

au sens des moindres carrés dont l'application au débit total mesuré permet d'extraire la composante relative aux eaux usées. Ce filtre nécessite cependant la connaissance préalable des caractéristiques du débit d'eaux usées qui peuvent être *à priori* déterminées à partir de mesures de courte durée en période de nappes basses.

L'application de cette méthode sur le site de Rezé a révélé l'importance de l'information contenue dans les données utilisées pour l'identification de la fonction filtre sur la qualité des résultats obtenus. En particulier, on a constaté que la construction du filtre à partir des profils moyens de l'hydrogramme journalier des eaux usées ne permettait pas de reproduire correctement ce type d'apport. Leur faible représentativité de la variabilité horaire des eaux usées en est la principale cause. Par contre, l'utilisation de profils journaliers sélectionnés à partir des mesures recueillies durant les périodes non influencées par la pluie (sans recours à la moyenne) a permis d'obtenir des résultats nettement meilleurs. Dans ce cas le débit d'ECP semble être moins affecté par les erreurs d'estimation liées à la variabilité des eaux usées. Les fluctuations déjà observées dans le premier cas apparaissent avec une moindre importance et des amplitudes plus faibles, elles présentent surtout un caractère aléatoire non lié au cycle journalier des eaux usées.

La comparaison de ces résultats avec ceux obtenus en utilisant l'approche statistique décrite dans le chapitre précédent montre une diminution de la variabilité des apports d'ECP qui est probablement due à une meilleure prise en compte de la variabilité des eaux usées.

D'autre part, cette méthode présente l'avantage d'être rapide et facile à appliquer. Son caractère systématique lui permet également d'être facilement intégrée dans une procédure automatique de traitement des données.

L'application de cette méthode sur le site de Rezé a montré aussi qu'elle peut fournir des résultats très satisfaisants et que sa mise en oeuvre ne nécessite pas forcément de longues chronologies de mesures, mais plutôt des données qui soient suffisamment représentatives du débit d'eaux usées de temps "sec".

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Importance des eaux claires parasites d'infiltration,

Les résultats obtenus sur les deux sites expérimentaux étudiés ont permis de mettre en évidence l'importance des apports temporaires d'eaux parasites d'infiltration ainsi que les conditions favorables à leur intrusion dans les collecteurs d'assainissement.

Bien que les deux réseaux considérés dans cette étude soient du type séparatif eaux usées, les mesures enregistrées montrent qu'ils véhiculent des quantités importantes d'eaux parasites, essentiellement sous forme d'infiltrations. Ces apports sont donc d'origine pluviale mais ils transitent par le sol avant de s'introduire dans les collecteurs à travers leurs défauts d'étanchéité. Ce comportement a conduit donc à s'interroger sur l'efficacité réelle de la collecte séparée des eaux usées et des eaux pluviales apportée par ces réseaux. Pour trouver des éléments de réponse, on a cherché à comparer les apports parasites d'infiltration aux autres composantes du débit. Le tableau suivant établi à partir d'une année de mesures sur le site du LCPC, permet de mieux situer l'importance des eaux parasites d'infiltration par rapport à des valeurs caractéristiques des débits d'eaux usées et des eaux de ruissellement habituellement collectés par les réseaux d'assainissement

	Eaux parasites d'infiltration	Eaux usées typiques	Eaux de ruissellement (taux d'imperméabilisation de 40%)
Volume annuel (m ³ /hab)	40	75	83
Q ₀₅ journalier (m ³ /j/hab.)	0.46	0.33	1.43
Q ₀₉ horaire (m ³ /h/hab.)	0.036	0.05	0.2

On voit que les débits engendrés par les infiltrations sont susceptibles de doubler les débits d'eaux usées, alors même que ceux-ci sont estimés en régime de pointe. Vis à vis des eaux de ruissellement, tout dépend de la configuration du système. S'il est conçu intégralement selon le mode unitaire, les débits engendrés par le ruissellement sont très sensiblement supérieurs à ceux des eaux usées et des infiltrations. Mais si le caractère unitaire n'est que partiel, et en particulier s'il correspond aux imperfections d'un système conçu comme séparatif, les débits d'infiltration redeviennent comparables à ceux des eaux pluviales, y compris aux courtes échelles de temps. On peut en outre préciser que la contribution du drainage rapide aux infiltrations peut être de l'ordre de 50% à l'échelle annuelle, ce qui entraîne une grande dynamique dans la variabilité de ces débits.

Modélisation des apports parasites d'infiltration

Pour permettre une meilleure exploitation des mesures disponibles ou acquises lors d'études de diagnostic des réseaux, on a cherché à construire un modèle permettant de simuler la réponse d'un réseau à une chronique de pluie. Ce modèle permet donc d'extrapoler les résultats des mesures pour une meilleure quantification des apports, et un dimensionnement adapté d'ouvrages.

Les mécanismes mis en jeu dans le drainage des eaux parasites d'infiltration par les réseaux d'assainissement sont assez complexes et font intervenir des processus physiques encore mal connus ou difficiles à décrire. Notre objectif n'est pas donc de serrer au plus près la réalité des phénomènes qui se déroulent dans le bassin versant mais de procéder à une représentation simplifiée afin d'aboutir à un outil opérationnel pour résoudre des problèmes pratiques de diagnostic et de gestion des réseaux.

Dans ce sens, le modèle de départ proposé est un modèle conceptuel global à réservoirs opérant au pas de temps horaire. Sa structure est inspirée des modèles hydrologiques les plus simples et qui ont fait l'objet de nombreuses applications aussi bien en milieu rural qu'en milieu urbain. L'analyse des résultats obtenus par ce modèle et la recherche des améliorations de la qualité de simulation ont conduit ensuite à des diverses modifications de sa structure et donc l'essai de plusieurs variantes de modèles.

Le choix du modèle à retenir parmi les différentes versions testées a été effectué en comparant leurs performances relatives et a nécessité la définition de critères d'appréciation supplémentaires permettant de mieux tenir compte de la qualité de simulation fournie par ces modèles.

Le modèle qui a permis d'obtenir les meilleures performances globales comporte 3 réservoirs et fait intervenir 6 paramètres. Il nécessite en entrée des données de pluie et d'ETP, et fournit en sortie un débit total d'infiltration exprimé sous la forme d'une somme d'une composante lente et d'une composante rapide. Il n'est pas exclu que ces 2 composantes aient un sens physique, mais dans l'état actuel certains problèmes d'identification des paramètres incitent à être prudent sur cette interprétation.

La structure de ce modèle reste relativement simple et le calage de ses paramètres n'a pas posé de problème particulier et s'est montré reproductible pour les trois méthodes d'optimisation testées. L'adaptation de ce modèle pour fonctionner avec des pas de temps plus longs (6, 12, et 24 heures) a permis également d'obtenir des résultats très satisfaisants.

On a procédé ensuite à une analyse plus approfondie du fonctionnement du modèle afin de vérifier les résultats obtenus lors de sa mise en oeuvre et de s'assurer de sa crédibilité et sa capacité à répondre à nos objectifs.

L'analyse de sensibilité de la réponse du modèle aux variations des valeurs des paramètres a permis de révéler que celle-ci était variable selon si l'on s'intéresse uniquement au débit total ou à ses composantes lente et rapide. Le facteur d'échelle apparaît comme le plus important, les deux paramètres de la fonction de production ainsi que celui qui contrôle la répartition des écoulements jouent aussi un rôle non négligeable. Dans une moindre importance, on retrouve ensuite les paramètres de transfert.

On a constaté également que les interactions entre certains paramètres du modèle sont telles que plusieurs combinaisons de valeurs différentes peuvent aboutir à des résultats de simulation très proches, en particulier si on ne prend en compte que la qualité d'ajustement au débit total. Cela signifie qu'il serait difficile de prédéterminer les valeurs des paramètres, par exemple à partir des caractéristiques des bassins versants. De plus certaines combinaisons donnant des résultats semblables sur le débit total peuvent aboutir à des répartitions assez différentes de ses deux composantes. Cela peut poser un problème si l'on considère que ces deux composantes peuvent avoir un sens physique et que le modèle peut être utilisé en diagnostic pour la caractérisation de ces composantes.

Testé sur le site pilote du LCPC où les apports par infiltration étaient observés quasiment sans interférences, ce modèle a donné de bons résultats en permettant d'expliquer 90% de la variance des débits. Il a également fait preuve d'une certaine robustesse vis à vis des données de calage: 3 mois de données en période favorable peuvent éventuellement suffire, et l'écrêtement des débits mesurés n'est pas forcément rédhibitoire si celui-ci intervient pour un seuil suffisamment élevé.

On a ensuite cherché à vérifier la transposabilité du modèle à un site urbain plus typique, où les eaux parasites d'infiltration ne constituaient pas l'essentiel des débits collectés. Il a donc fallu définir des méthodes permettant d'extraire les composantes "eaux usées" et "eaux pluviales" du débit total, avant d'appliquer la modélisation à la fraction restante. Les résultats du modèle pâtissent bien sûr des incertitudes affectant les autres composantes du débit total, mais restent très intéressants et permettent d'expliquer 70 à 80 % de la variance des débits. Mais l'estimation des autres composantes du débit, et notamment des eaux pluviales, nécessite de prolonger la période de mesures: 6 mois semblent un minimum, et un an est plus réaliste...sous réserve de pluviométrie "normale".

Par ailleurs on a pu vérifier la difficulté qu'il y avait à distinguer et à séparer les différents types d'apport véhiculés par le réseau uniquement à partir de mesures du débit total. En effet cette tâche s'est avérée plus délicate que prévu en raison de l'importante variabilité du débit d'eaux usées stricts associée à l'échelle horaire. L'application du modèle sur le site urbain de Rezé a permis de mettre en évidence l'importance de cette procédure ainsi que son influence sur la qualité de simulation obtenue.

Séparation des composantes du débit

Il s'agit essentiellement de distinguer les apports d'eaux usées stricts, les apports d'eaux pluviales dus aux mauvais raccordements (eaux parasites de captage) et les apports d'eaux parasites d'infiltration.

Pour les eaux parasites de captage, la méthode employée consiste à évaluer les surfaces actives raccordées au réseau en utilisant les événements pluvieux qui sont survenus durant la période estivale (nappes basses). Ces surfaces sont par la suite utilisées par un modèle de ruissellement simple pour calculer les débits sur toute la période à partir des mesures de la pluie.

Pour les eaux usées, on a procédé à l'identification de profils moyens de l'hydrogramme journalier de ces apports. Ce calcul a nécessité la sélection préalable des périodes non influencées par la pluie. Des profils différents ont été identifiés pour chaque saison (été, hiver) ainsi que pour les jours de fin de semaines et des vacances scolaires.

Les eaux parasites d'infiltration ont été ensuite estimées à partir du débit total mesuré en éliminant les eaux usées et les eaux parasites de captage.

Les résultats obtenus sont assez satisfaisants, mais ils ont montré que les artefacts de calcul liés à l'estimation des eaux usées peuvent entraîner des erreurs assez importantes qui se répercutent directement sur l'évaluation des eaux parasites d'infiltration.

Pour améliorer la qualité des données utilisées pour le calage et le test du modèle, on a donc cherché à mettre en oeuvre une nouvelle méthode de séparation des différentes composantes du débit . Cette méthode repose sur l'emploi des techniques d'analyse spectrale et de filtrage numérique communément utilisées en traitement de signal. Notre objectif était double:

- la séparation des composantes du débit total (eaux usées, eaux parasites de différentes nature) en améliorant notamment la prise en compte de la variabilité des eaux usées,

- la séparation des composantes lente et rapide du débit d'eaux parasites d'infiltration. Cette procédure permet d'extraire une information supplémentaire à partir des mesures qui pourra être utilisée par la suite pour faciliter le calage des paramètres et réduire les effets de leur interdépendance.

L'application de cette méthode a permis d'obtenir des résultats satisfaisants pour le deux objectifs visés. Ces résultats nécessitent cependant d'être vérifiés d'avantage en les utilisant pour le calage et le test du modèle.

Les techniques de filtrage numérique utilisées présentent l'avantage être d'une application facile et ne nécessitent pas forcément de longues chronologie de mesure. De ce fait, il peuvent se substituer à la modélisation dans une première approche du diagnostic global des réseaux.

Les perspectives ...

La poursuite de ce travail pourrait porter sur les points suivants:

- Vérification sur d'autres sites de la transposabilité du modèle, en particulier en présence de quantités notables d'eaux pluviales directement raccordées;

- Amélioration des techniques d'analyse préalable des chroniques de mesure, en particulier vis à vis de la composante "eaux usées", mais aussi des composantes "lente" et "rapide" du débit d'infiltration;

- Recherche de la signification physique des 2 composantes du drainage pour répondre à des questions du type: l'importance de la composante rapide est elle liée à certains types d'urbanisation ou à certains éléments du réseau? Peut-on prévoir l'impact sur les débits de pointe d'opérations de réhabilitation?

En conclusion, on constate que si l'hydrologie urbaine s'est traditionnellement consacrée aux réseaux destinés à la collecte des eaux pluviales, les problèmes posés par les réseaux séparatifs d'eaux usées n'en sont pas moins dignes d'intérêt, et peuvent bénéficier de techniques issues de l'hydrologie rurale.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Agence Financière de l'Eau Loire Bretagne, "*Les eaux parasites dans les réseaux d'assainissement des collectivités locales.*", Rapport interne Agence de l'eau Loire Bretagne, 88 p., Mars 1982.

Agence Financière de Bassin Seine-Normandie, "*Amélioration de l'état et du fonctionnement des réseaux d'eaux usées - Les eaux parasites.*", Rapport interne Agence Financière de Bassin Seine-Normandie, 34 p., juin 1981.

American Society of Civil Engineers, "*Existing sewer evaluation and rehabilitation.*", ASCE-Water Pollution Control Federation, 106 p., ISBN 0-943244-43-9, 1983.

Andrieu H., Raimbault G., Thébault J. Y., "*Rezé experimental urban catchments.*", Proc. 6 th International Conference on Urban Storm Drainage, ed. Marsalek J. et Torno H.C., Vol. II, pp. 1890-1895, ISBN 1-55056-254-1, Niagara falls, Canada, 1993.

Arfi F., "*Response surface methodology as a parameter sensitivity analysis tool for Rainfall-Runoff models.*", M. S. Thesis, Syst. eng. dep., Case West Reserve Univ. Cleveland, Ohio, 1980.

Bachoc A., Mouchel J. M. et Chebbo G., "*La pollution des rejets pluviaux urbains: son importance, ses caractéristiques, quelques éléments sur ses origines et son interception.*", Journée technique sur les Eaux Pluviales de l'Agence de l'Eau Adour Garonne, juin 1991.

Balas E. et Ruperd Y., "*Le controle de branchement au réseau d'égouts par tests à la fumée.*", Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Environnement. et Génie Urbain, EG8, 50 p., ed. LCPC, ISBN 2-7208-2270-1, 1993.

Bard Y., "*Nonlinear parameter estimation.*", Academic, New York., 1974.

Bates B. C. et Davies P. K., "*Effect of baseflow separation procedures on surface runoff models.*", J. Hydrol., Vol. 103, pp. 309-322, 1988.

Beck J. V. et Arnold K. J., "*Parameter estimation in engineering and science.*", John Wiley, Inc., New York, 1977.

Bennetton J. P., Lucas J., Pitot J., Ranchet J. et Renard D., "*Une forme d'auscultation des réseaux d'assainissement. La recherche des eaux parasites.*", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 120, pp. 49-64, juillet-août 1982.

Bertrand-Krajewski J. L., Lefebvre M. et Audic J. M., "*Impact des événements pluvieux en réseau unitaire sur le fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées.*", Séminaire ASCE/AGHTM Gestion des réseaux unitaires et pluviaux, pp. 59-73, juillet 1994.

- Beseme J. L.**, "*Diagnostic et réhabilitation des réseaux.*", L'eau en Rhône-Méditerranée-Corse, n° 19, pp. 8-14, Décembre 1985.
- Beven K.**, "*Distributed models.*", dans Hydrological Forecasting, ed. Anderson M. G. et Burt T. P., John Wiley & sons, pp. 405-436, 1985.
- Bieth J. L. et Bertrand L.**, "*L'eau dans les chaussées et les plates formes des routes secondaires.*", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°173, pp. 15-25, mai-juin, 1991.
- Biseau M., Bourges F. et Ruperd Y.**, "*Réhabilitation des réseaux d'assainissement - méthodes disponibles, critères de choix, exemples.*", Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Environnement et Génie Urbain, EG6, 111 p., ed. LCPC, ISBN 2-7208-3587-0, 1991.
- Boughton W. C.**, "*A new simulation technique for estimating catchment yield.*", University of New South Wales Water Research Lab., rapport n° 78, 1965.
- Boughton W. C.**, "*Partitionning streamflow by computer.*", Inst. Eng. Civ. Eng. Trans., CE30(5), pp. 285-291, 1988.
- Boughton W. C. et Simpson R.**, "*An index model for catchment hydrology.*", AES working paper 1/78, Griffith university, Nathan, Queensland, Australia, 1978.
- Breil P.**, "*Drainage des eaux claires parasites par les réseaux sanitaires. Mécanismes et approche quantitative.*", Thèse de Doctorat, L.H.M. Montpellier II, 311 p., 1990.
- Breil P., Joannis C., Raimbault G., Brissaud F. et Desbordes M.**, "*Le drainage des eaux claires parasites par les réseaux sanitaires: de l'observation à l'élaboration d'un modèle prototype.*", La Houille Blanche, n° 1, pp. 45-57, 1993.
- Cathelain M.**, "*Les études diagnostic des réseaux d'assainissement.*", TSM de l'Eau, Spécial Les Eaux Usées Diluées, pp. 345-348, juillet-août 1990.
- Chocat B., Seguin D. et Peyretti G.**, "*Essai de classification des modèles utilisés en hydrologie urbaine.*", TSM de l'Eau, n°2, pp. 93-97, 1979.
- Chocat B. et Brelot E.**, "*Méthodologie de prise en compte des rejets urbains.*", Séminaire ASCE/AGHTM Gestion des réseaux unitaires et pluviaux, pp. 221-214, juillet 1994.
- Collado J., Aldama A. A. et Acosta-Rodriguez J. L.**, "*Optimal spectral base flow estimation.*" J. Hydr. Eng., Vol. 116, n° 12, pp. 1540-1546, 1990.
- Collas P.**, "*Le drainage des sols lourds plus ou moins sodiques des marais de l'ouest de la France. Etude expérimentale et modélisation.*", Thèse de Doctorat, I.N.P. de Toulouse, 217p., 1985.
- CREATE**, "*Diagnostic et réhabilitation de réseaux d'eaux usées.*", Rapport Agence Financière de Bassin Seine Normandie-CREATE, 228p., Mai 1983.

Dawdy R.D. et O'Donnell T., "*Mathematical models of catchment behavior.*", journal of hydraulics Division, ASCE, Vol. 91 (HY4), n° 1794, pp. 123-137, 1965.

DeCoursey D. G. et Snyder W. M., "*Computer oriented method of optimizing hydrologic model parameters.*", J. Hydrol., n° 9, pp. 34-56, 1969.

Desbordes M., "*Bilan des études et recherches sur la pollution du ruissellement pluvial urbain dans les pays de l'Europe de l'Ouest et d'Amérique du Nord.*", Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, 89 p., Montpellier, 1985.

Desbordes M. et Raous P., "*Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques.*", La Houille Blanche, n°1, pp. 37-43, 1976.

Deutsch J. C., Paitry A., Bachoc A., Jarry B., Vicq M., Ranchet M. et Philippe M., "*Caractérisation de la pollution des eaux de ruissellement par temps de pluie.*", SHF, 17èmes Journées de l'Hydraulique, rapport II-1, Nantes, sept. 1982.

Dickinson W. T., Holland M. E. et Smith G. L., "*An experimental Rainfall-Runoff facility.*", Hydrol. Pap. 25, 81pp., Colo. State Univ., Fort Collins, 1967.

Diskin M.H. et Simon E., "*A procedure for the selection of objective functions for hydrologic simulation models.*", J. Hydrol., n° 34, pp. 129-149, 1977.

Duan Q., Sorooshian S. et Gupta V. G., "*Effective and efficient global optimization for conceptual Rainfall-Runoff models.*", Water Resources Research, Vol. 28, n° 4, pp. 1015-1031, Avril 1992.

Dubant D., Obled Ch. et Rodriguez J. L., "*Unit hydrograph revisited: an alternate iterative approach to UH and effective precipitation identification.*", J. Hydrol., Vol. 150, pp. 115-149, 1993.

Edijatno, "*Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier.*", Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur, 242 p., Strasbourg, 1990.

Environmental Protection Agency (EPA), "*Handbook for sewer evaluation and rehabilitation - technical report.*", 192 p., réf. EPA 430/9.75.021, Décembre 1975.

Favier M., "*Calibration of drainage model SIDRA, parameter sensitivity analysis and comparison with conceptual rainfall-runoff model GR3.*", Rapport de stage, Université d'agriculture de Wageningen, CEMAGREF, 188 p., 1990.

Guettier Ph., "*Bilan 1992 de l'assainissement en France et rappel de la réglementation.*", Colloque Fiabilisation de l'assainissement, IDEAL, pp. 13-19, Décembre 1993.

Gouvernement du Québec - Service de la protection de l'environnement, "*Analyse EPIC et réhabilitation des réseaux d'égoûts - Devis technique.*", 1979

Gupta V. G. et Sorooshian S., "*Uniqueness and observability of conceptual rainfall-runoff model parameters: the percolation process examined.*", Water Resour. Res., Vol 19, n°1, pp. 269-276, 1983.

Gupta V. G. et Sorooshian S., "*The relationship between data and the precision of parameter estimates of hydrologic models.*", J. Hydrol., n° 81, pp. 57-77, 1985.

Gustafsson L.G., Lindberg S. et Olsson R., "*Modelling of the indirect runoff component in urban areas.*", International Conference on Urban Drainage and New Technologies, Dubrovnik, pp. 127-133, Juin 1991.

Gustafsson L. G., Lumley D. J., Lindeborg C. et Haraldsson J., "*Integrating a catchment simulator into wastewater treatment plant operation.*", in 6th IAWQ Workshop on Instrumentation, control and automation of water and wastewater treatment and transport systems, ed. Jank B. et IAWQ program Committee, pp. 61-70, ISBN 0 08 040776 5, Hamilton, Ontario, Canada, Juin 1993a.

Gustafsson L. G., Lumley D. J., Persson B. et Lindeborg C., "*Development of catchment simulator as On-Line tool for operating a wastewater treatment plant.*", Proc. 6 th International Conference on Urban Storm Drainage, ed. Marsalek J. et Torno H.C., Vol. II, pp. 1508-1513, ISBN 1-55056-254-1, Niagara falls, Canada, 1993b.

Hall A. J., "*Baseflow recessions and baseflow hydrograph separation problem.*", dans Hydrology Symposium, Institution of Engineers, pp. 159-170, Australie, Canberra, 1971.

Hasebe M. et Hino M., "*Response characteristics of tow tropical river bassin.*", dans Flood Hydrology, ed. Singh V. P. et Reidel D., Dordrecht, Holland, 1987.

Hervé J. J., "*Limites et validité des modèles hydrodynamiques.*", Note Int. CEMAGREF, 20 p., 1980.

Hendrickson D.J., Sorooshian S. et Brazil L.E., "*Comparison of Newton Type and direct search algorithms for conceptual Rainfall-Runoff models.*", Water Resources Research, Vol. 24, n° 5, pp. 691-700, Mai 1988.

Hino M. et Hasebe M., "*Analysis of hydrologic characteristics from runoff data - A hydrologic inverse problem.*", J. Hydrol., Vol. 49 (3/4), pp. 287-313, 1981.

Hino M. et Hasebe M., "*Identification and prediction of non linear hydrology systems by the filter. Separation autoregressive (AR) method: extension to hourly hydrology data.*", J. Hydrol., Vol. 68 (1/4), pp. 181-210, 1984.

Hughes D. A., "*Variable time intervals in deterministic hydrological models.*", J. Hydrol., Vol. 143, pp. 217-232, 1993.

Ibitt R.P., "*Systematic parameter fitting for conceptual models of catchment hydrology.*", Ph. D dissertation, Imp. Coll. of Sci. and Technol., University of London, London, England, 1970.

Ibitt R.P. et O'Donnel T., "*Fitting methods for conceptual catchment models.*" J. Hydraul. Eng., n° 97 (HY9), pp. 1331-1342, 1971.

Institut d'Ingénieurs d'Australie, "*Australian Rainfall and runoff.*", Vol. 1, Institution of Engineers, Australia, Canberra, 1987.

Institut Hydraulique du Danemark, "*NAM documentation and user's guide.*", 1990.

Institut d'Hydrologie de Wallingford, "*Low flow studies.*", Res. Rep. n°1, Inst. Hydrol. Wallingford, UK, 1980.

Isabel D. et Villeneuve J. P., "*Importance of the convergence criterion in the automatic calibration of hydrological models.*", Water Resour. Res., Vol. 22, n°10, pp. 1367-1370, 1986.

James L.C. et Burges J., "*Selection, calibration and testing of hydrologic models.*", In Hydrologic Modelling of small watersheds, ed. Haan C. T., Johnson H. P. et Brakensiek D. L., ASAE Monograph, n° 5, American society of Agricultural Engineers, St Joseph, Michigan, pp. 435-472, 1982.

Joannis C., "*Météologie et études diagnostic.*", Rapport LCPC - Plan Urbain, 1992.

Joannis C., "*Les études diagnostic de réseaux d'assainissement: analyse rétrospective et propositions.*", Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Environnement et Génie Urbain, EG9, 132 p., ed. LCPC, ISBN 2-7208-2280-9, 1993.

Johnston P.R. et Pilgrim D., "*Parameter optimisation for watershed models.*", Water Resour. Res., Vol. 12, n° 3, pp. 477-486, 1976.

Johnston P.R. et Pilgrim D., "*A study of parameter optimization for a rainfall-runoff model.*", University of New South Wales Water Research Lab., rapport n° 131, 1973.

Kauark Leite L. A., "*Réflexions sur l'utilité des modèles mathématiques dans la gestion de la pollution diffuse d'origine agricole.*", Thèse de Doctorat, ENPC, 342p., 1990.

Kim K. et Hawkins R. H., "*Classification of environmental hydrologic behaviors in northeastern United States.*", Water Resour. Bull., Vol. 29, n° 3, pp. 449-459, juin 1993.

Kirkpatrick S., Gelatt C. D. et Vecchi M. P., "*Optimization by simulated annealing.*", Science, Vol. 220, n°4598, pp. 671-680, 1983.

Kuczera G., "*Improved parameter inference in Catchment Models, 2- Combining different kinds of hydrologic data and testing their compatibility.*" Water Resour. Res., Vol. 19, n° 5, pp. 1163-1172, Oct. 1983.

Lane L.J. et Ferreira V. A., "*Sensitivity analysis.*", in: A field-scale model for chemicals, runoff and erosion from agricultural management systems, conservation Research Report n° 26, V.S. Department of Agriculture, Washington, D.C., pp. 113-158, 1980.

Laurenson E. M. et Mein R. G., "*RORB Version 4 Runoff Routing Program. User manuel.*", Dep. of Civil Eng., Monash Univ., Clayton, Australia, 1992.

Lavorel C., Demard H., "*Les eaux parasites dans les égouts sanitaires. Diagnostic et réhabilitation.*", T.S.M. de l'Eau, n° 12, pp. 615-622, Décembre 1979.

Lepelletier T, Lefèvre G. et Benoudiz S., "*Conception et utilisation d'un outil d'aide à la décision dans le cadre de l'étude diagnostic du réseau d'assainissement de l'agglomération nantaise, rive nord de la Loire.*", Actes du colloque Eau et Informatique, ENPC, 1986

Lessafre B., "*Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés.*", Thèse de l'Université PARIS VI, études du CEMAGREF, série hydraulique agricole, n° 4, 334 p., ISBN 2-85362-154-5, 1988.

Lessafre B. et Zimmer D., "*Régime hydrique d'un sol drainé : comparaison des phases débit de pointe et tarissement.*", Science du sol, Vol. 25, n° 4, pp. 217-229, 1987.

Lindberg S. et Jorgensen T. M., "*Modelling of urban storm sewer system.*", dans Urban drainage modelling, ed. Maksimovic C. et Radojkovic M., Pergamon Press, pp. 171-181, 1986.

Lindberg S. et Carr R., "*MOUSE - Towards an ON-LINE modelling system.*", International Symposium on Urban Stormwater Management, Sydney, 4-7 Fev. 1992.

Linsley R. K., Kohler M. A. et Paulhus J. L. H., "*Hydrology for engineers.*", 3ème ed., 508 pp., McGraw-Hill, New York, 1982.

Lyne V. et Hollick M., "*Stochastic time-variable rainfall-runoff modelling.*", I. E. Aust. Natl. Conf. Publ., 79/10, pp. 89-93, Inst. of Eng., Australie, Canberra, 1979.

Martinez C., "*Bilan critique des études diagnostic des réseaux d'assainissement effectuées sur le bassin Adour Garonne.*", TFE, ENSP, 1988.

McCuen, R.H., "*Component Sensitivity: a tool for the analysis of complex water resources systems.*", Water Resour. Res., vol. 9, n° 1, pp. 243-246, fev. 1973.

McCuen, R.H. et Snyder M.S., "*Hydrological Modeling : Stochastic methods and applications.*", Prentice-Hall, Englewood, 1986.

Mein R.G. et Brown B.M., "*Sensitivity of optimized parameters in watershed models.*", Water Resour. Res., Vol. 14, n° 2, pp.229-303, avr. 1978.

Mein R. G. et Apostolidis N., "*Application of a simple hydrologic model for sewer Inflow/Infiltration.*", Proc. 6 th International Conference on Urban Storm Drainage, ed. Marsalek J. et Torno H.C., Vol. II, pp. 1994-1999, ISBN 1-55056-254-1, Niagara falls, Canada, 1993.

- Mein R. G. et Apostolidis N.**, "*A simple hydrological model for sewer Inflow/Infiltration.*", Int. Symp. on Urban Stormwater Management, I. E. Aust. Nat. Conf. Pub., n° 92/1, pp. 204-208, 1992.
- Michel C.**, "*Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre?*", La Houille Blanche, n° 1, pp. 39-44, 1983.
- Michel C. et Edijatno**, "*Un modèle pluie-débit à trois paramètres.*" La Houille Blanche, n° 2, pp. 113-121, 1989.
- Nash J.E.**, "*A course of lectures on parametric or analytical hydrology.*", Great Lakes Institute, University of Toronto, Pt 38, lecture 12, 1969.
- Nash J.E. et Sutcliffe J.V.**, "*River flow forecasting through conceptual models. Part I - A discussion of principle.*", J. Hydrol, Vol. 10(3), pp. 282-290, 1970.
- Nathan R. J. et Mc Mahon T. A.**, "*Evaluation of automated techniques for baseflow and recession analyses.*", Water Resour. Res., Vol. 26, n° 7, pp. 1465-1473, Jul. 1990.
- Nauleau F.**, "*Limites de fonctionnement d'une petite station d'épuration recevant des eaux claires parasites. Exemple de Serent (Morbihan).*", TSM de l'Eau, Spécial Les Eaux Usées Diluées, pp. 365-370, juillet-août 1990.
- Nelder J.A., Mead R.**, "*A simplex method for function minimization.*", Computer Journal, Vol. 7, n° 4, pp. 308-313, 1964.
- Nielsen S. A. et Hasen E.**, "*Numerical simulation of the rainfall runoff process on a daily basis.*", Nordic Hydrology, n°4, pp. 171-190, 1973.
- Nielson J., Lindberg S. et Harremoes P.**, "*Model based On-Line control of sewer systems.*", 6th IAWQ Workshop on Instrumentation, control and automation of water and wastewater treatment and transport systems, ed. Jank B. et IAWQ program Committee, pp. 575-586, ISBN 0 08 040776 5, Hamilton, Ontario, Canada, Juin 1993.
- Orfanidis J. S.**, "*Optimum signal processing-An introduction.*", 2ème ed., 590 pp., McGraw-Hill Int. Eds., Electrical Eng. series, ISBN 0-07-100834-9, 1990.
- Papoulis A.**, "*Probability random variables and stochastic processes.*", 3ème ed., 666 pp., McGraw Hill, ISBN 0-07-100870-5, 1991.
- Picard J. et Rideau J.P.**, "*Pathologie et réhabilitation des réseaux d'assainissement.*", T.S.M. de l'Eau, n° 7, pp.345-350, juillet 1982.
- Pichou C. et Sicard J.**, "*La politique des études de réseaux d'assainissement à l'agence de bassin Seine Normandie.*", Rapport interne Agence de Bassin Seine Normandie, 1985.
- Pickup G.**, "*Testing the efficiency of algorithms and strategies for automatic calibration of rainfall - Runoff models.*", Hydrological Sciences Bulletin XXII, n° 2, pp. 257-274, 6/1977.

Plinston D. T., "*Parameter sensitivity and interdependence in hydrological models.*", dans *Mathematical models in ecology-12th Symposium of British Ecological Society*, ed. Jeffers J. N. R., Blackwell, Oxford, pp. 237-247, 1972.

Press W. H. et Teukolsky S. A., "*Simulated Annealing Optimization over continuous space.*", *Computers in Physics*, pp. 426-429, juillet/aôut 1991.

Restrepo P. J. et Bras R. L., "*A view of maximum-likelihood estimation whith large concetual hydrologic models.*", *Applied Mathematics and Computation*, Vol. 17, n° 4, pp. 375-403, 1985.

Raimbault G., Silvestre P., "*Analyse des variations d'état hydrique dans les chaussées.*", *Bull. Liaison Labo P. et Ch.* 167 mai-juin, 1990.

Ranchet J., D. Renard et A. Vicq., "*Analyse et détection des eaux parasites dans les réseaux d'assainissement.*", *TSM de l'Eau*, n°4, pp. 173-183, avril.1982.

Renault D., "*Les eaux claires parasites dans l'assainissement. Diagnostic et réhabilitation des réseaux. Impact et économie dans le traitement.*", *T.S.M.de l'Eau*, n° 12, pp. 577-581, Décembre 1983.

Rodriguez J. L., Sempere-Torres D. et Obled Ch., "*Nouvelles perspectives de développements dans la modélisation des pluies efficaces par application de la méthode DPFT.*", *Third Scientific Assembly - Symposium on New Directions for Surface Water Modelling*, Baltimore, IAHS Publ., n° 181, pp. 235-244, mai 1989.

Rosenbrock H.H., "*An automatic method for finding the greatest or least value of a function.*", *Computer Journal*, n° 3, pp. 175-184, 1960.

Sefe F.T. et Boughton W.C., "*Variation of model parameter values and sensitivity with type of objective function.*", *J. Hydrol. (NZ)*, vol 21, n° 2, pp. 117-132, 1982.

Servat E. et Dezetter A., "*Sélection de critères numériques de calage dans le cadre d'une modélisation pluie-débit en zone de savane soudanaise.*", *Hydrologie continentale*, Vol. 5, n° 2, pp. 147-165, 1990.

Sorooshian S., "*Parameter estimation of rainfall-Runoff models with heteroscedatistic streamflow errors - non informative data case.*", *J. Hydrol.*, Vol. 52 (½), pp. 127-138, 1981.

Sorooshian S., "*Parameter estimation, model identification and model validation: conceptual-type models.*", dans *Recent advances in the modeling of hydrologic systems*, ed. Bowles D. S. et O'Connell P. E., NATO ASI series, serie C: Mathematical and physical science, Vol. 345, pp. 443-467, ISBN 0-7923-1398-4, 1991.

Sorooshian S. et Arfi F., "*Response surface parameter sensitivity analysis methods for post-calibration Studies.*", *Water Resour. Res.*, Vol. 18, n° 5, pp. 1531-1538, Oct. 1982.

Sorooshian S. et Dracup J.A., "*Stochastic parameter estimation procedures for hydrologic rainfall-Runoff model: correlated and heteroscedastic error case.*", Water Resour. Res., Vol. 16, n° 2, pp. 430-442, 1980.

Sorooshian S., Gupta V.K. et Fulton J.L., "*Evaluation of maximum likelihood parameter estimation techniques for conceptual rainfall - Runoff models: influence of calibration data variability and length of model credibility.*", Water Resour. Res., Vol. 19, n° 1, pp. 251-259, 1983.

Sorooshian S. et Gupta V.K., "*The Analysis of Structural Identifiability : theory and application to conceptual Rainfall - Runoff models.*", Water Resour. Res., Vol. 21, n° 4, pp. 487-495, 1985.

Thirriot C., "*L'égoutier et le savant, conte moral pour universitaire en cure d'assainissement.*", La Houille Blanche, n°1/2, pp. 27-64, 1984.

Truthman B.M., "*Errors and parameter estimation in precipitation - Runoff Modeling. 1- theory.*", Water Resour. Res., Vol. 21, n° 8, pp. 1195-1213, août 1985a.

Truthman B.M., "*Errors and parameter estimation in precipitation- Runoff Modeling. 2- Case study.*", Water Resour. Res., Vol. 21, n° 8, pp. 1214-1222, août 1985b.

Union Européenne, "*Directive du Conseil N° 91/271 du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires.*", 1991

Valiron F. et Tabuchi J. P., "*Maitrise de la pollution urbaine par temps de pluie - Etat de l'art.*", 564 pp., ed. Tec & Doc - Lavoisier, ISBN 2-85206-863-X, 1992.

Wood E.F., "*An analysis of the effects of parameter uncertainty in deterministic hydrologic models.*", Water Resour. Res., Vol. 12, n° 5, pp.925-932, 1976.

Yeh W.W-G., "*Parameter estimation in rainfall - Runoff modelling.*", dans Applied modelling in catchment hydrology, ed. par V.P. Singh, pp. 481-489, Water Resources publications, 1982.

Zimmer D., "*Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement.*", Thèse de l'Université Paris VI, Etudes du CEMAGREF, série hydraulique agricole, n° 5, 327 p., ISBN 2-85362-155-3, 1990a.

Zimmer D., "*Profils tensiométriques et fonctionnement hydraulique des sols drainés à plancher imperméable peu profond; essai de typologie.*", Science du sol, Vol. 28, n° 3, pp. 179-191, 1990b.

Zimmer D. et Lessafre B., "*Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage en sols à excès d'eau temporaire.*", Informations techniques du CEMAGREF, n° 82, note 6, Juin 1991.

