



National Library  
of Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Canadian Theses Service

Services des thèses canadiennes

Ottawa, Canada  
K1A 0N4

## CANADIAN THESES

## THÈSES CANADIENNES

### NOTICE

The quality of this microfiche is heavily dependent upon the quality of the original thesis submitted for microfilming. Every effort has been made to ensure the highest quality of reproduction possible.

If pages are missing, contact the university which granted the degree.

Some pages may have indistinct print especially if the original pages were typed with a poor typewriter ribbon or if the university sent us an inferior photocopy.

Previously copyrighted materials (journal articles, published tests, etc.) are not filmed.

Reproduction in full or in part of this film is governed by the Canadian Copyright Act, R.S.C. 1970, c. C-30.

**THIS DISSERTATION  
HAS BEEN MICROFILMED  
EXACTLY AS RECEIVED**

### AVIS

La qualité de cette microfiche dépend grandement de la qualité de la thèse soumise au microfilmage. Nous avons tout fait pour assurer une qualité supérieure de reproduction.

S'il manque des pages, veuillez communiquer avec l'université qui a conféré le grade.

La qualité d'impression de certaines pages peut laisser à désirer, surtout si les pages originales ont été dactylographiées à l'aide d'un ruban usé ou si l'université nous a fait parvenir une photocopie de qualité inférieure.

Les documents qui font déjà l'objet d'un droit d'auteur (articles de revue, examens publiés, etc.) ne sont pas microfilmés.

La reproduction, même partielle, de ce microfilm est soumise à la Loi canadienne sur le droit d'auteur, SRC 1970, c. C-30.

**LA THÈSE A ÉTÉ  
MICROFILMÉE TELLE QUE  
NOUS L'AVONS REÇUE**

Vérification du Modèle Hydrologique OTTHYMO et  
Propositions pour son Application

par

David CONSUEGRA-ZAMMIT

Thèse présentée comme exigence partielle  
pour l'obtention du grade de  
Maître des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil  
Faculté de Génie  
Université d'Ottawa  
Ottawa Canada

Janvier 1987

© David Consuegra-Zammit, Ottawa, Canada, 1987.

Permission has been granted to the National Library of Canada to microfilm this thesis and to lend or sell copies of the film.

The author (copyright owner) has reserved other publication rights, and neither the thesis nor extensive extracts from it may be printed or otherwise reproduced without his/her written permission.

L'autorisation a été accordée à la Bibliothèque nationale du Canada de microfilmer cette thèse et de prêter ou de vendre des exemplaires du film.

L'auteur (titulaire du droit d'auteur) se réserve les autres droits de publication; ni la thèse ni de longs extraits de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation écrite.

ISBN 0-315-36483-1



UNIVERSITÉ D'OTTAWA  
UNIVERSITY OF OTTAWA

## TABLE DES MATIERES

	<u>PAGE</u>
Remerciements	xii
Résumé	xiii
CHAPITRE 1:	1
<u>Considérations générales</u>	
<u>Définition du problème et propos de l'étude.</u>	
1. Introduction	1
2. Présentation du modèle OTTHYMO.	6
3. Caractéristiques générales	9
4. Nécessité de vérification des modèles	16
5. Informatique et assainissement	18
6. Propos de l'étude	22
CHAPITRE 2:	22
<u>Analyse comparative de différentes fonctions d'infiltration en zone rurale. Considérations générales.</u>	
<u>Présentation et analyse critique des modèles d'infiltration.</u>	
1. Introduction	22
2. Les différentes approches pour le calcul du volume de ruissellement	27
3. Méthode du coefficient de ruissellement	28
3.1 Détermination du coefficient de ruissellement	28
3.1.1 Définition et généralités	28
3.1.2 Coefficients de ruissellement et facteurs conditionnels	29
3.1.3 Exemple de méthodes pour le calcul du coefficient de ruissellement	31
3.2 Fonction de distribution du volume de pluie excédentaire	34
3.2.1 Présentation de différentes méthodes	34
3.2.1.1 Méthode de l'indice $\phi$	35
3.2.1.2 Distribution proportionnelle	36
3.2.1.3 Méthode du W modifiée	37
4. Méthode de capacité d'absorption	37
4.1 Définitions et généralités	40
4.2 Présentation des modèles d'infiltration	40
4.2.1 Le modèle de Green-Ampt	43
4.2.1.1 Autres études sur le modèle de Green-Ampt	43

4.2.2	Le modèle de Holtan	44
4.2.3	La méthode du Soil Conservation Service SCS	46
4.2.4	La méthode du CN* (SCS améliorée)	54
4.2.5	Remarques finales sur les fonctions d'infiltration étudiées	59

## CHAPITRE 3:

62

Analyse comparative de différentes fonctions d'infiltration en zone rurale. Résultats.