ANNEXES

ANNEXE 1

Figure A1.1: Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

Figure A1.2: Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

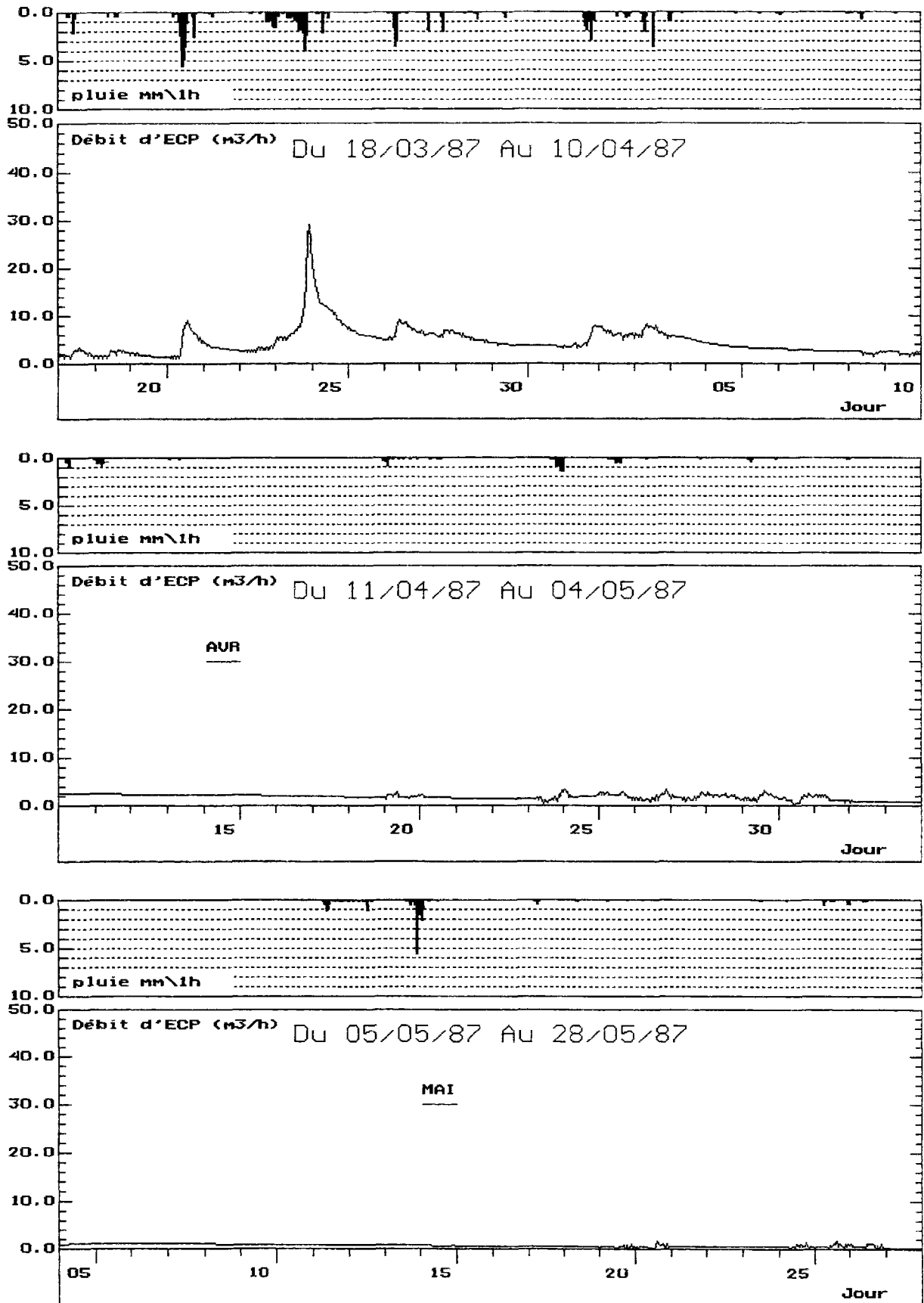


Figure A1.1 (début): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

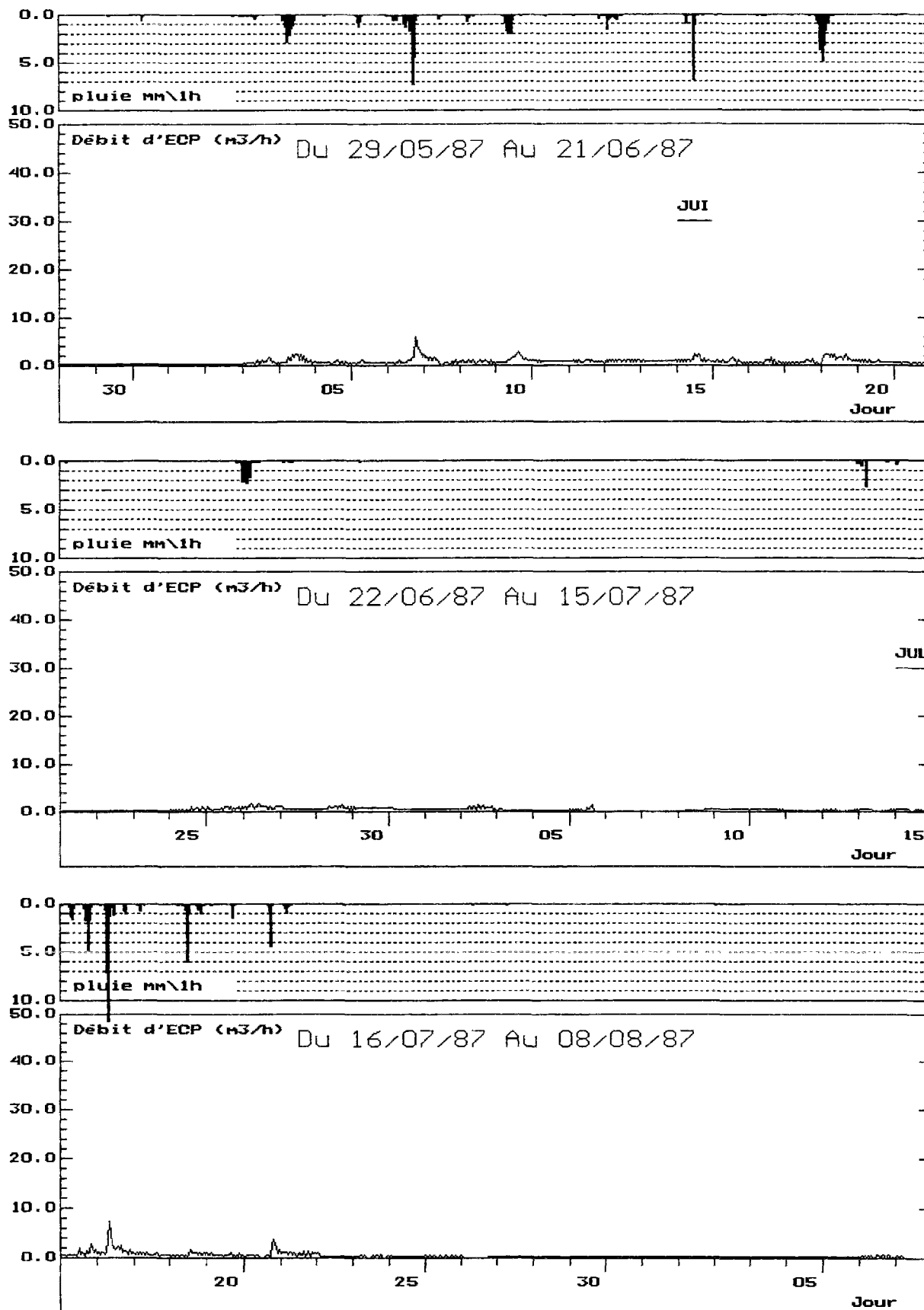


Figure A1.1 (suite): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

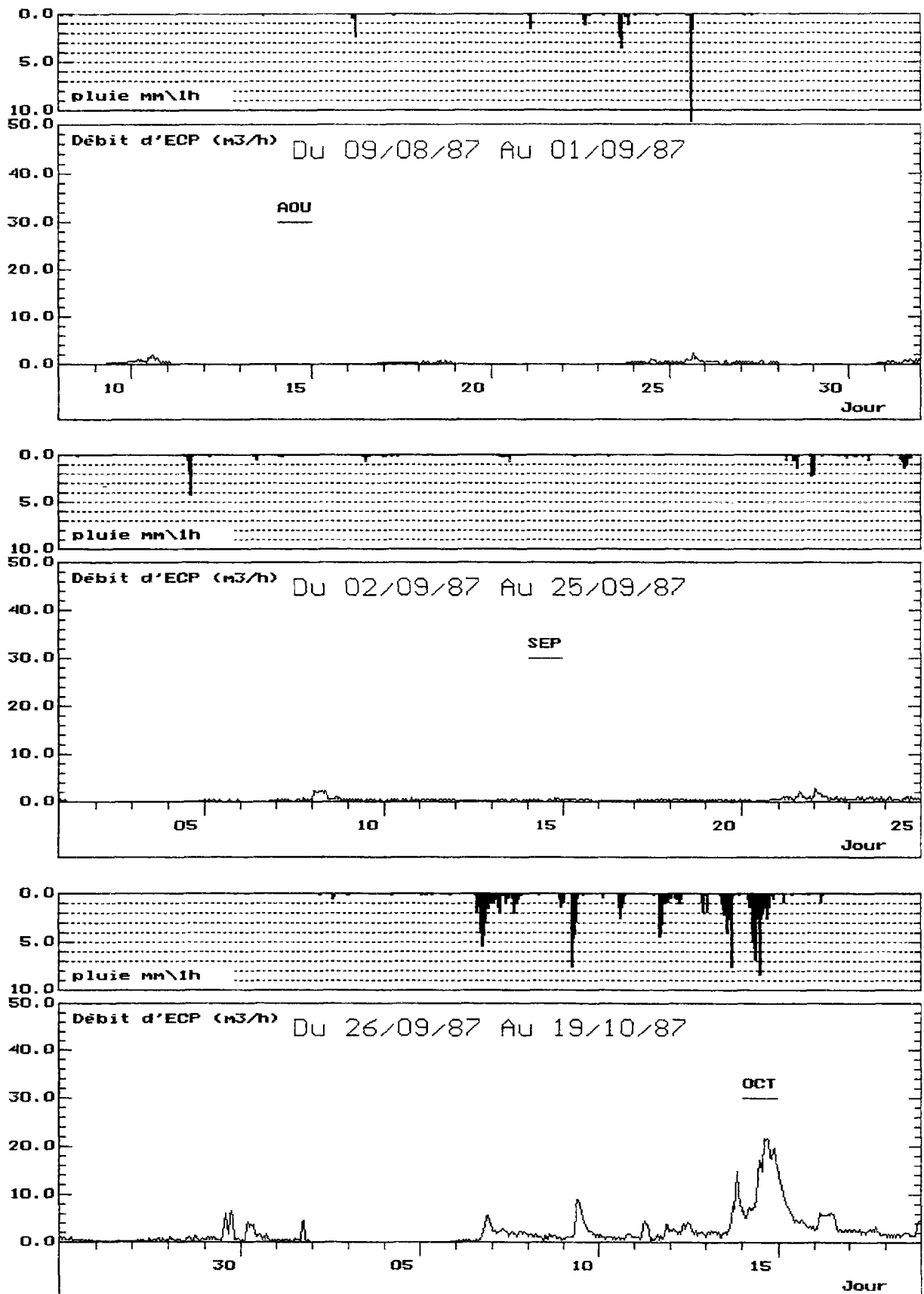


Figure A1.1 (suite): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

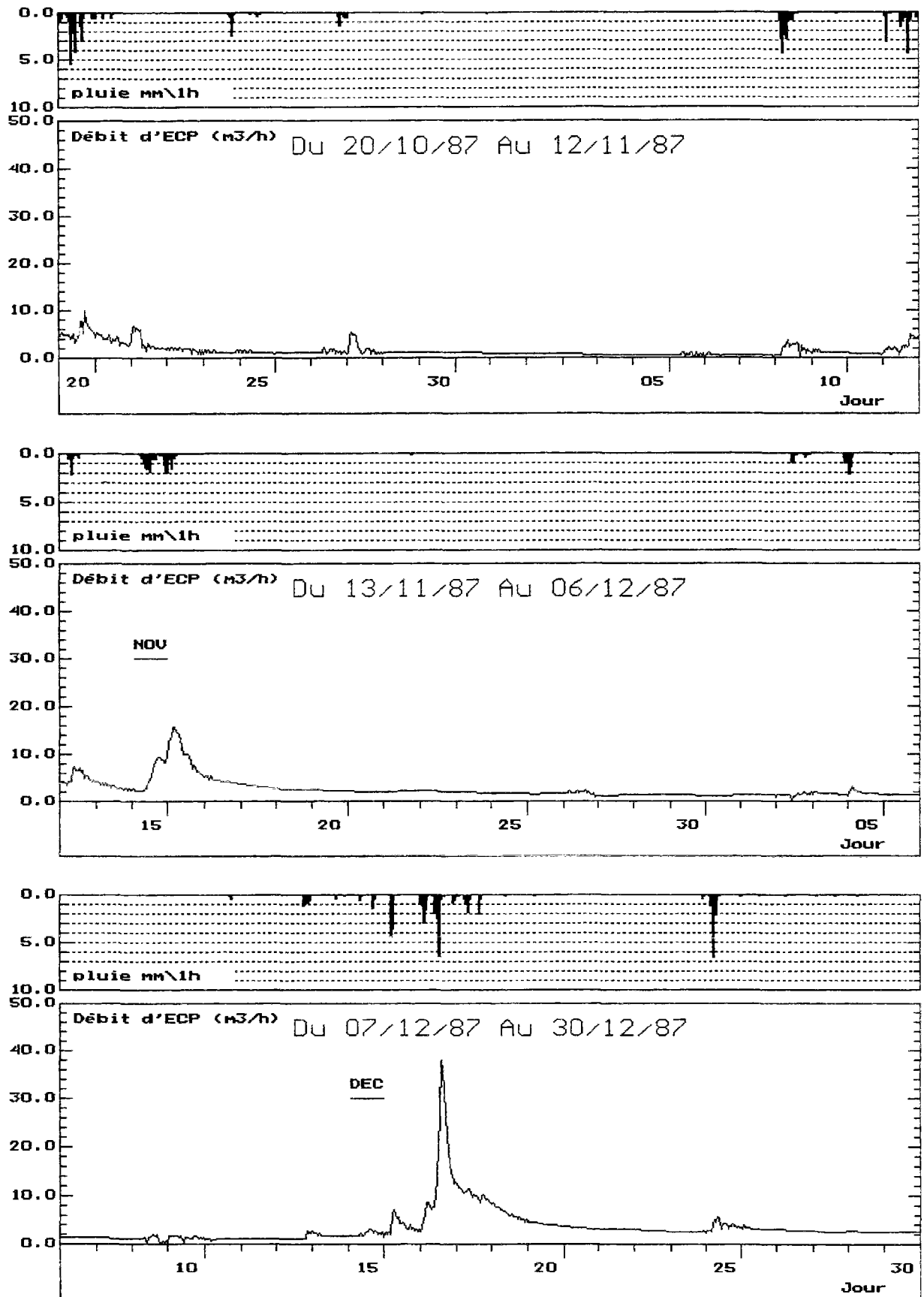


Figure A1.1 (suite): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

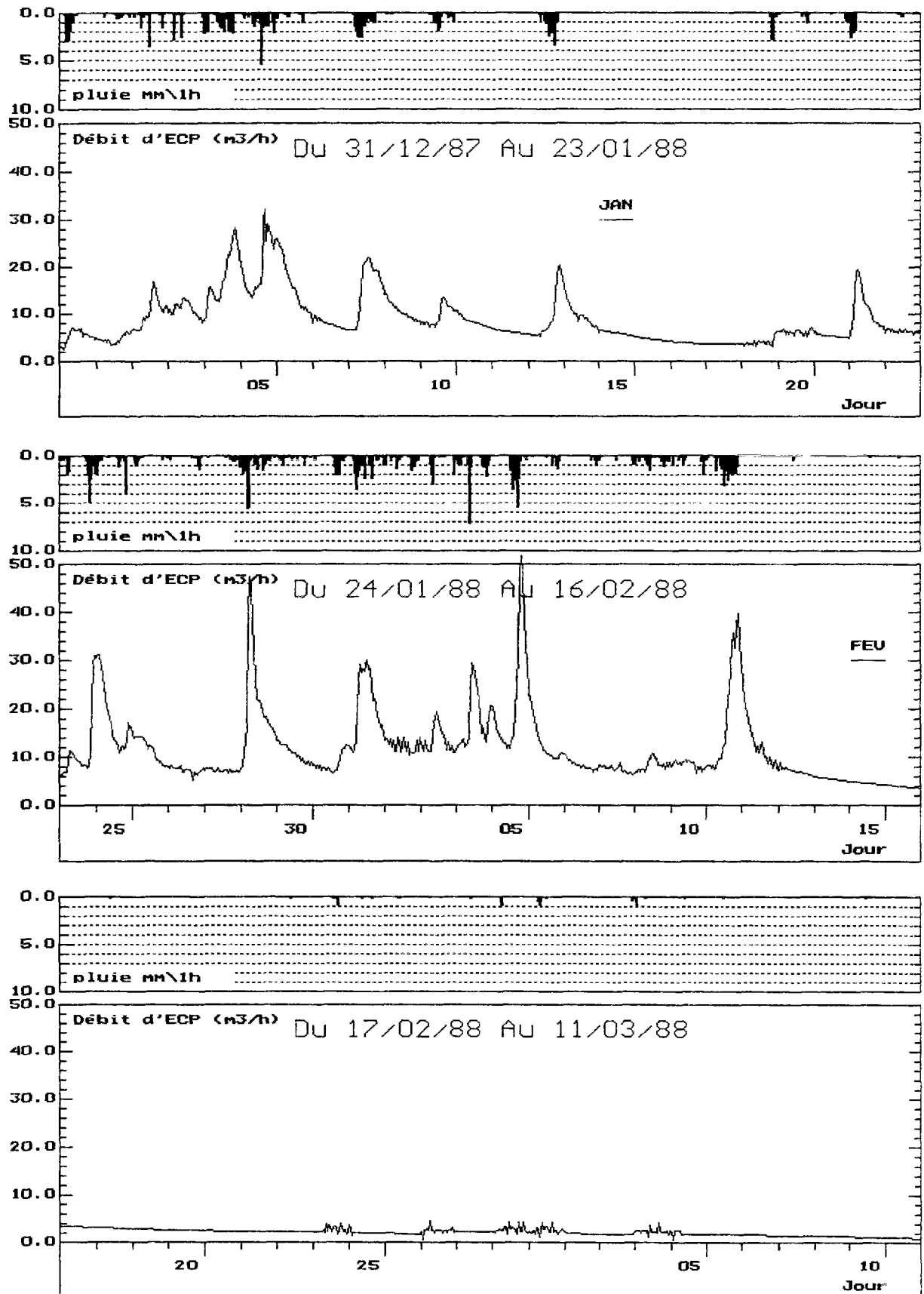


Figure A1.1 (suite): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

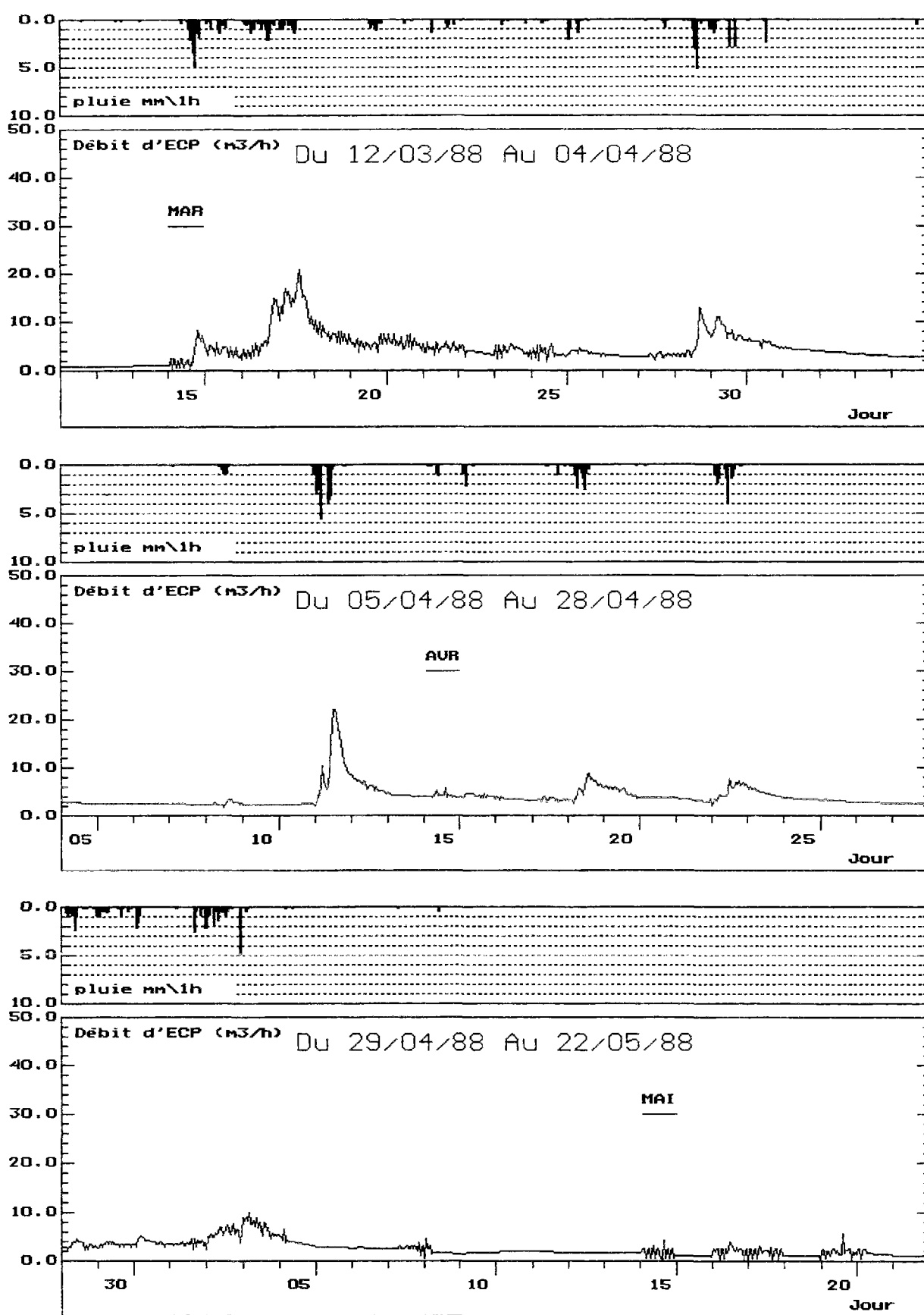


Figure A1.1 (suite): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

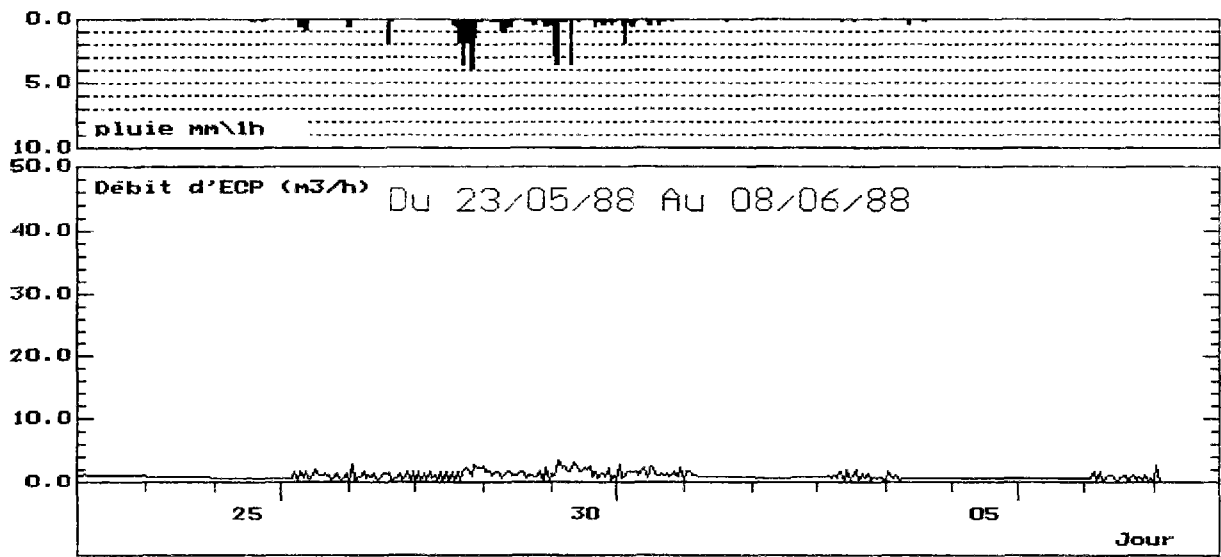


Figure A1.1 (fin): Chronologie de pluie et de débit d'ECPI sur le site du LCPC.

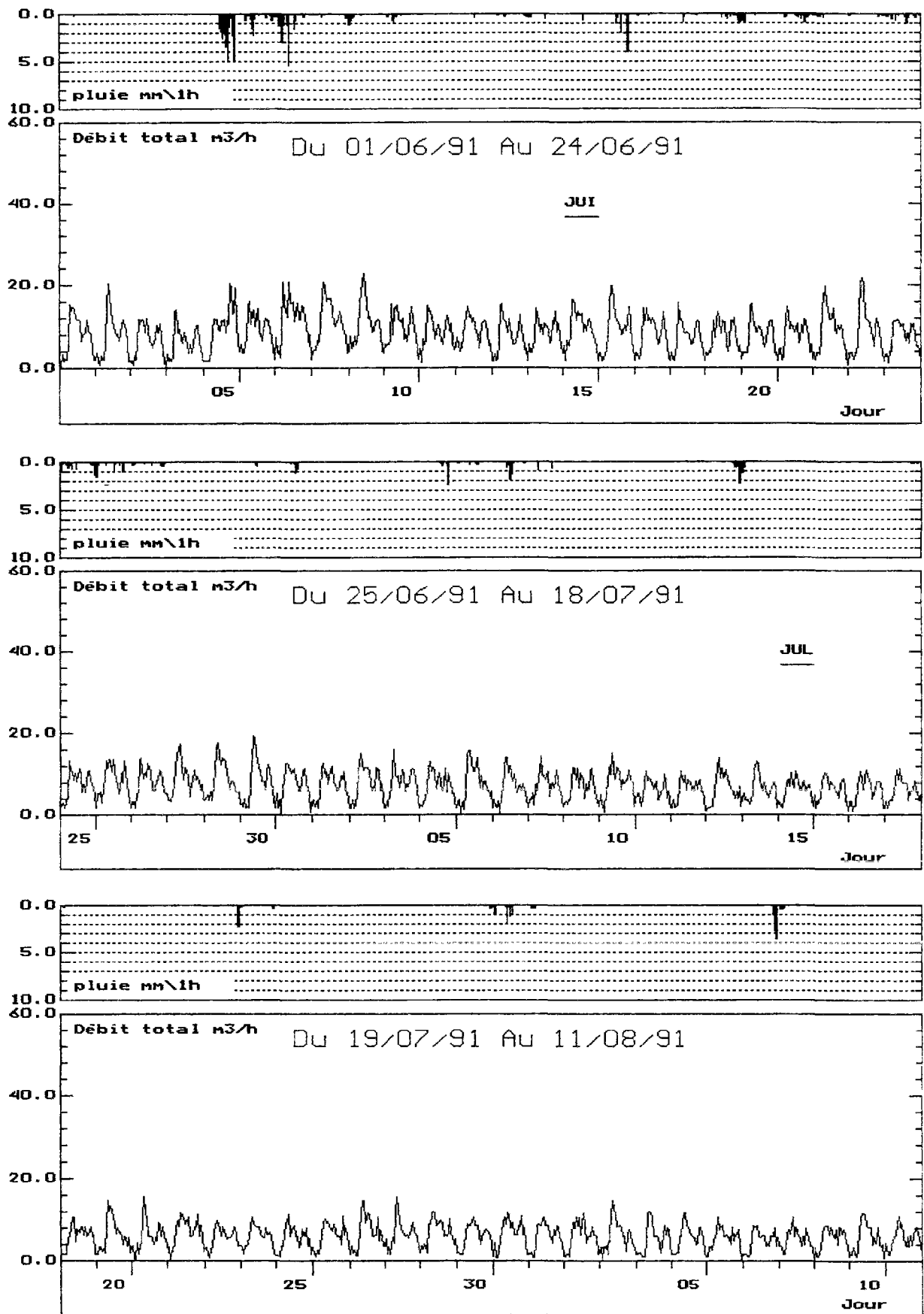


Figure A1.2 (début): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

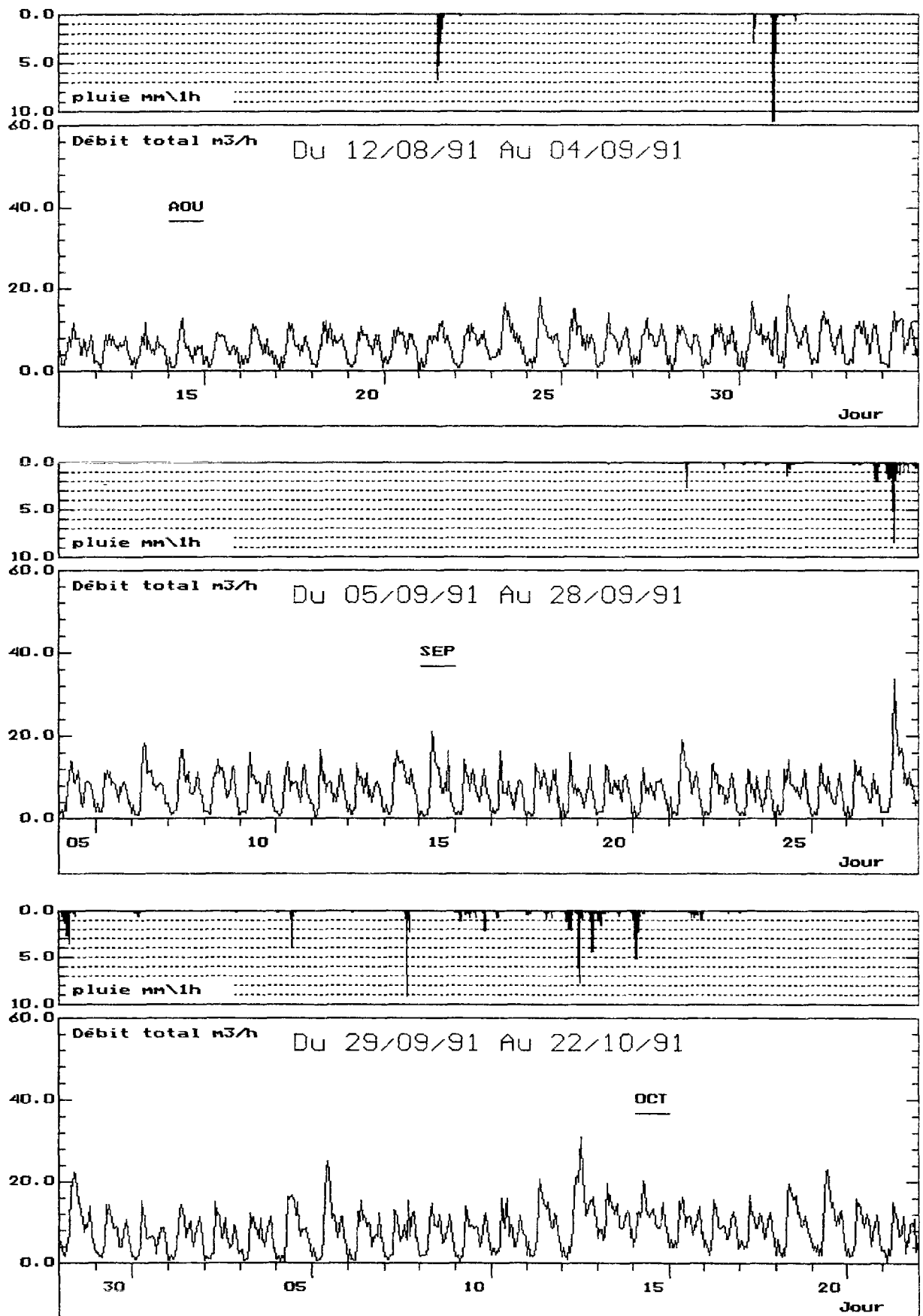


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

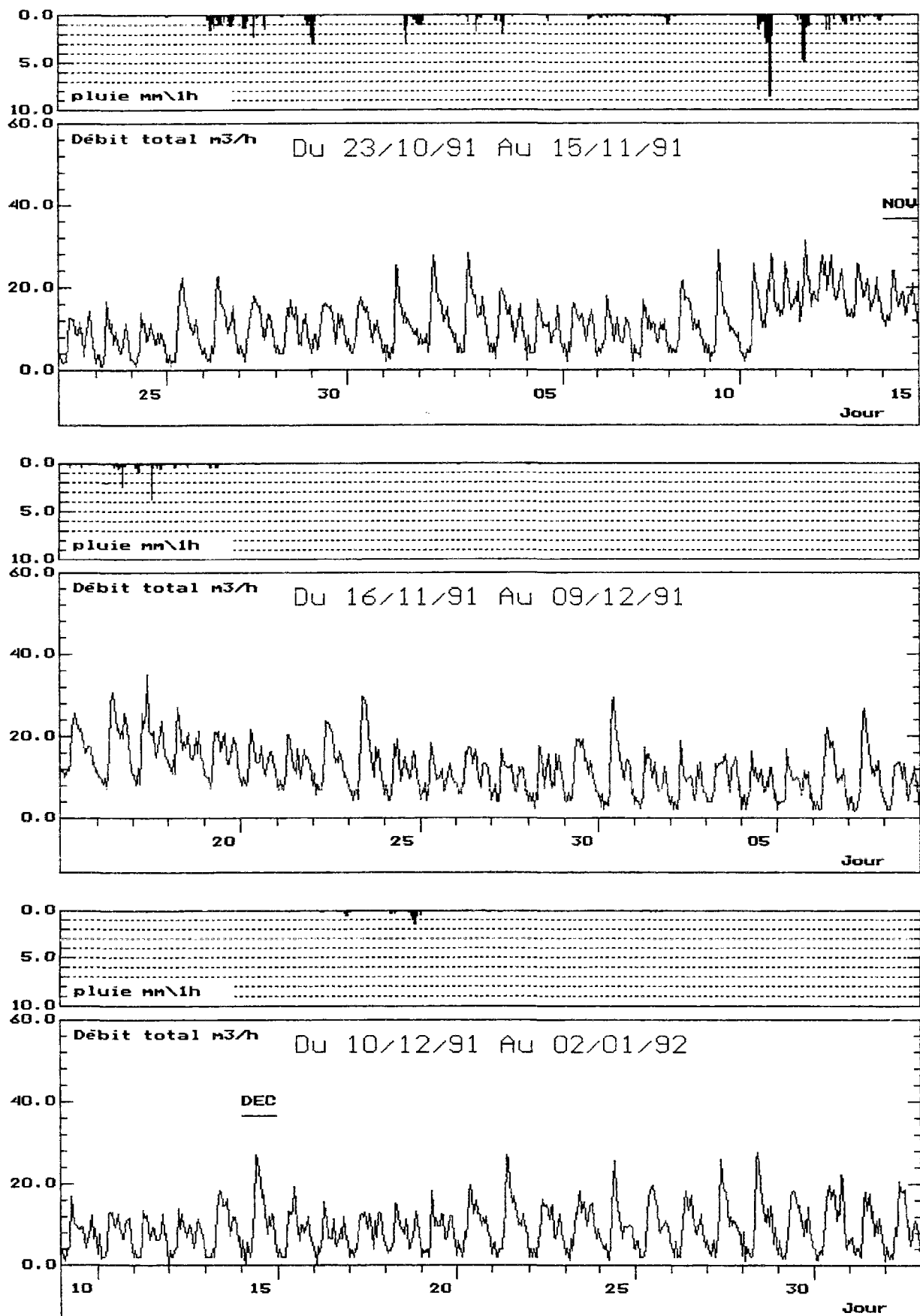


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

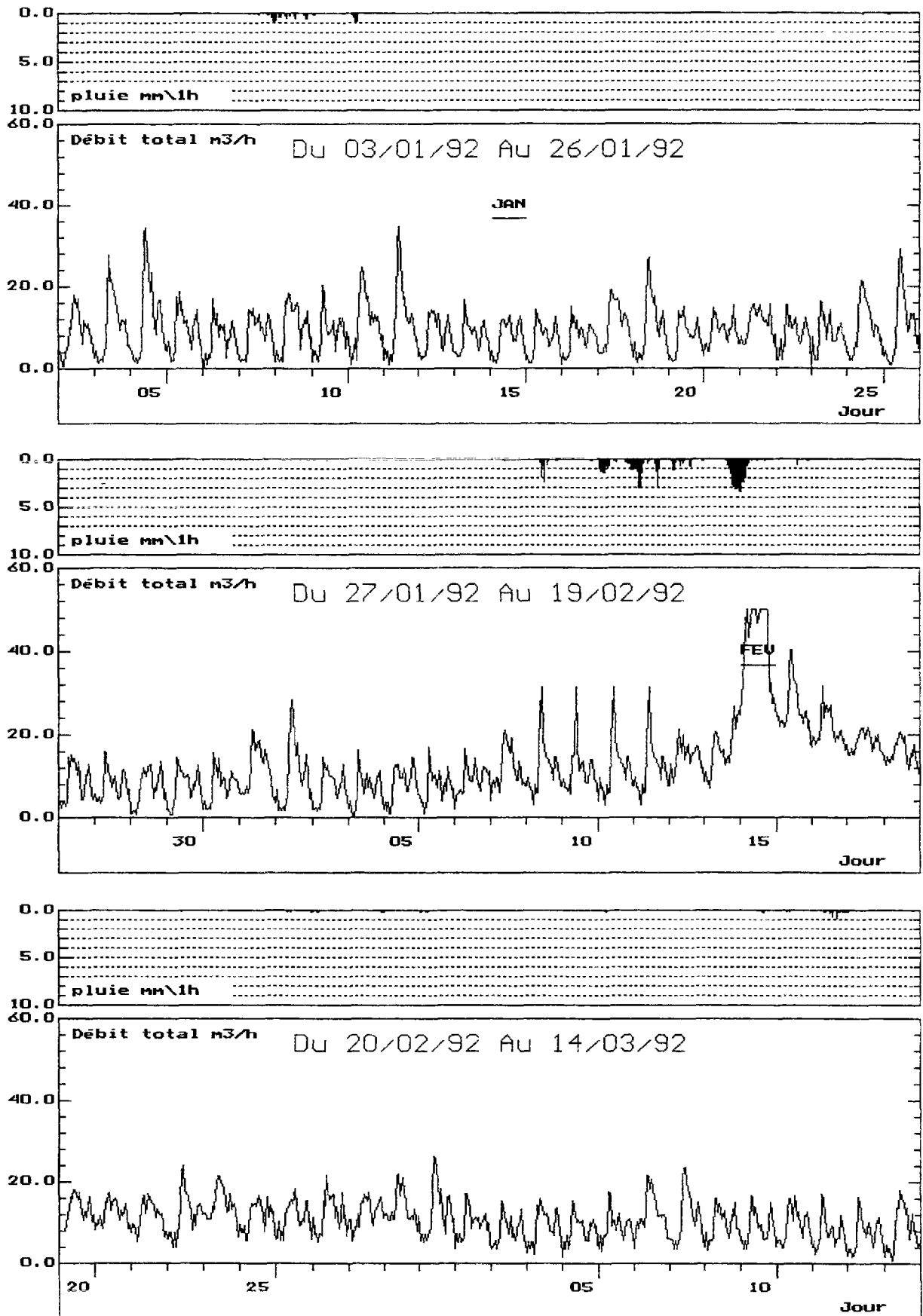


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

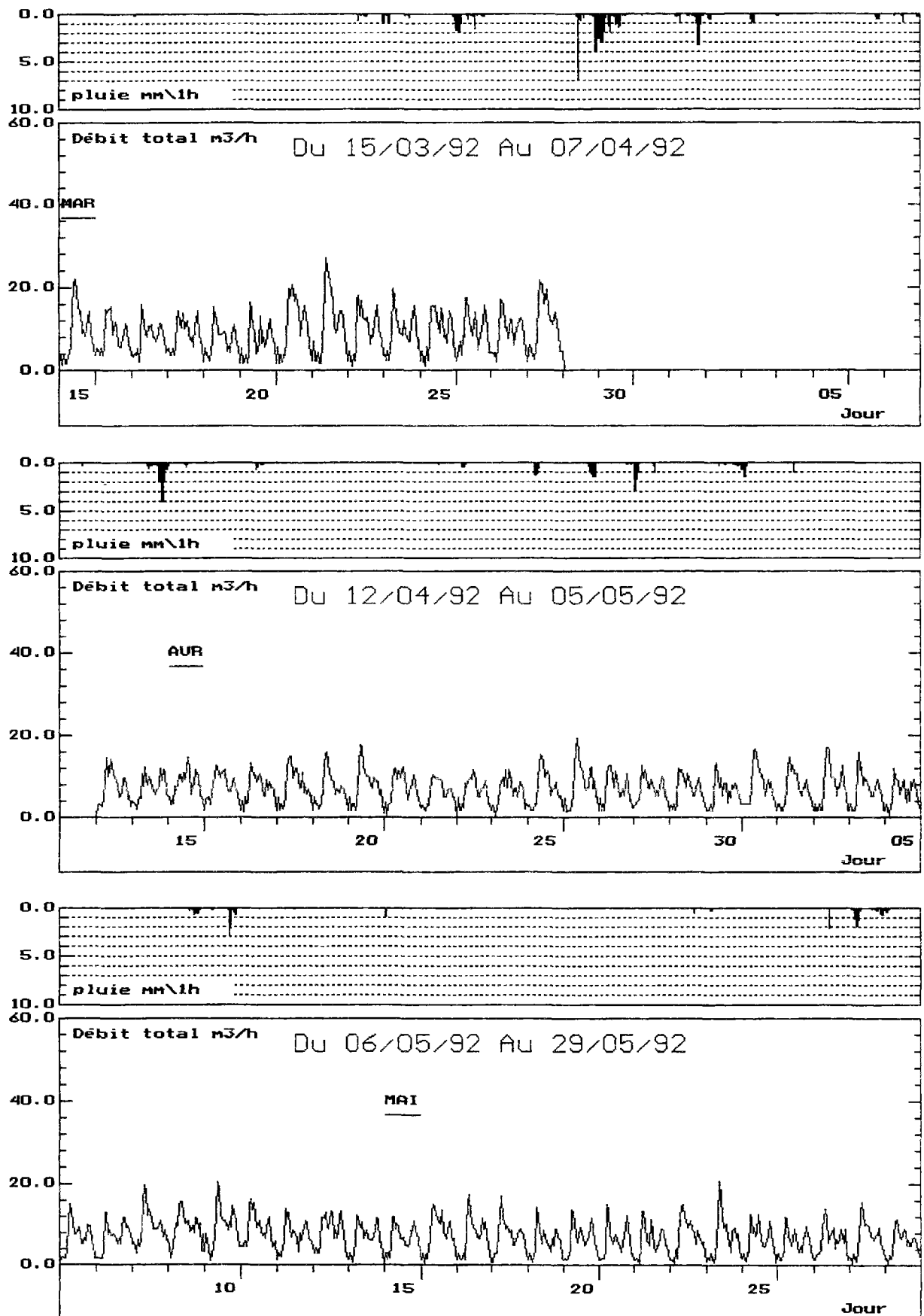


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

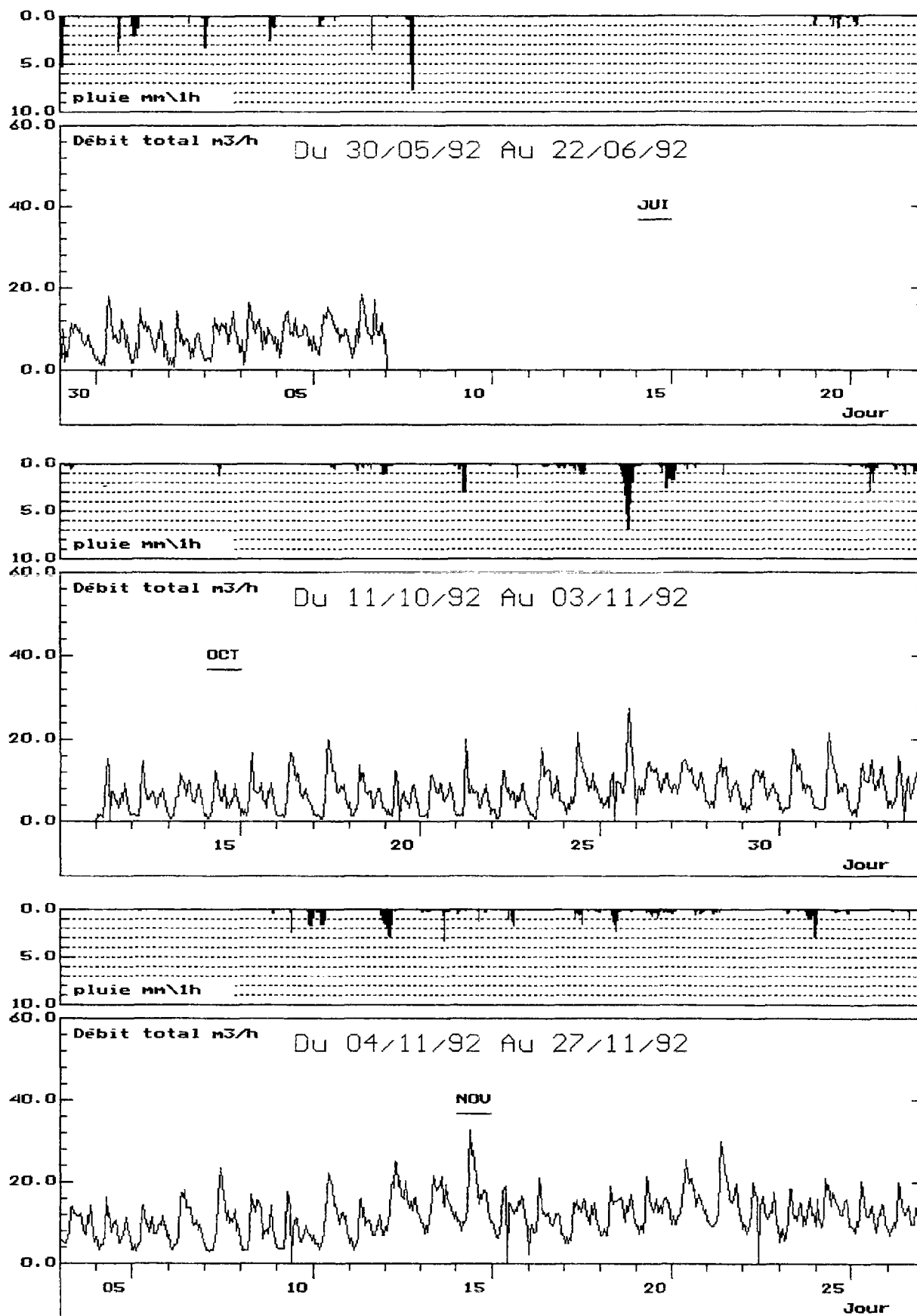


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

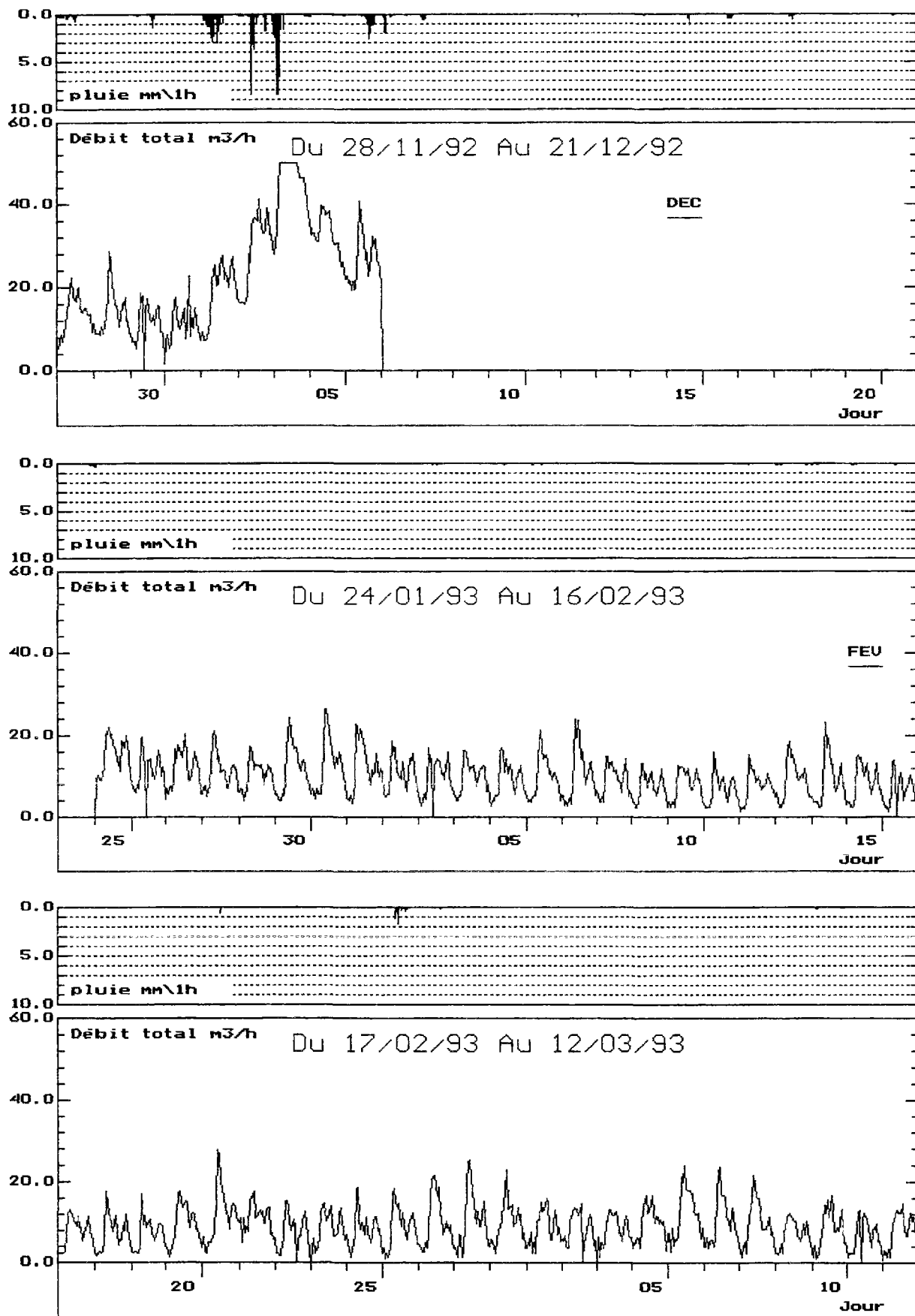


Figure A1.2 (suite): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

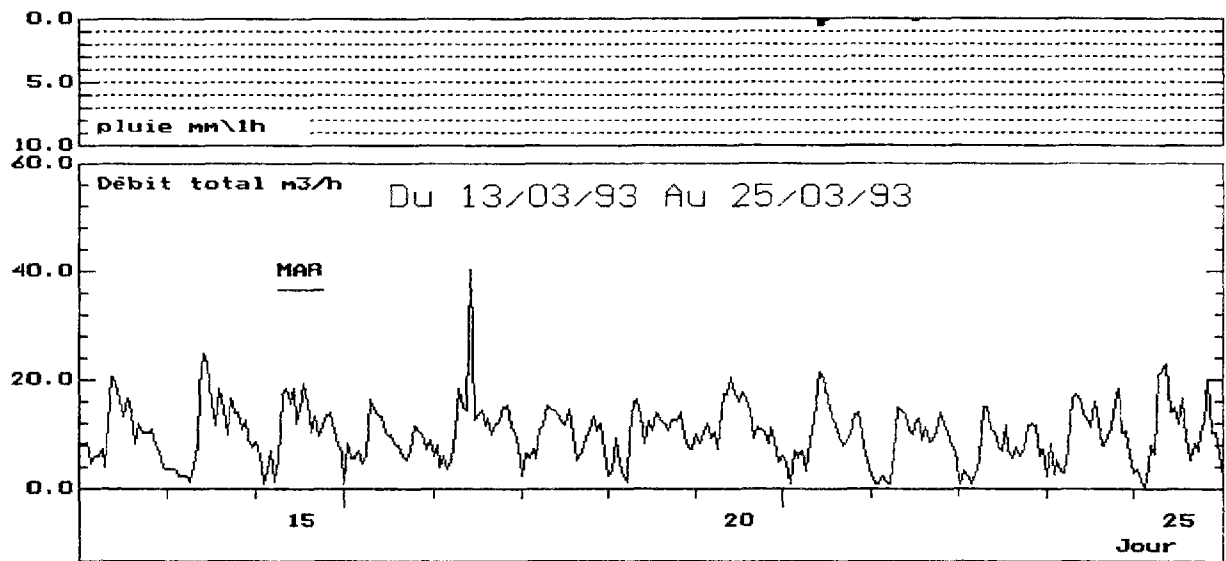


Figure A1.2 (fin): Chronologie de pluie et de débit total d'eaux usées mesurés sur le site urbain de Rezé

ANNEXE 2

A2.1. Représentation des débits mesurés et simulés par les différentes versions du modèle

Figure A2.1: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0 (site: LCPC)

Figure A2.2: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0a (site: LCPC)

Figure A2.3: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0b (site: LCPC)

Figure A2.4: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1 (site: LCPC)

Figure A2.5: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1a (site: LCPC)

Figure A2.6: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M2 (site: LCPC)

Figure A2.7: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M3 (site: LCPC)

Figure A2.8: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M4 (site: LCPC)

Figure A2.9: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M5 (site: LCPC)

Figure A2.10: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M6 (site: LCPC)

Figure A2.11: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M7 (site: LCPC)

Figure A2.12: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M8 (site: LCPC)

Figure A2.13: Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M9 (site: LCPC)

A2.2. La méthode d'optimisation du recuit simulé

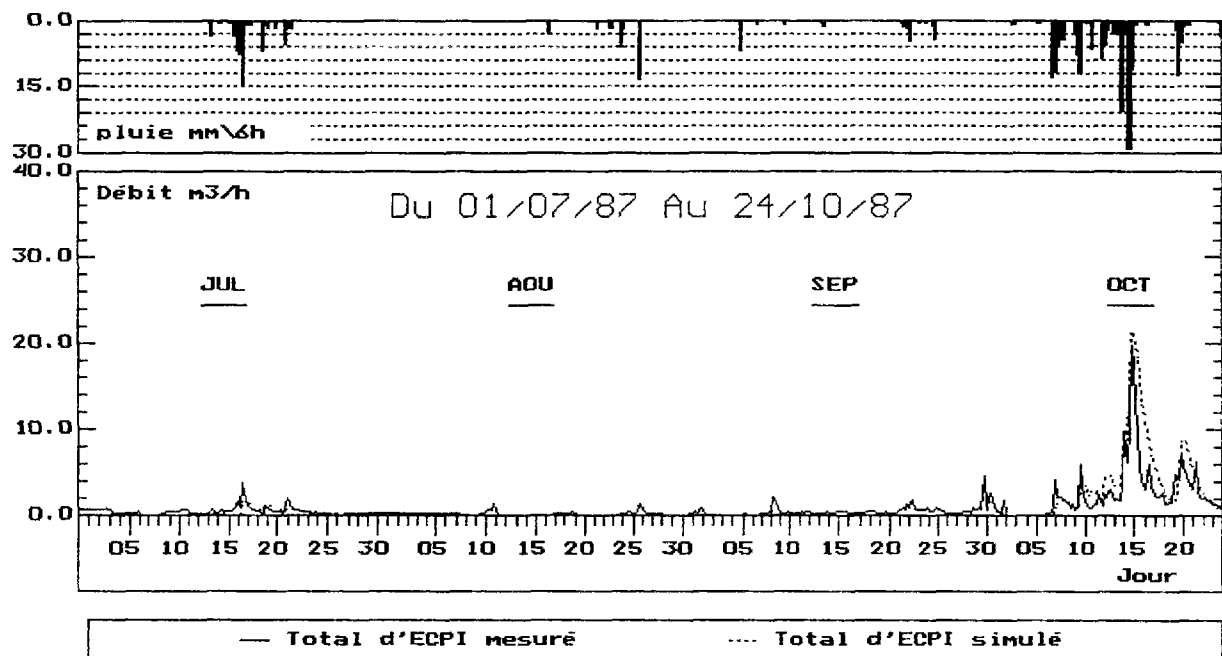
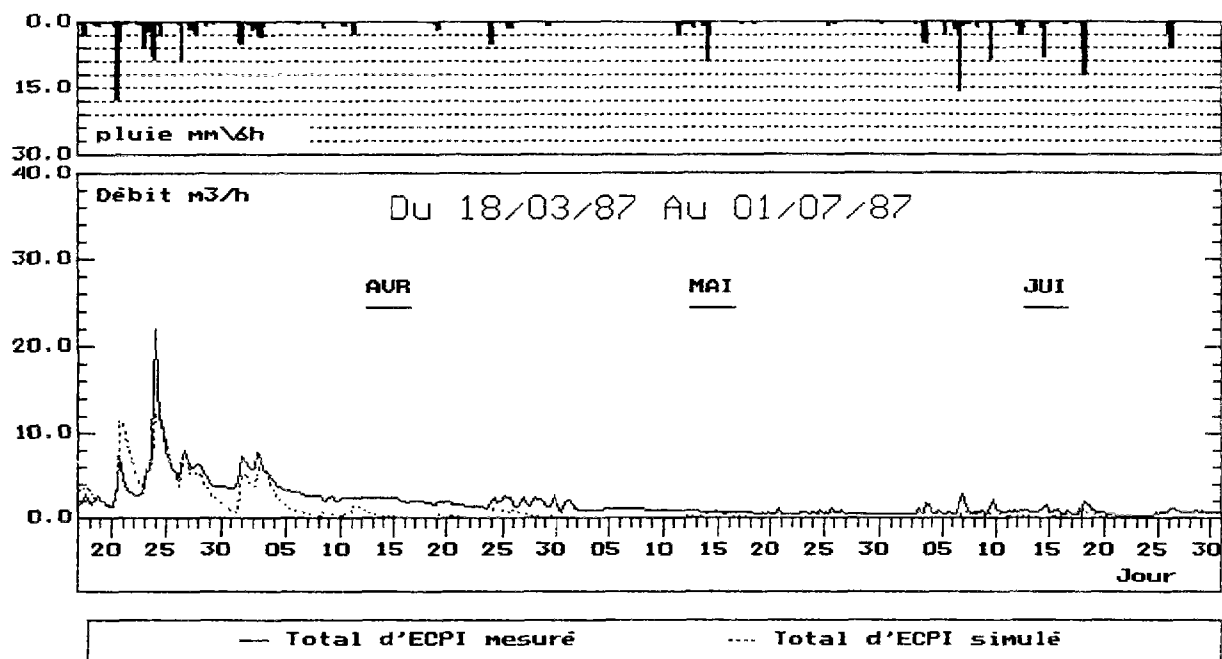


Figure A2.1 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0 (site: LCPC)

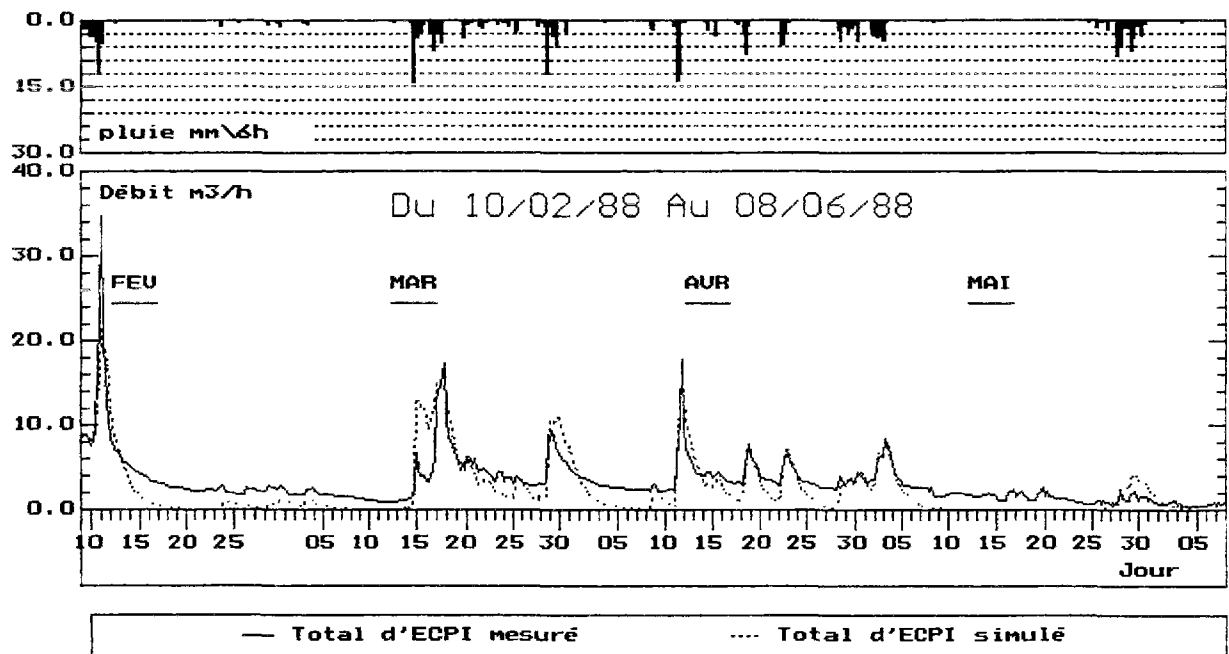
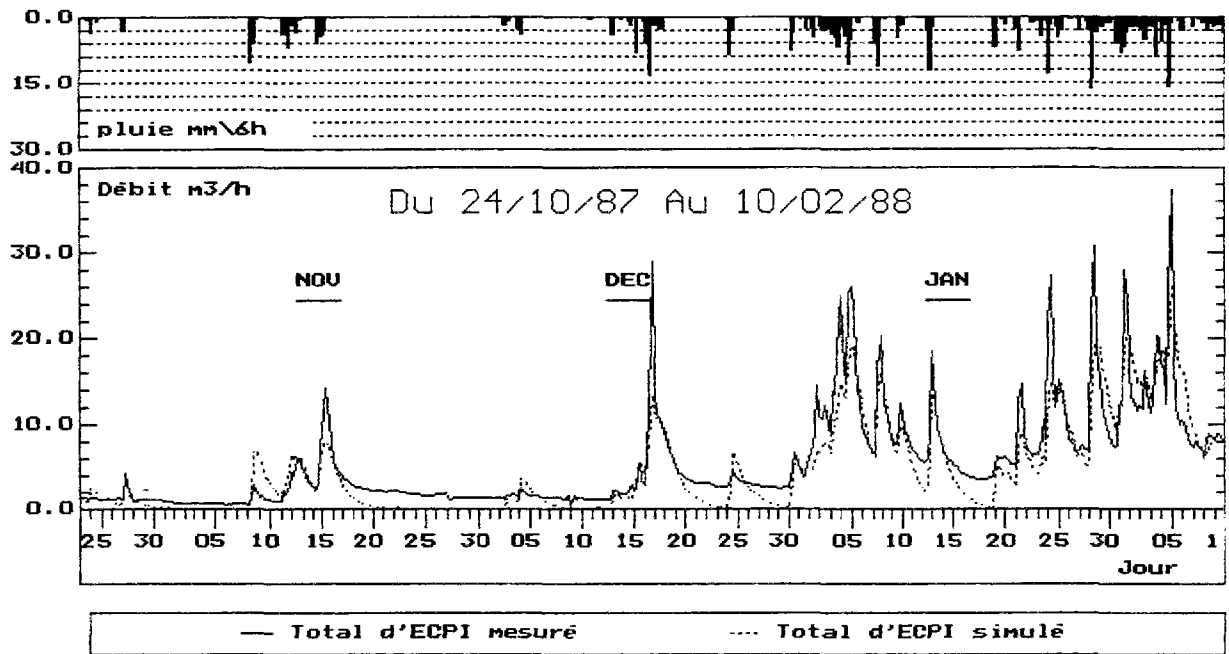


Figure A2.1 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0 (site: LCPC)

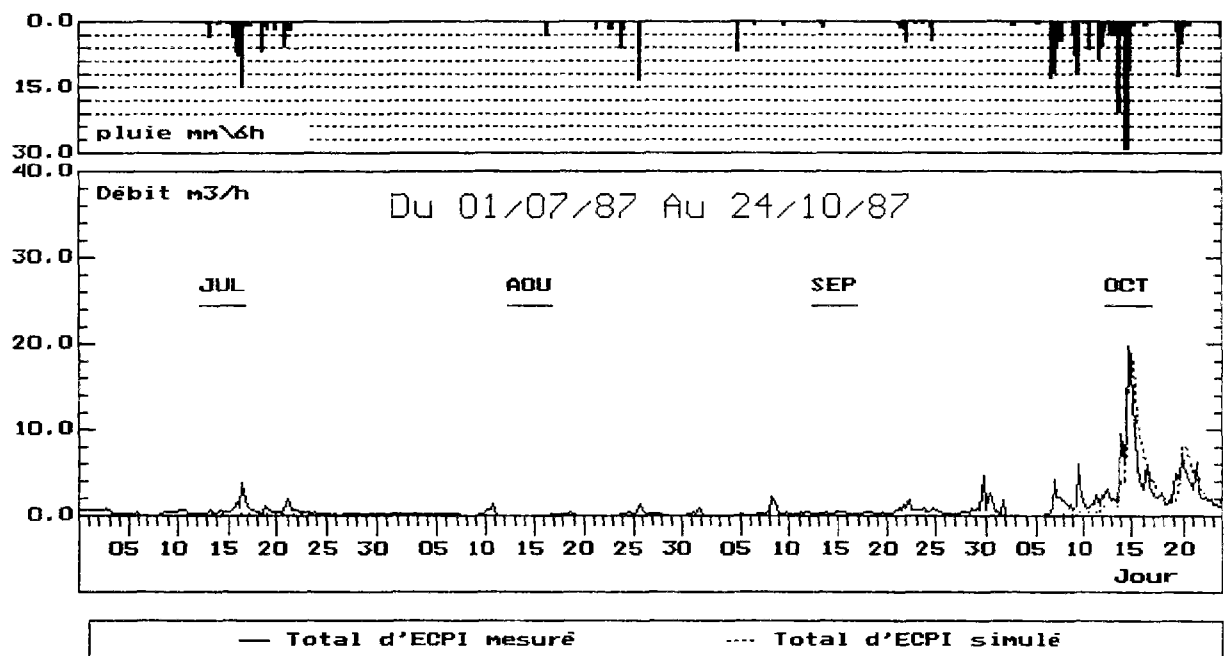
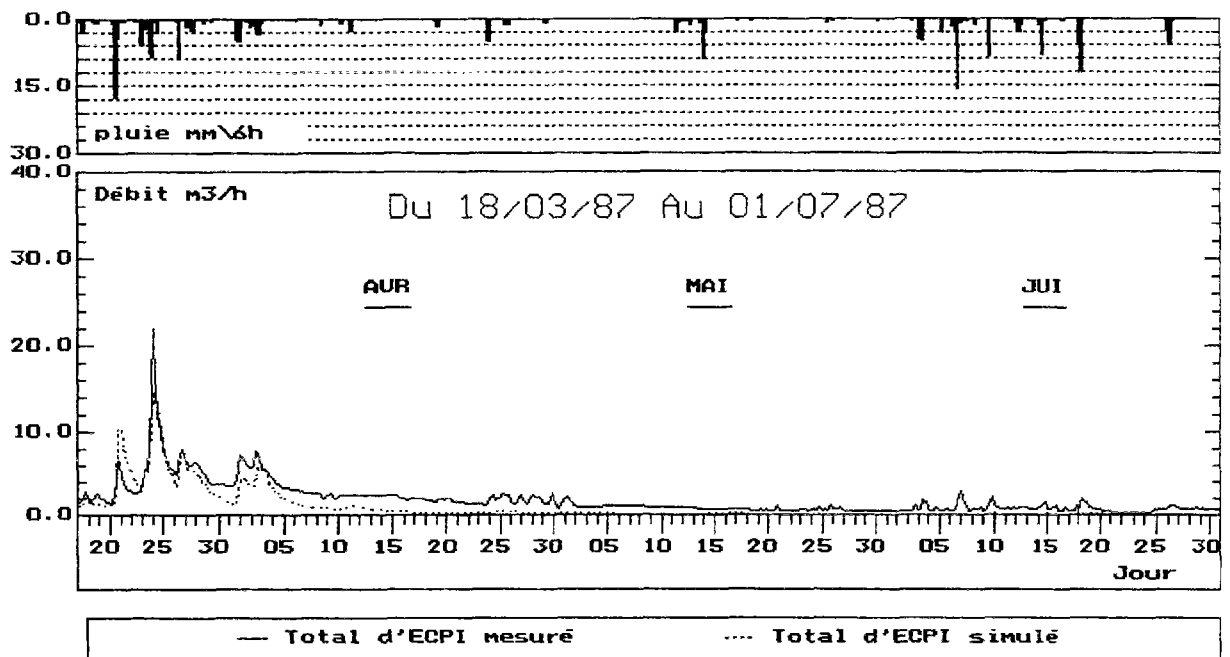


Figure A2.2 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0a (site: LCPC)

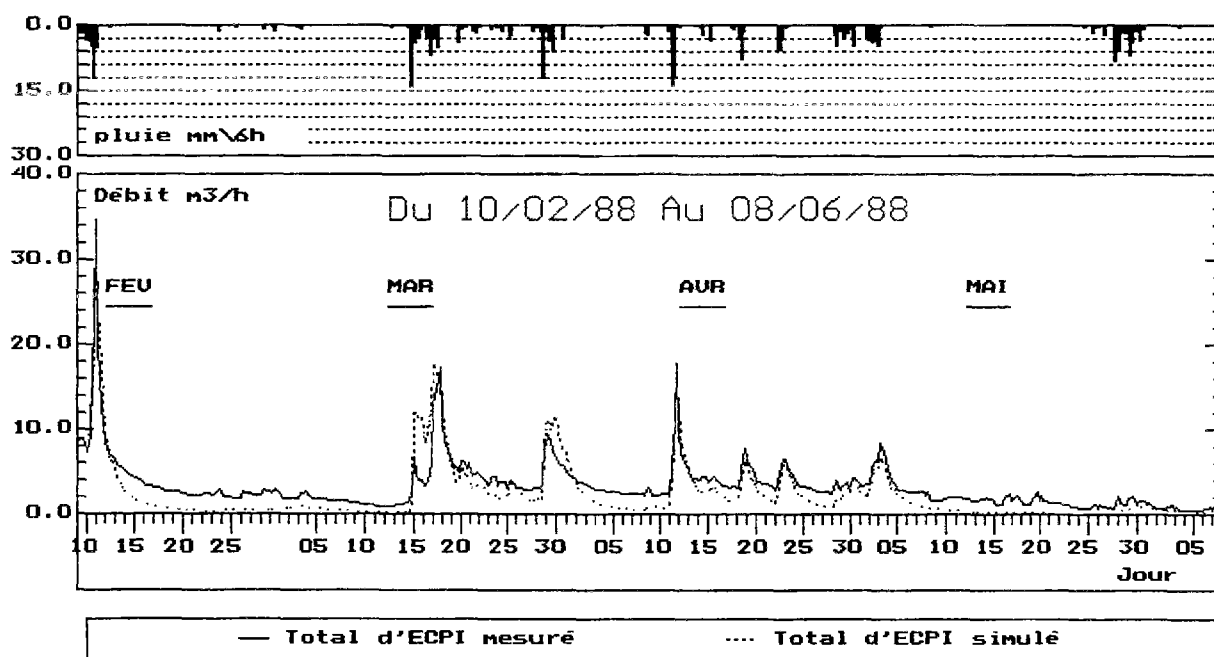
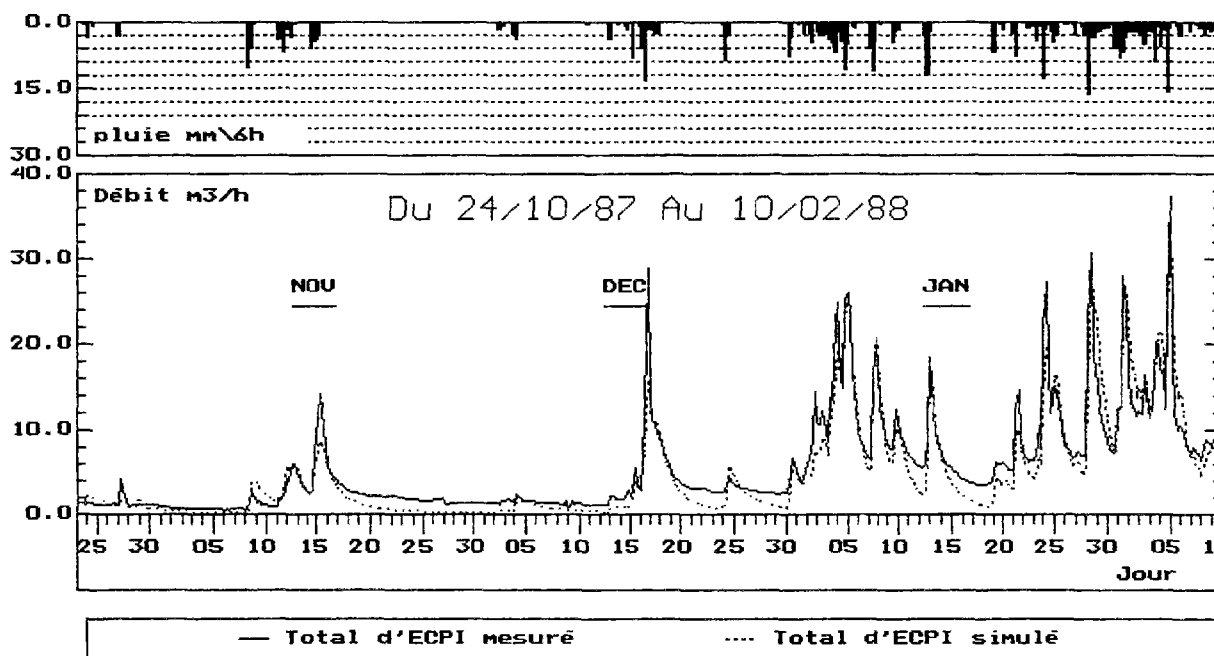


Figure A2.2 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0a (site: LCPC)

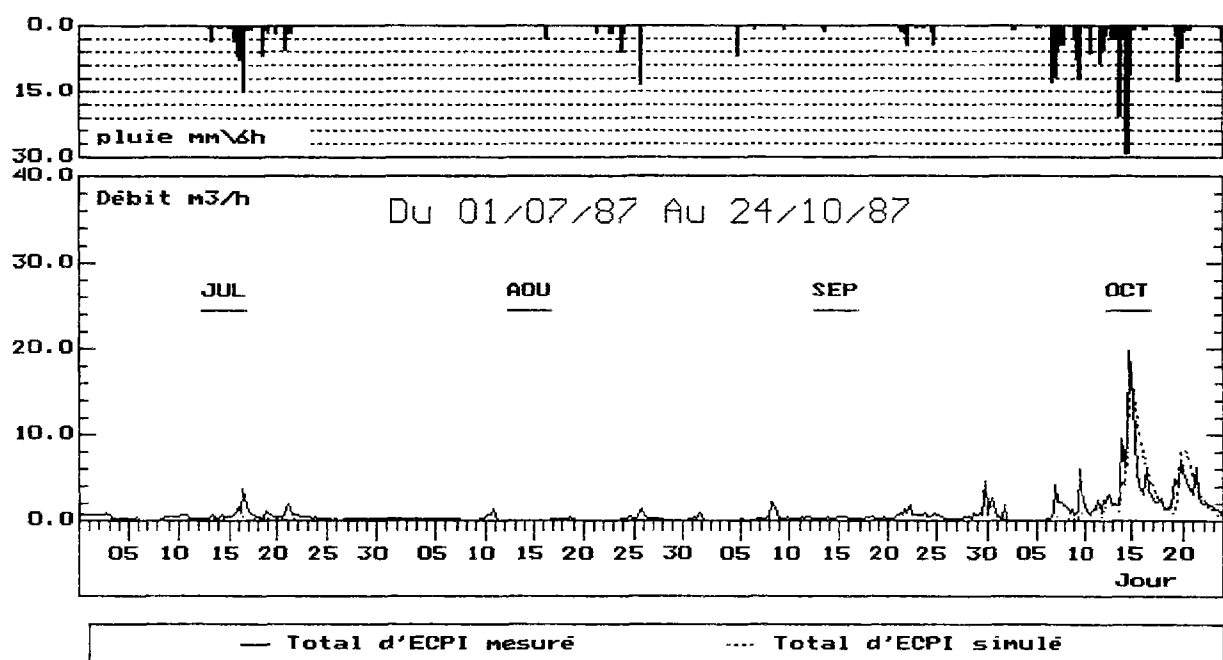
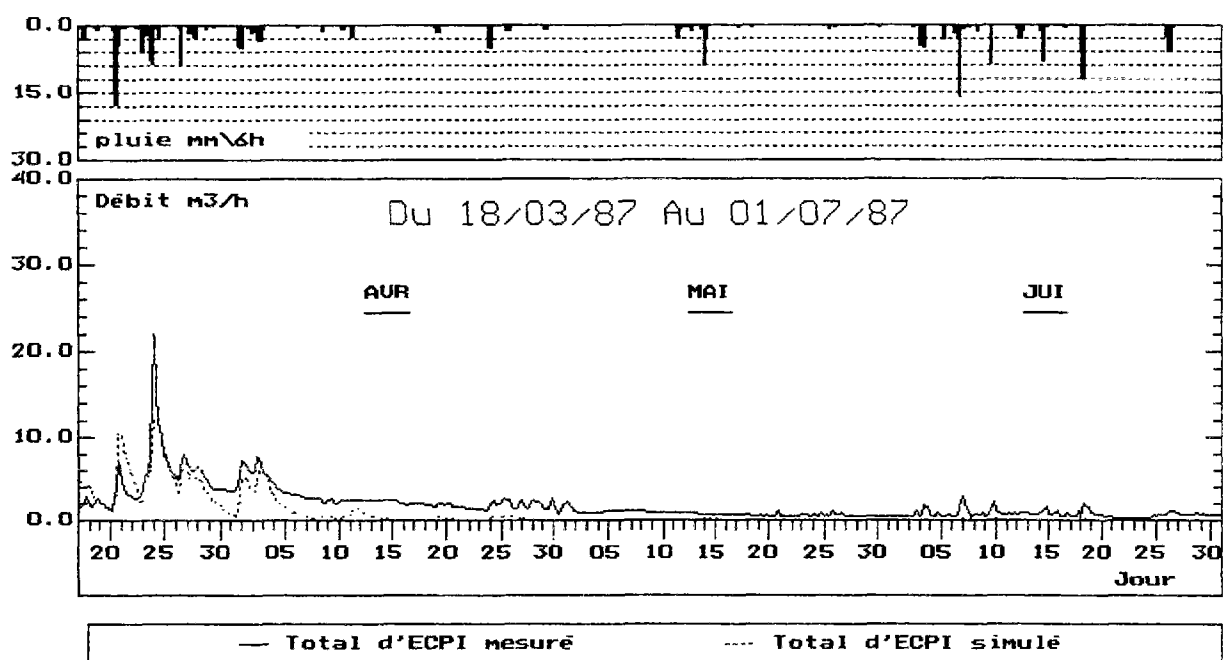


Figure A2.3 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0b (site: LCPC)

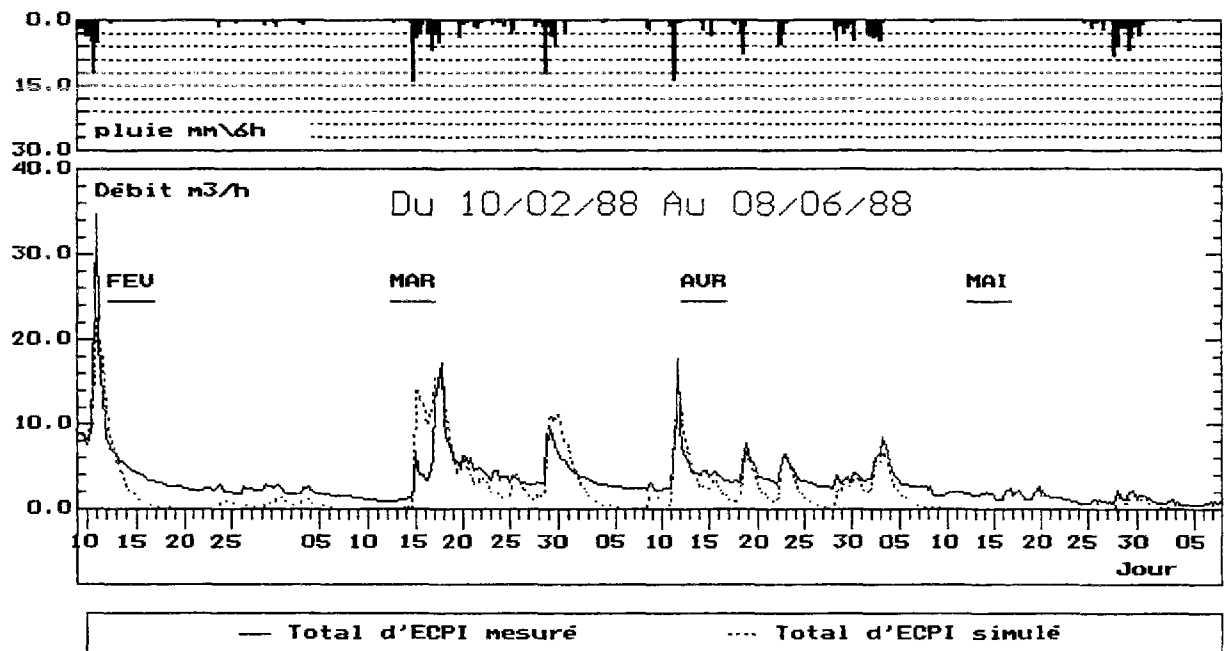
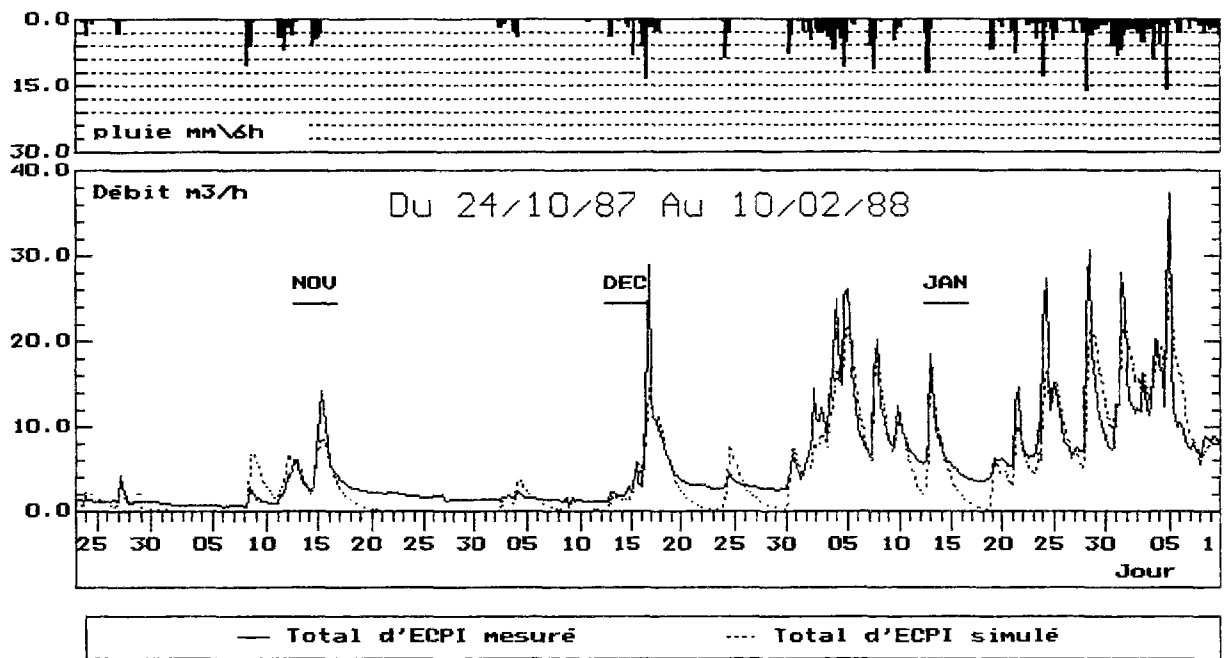


Figure A2.3 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M0b (site: LCPC)

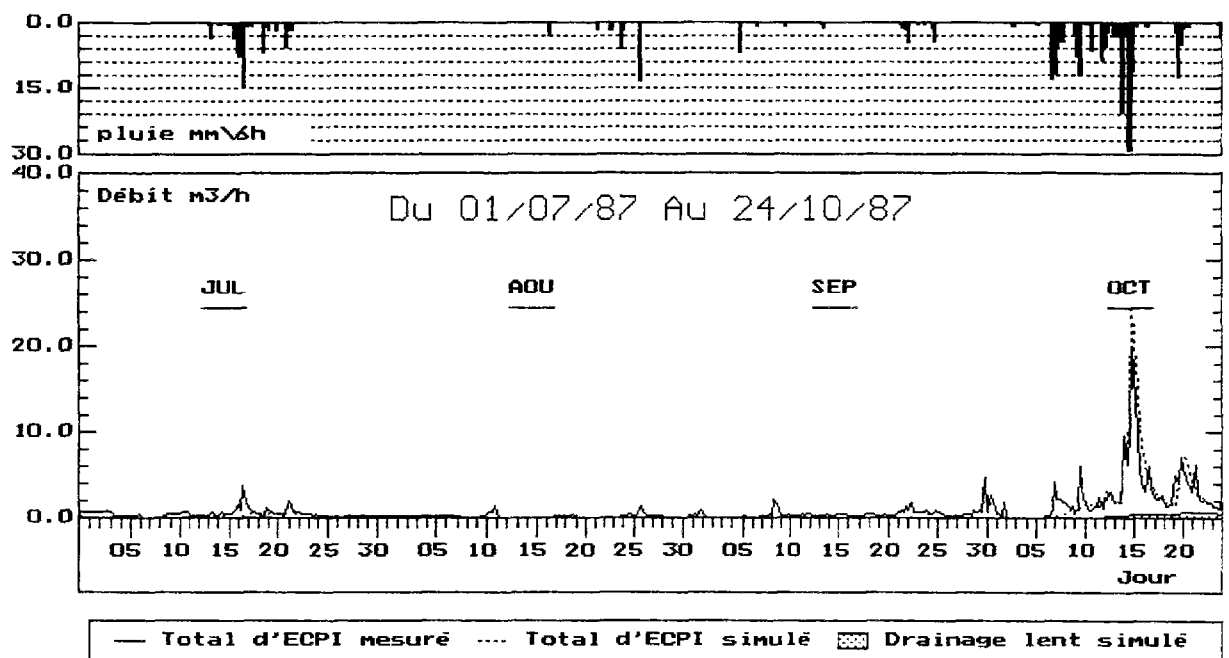
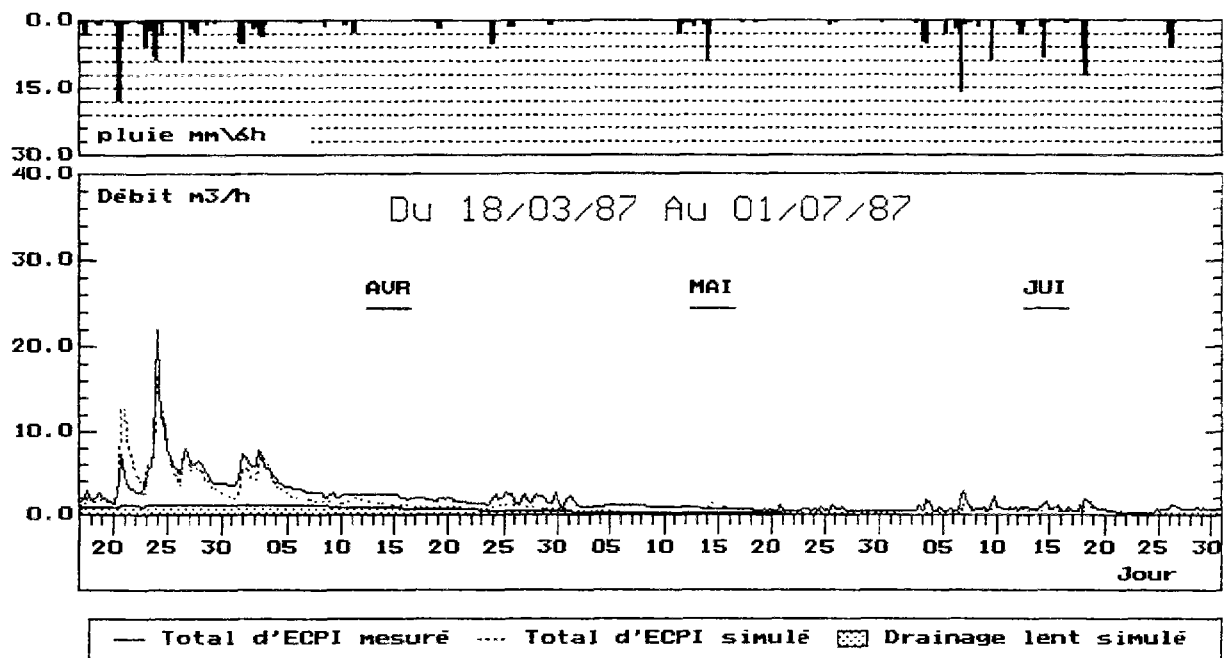


Figure A2.4 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1 (site: LCPC)

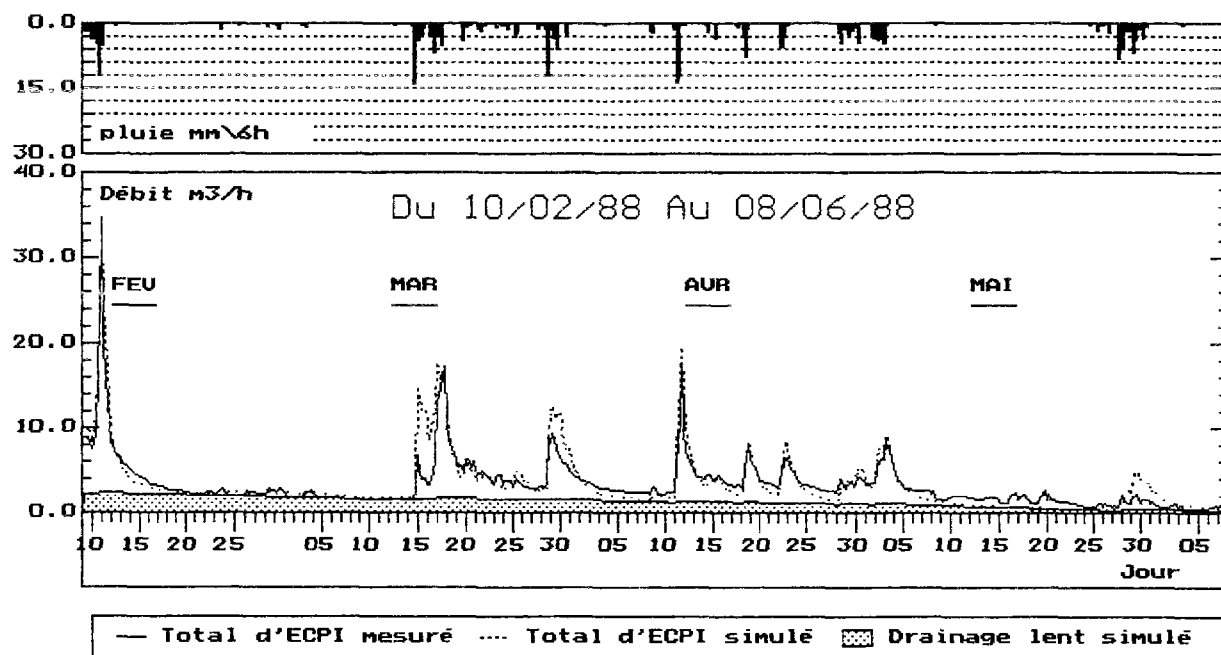
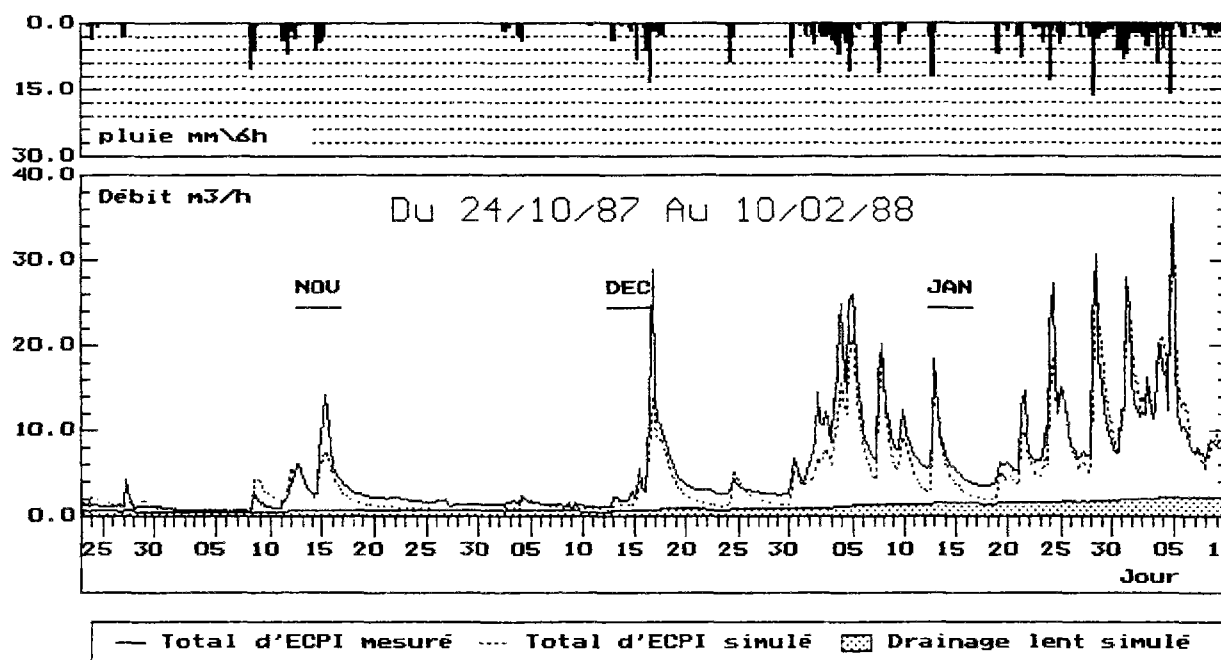


Figure A2.4 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1 (site: LCPC)

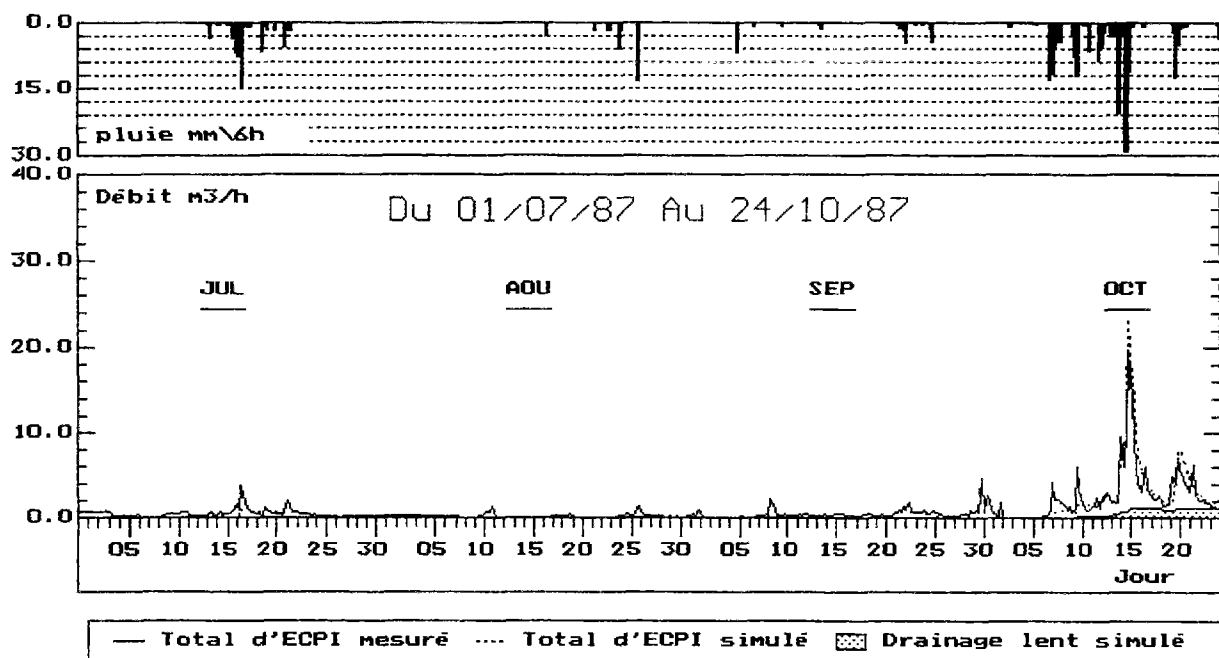
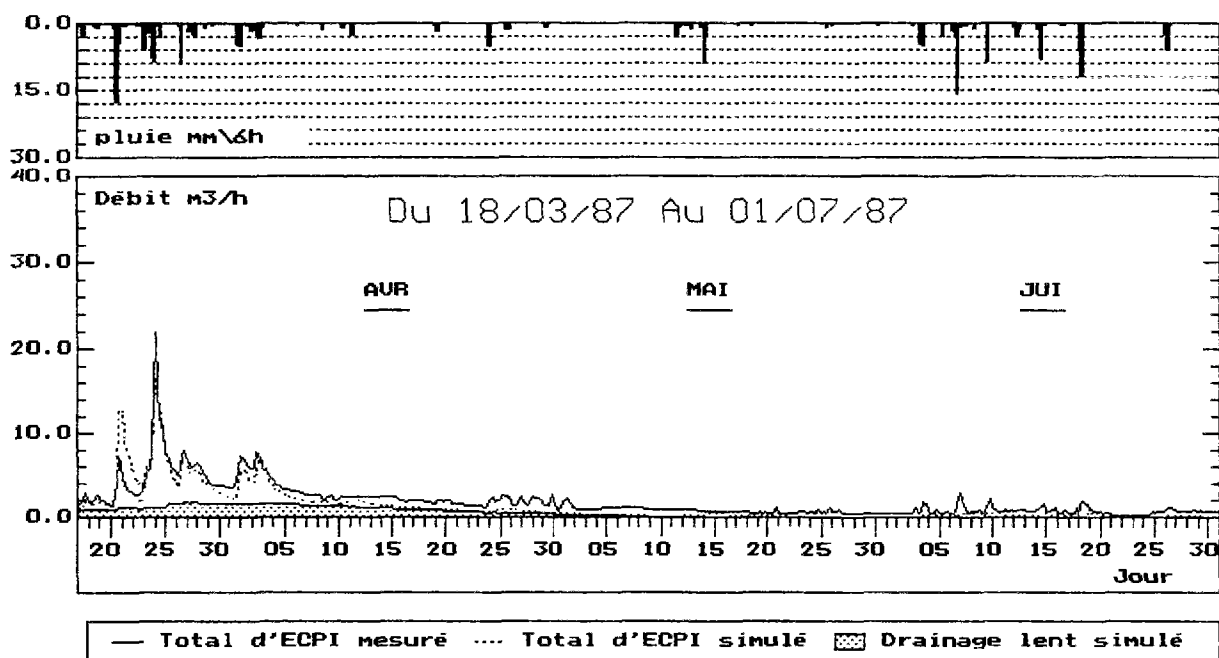


Figure A2.5 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1a (site: LCPC)

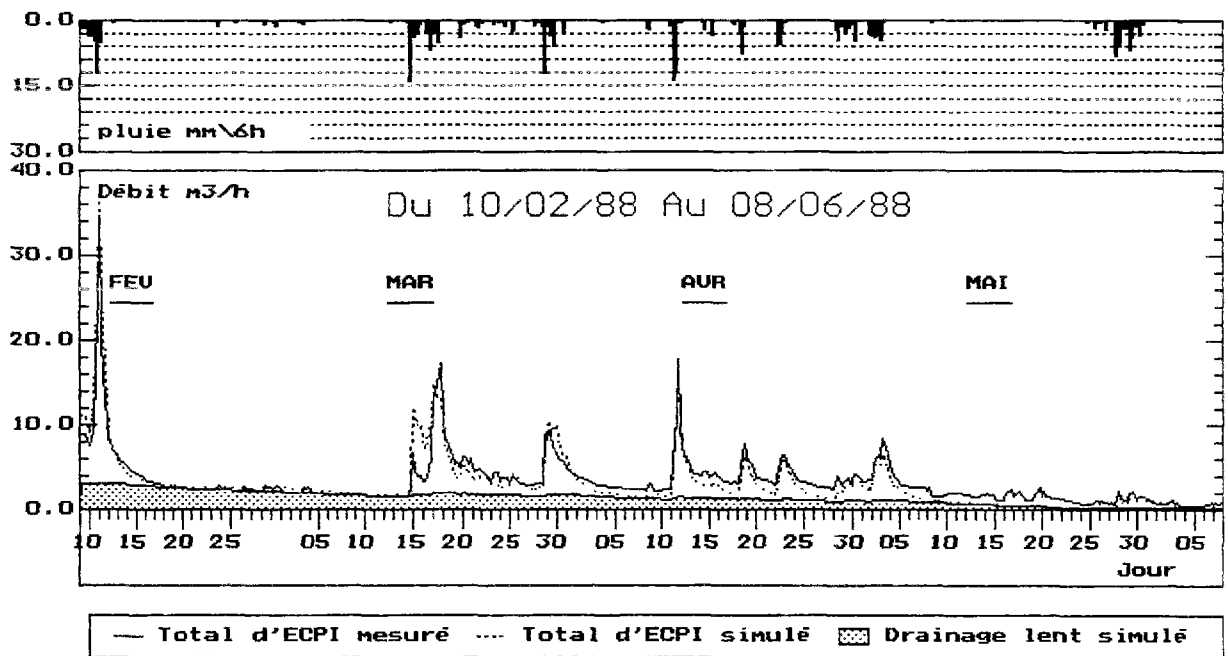
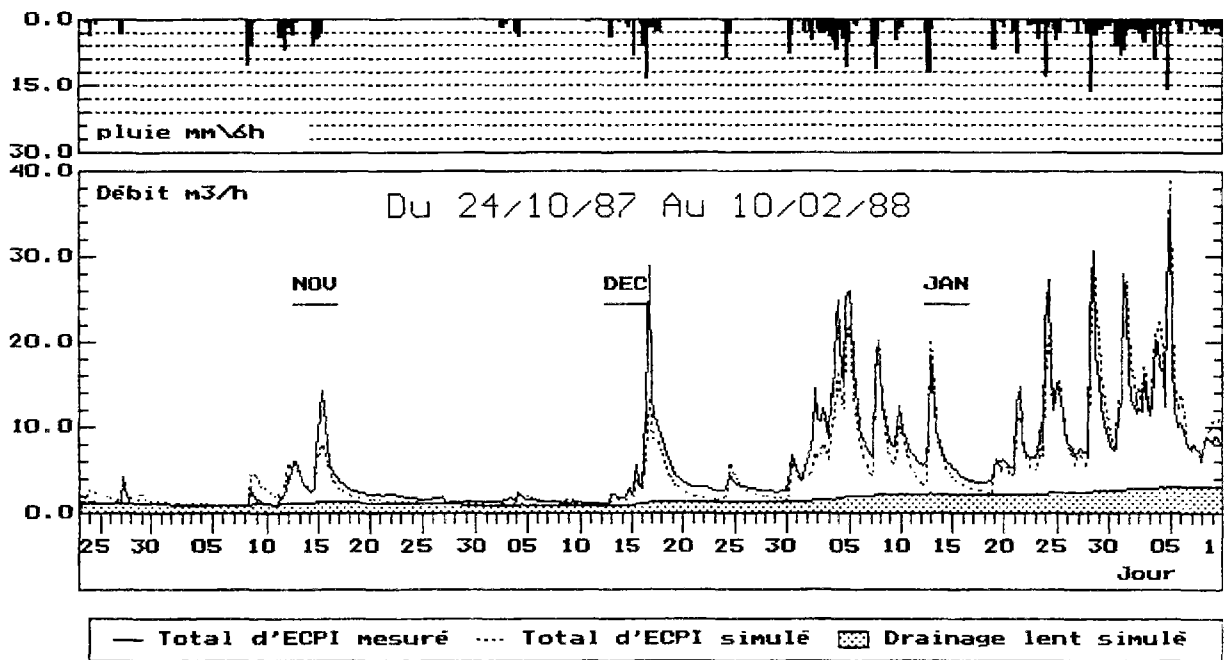


Figure A2.5 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M1a (site: LCPC)

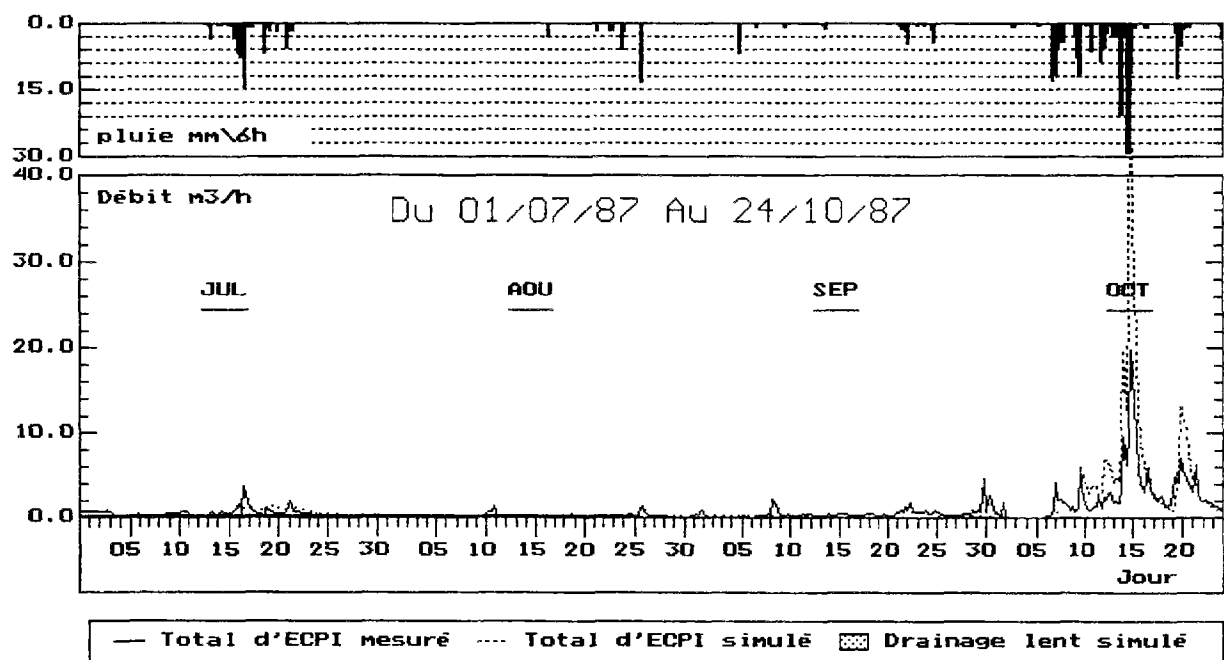
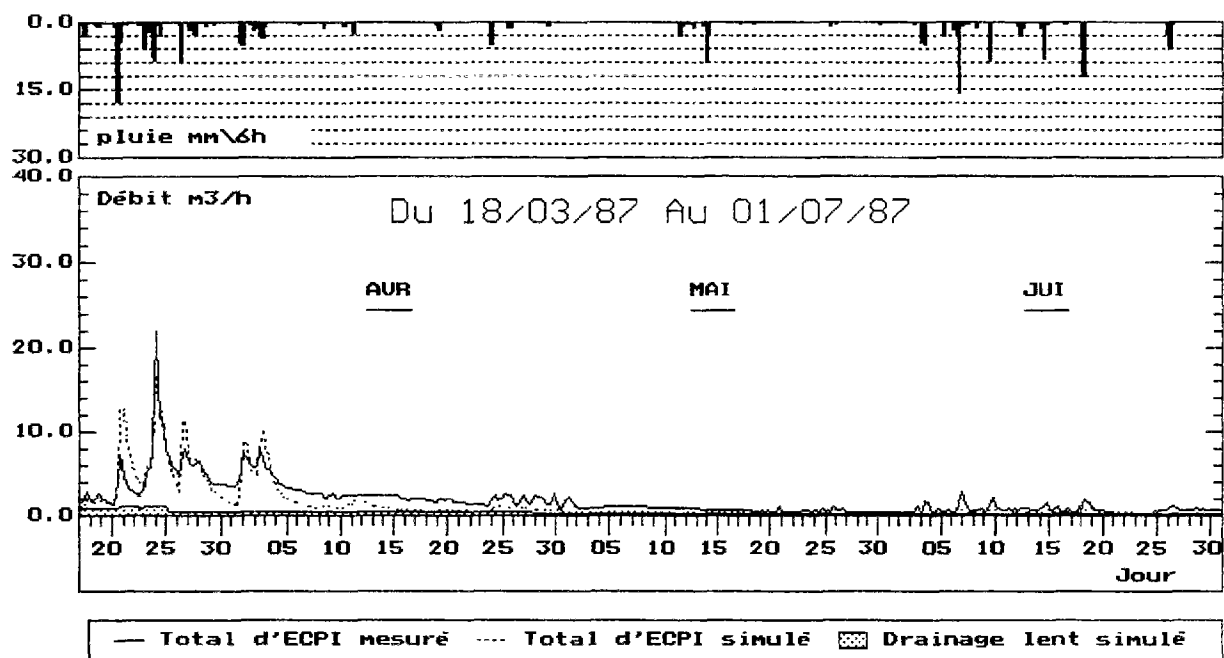


Figure A2.6 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M2 (site: LCPC)

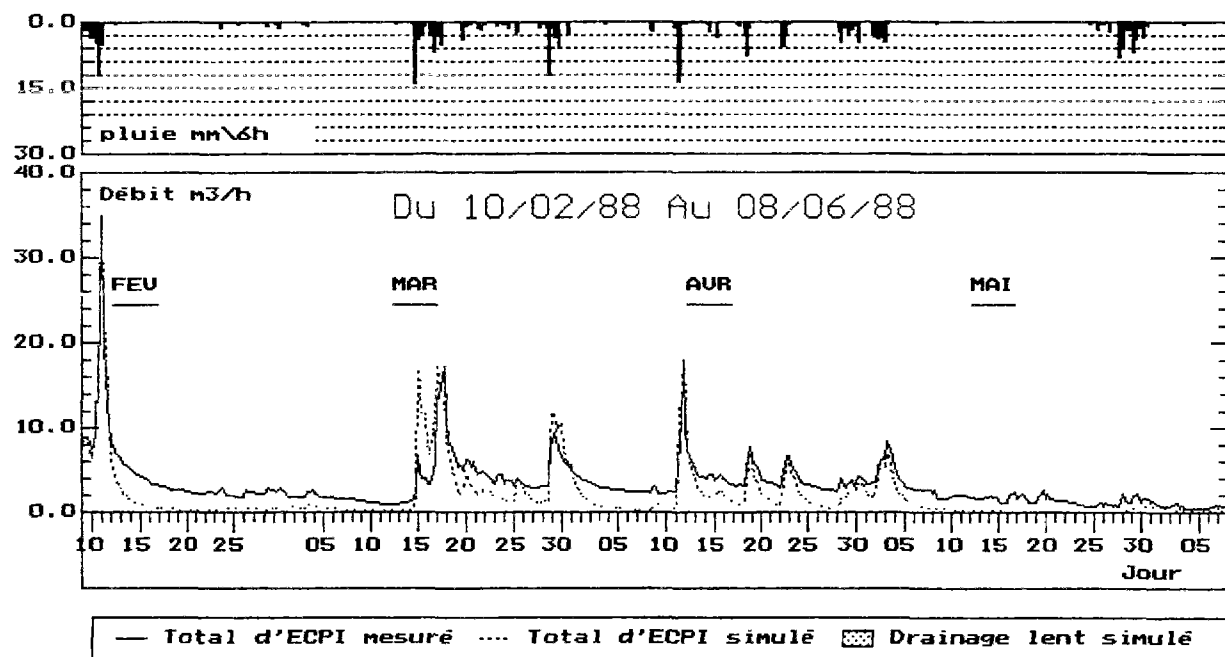
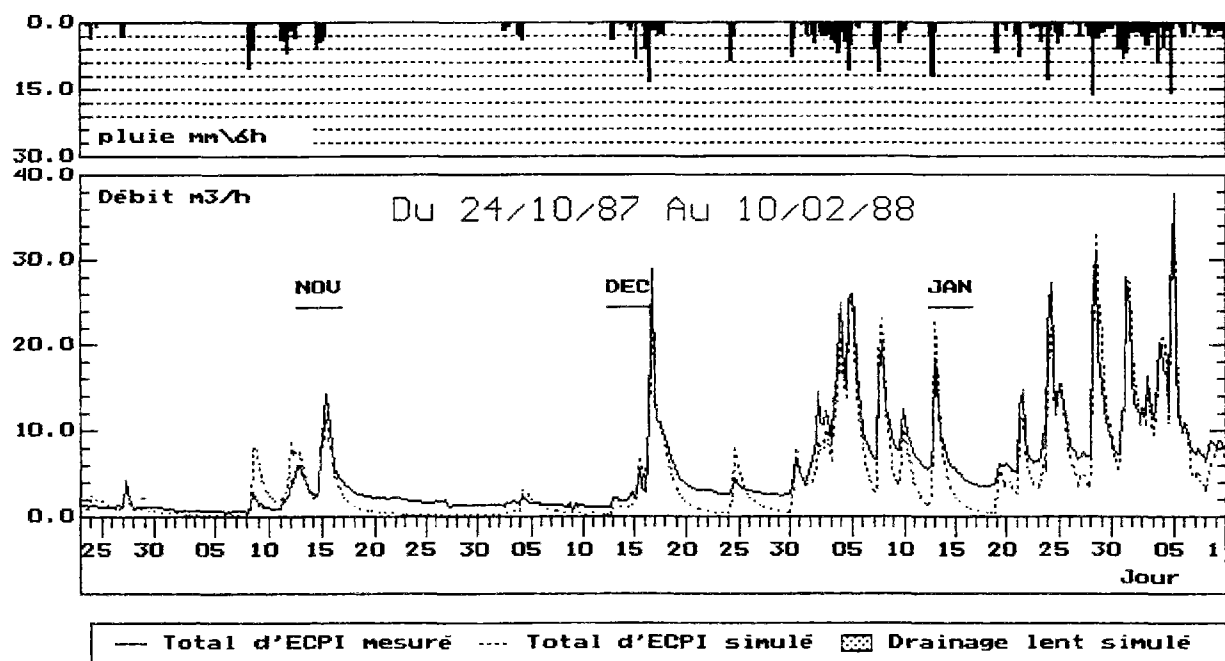


Figure A2.6 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M2 (site: LCPC)

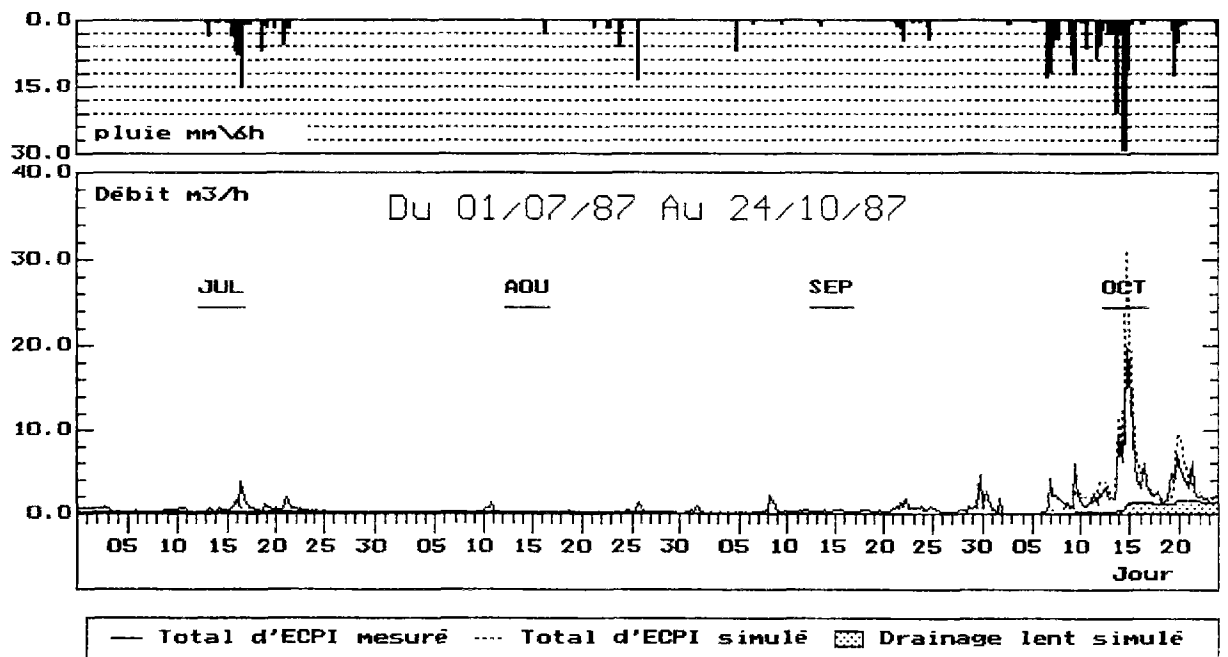
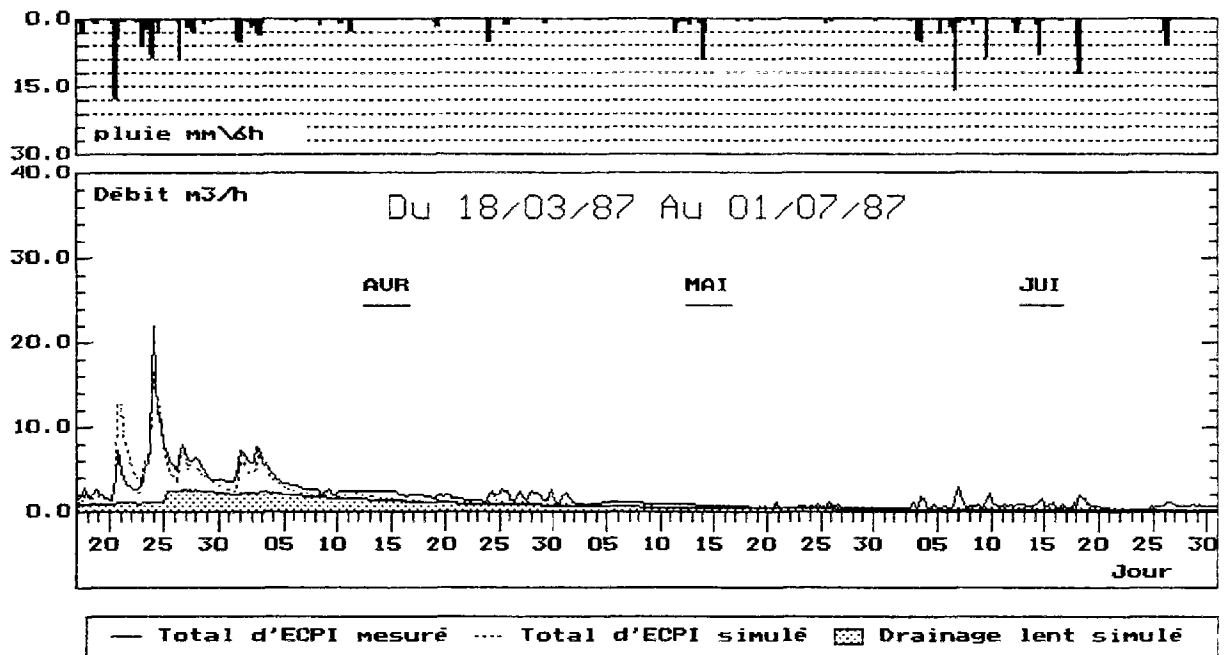


Figure A2.7 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M3 (site: LCPC)

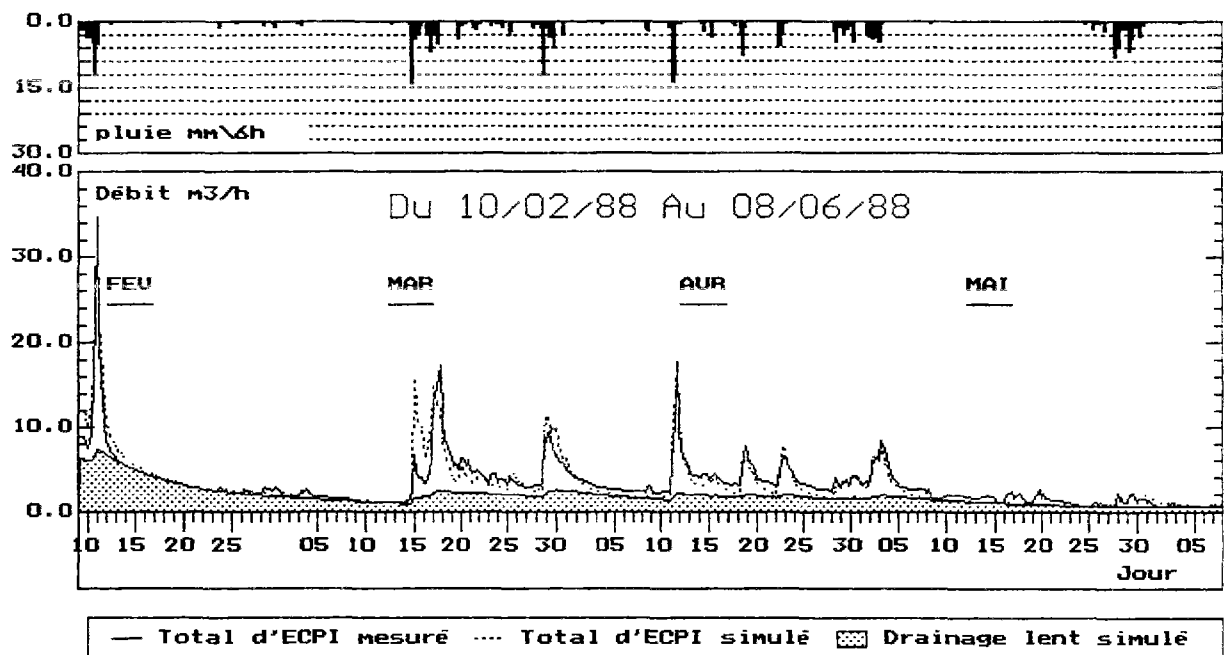
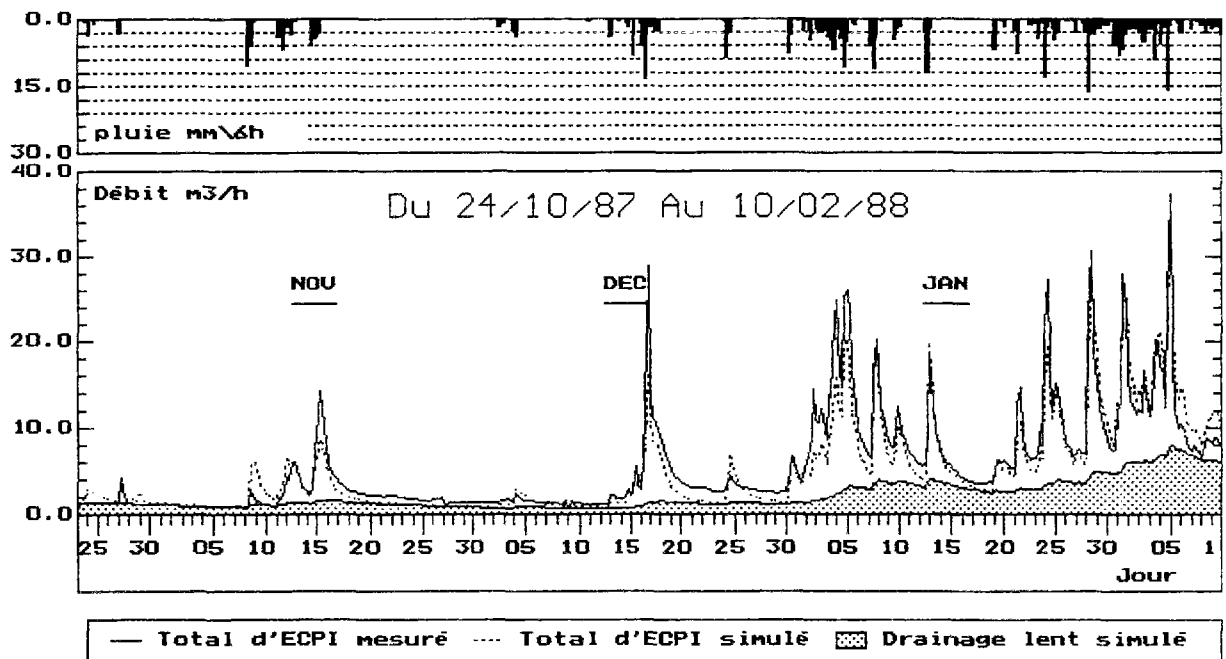


Figure A2.7 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M3 (site: LCPC)

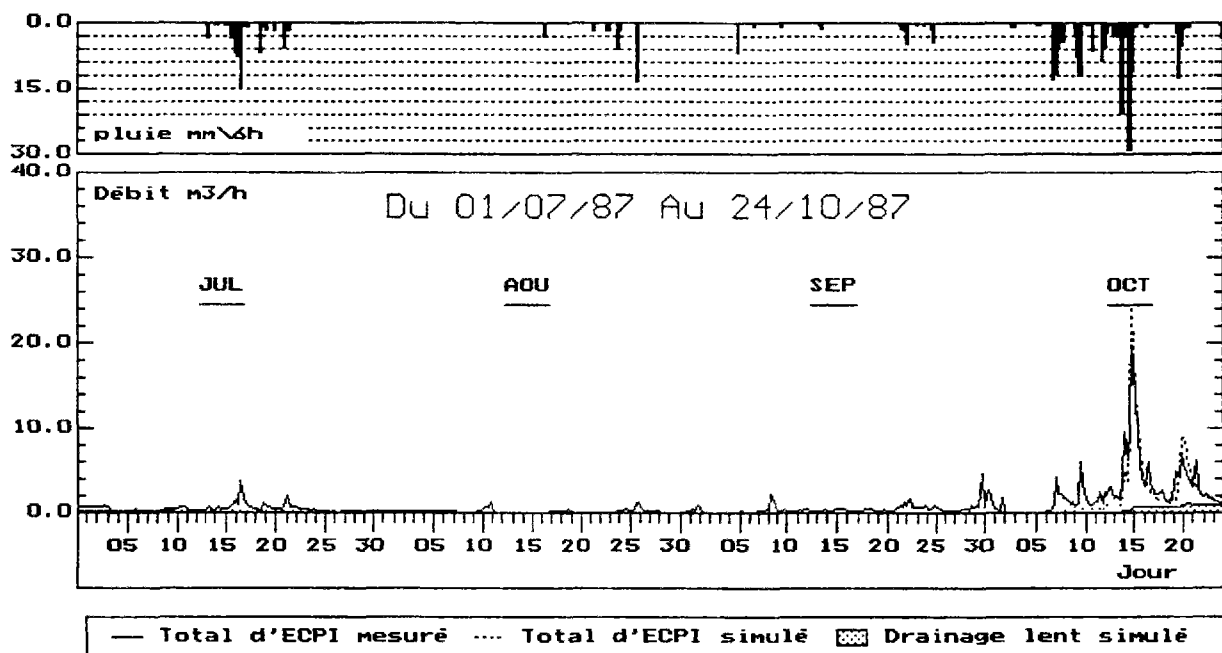
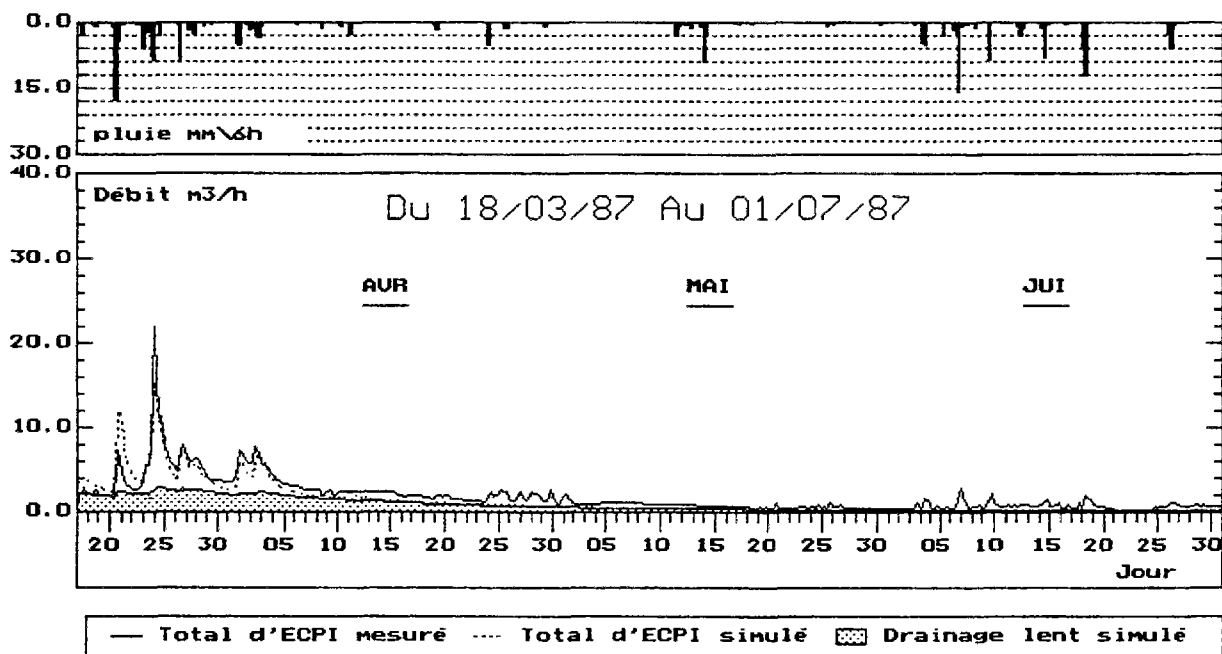


Figure A3.8 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M4 (site: LCPC)

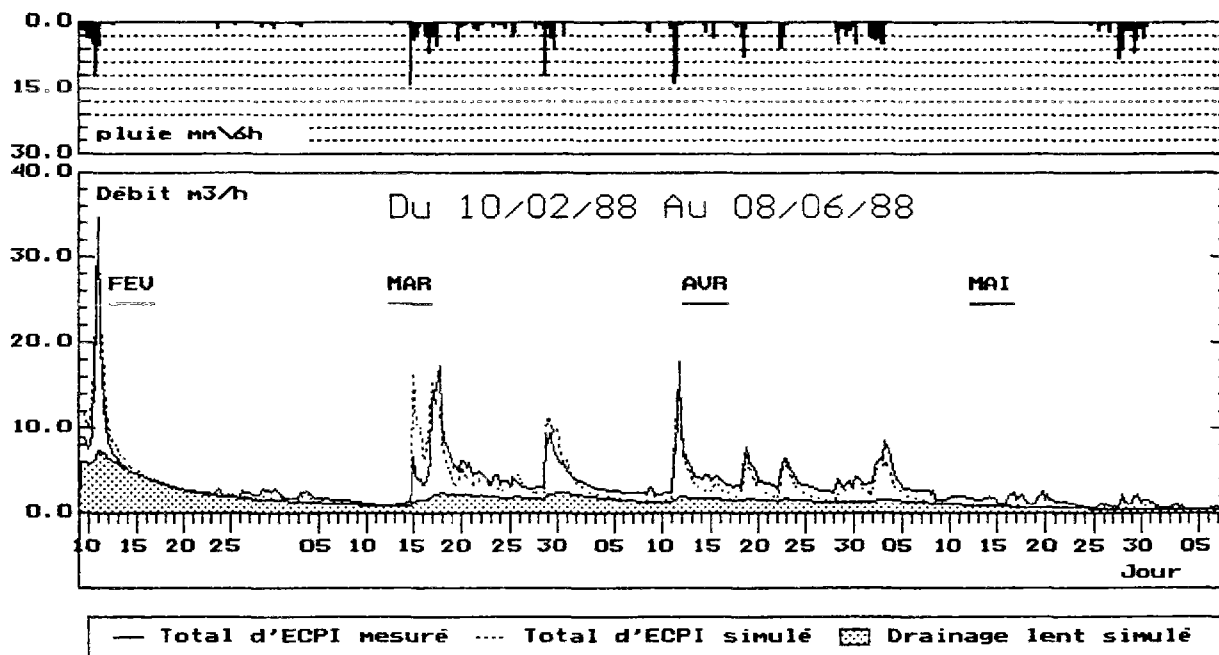
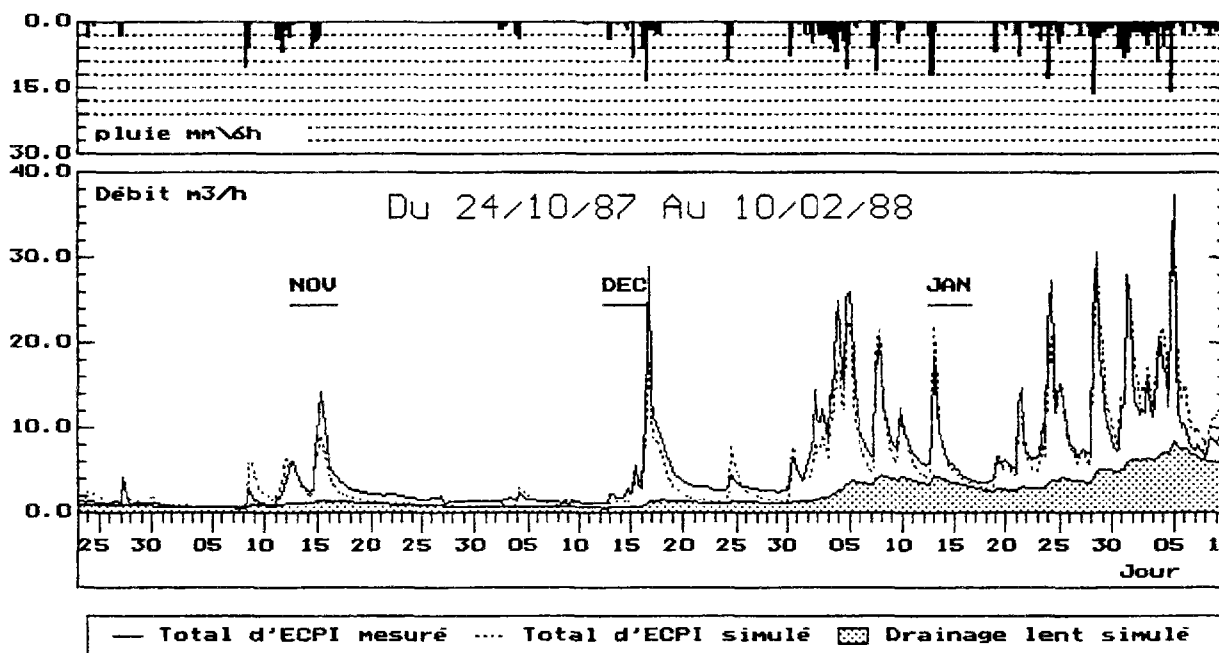


Figure A3.8 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M4 (site: LCPC)

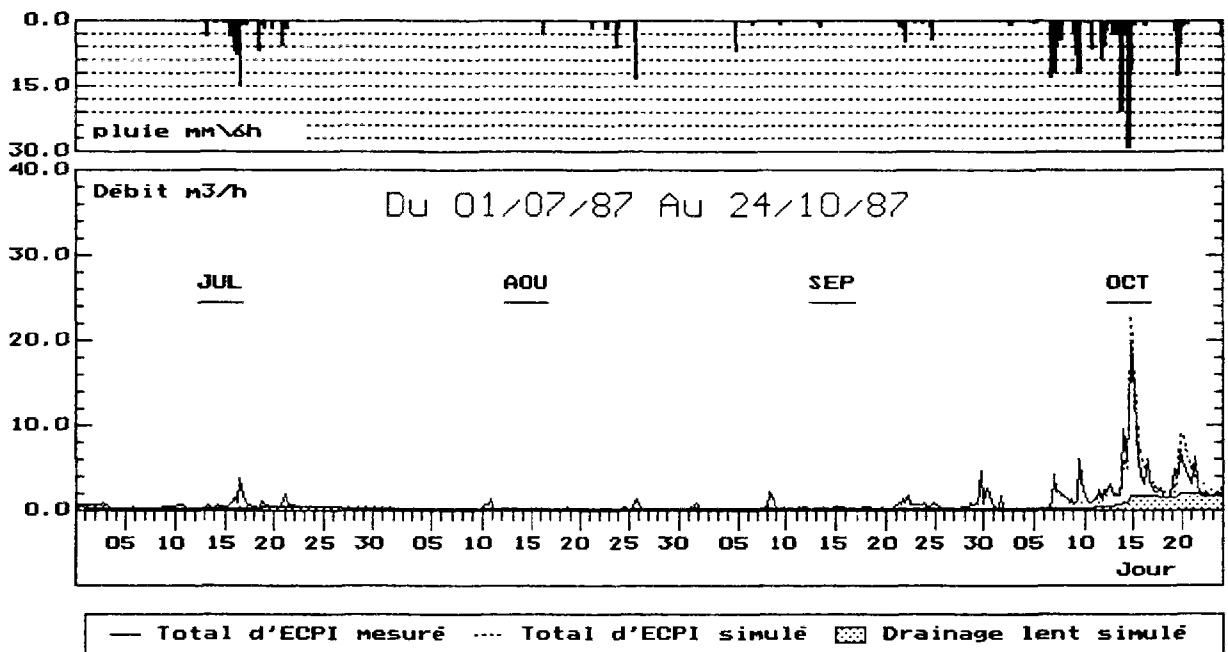
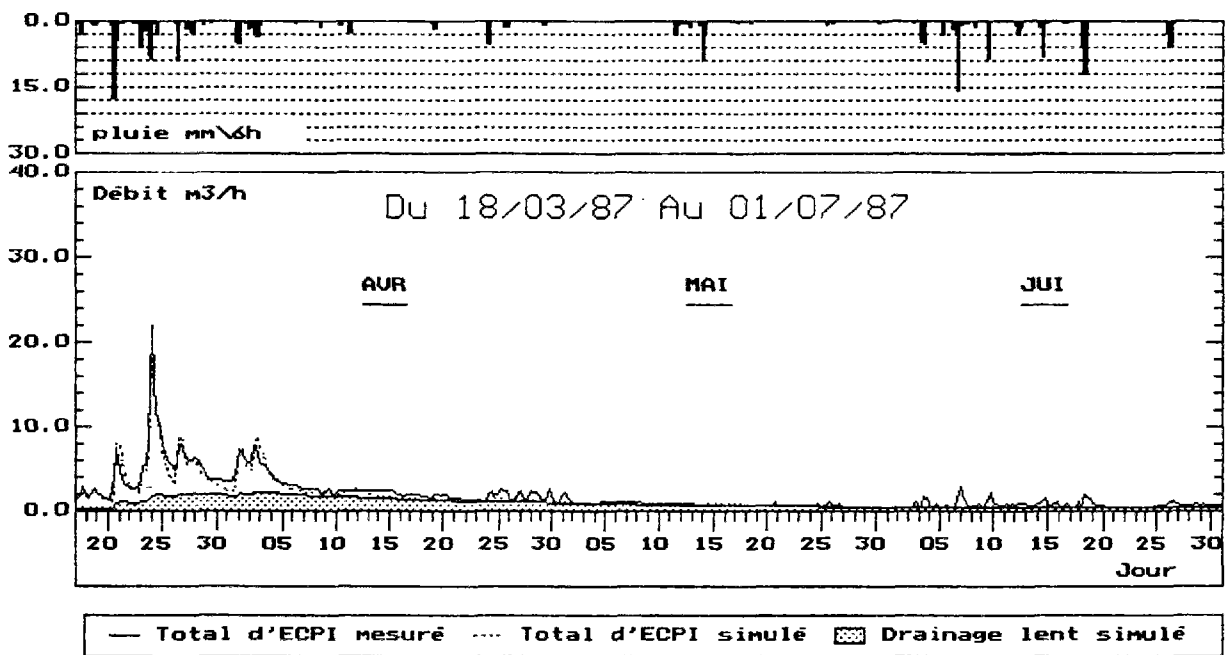


Figure A3.9 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M5 (site: LCPC)

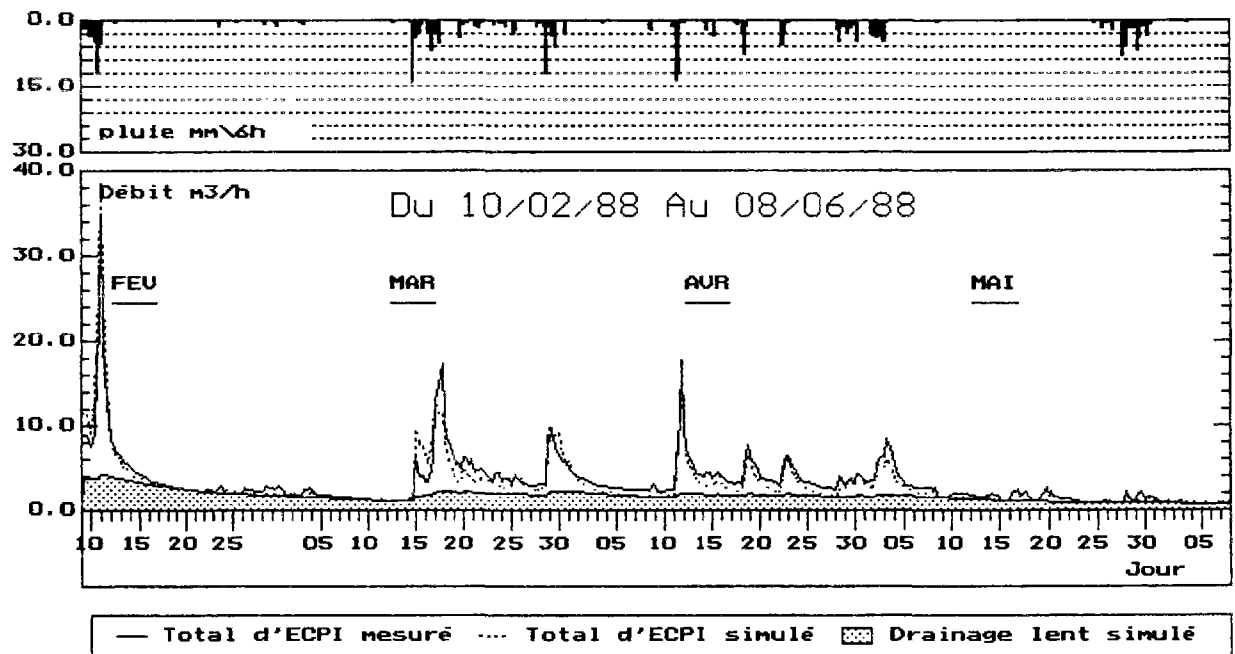
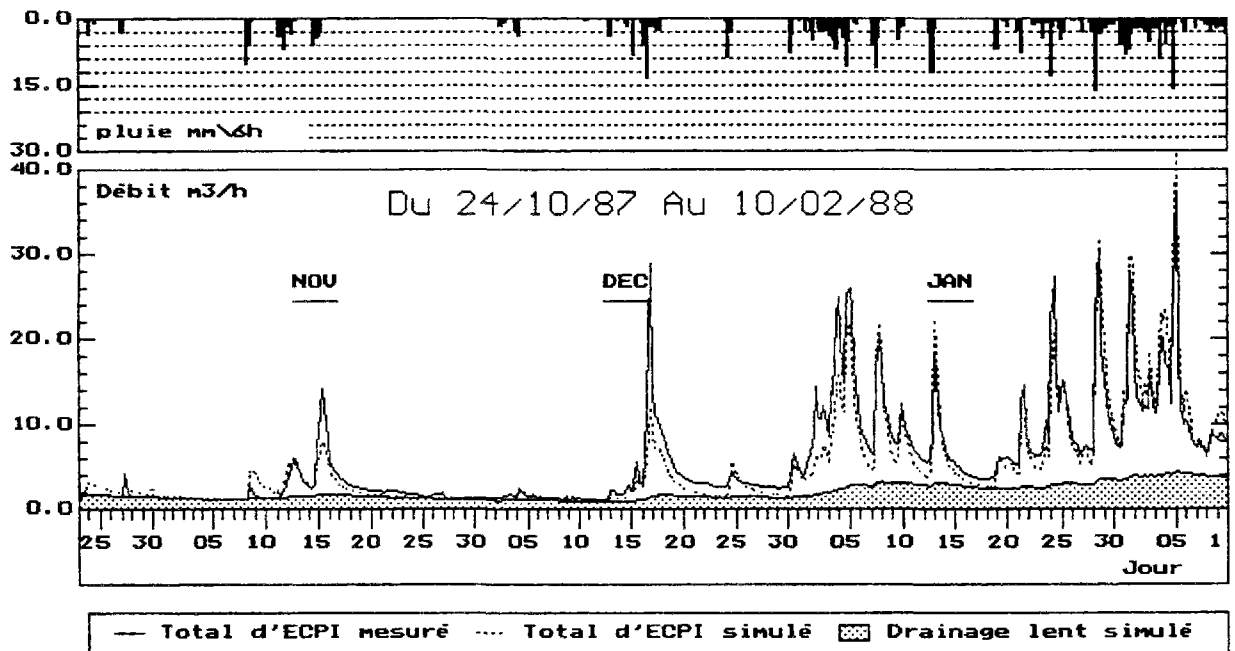


Figure A3.9 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M5 (site: LCPC)

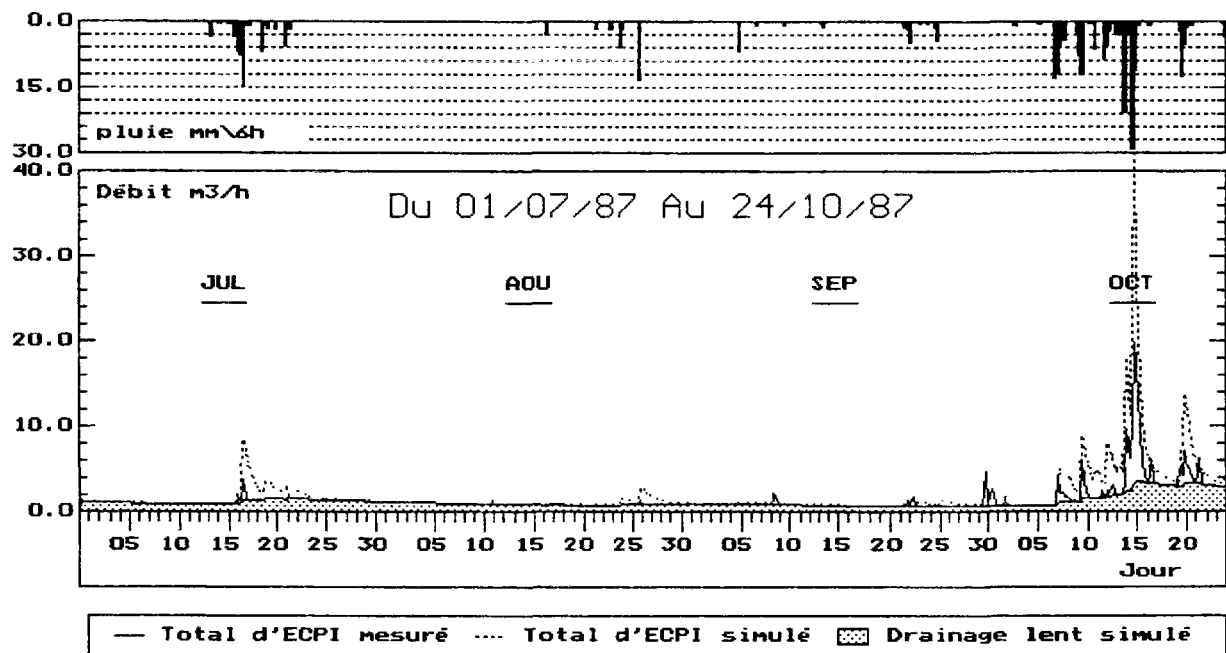
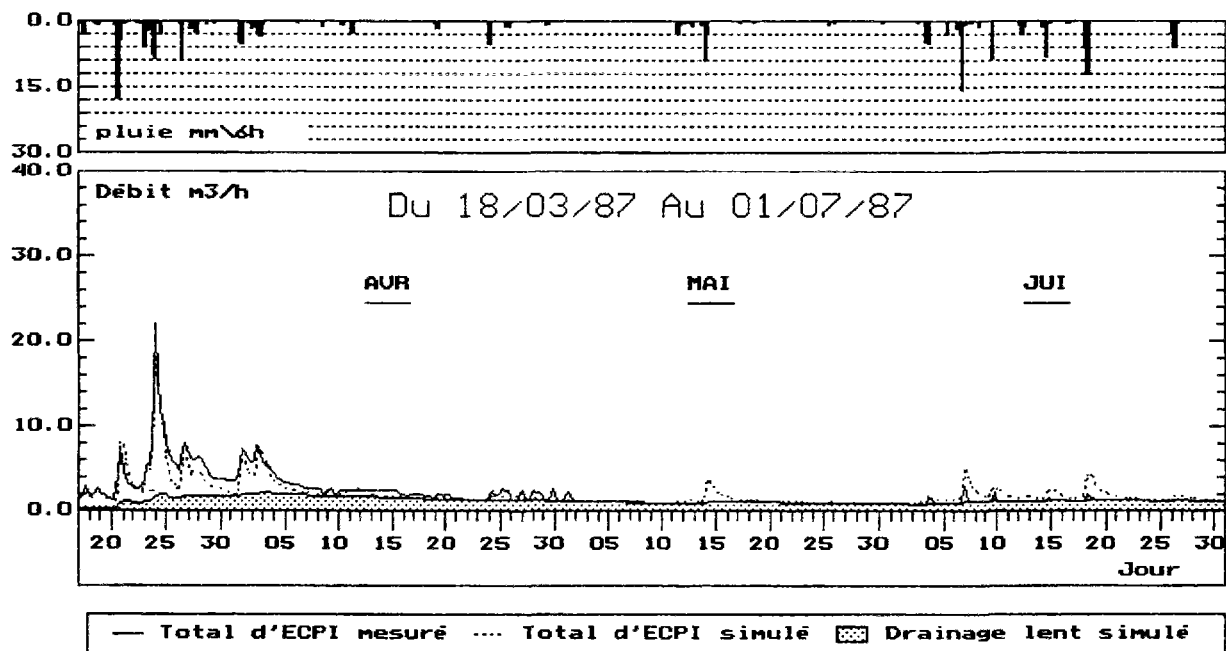


Figure A3.10 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M6 (site: LCPC)

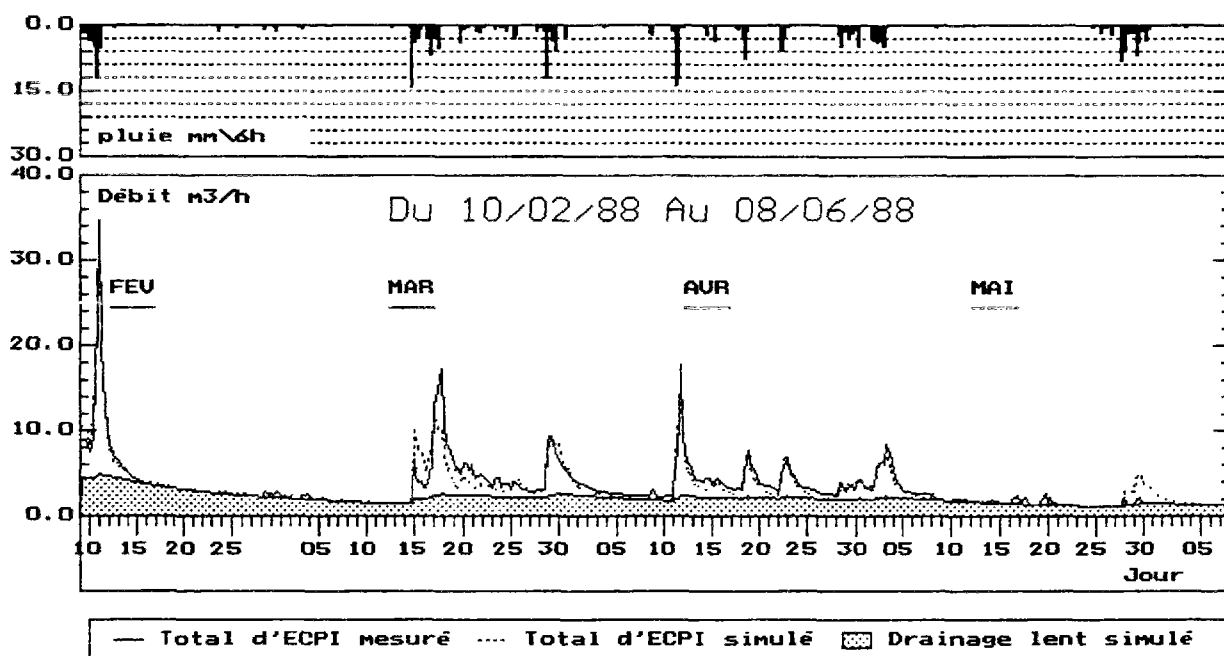
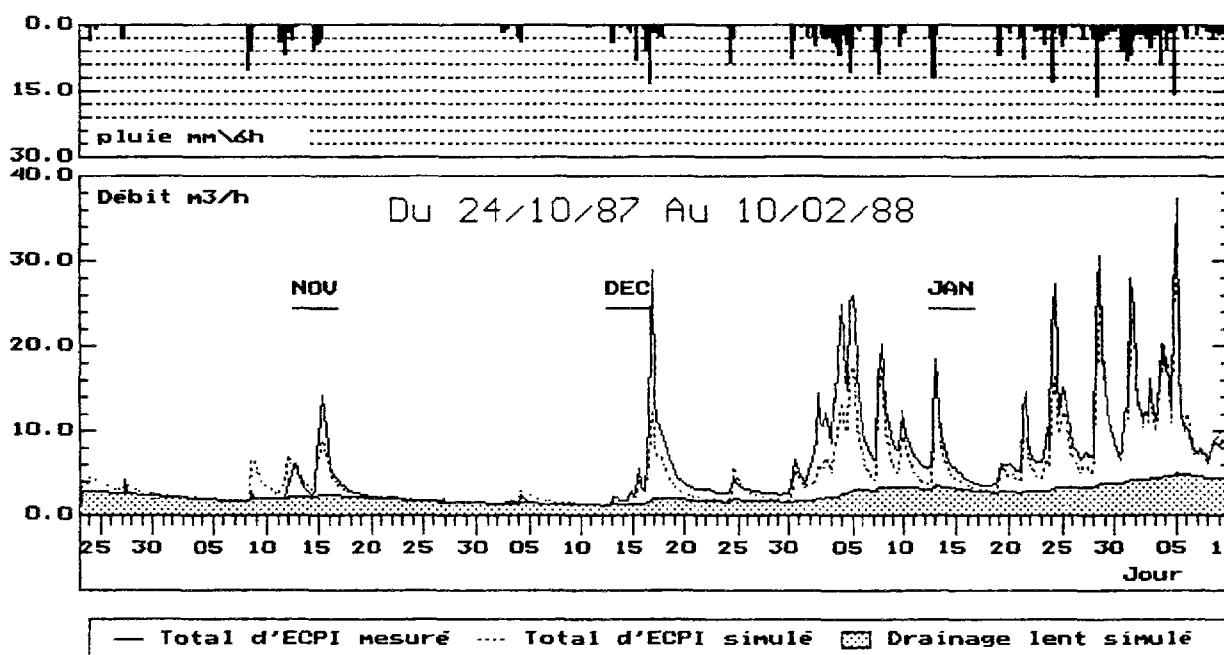


Figure A3.10 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M6 (site: LCPC)

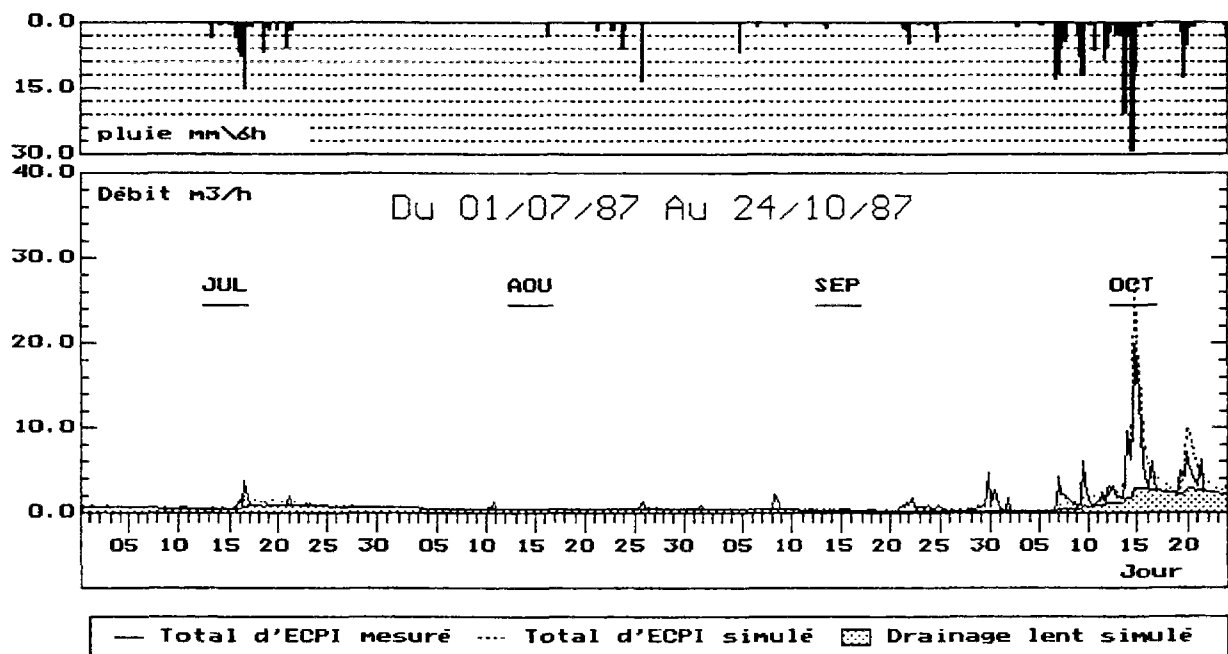
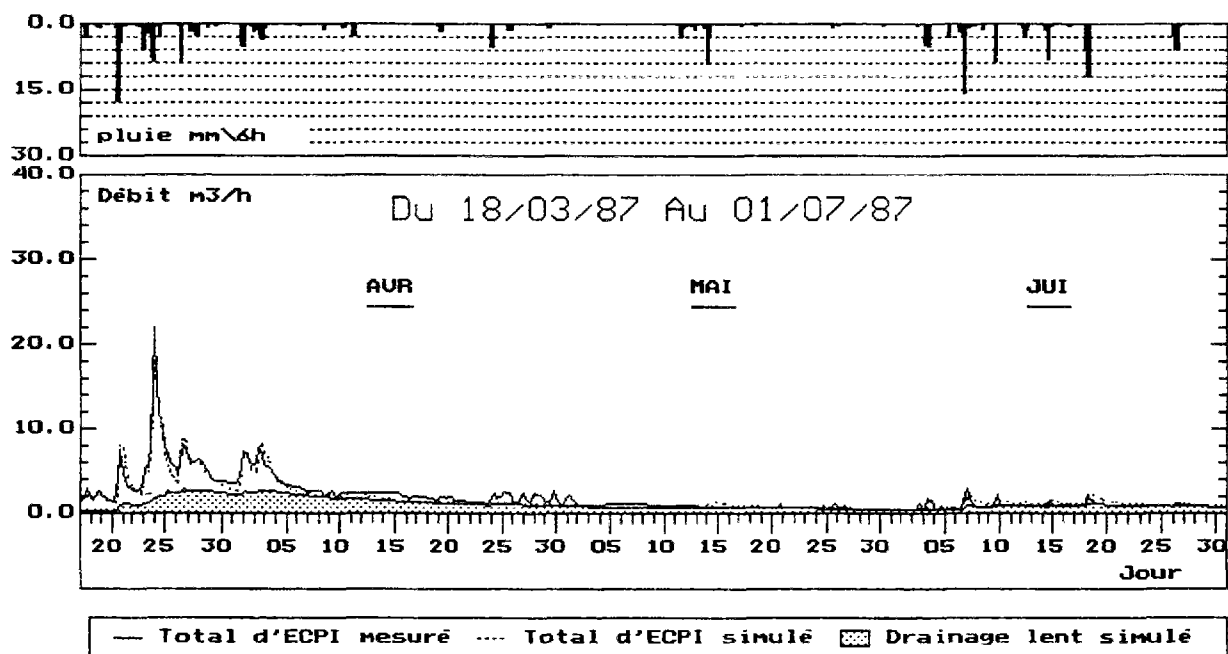


Figure A3.11 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M7 (site: LCPC)

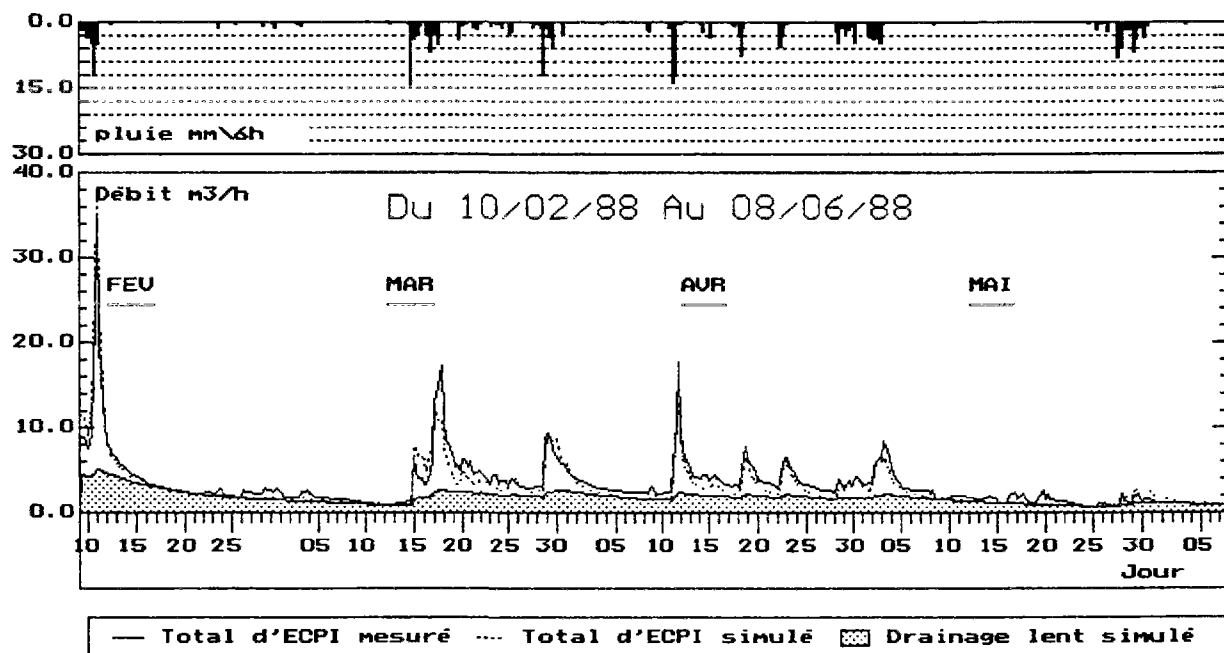
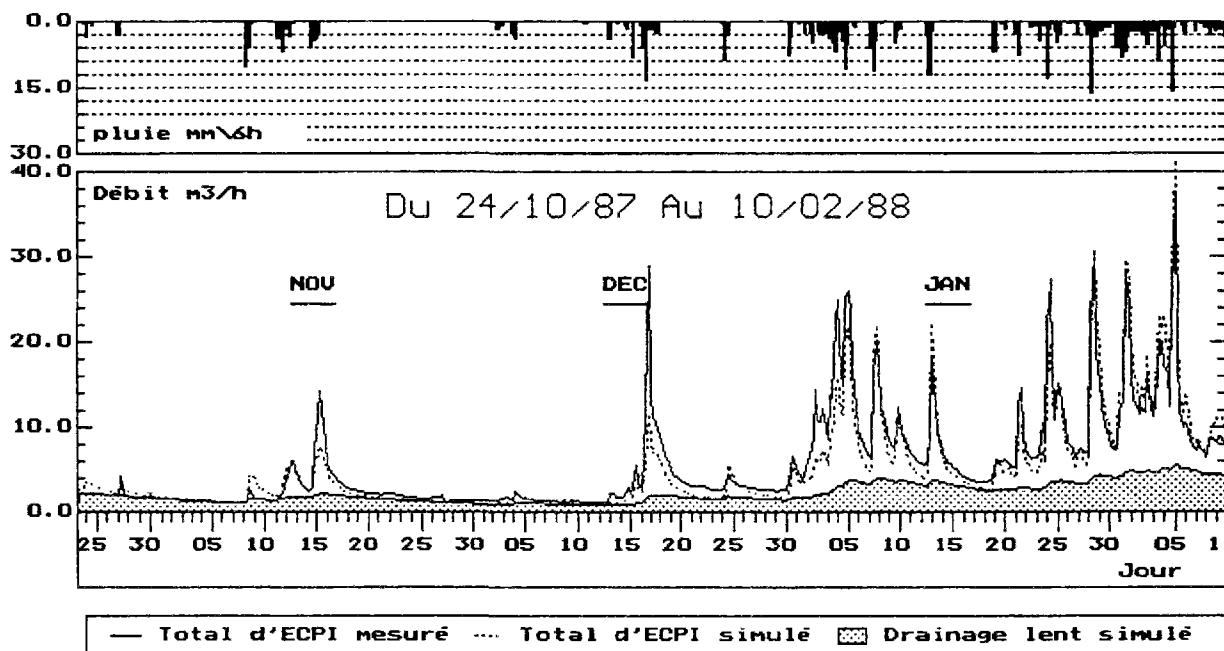


Figure A3.1 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M7 (site: LCPC)

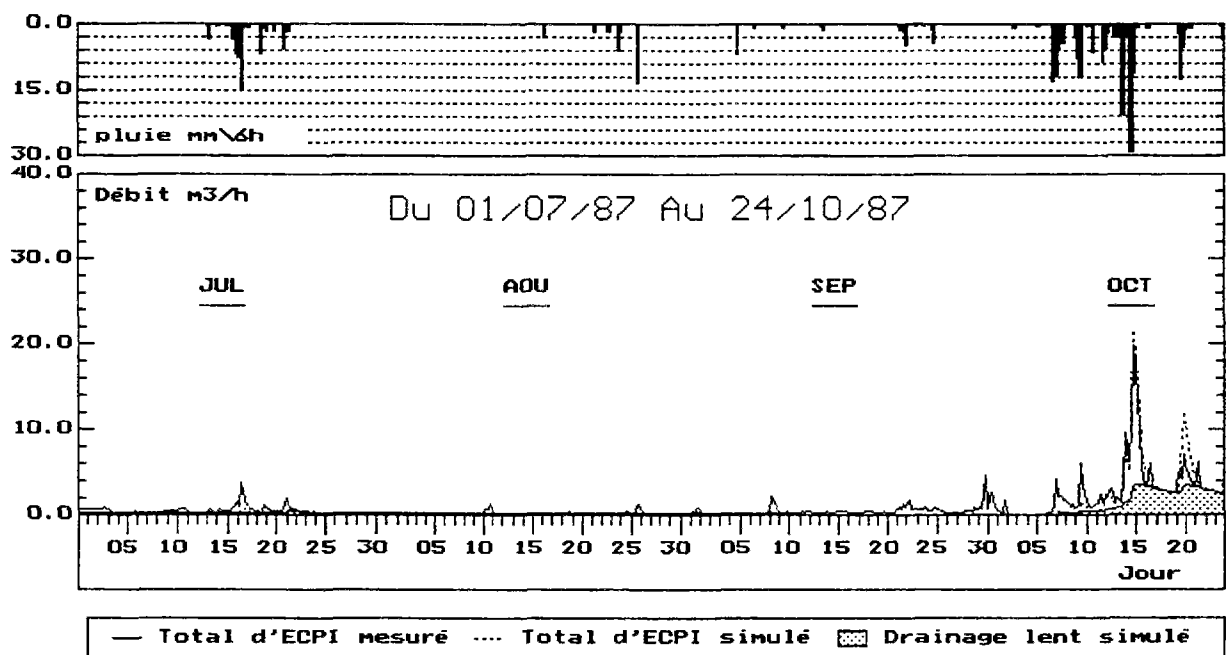
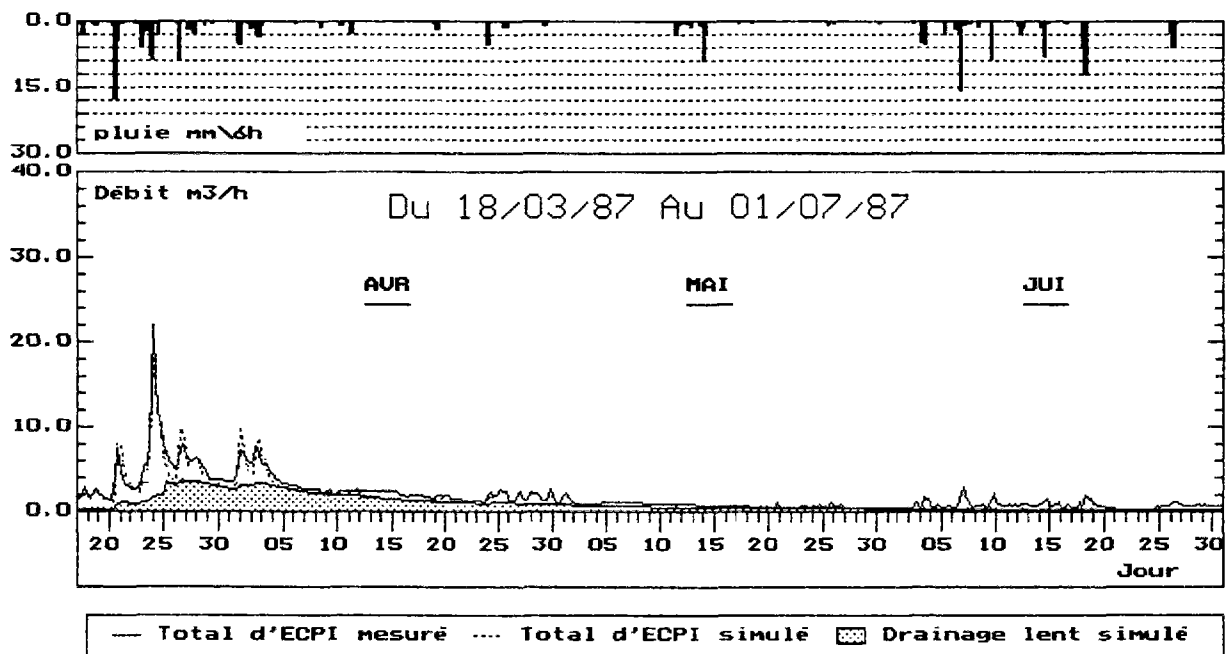


Figure A3.12 (début): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M8 (site: LCPC)

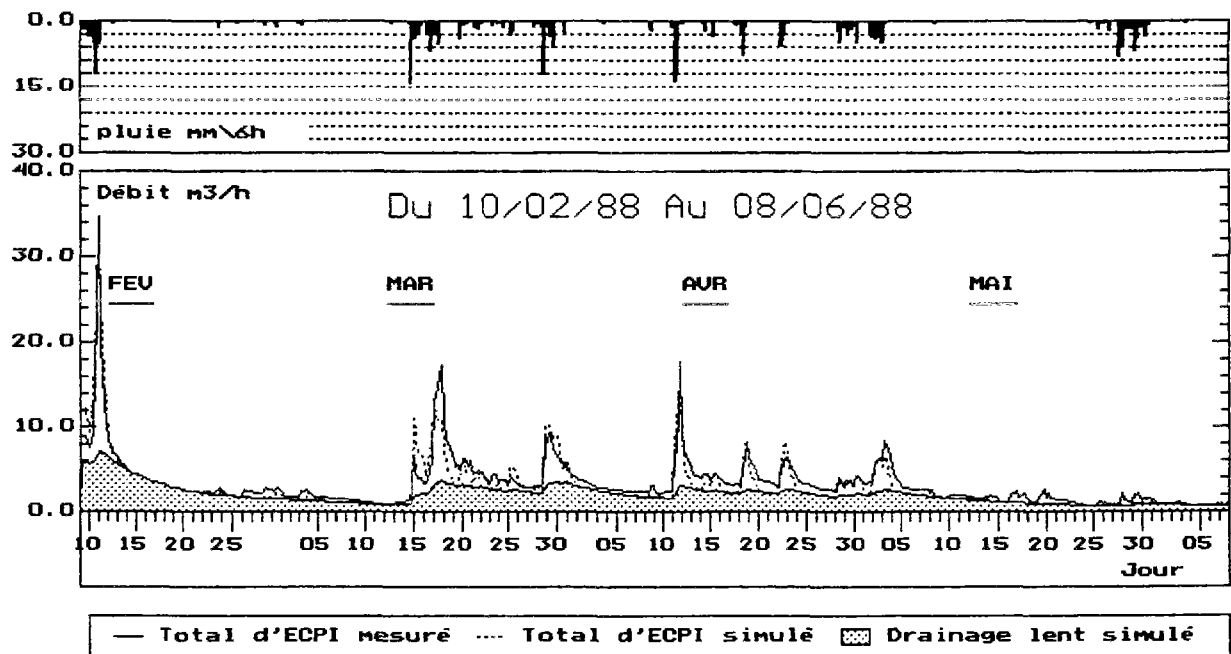
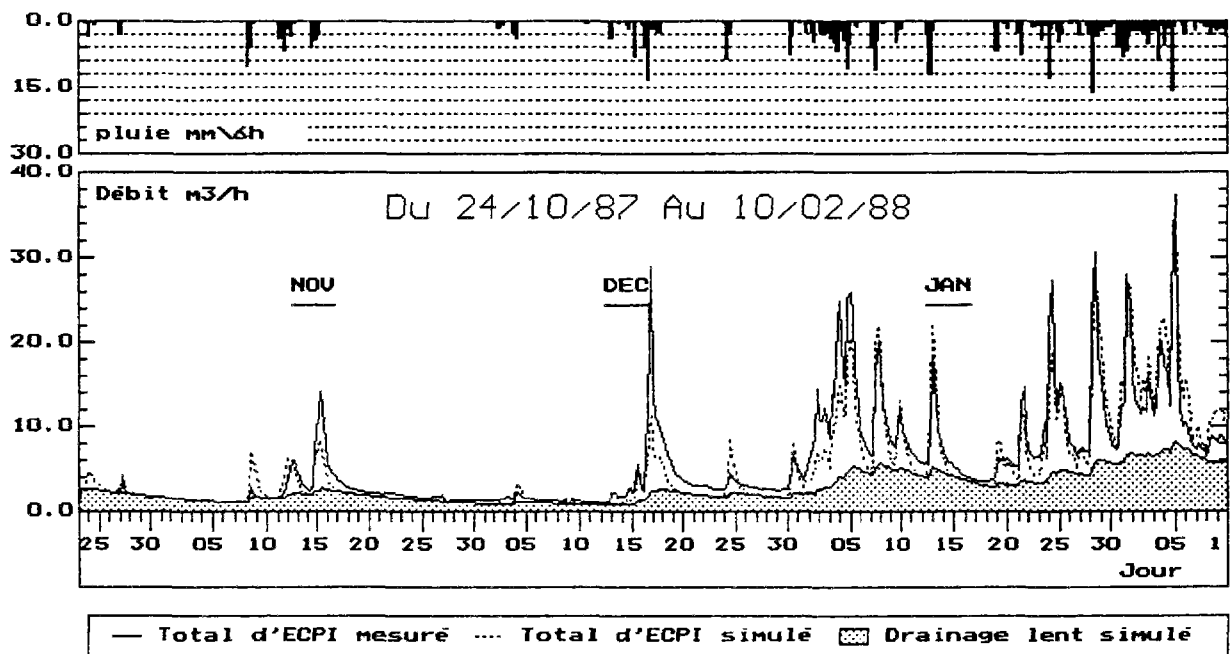


Figure A3.12 (suite): Débits d'ECPI mesurés et simulés par le modèle M8 (site: LCPC)

A2.2. LA METHODE D'OPTIMISATION DU RECUIT SIMULE

L'algorithme de recuit simulé introduit par Kirkpatrick et al., 1983 est basé sur une analogie avec la thermodynamique et plus particulièrement avec les processus physiques intervenant dans la cristallisation des liquides ou le recuit des métaux. A haute température, les molécules d'un liquide se déplacent librement les uns par rapport aux autres. Si ce liquide est refroidi lentement, la mobilité thermique diminue progressivement et les atomes sont souvent capables de s'aligner les uns à coté des autres pour former un cristal pur dont la structure est complètement ordonnée dans toutes les directions. Ce cristal constitue alors l'état d'énergie minimale pour ce système. Par contre, si un métal liquide est refroidi rapidement ou encore "trempé", il n'atteint pas cet état mais fini plutôt en une structure polycristaline ou amorphe qui présente une énergie plus importante.

L'élément clé de ce processus est donc la faible vitesse de refroidissement qui permet de donner aux atomes le temps nécessaire pour une meilleure redistribution au fur et à mesure que leur mobilité thermique diminue. Ce principe du recuit en métallurgie est donc essentiel pour s'assurer de la stabilité de la structure obtenue et de son état énergie.

Bien que l'analogie ne soit pas tout à fait parfaite, il est possible de penser que les méthodes d'optimisation classiques correspondent, dans un sens thermodynamique, à un refroidissement rapide. En effet, dans la plupart des cas, ces méthodes procèdent à partir d'un jeu de paramètres initial à la recherche de l'optimum le plus proche sans exploration de zones lointaines.

Si on considère maintenant un système constitué d'un grand nombre de particules, et qu'on caractérise un état de ce système comme la donnée des états de l'ensemble des particules, la probabilité de trouver ce système à un état donné est proportionnelle au facteur de Boltzmann $\exp(-E/T)$, où E représente l'énergie de cet état et T la température. Ainsi, la probabilité pour que le système passe d'un état d'énergie E_1 à un autre E_2 est obtenue par la relation suivante:

$$P = \exp [- (E_2 - E_1) / T]$$

Metropolis, 1953 a proposé un algorithme simple pour simuler l'évolution d'un système en équilibre à une température T donnée. A chaque étape de la simulation, on calcule la variation de l'énergie du système ΔE , si $\Delta E \leq 0$, le déplacement est accepté puisqu'il

correspond à une diminution de l'énergie du système ($P = 1$). Cependant, le cas où $\Delta E > 0$ est traité d'une manière probabiliste: la probabilité d'accepter le déplacement est $P = \exp(-\Delta E/T)$.

L'avantage de cet algorithme est de ne pas refuser systématiquement une évolution qui correspond à une augmentation de l'état d'énergie du système mais de pouvoir l'accepter avec une certaine probabilité d'occurrence.

L'utilisation de l'algorithme de Metropolis dans d'autres domaines que la thermodynamique nécessite de disposer des éléments suivants: (1) une description des différentes configurations possibles du système, (2) un générateur de changements aléatoires dans la configuration du système, ces changements constituent les différentes "options" pour l'évolution du système, (3) une fonction coût CR (analogue à l'énergie) dont la minimisation constitue l'objectif de la procédure, (4) un paramètre de contrôle T (analogue à la température) ainsi que sa vitesse de décroissance.

On peut expliciter de façon intuitive cette méthode sur la minimisation d'une fonction d'une variable réelle x . En effet, si on part d'une valeur x_0 qui correspond à l'état initial représenté sur le graphe suivant.

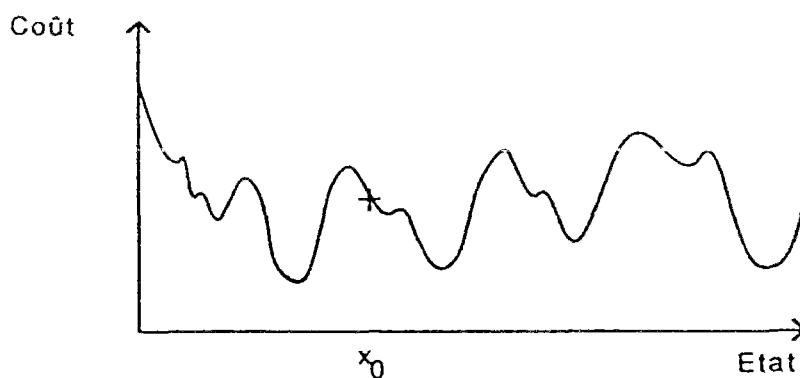


Figure A2.2.1: Illustration du problème d'optimisation d'une fonction à un paramètre.

Le paramètre de contrôle T est fixé au départ à une valeur élevée et à chaque étape, on examine la possibilité de faire varier x de Δx dans un sens quelconque. La variation est acceptée suivant la règle de Metropolis. Comme T est élevé, on va accepter des "sauts"

importants sur ce graphe et qui vont amener x au voisinage du minimum global avec une bonne probabilité, alors qu'une méthode de descente de gradient, par exemple, aurait été rapidement coincée dans un minimum local.

On diminue ensuite T progressivement pour diminuer la mobilité de la variable x au voisinage du minimum global afin qu'elle puisse l'atteindre.

Une autre représentation intuitive de cet algorithme est d'imaginer une bille lâchée au-dessus du paysage d'énergie correspondant à E . Au début, on "agite" beaucoup le paysage (valeur de T élevée) afin que la bille puisse passer d'une vallée à une autre. Puis, progressivement, on diminue l'agitation (c'est à dire T), de façon à piéger la bille dans une des vallées les plus profondes. A la fin, on arrête totalement l'agitation pour que la bille tombe au fond de cette vallée qui correspond à un minimum absolu de E . Le paramètre de contrôle T peut être également interprété comme un moyen pour "aplatir le relief" (figure A2.2.2):

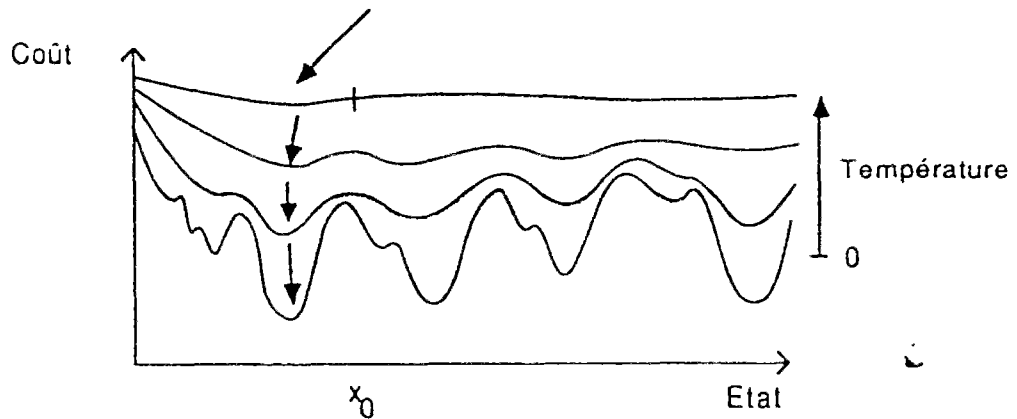


Figure A2.2.2: Illustration du rôle du paramètre de contrôle T (température).

Au départ, les fortes valeurs de T nivellent le paysage. Son abaissement progressif permet ensuite d'en retrouver tous les accidents.

L'idée de base du recuit simulé peut être donc appliquée pour résoudre des problèmes d'optimisation surtout dans le cas où la fonction à minimiser (ou à maximiser) $f(x)$, x étant un vecteur de dimension N , présente plusieurs minima locaux.

Comme déjà mentionné les éléments nécessaires pour l'application de la procédure de Metropolis sont les suivantes: la valeur de f est la fonction objectif, l'état du système est définie par le vecteur de paramètres x , le paramètre de contrôle T qui se comporte comme la température et pour lequel il faut définir la vitesse de décroissance et enfin un générateur de changements aléatoires dans la configuration du système, c'est à dire une procédure permettant de se déplacer d'une manière aléatoire de x à $x+\Delta x$.

Ce dernier élément est le plus problématique et dans la littérature plusieurs schémas ont été proposés pour choisir le pas Δx . Press et Teukolsky, 1991 notent qu'aucun de ces schémas n'est totalement efficace dans la mesure ou ils ne permettent pas toujours de provoquer des déplacements ascendants au voisinage d'un minimum local. Ils proposent alors d'intégrer la procédure de Metropolis dans la méthode du Simplex proposée par Nelder et Mead, 1964.

Le Simplex est une figure géométrique qui est définie, dans un espace de N dimensions, par $N+1$ points ainsi que les segments qui les relient, les faces des polygones, Par exemple, dans un espace à deux dimensions, le simplex est un triangle, dans un espace à trois dimensions c'est un tétraèdre, qui n'est pas nécessairement régulier.

Dans sa forme classique, la méthode du Simplex ne démarre pas donc avec un seul point X_0 , mais avec $N+1$ points qui constituent le simplex initial. Ces points peuvent être obtenus par exemple à partir de x_0 de la manière suivante:

$$X_i = X_0 + \lambda e_i \quad i = 1, \dots, N$$

où e_i sont N vecteurs unité et λ est une constante qui peut être choisie en fonction de l'échelle de variation des paramètres.

Par la suite, la méthode consiste à évaluer la fonction objectif pour chacun des points X_i et à procéder à chaque étape, à écarter le point qui présente la valeur la plus élevée de la fonction objectif et à le remplacer par un autre point situé sur la face opposée du simplex. Cette étape s'appelle **réflexion** et la déformation du simplex s'effectue de manière à conserver son volume. Lorsqu'une amélioration de la valeur de la fonction critère peut être obtenue en allant plus loin dans l'une ou l'autre des directions, on procède alors à une **expansion** du simplex pour prendre des pas de déplacement plus longs. Cependant, lorsque la méthode atteint une vallée étroite, le simplex subit des **contractions** successives afin de pouvoir descendre encore et atteindre l'optimum. Ces différentes phases sont illustrées par la figure A2.2.3.

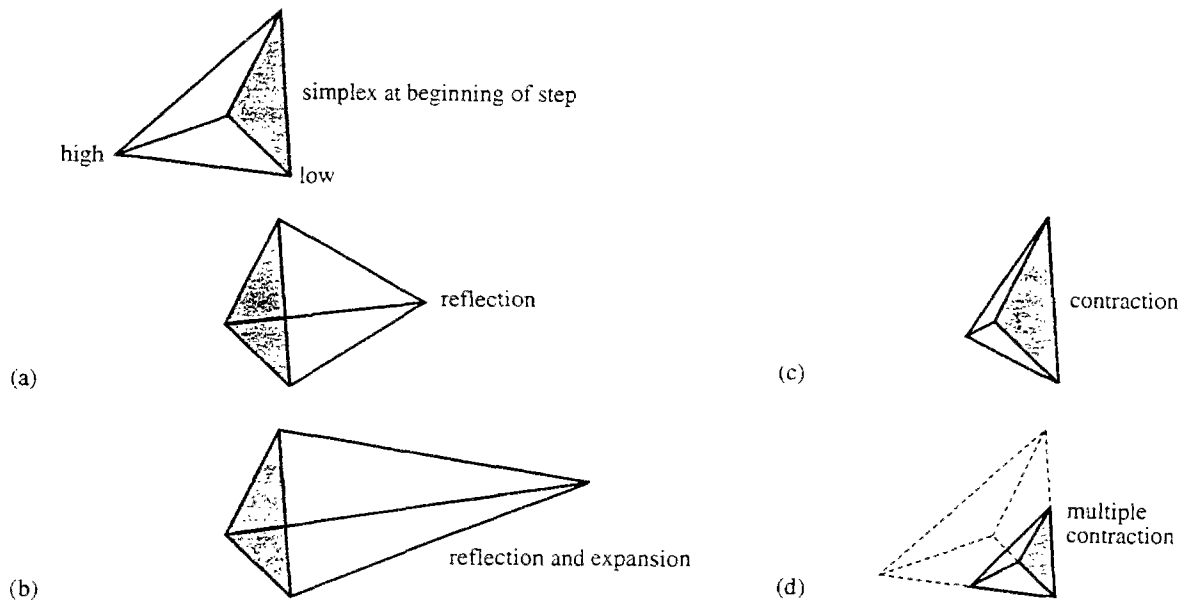


Figure A2.2.3: Illustration des différentes phases de la méthode du simplexe.

Pour utiliser la méthode du simplexe dans la procédure du recuit simulé, on remplace le point simple qui décrit l'état du système par un simplexe à $N+1$ points. Par la suite, on maintient les mêmes opérations de changement de l'état du système données par la méthode du simplexe: réflexion, expansion et contraction. La procédure de Metropolis est cependant quelque peu modifiée. En effet, on rajoute à la valeur de la fonction critère à chaque point du simplexe, une variable aléatoire positive et proportionnelle au paramètre de contrôle T . Une variable aléatoire similaire est déduite de la valeur de la fonction critère pour chaque nouveau point introduit dans le simplexe. Comme pour la procédure de Metropolis, cette méthode accepte toujours les nouveaux points permettant de diminuer la valeur de la fonction objectif mais parfois elle peut aussi accepter des points entraînant une augmentation de cette valeur. Lorsque le paramètre de contrôle T décroît et tend vers zéro, cet algorithme opère alors exactement comme la méthode classique du simplexe et converge vers l'optimum le plus proche.

L'intérêt est donc d'introduire au départ une valeur élevée du paramètre T qui permet alors d'explorer une vaste région autour du point initial puisque les changements aléatoires dans l'état du système sont proportionnelles à T . Un autre avantage de cette procédure est que la région explorée ne dépend pas directement des propriétés de la surface de réponse et permet de ce fait de surmonter les zones étroites et de ne pas converger vers un optimum local.

Par ailleurs, pour que cette démarche soit efficace, il est nécessaire que le paramètre de contrôle décroît d'une manière "suffisamment lente" pour que la réduction du champs exploré

Par ailleurs, pour que cette démarche soit efficace, il est nécessaire que le paramètre de contrôle décroît d'une manière "suffisamment lente" pour que la réduction du champs exploré, qui se fait au fur et à mesure que T diminue, soit progressive. Dans la plupart des applications de la méthode du recuit simulé, le choix de la manière avec laquelle le paramètre T décroît constitue un facteur très important, et dans la littérature plusieurs démarches ont été proposées:

* réduire T à $(1-\epsilon)T$ après chaque m changements, où le rapport ϵ/m est déterminé expérimentalement.

* fixer un nombre total d'itérations k et réduire T après chaque m changements à la valeur $T = T_0 (1-k/n)^a$, où n est le cumul du nombre de changements effectués et a une constante à déterminer. Plus la valeur de a est importante plus le nombre d'itérations effectuées pour les faibles valeurs de T est important.

Dans notre cas, on a utilisé cette dernière formule en adoptant une valeur de $a = 2$ qui a été déterminée après plusieurs essais de calage du modèle.

Enfin, la méthode du recuit simulé qui a fait l'objet de plusieurs applications dans le domaine de l'optimisation combinatoire, est très efficace quand il s'agit d'identifier un optimum global en présence de plusieurs optima locaux. Les principales difficultés rencontrées lors de son application se rapportent au choix de la valeur initiale du paramètre de contrôle T et de sa vitesse de décroissance. Ce choix qui est effectué généralement d'une manière empirique doit faire un compromis entre l'objectif à atteindre (approche du minimum global de la fonction critère) et les efforts de calcul qu'il faut mettre en oeuvre.

Références bibliographiques

Hajek B., "A tutorial survey of theory and application of simulated annealing.", Proc. of 24th Conf. on Decision and Control, Ft. Lauderdale, FL., pp. 755-761, Décembre 1985.

Kirkpatrick S., Gelatt C. D. et Vecchi M. P., "Optimization by simulated annealing.", SIENCE, Vol. 220, n°4598, pp671-680, 1983.

Nelder J.A., Mead R., "A simplex method for function minimization". Computer Journal, pp 308-313, 1964.

Press W. H. et Teukolsky S. A., "Simulated Annealing Optimization over continuous space.", Computers in Physics, pp. 426-429, juillet/aôut 1991.

Salamon P., Nulton J. D., Harland J. R., Pedersen J., Ruppeiner G. et Lio L., "Simulated annealing with constant thermodynamic speed.", Computer physics communications, 49, pp. 423-428, North Holland, Amsterdam, 1988.

ANNEXE 3

Figure A3.1: Illustration du coefficient de sensibilité du volume total SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.2: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage lent SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.3: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage rapide SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.4: Illustration du coefficient de sensibilité de la fonction critère SPCR pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.5: Illustration du coefficient de sensibilité du débit total CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.6: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage lent CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.7: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage rapide CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

Figure A3.8 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et R_{max} .

Figure A3.9 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et T_{max} .

Figure A3.10 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et C .

Figure A3.11 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et R_{max} .

Figure A3.12: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et T_{max} .

Figure A3.13: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et S_{ac} .

Figure A3.14: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et R_{max} .

Figure A3.15 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et S_{ac} .

Figure A3.16: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres R_{max} et S_{ac} .

Figure A3.17: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres T_{max} et S_{ac} .

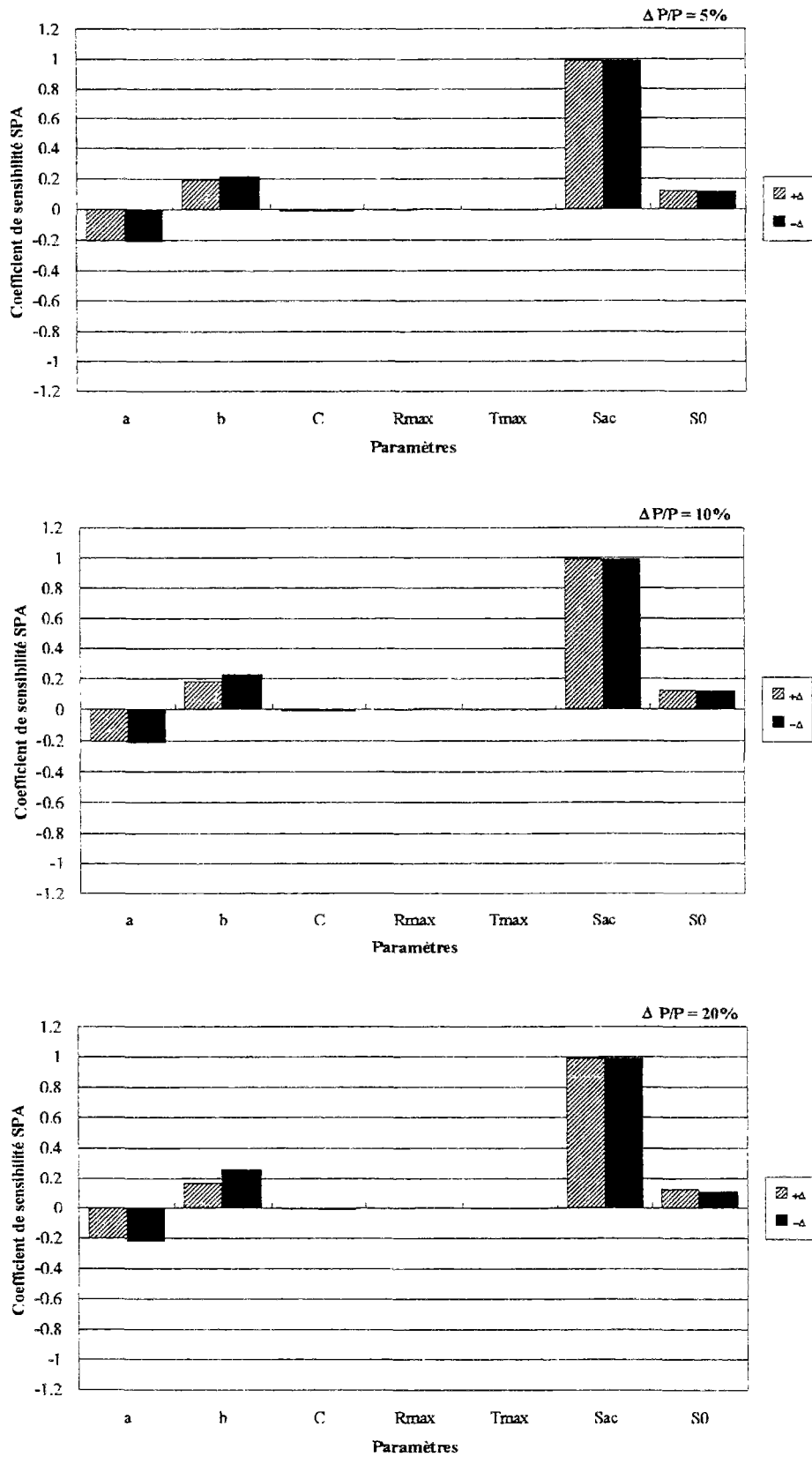


Figure A3.1: Illustration du coefficient de sensibilité du volume total SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

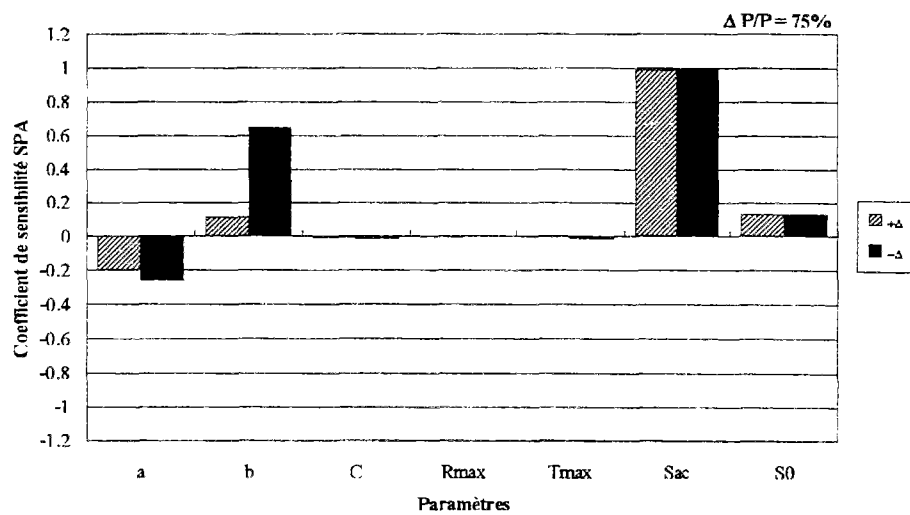
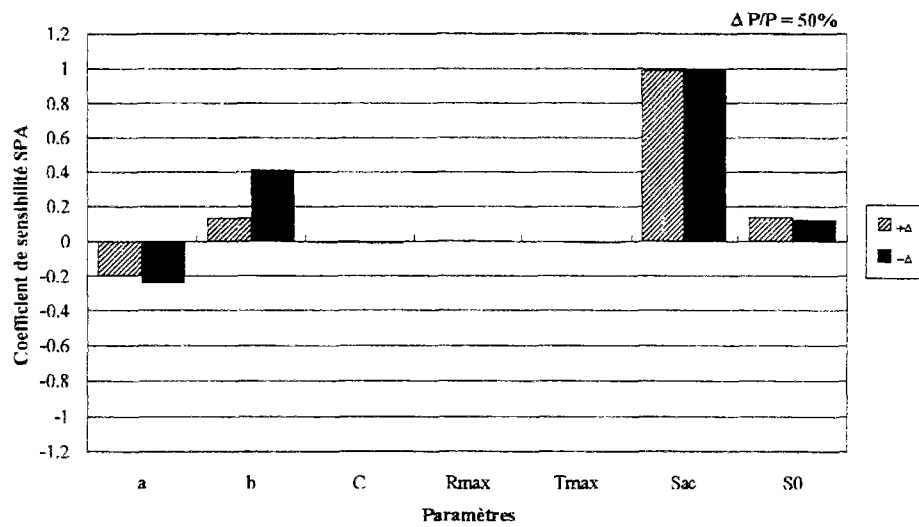


Figure A3.1(suite): Illustration du coefficient de sensibilité du volume total SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

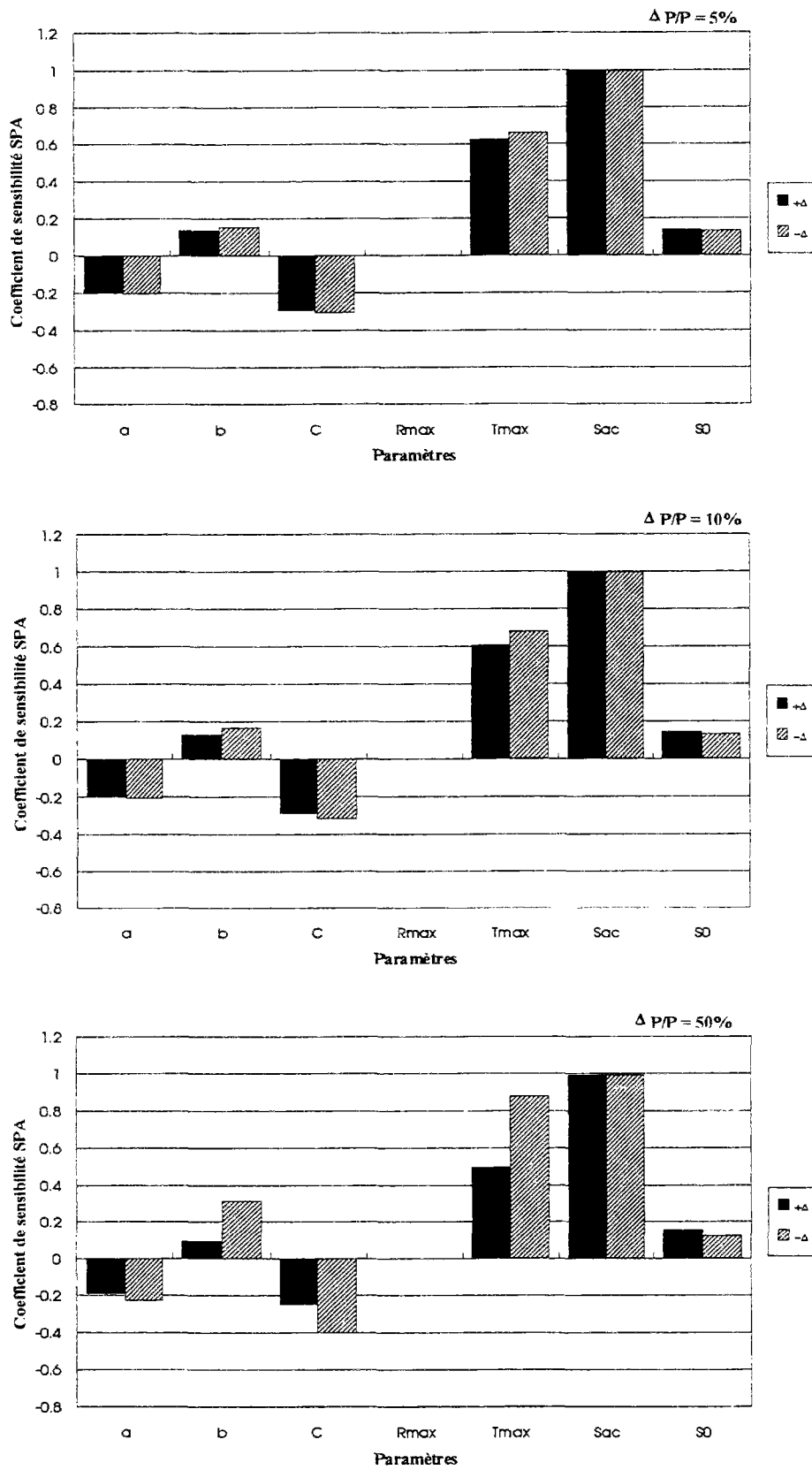


Figure A3.2: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage lent SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

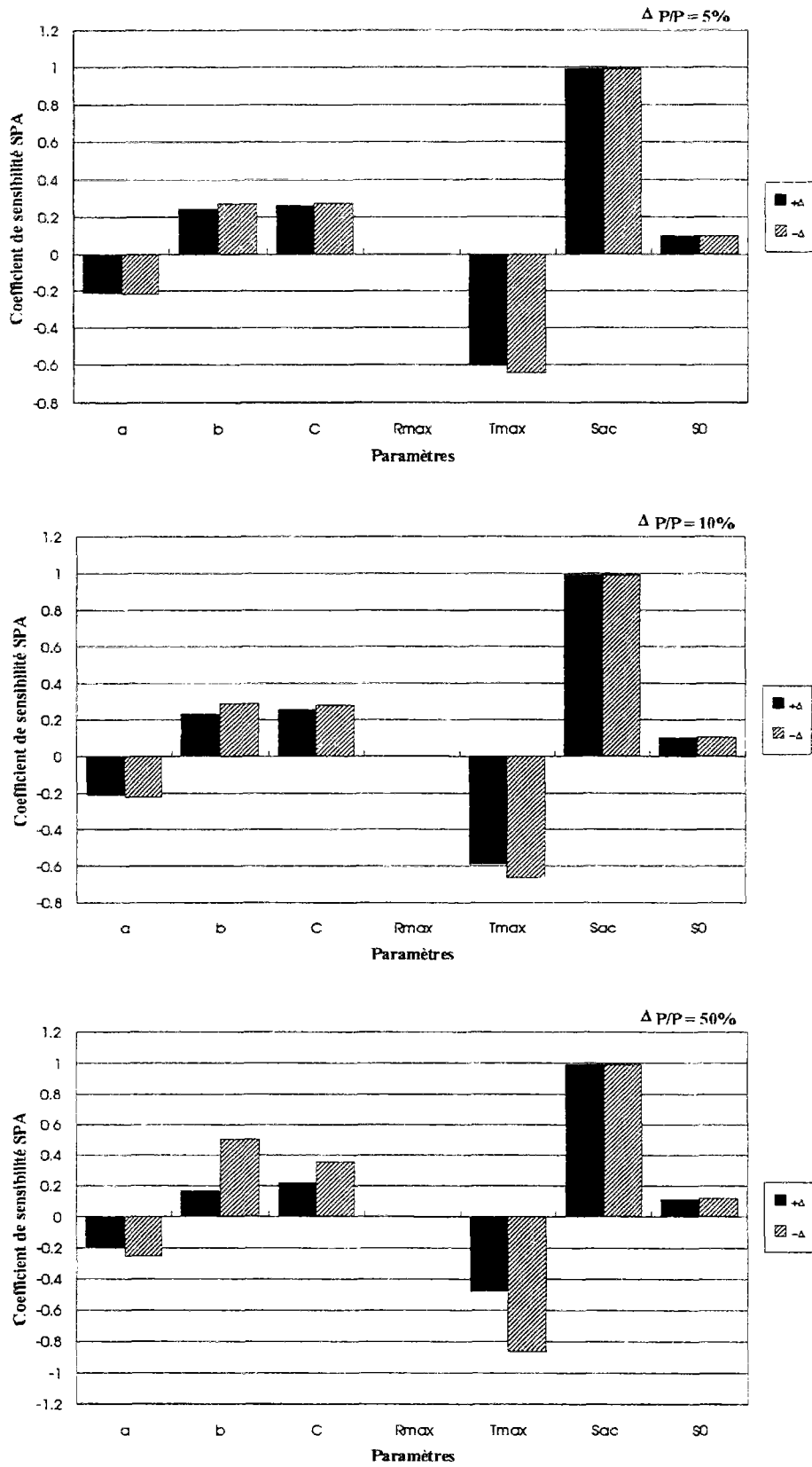


Figure A3.3: Illustration du coefficient de sensibilité du volume de drainage rapide SPA pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

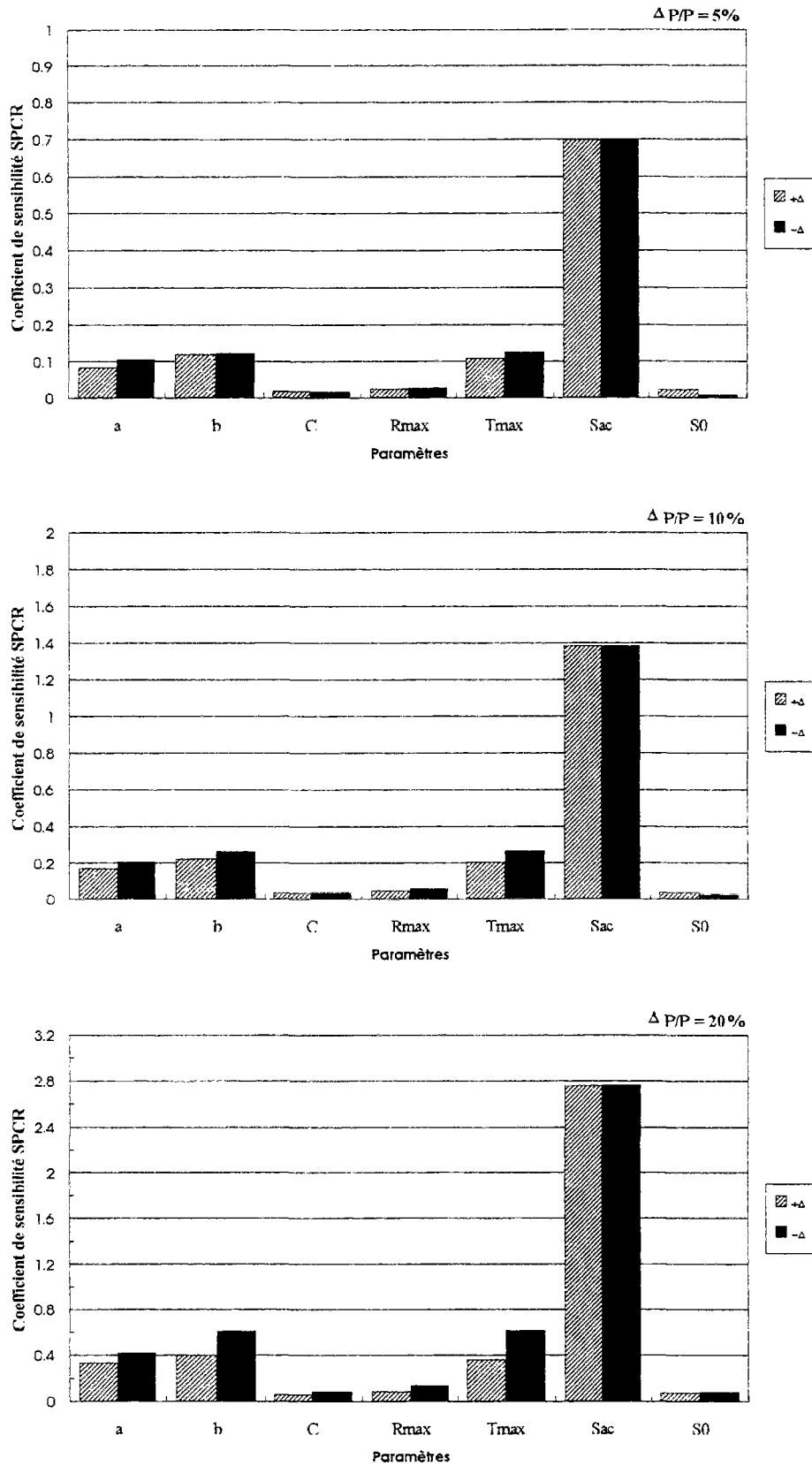


Figure A3.4: Illustration du coefficient de sensibilité de la fonction critère SPCR pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

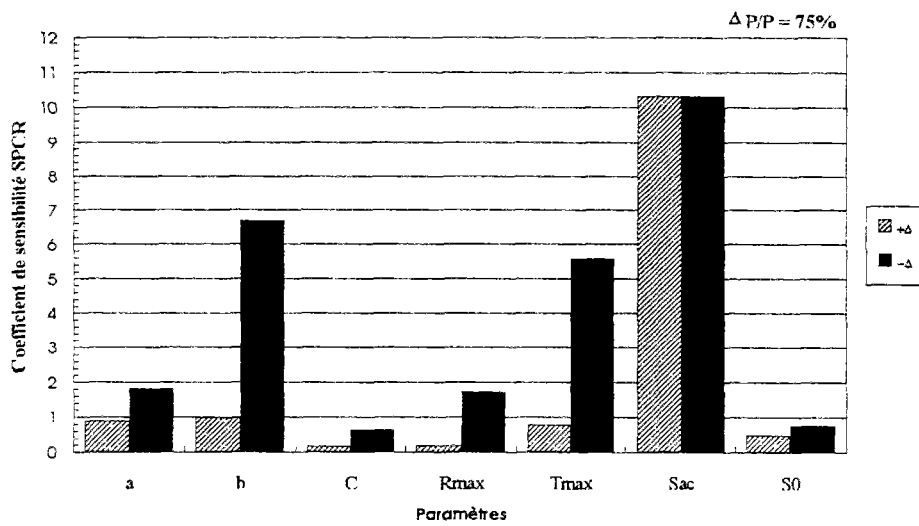
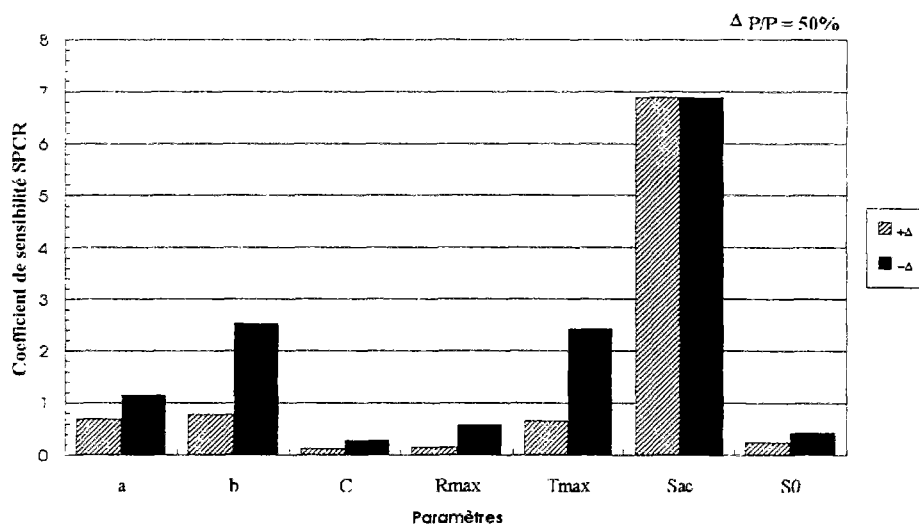


Figure A3.4(suite) : Illustration du coefficient de sensibilité de la fonction critère SPCR pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

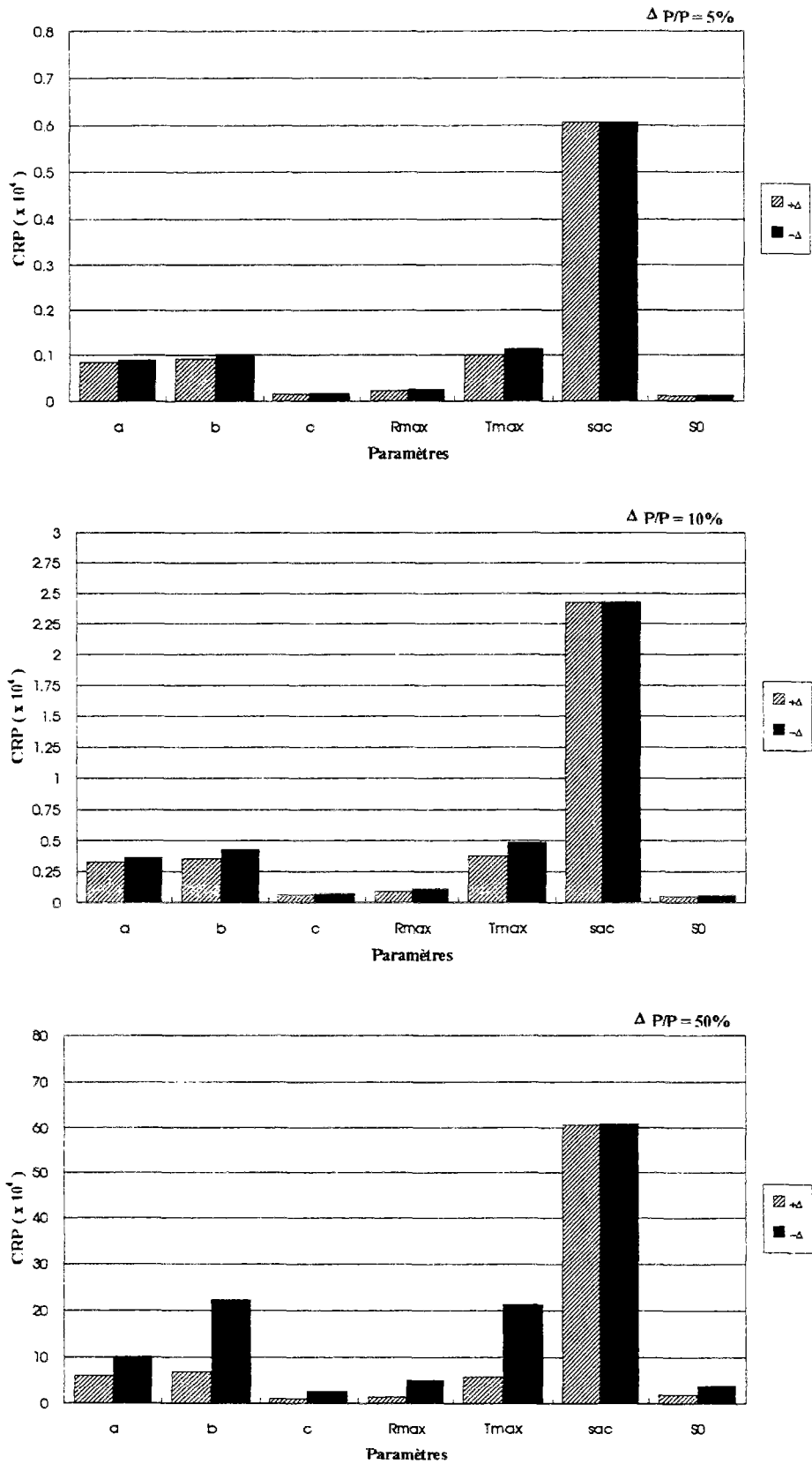


Figure A3.5: Illustration du coefficient de sensibilité du débit total CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

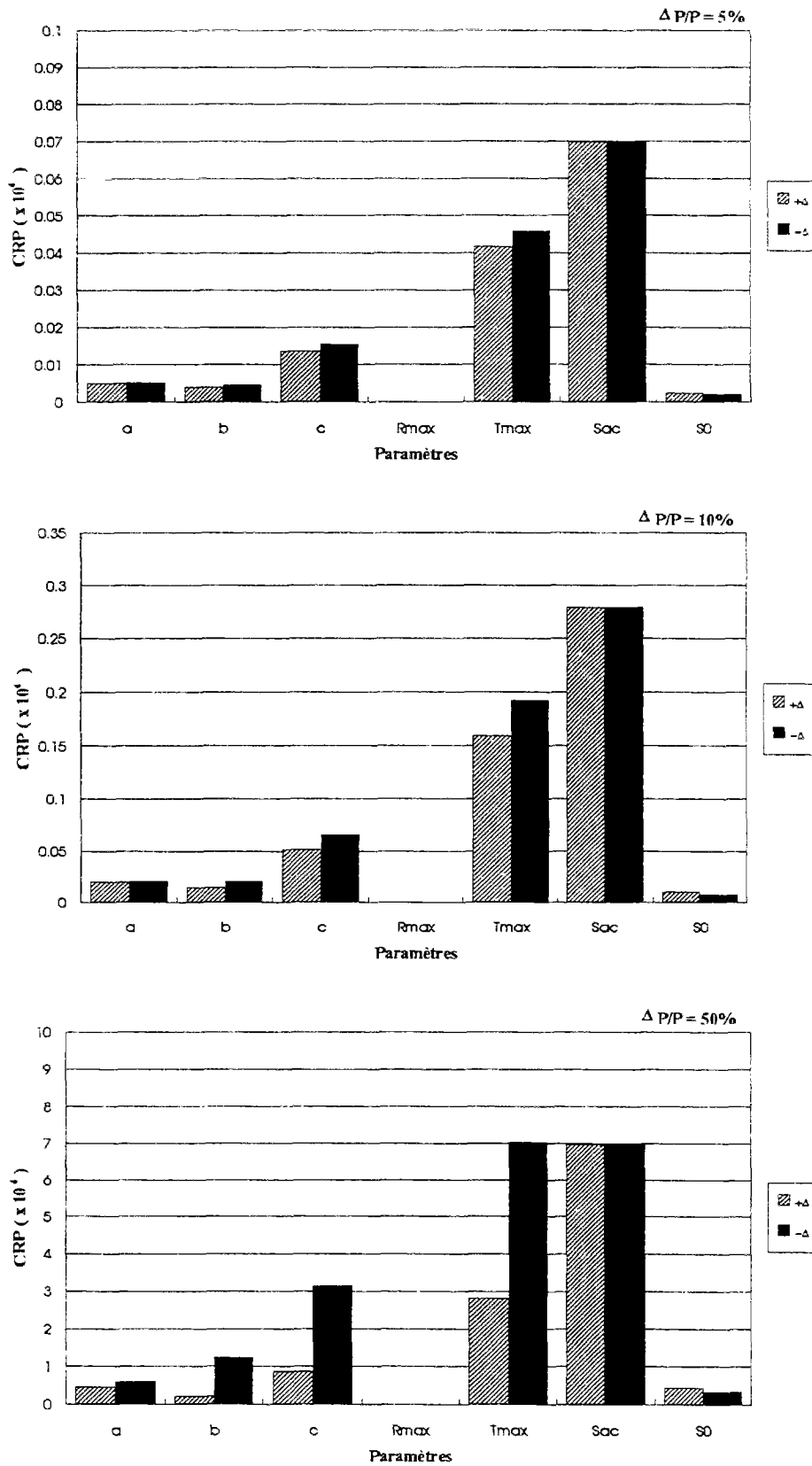


Figure A3.6: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage lent CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

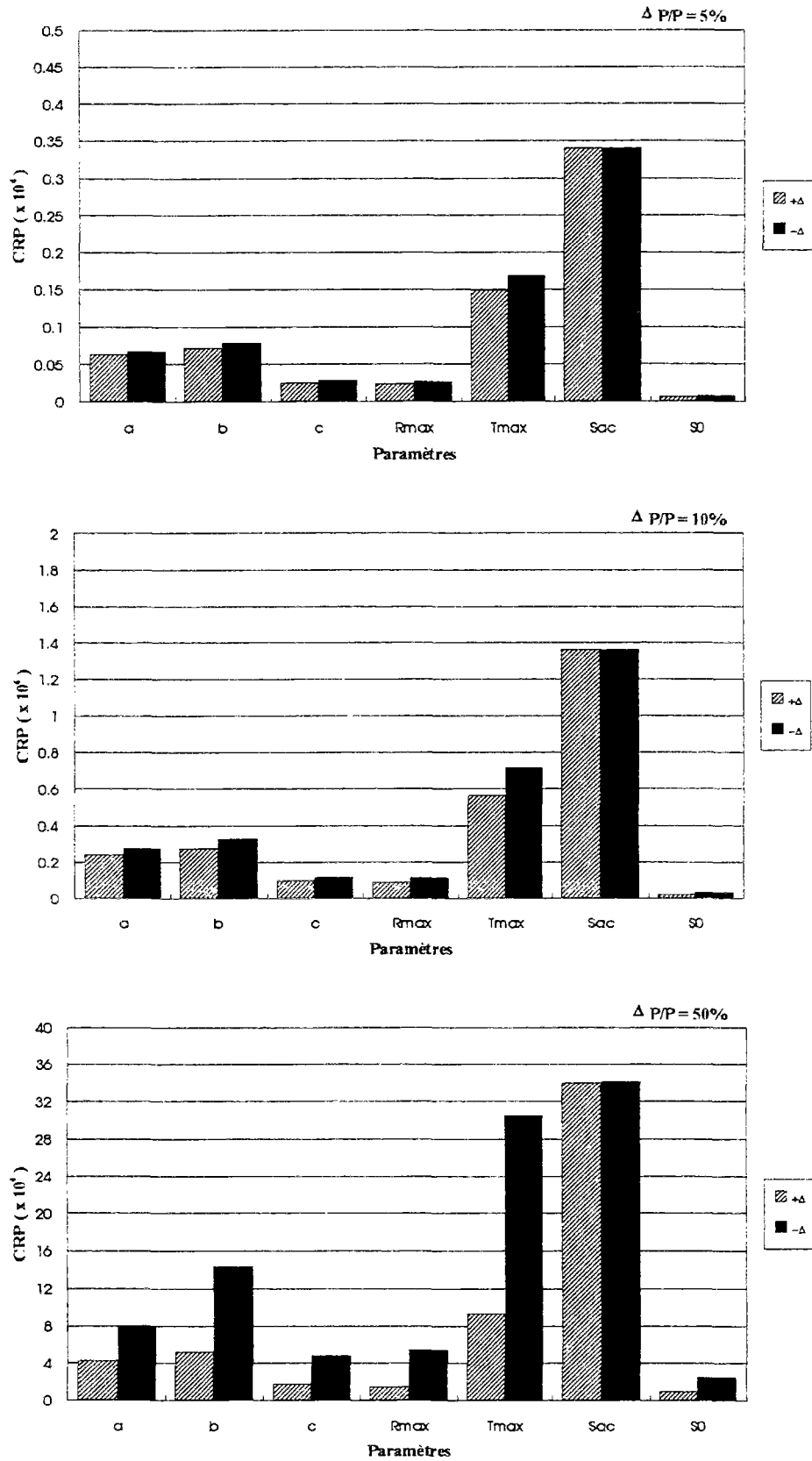


Figure A3.7: Illustration du coefficient de sensibilité du débit de drainage rapide CRP pour différentes perturbations des valeurs des paramètres

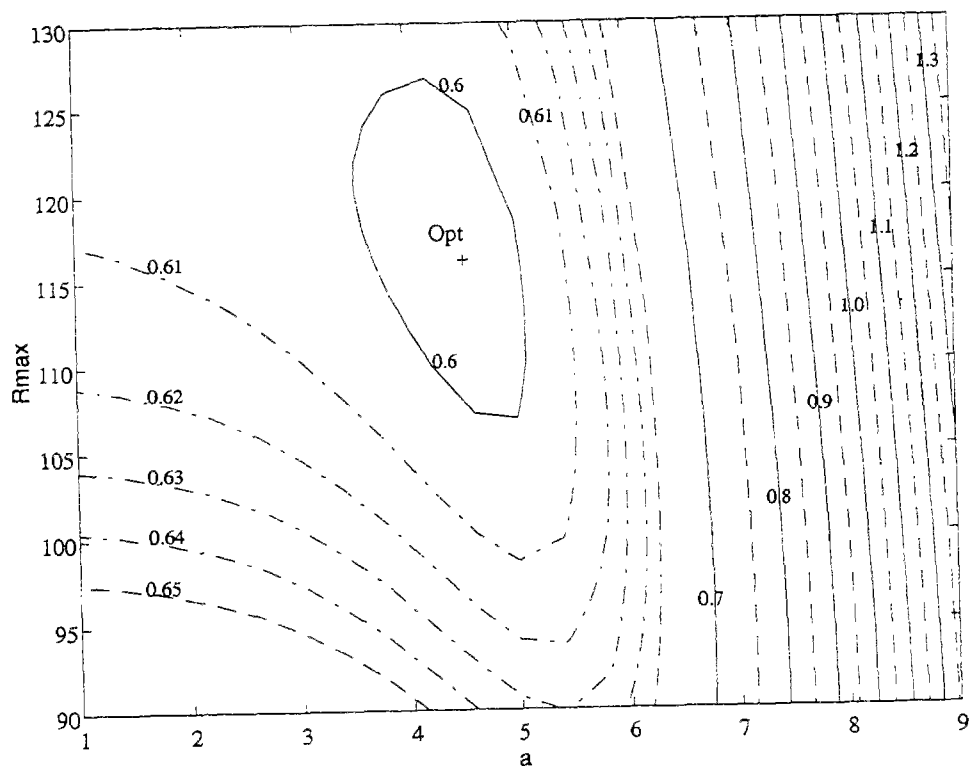
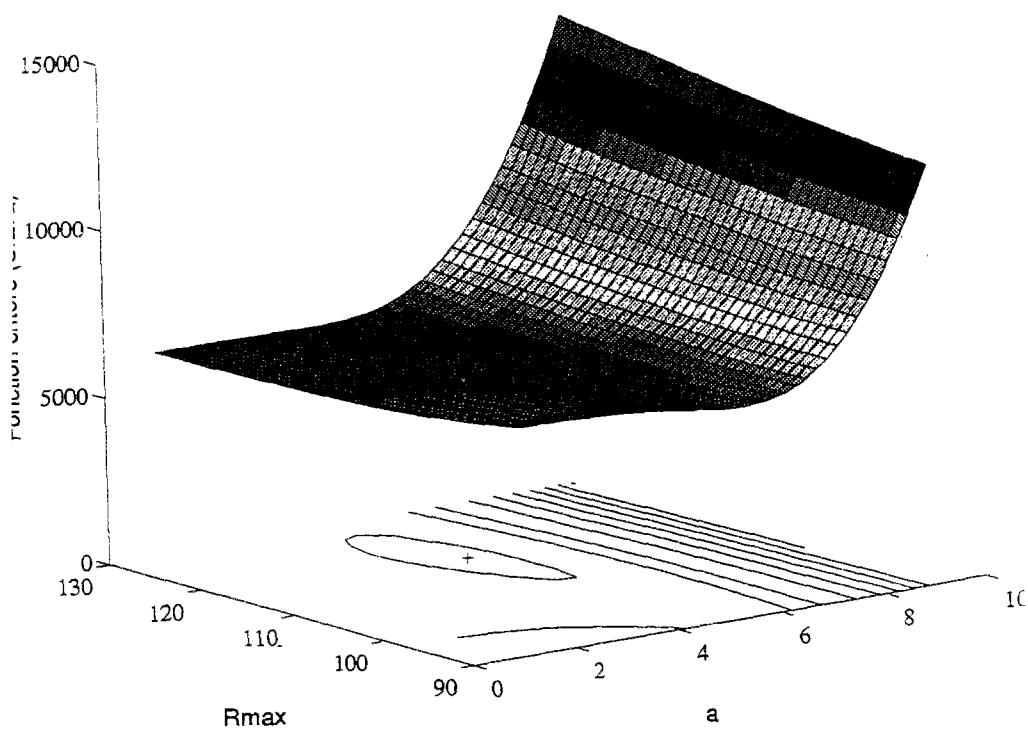


Figure A3.8 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et R_{max} .

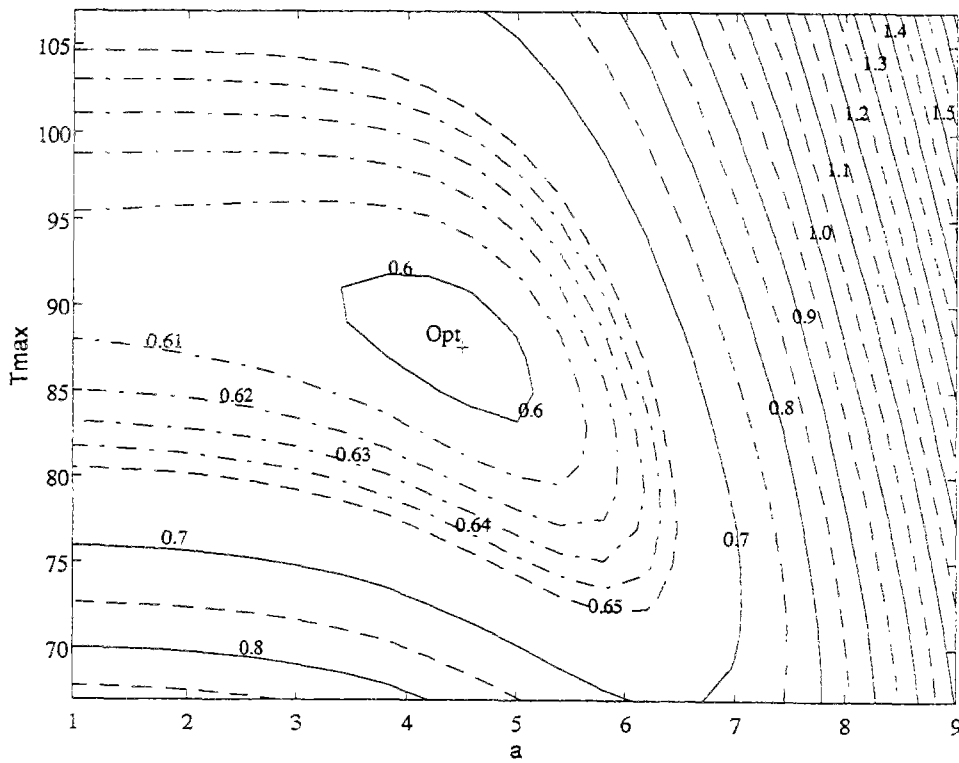
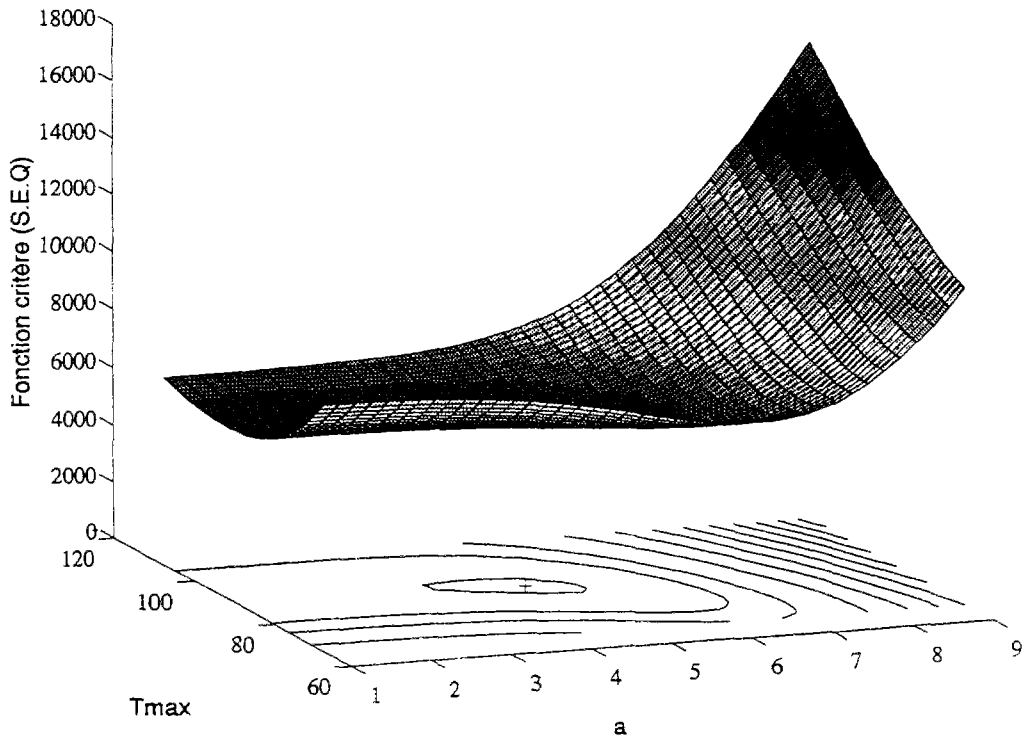


Figure A3.9 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres a et T_{max} .

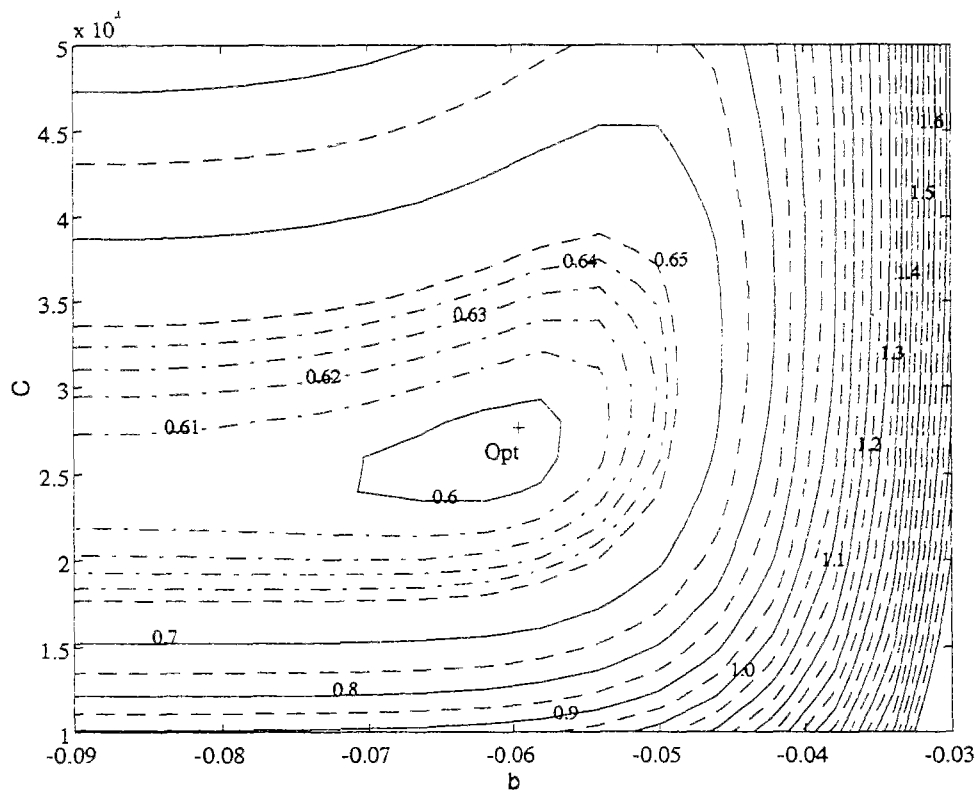
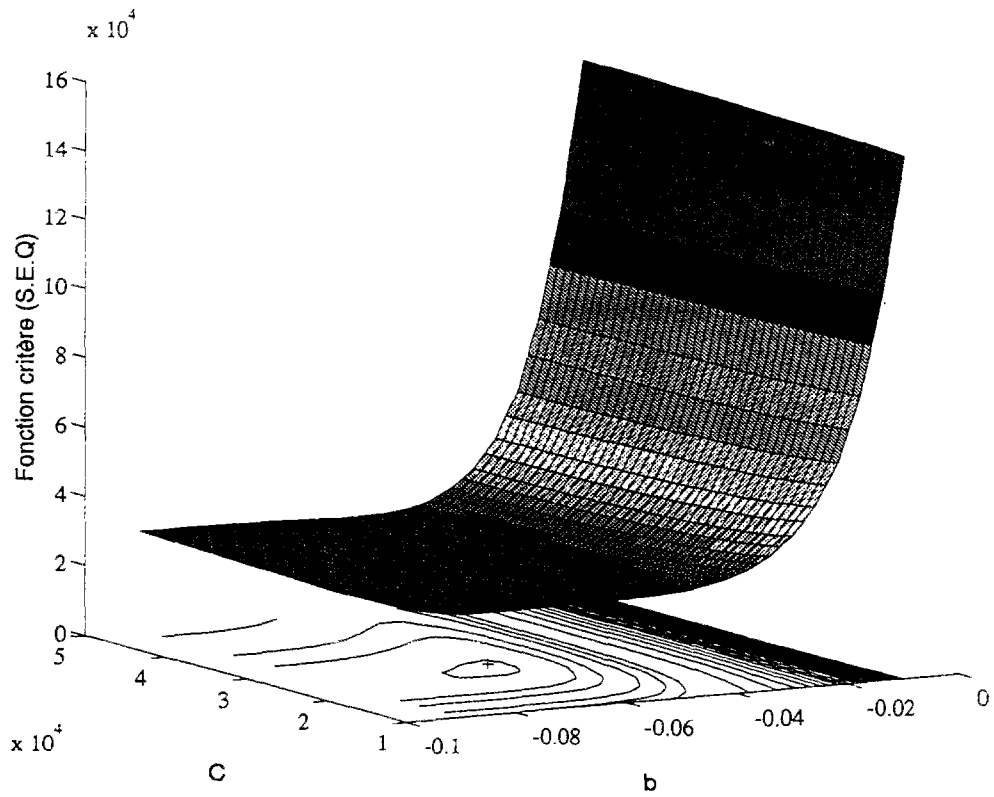


Figure A3.10 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et C .

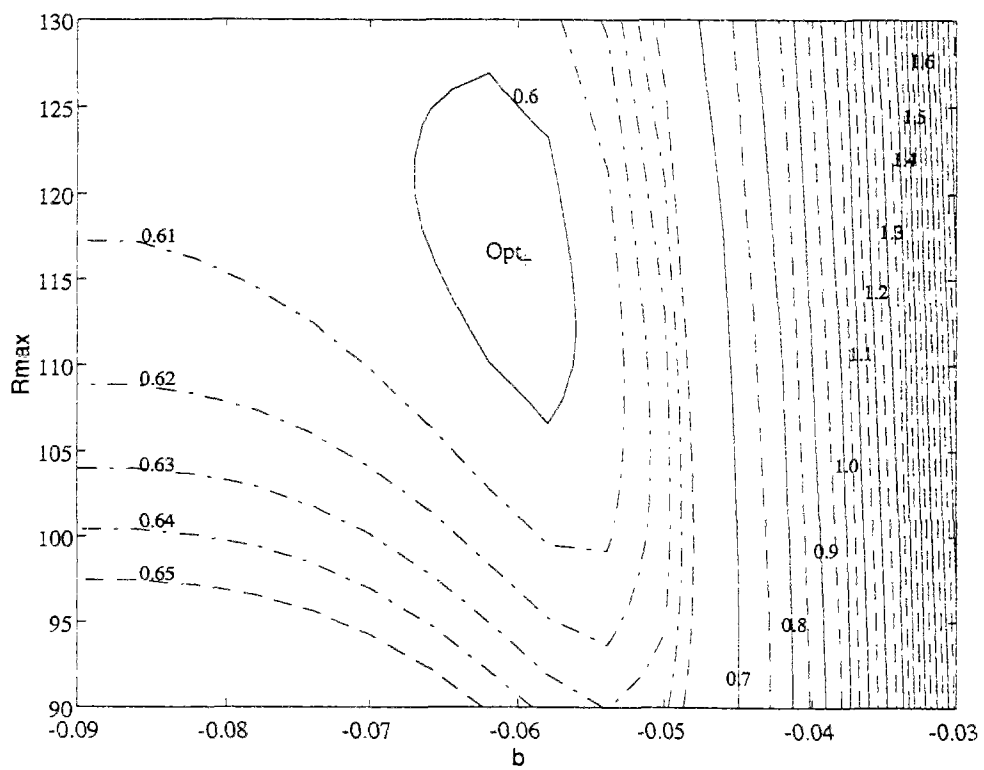
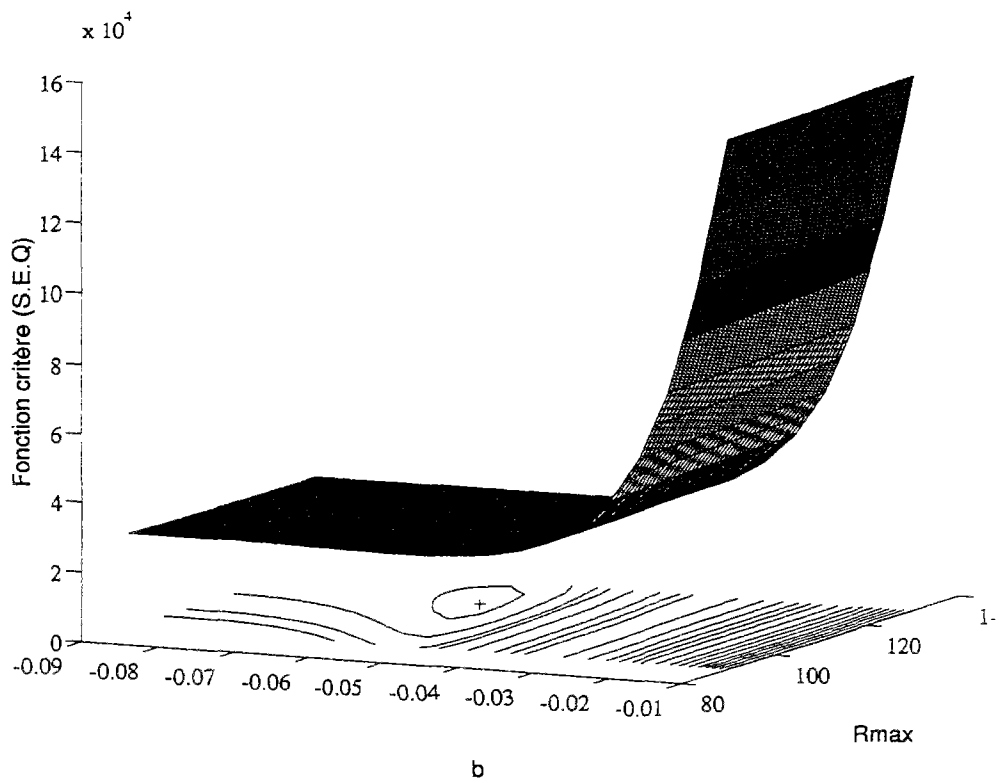


Figure A3.11 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et R_{max} .

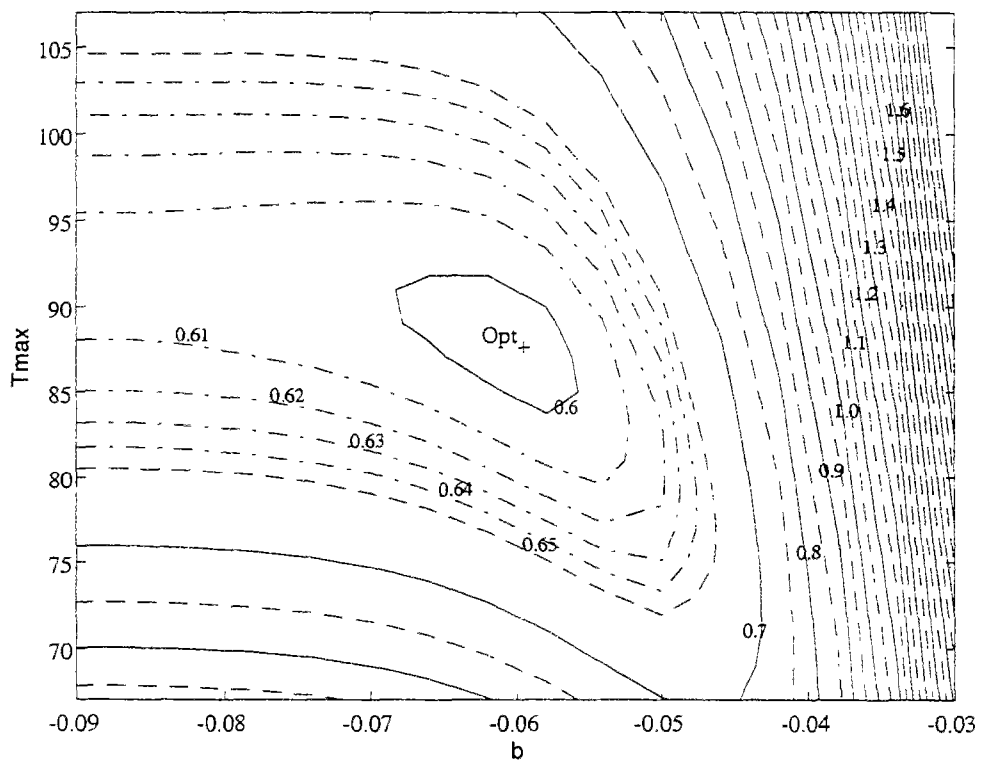
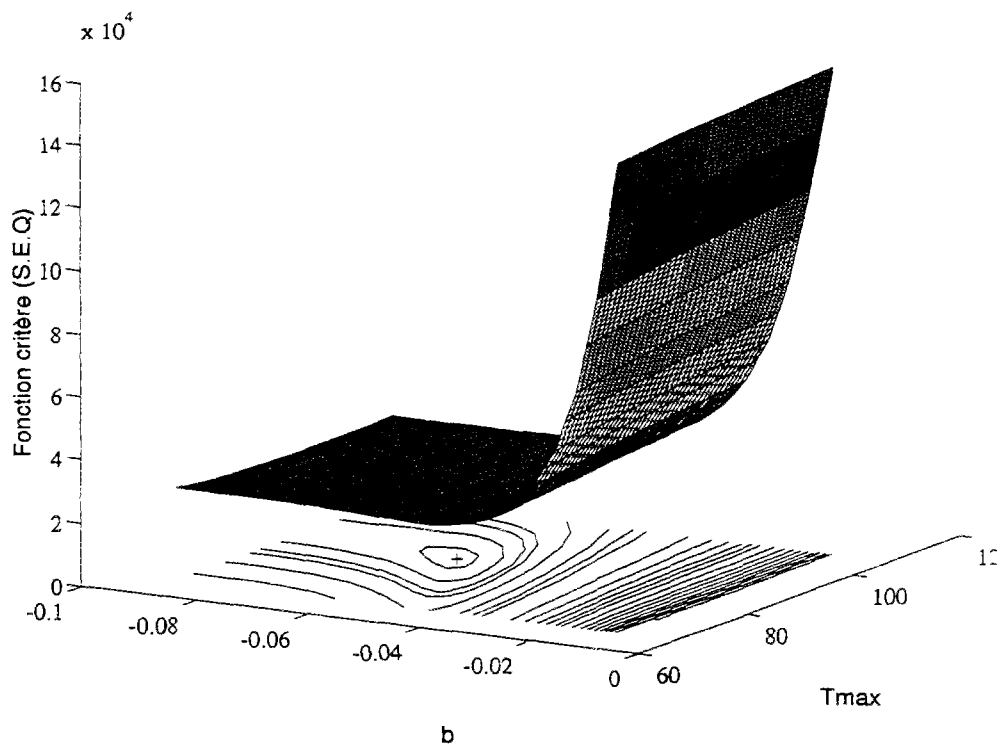


Figure A3.12: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et T_{max} .

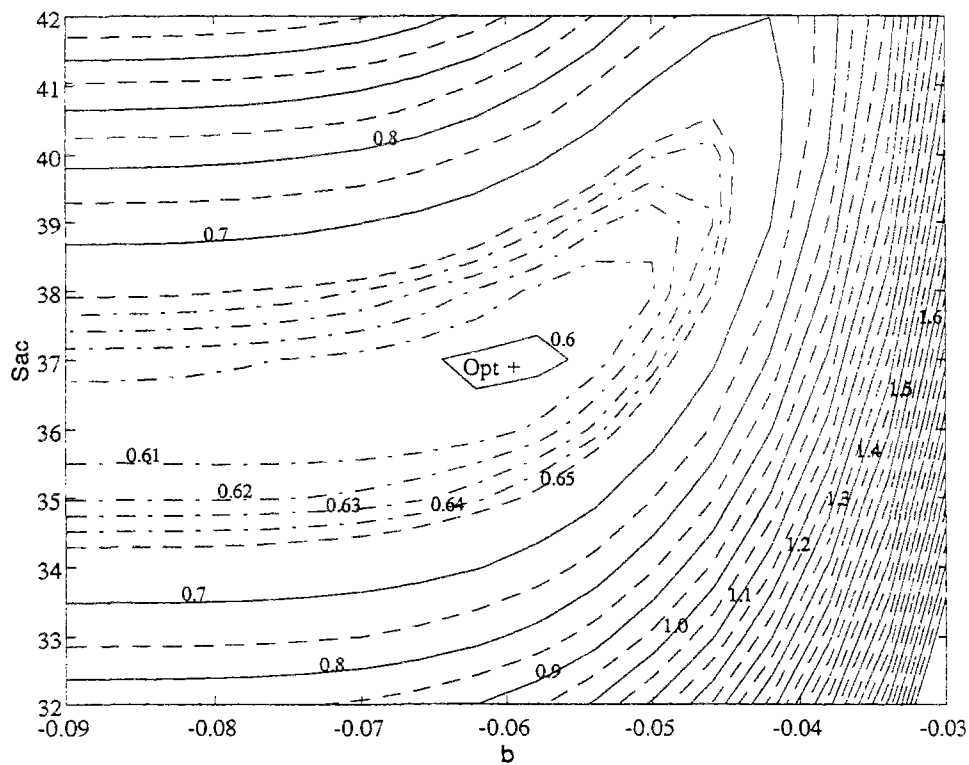
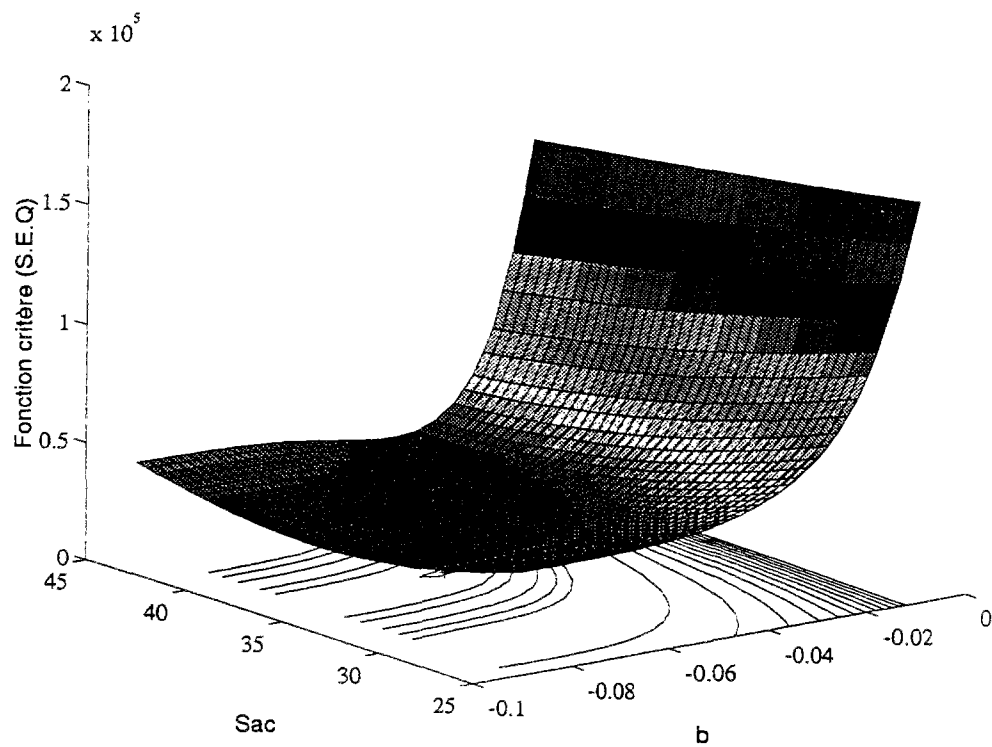


Figure A3.13: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres b et Sac .

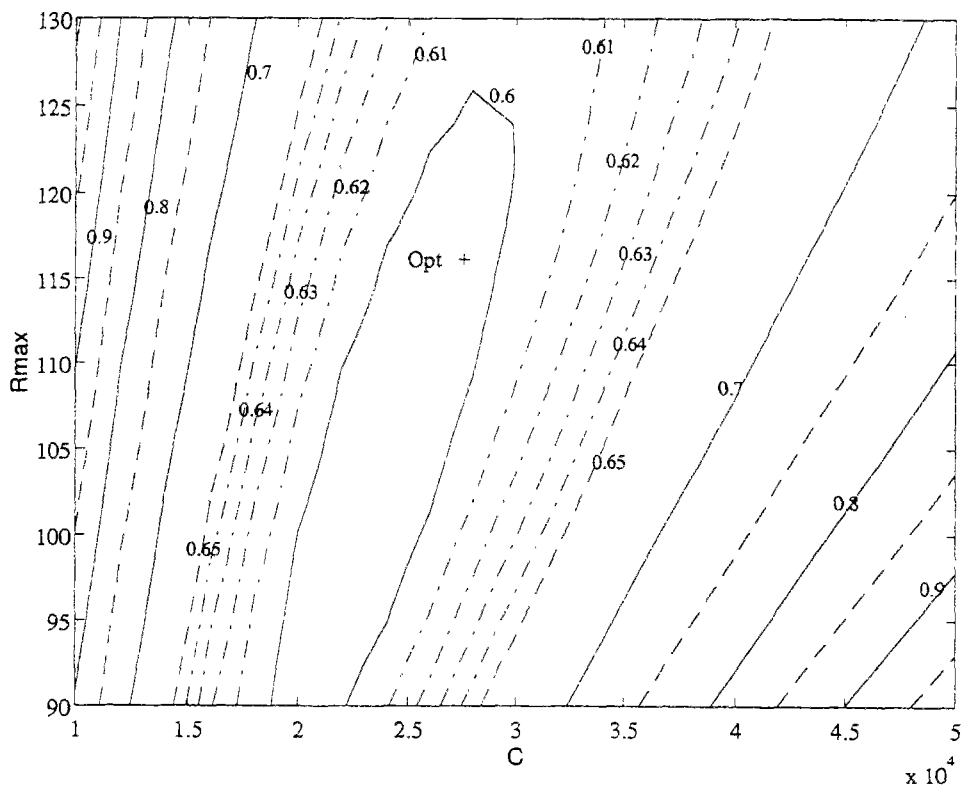
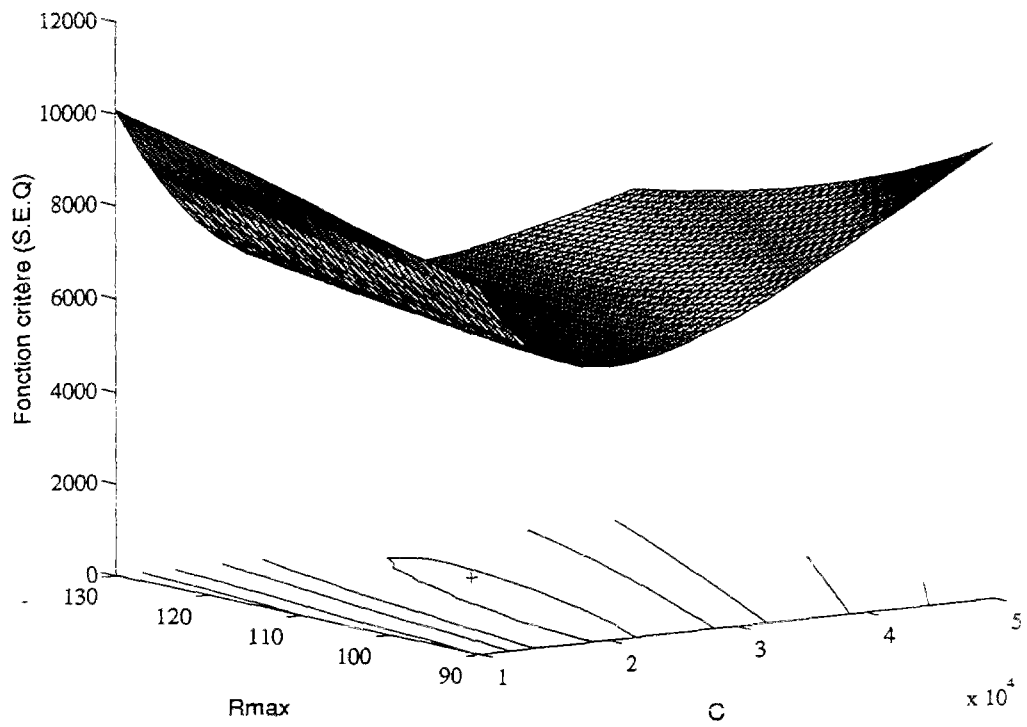


Figure A3.14: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et R_{max} .

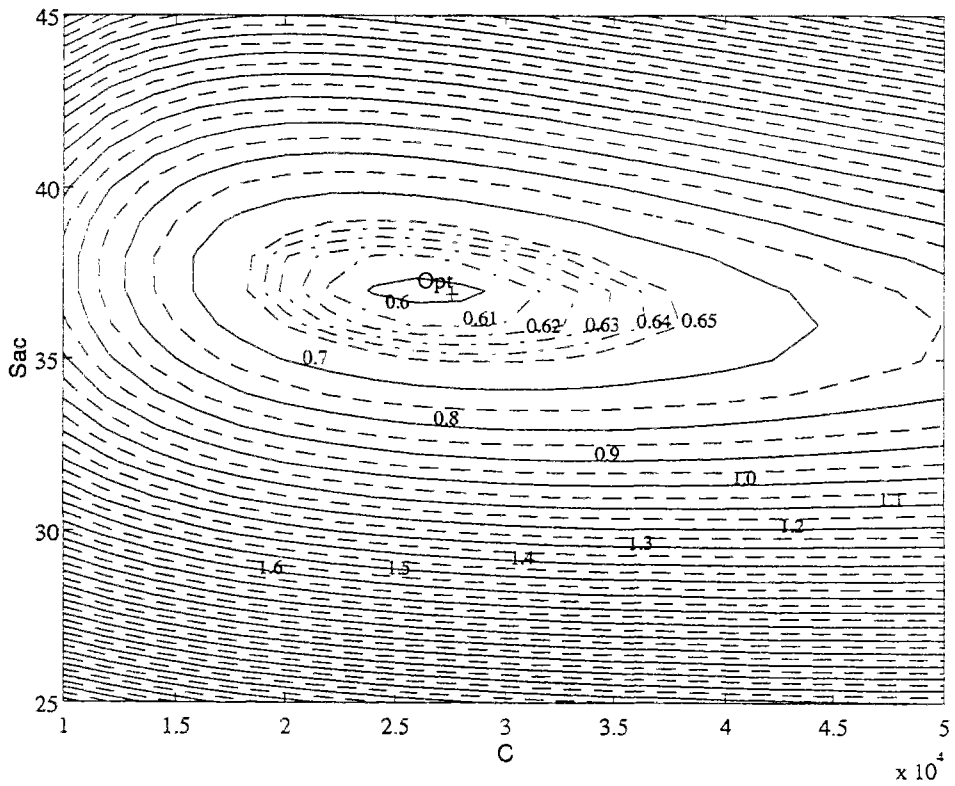
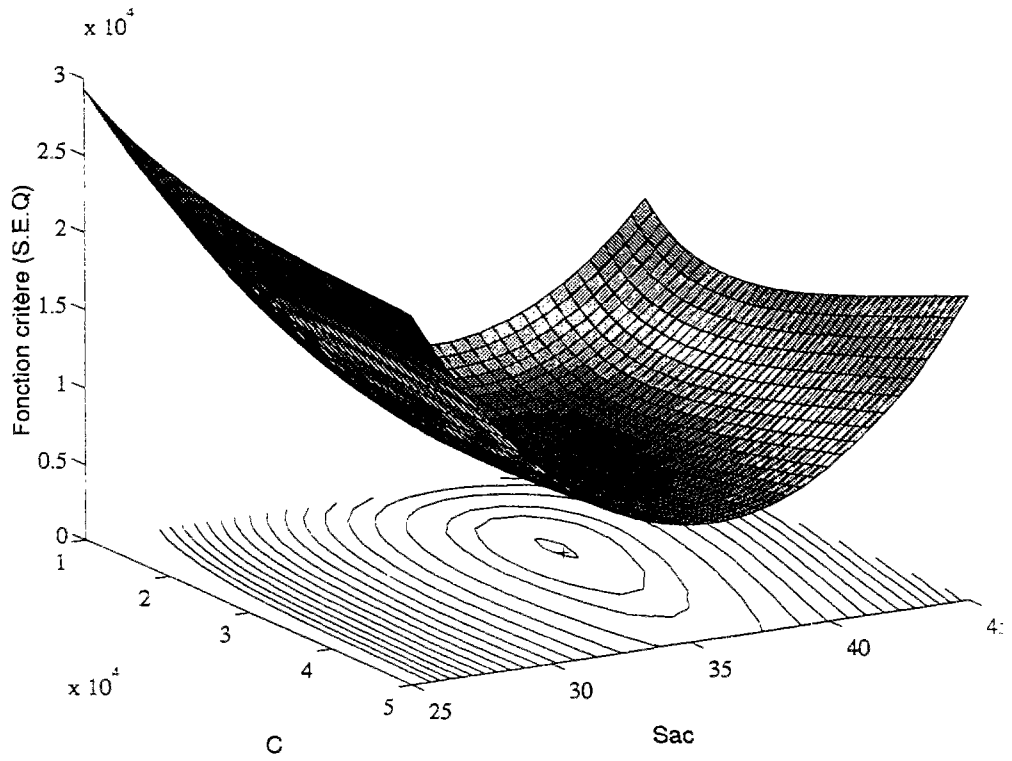


Figure A3.15 : Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres C et Sac

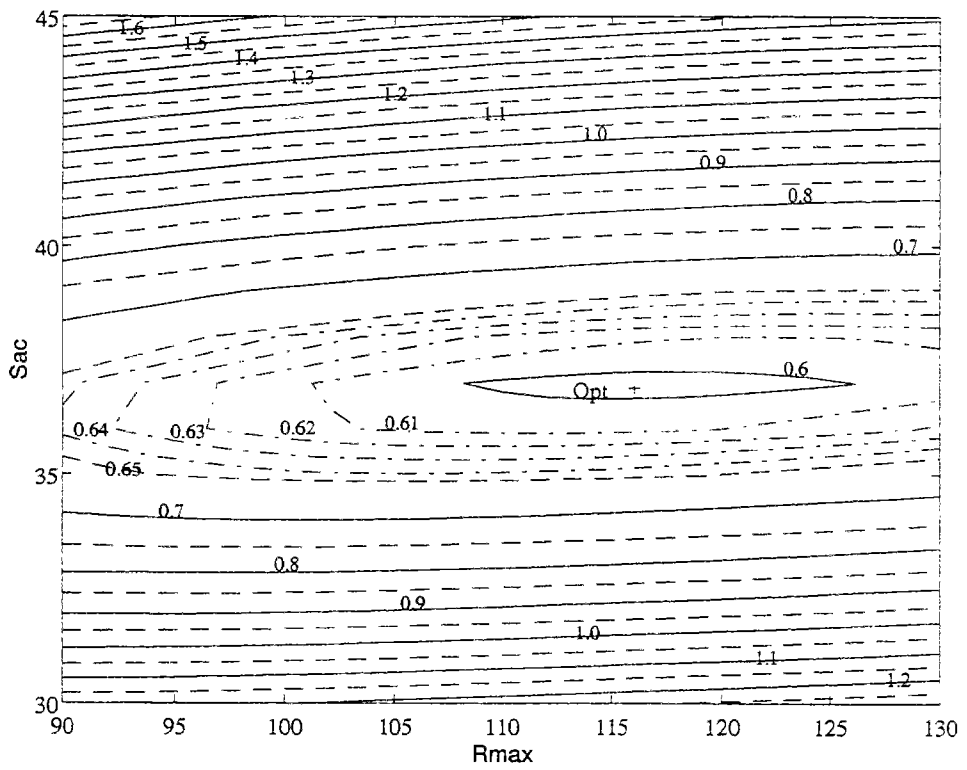
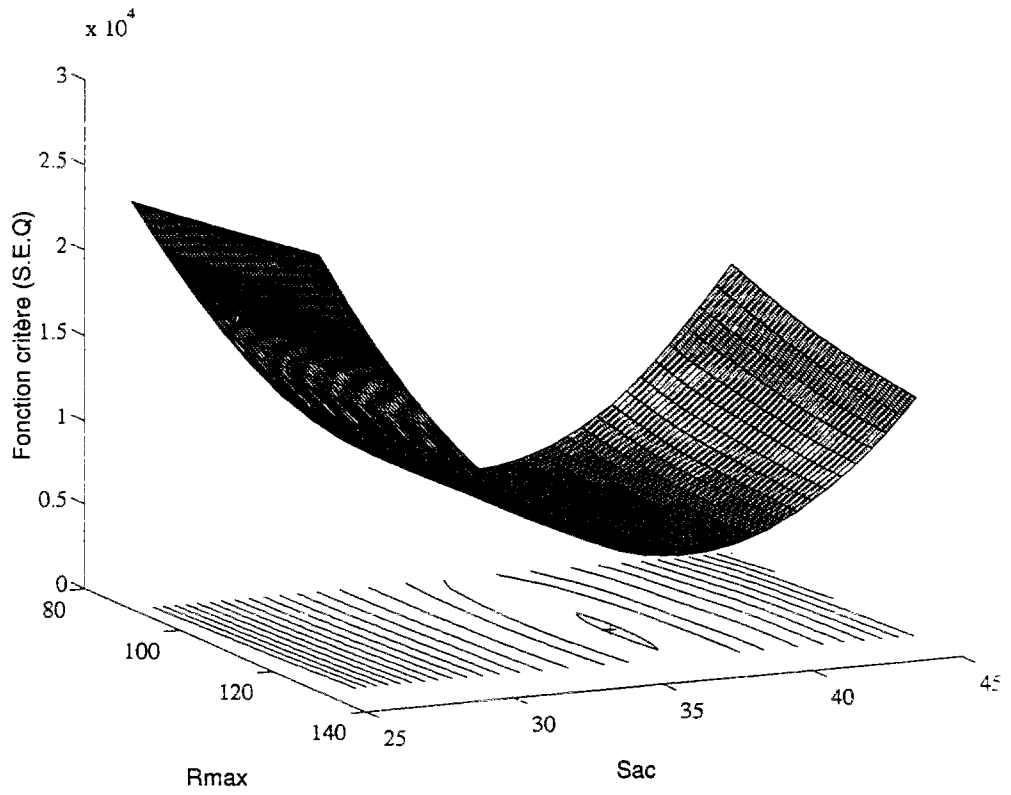


Figure A3.16: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres Rmax et Sac.

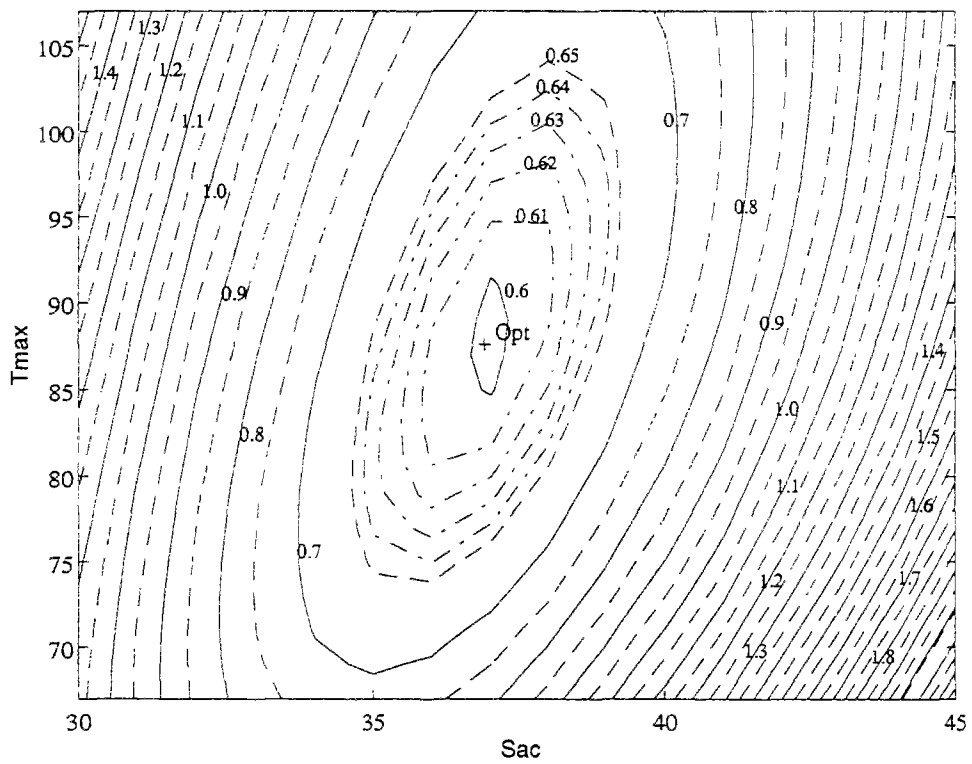
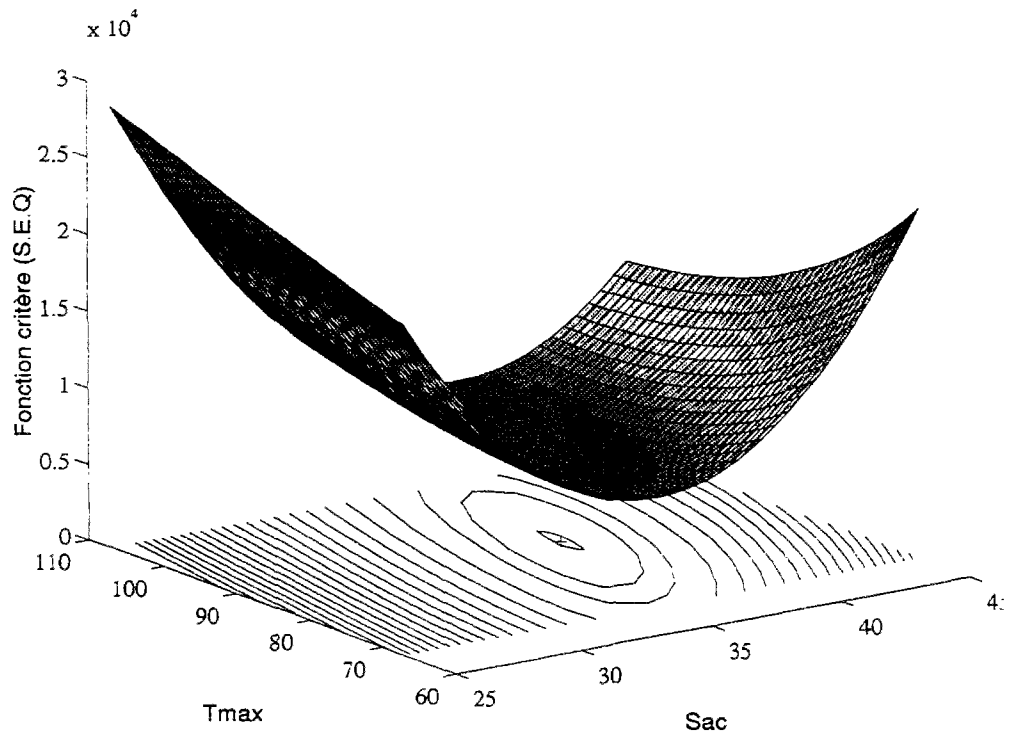


Figure A3.17: Surface de réponse et courbes de contour pour les paramètres T_{max} et Sac .

ANNEXE 4

A4. IDENTIFICATION DE LA FONCTION FILTRE DE WIENER

A4.1 MISE EN EVIDENCE DU FILTRE OPTIMAL DE WIENER

Soit $q_T(t)$ le débit total mesuré à l'exutoire du réseau d'assainissement. Ce débit peut être exprimé comme étant la somme de deux composantes principales $q_S(t)$ et $q_P(t)$ qui sont respectivement le débit d'eaux usées domestiques et le débit d'eaux parasites:

$$q_T(t) = q_S(t) + q_P(t) \quad (\text{A4.1})$$

Pour séparer ces deux composantes, supposons qu'une estimation du débit $q_S(t)$ peut être obtenue à partir de $q_T(t)$ par le système linéaire suivant:

$$\hat{q}_S(t) = \sum_{k=0}^{N-1} h(k) q_T(t-k) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.2})$$

où

- $\hat{q}_S(t)$ = débit d'eaux usées estimé à l'instant t
- $h(k)$ = réponse impulsionnelle de la fonction filtre recherchée
- $q_T(t)$ = débit total mesuré à l'instant t
- N = nombre total de valeurs de l'échantillon considéré

Dans cette équation les inconnues sont tous les éléments $h(k)$, $k=0,1,\dots,N-1$ qui définissent la réponse de la fonction filtre.

Au sens des moindres carrés, la meilleure estimation de $q_S(t)$ est obtenue en écrivant que toutes les dérivés partielles de la somme des carrés des écarts par rapport aux variables $h(i)$ sont nuls, soit :

$$\frac{\partial}{\partial h(i)} \left[\sum_{t=0}^{N-1} (q_S(t) - \hat{q}_S(t))^2 \right] = 0 \quad ; \quad i = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.3})$$

Cette condition se présente donc comme un système à N équations qu'il faut résoudre par rapport aux inconnus $h(i)$ afin d'obtenir l'expression du filtre optimal. PAPOULIS, 1990 et ORFANIDUS 1991, montrent que le critère des moindres carrés est également vérifié si les erreurs de l'estimation du débit d'eaux usées obtenue selon la formule (A4.2) sont indépendantes du débit total à chaque instant. Ceci est équivalent à dire que le débit total q_T doit être orthogonal à l'erreur d'estimation ε à chaque pas de temps :

$$\varepsilon(m) \perp q_T(m) \quad ; \quad \forall m = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.4})$$

$$\text{avec } \varepsilon(m) = [q_s(m) - \hat{q}_s(m)] \quad ; \quad m = 0, 1, \dots, N-1$$

Par conséquent, la fonction d'intercorrélation R_{ε_T} de ε et de q_T doit être nulle à chaque instant t :

$$R_{\varepsilon_T}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} \varepsilon(k) q_T(k-t) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.5})$$

soit:

$$R_{\varepsilon_T}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} [q_s(k) - \hat{q}_s(k)] q_T(k-t) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.6})$$

et en remplaçant $\hat{q}_s(k)$ par son expression donnée par la formule (A4.2), on aura :

$$R_{\varepsilon_T}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} \left[q_s(k) - \sum_{m=0}^{N-1} h(m) q_T(k-m) \right] q_T(k-t) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.7})$$

un arrangement de cette équation nous donne :

$$\sum_{k=0}^{N-1} q_s(k) q_T(k-t) - \sum_{m=0}^{N-1} h(m) \left[\sum_{k=0}^{N-1} q_T(k-m) q_T(k-t) \right] = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.8})$$

Par définition, le premier terme de cette équation correspond à la fonction d'intercorrélation entre q_s et q_T :

$$R_{sT}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} q_s(k) q_T(k-t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.9})$$

D'autre part, en faisant un changement de variable $u = k-m$, le deuxième terme de l'équation A4.8 s'écrit:

$$\sum_{m=0}^{N-1} h(m) \left[\sum_{u=0}^{N-1} q_T(u) q_T(u-(t-m)) \right] \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.10})$$

or,

$$\sum_{u=0}^{N-1} q_T(u) q_T(u-(t-m)) = R_{TT}(t-m) \quad ; \quad t, m = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.11})$$

où R_{TT} est la fonction d'autocorrélation du débit total q_T , l'équation (A4.8) s'écrit alors :

$$R_{ST}(t) - \sum_{m=0}^{N-1} h(m) R_{TT}(t-m) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.12})$$

Cette équation est souvent désignée par équation d'orthogonalité ou équation normale. En lui appliquant la transformée de Fourier, cette équation s'écrit dans le domaine fréquentiel de la manière suivante :

$$S_{ST}(n) - H(n) \cdot S_{TT}(n) = 0 \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.13})$$

où

$S_{ST}(n)$ = Densité interspectrale de puissance du débit total et du débit d'eaux usées

$S_{TT}(n)$ = Densité spectrale de puissance du débit total

$H(n)$ = fonction filtre.

A partir de cette équation, la fonction filtre peut être alors exprimée de la manière suivante:

$$H(n) = \frac{S_{ST}(n)}{S_{TT}(n)} \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.14})$$

Cette expression donnant le filtre optimal au sens des moindres carrées, encore appelé filtre de Wiener, peut être simplifiée si on considère que le débit d'eaux usées et le débit d'ECP sont indépendants. Dans ce cas, la fonction d'intercorrélation R_{SP} de q_S et de q_P doit être nulle à chaque instant t , soit:

$$R_{SP}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} q_S(k) q_P(k-t) = 0 \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.15})$$

En écrivant maintenant la fonction d'intercorrélation $R_{ST}(t)$ de $q_S(t)$ et de $q_T(t)$ on a :

$$R_{ST}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} q_S(k) q_T(k-t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.16})$$

et en remplaçant le débit total par son expression donnée par A4.1 on obtient :

$$R_{ST}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} q_S(k) [q_S(k-t) + q_P(k-t)] \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.17})$$

soit,

$$R_{ST}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} q_S(k) q_S(k-t) + \sum_{k=0}^{N-1} q_S(k) q_P(k-t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.19})$$

$$R_{ST}(t) = R_{SS}(t) + R_{SP}(t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.20})$$

comme $R_{SP}(t) = 0$, on a alors :

$$R_{ST}(t) = R_{SS}(t) \quad ; \quad t = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.21})$$

et en appliquant la Transformée de Fourier on obtient :

$$S_{ST}(n) = S_{SS}(n) \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.22})$$

Le filtre de Wiener s'écrit alors dans ce cas :

$$H(n) = \frac{S_{SS}(n)}{S_{TT}(n)} \quad ; \quad n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (\text{A4.23})$$