1.	Méthodologie utilisée pour l'étude comparative des différents modèles d'infiltration	62
2.	Domaine de l'étude	63
3.	Critères objectifs	64
4.	Choix des paramètres	65
4.1	Méthode proportionnelle	65
4.2	Méthode W modifiée	65
4.3	Méthode CN*	66
4.4	Modèle de Green-Ampt	66
4.5	Modèle de Holtan	71
4.6	Présentation des choix effectués sur les différents paramètres des modèles	76
5.	Résultats	77
5.1	Comportement des modèles avec l'état d'humidité du sol	78
5.1.1	Le modèle de Green-Ampt	78
5.1.2	Le modèle de Holtan	80
5.1.3	Le modèle CN*	82
5.2	Analyse comparative des modèles	84
5.2.1	Aptitudes à simuler les averses naturelles	84
5.2.1.1	Bassin du Parimbot	84
5.2.1.2	Bassin du Wixon Creek	86
5.2.1.3	Quelques remarques sur le comportement des modèles	90
5.3	La simulation des averses de projet	94
6.	Conclusions	97

## CHAPITRE 4:

100

Relation pluie-débit en zone urbaine. Modelage des événements fréquents. Estimation du coefficient de ruissellement.

1.	Introduction: Définition du problème	100
2.	Le modèle URBHYD	102
2.1	Présentation et description du modèle URBHYD	102
2.2	Principes de développement et validation du modèle URBHYD. Etudes antérieures	105

	<u>PAGE</u>	
2.2.1	Principes de développement	105
2.2.2	Validation du modèle URBHYD (Etudes antérieures)	107
3.	Description des bassins considérés dans la présente étude	109
3.1	Bassin de Luzzi (Italie)	109
3.2	Bassin Seine Saint-Denis (France)	112
3.3	Bassin de Clifton Grove (Angleterre)	113
3.4	Bassin de Lulea (Suède)	113
4.	Estimation des coefficients de ruissellement	116
4.1	Considérations préliminaires	116
4.2	Analyse comparative de différentes méthodes pour le calcul du coefficient de ruissellement en zone urbaine	118
4.2.1	Méthode du NERC	118
4.2.2	Méthode proposée par Harms	119
4.2.3	Remarques sur les méthodes du NERC et de Harms	122
4.2.4	Relations simplifiées pour le calcul du coefficient de ruissellement en zone urbaine	122
4.2.5	Analyse des résultats obtenus avec les différentes méthodes pour le calcul des coefficients de ruissellement sur les bassins considérés	126
5.	Application du modèle URBHYD	139
5.1	Methodologie	139
5.1.1	Calibration par erreurs successives	139
5.1.2	Calibraton automatique	141
5.2	Analyse comparative des résultats obtenus avec les deux méthodes de calibration	143
5.2.1	Résultats de la calibration par erreurs successives	143
5.2.2	Résultats de la calibration automatique	150
5.3	Comparaison des deux stratégies de calibration	151
6.	Conclusions	154
CHAPITRE 5:		157
	<u>Relations pluie-débit en zone urbaine. Validation du modèle URBHYD.</u>	
1.	Introduction: propos de l'étude	157
2.	Revue critique de la fonction de transfert. Discussion au sujet de quelques améliorations proposées dans la littérature	160
2.1	Revue critique de la fonction de transfert URBHYD	160
2.2	Améliorations de l'hydrogramme unitaire du réservoir linéaire	172
2.3	Remarques finales sur la fonction de transfert	178
3.	Validation du modèle URBHYD	179
3.1	Application de URBHYD sur des grandes surfaces	179

	<u>PAGE</u>	
3.1.1	Méthodologie	179
3.1.2	Résultats et discussion	180
3.2	Application du modèle URBHYD sur des bassins versants complexes	190
3.2.1	Présentation des bassins étudiés: Munkerisparken et Miljakovac	191
3.2.2	Méthodologie	191
3.2.2.1	Bassin de Munkerisparken	191
3.2.2.2	Bassin de Miljakovac	192
3.2.3	Résultats et discussion	193
3.2.3.1	Bassin de Munkerisparken	193
3.2.3.2	Bassin de Miljakovac	197
3.2.4	Remarques finales	204
3.3	Analyse de la contribution des parties perméables	205
3.3.1	Présentation du bassin étudié: King's Creek	205
3.3.2	Considérations préliminaires	206
3.3.2.1	Pertes par infiltration: équation de Horton	207
3.3.2.2	La fonction de transfert	211
3.3.3	Méthodologie	215
3.3.4	Résultats et discussion	215
4.	Conclusion	220
CHAPITRE 6:		223
<u>Considérations sur la structure d'un modèle pour micro-ordinateur. Amélioration de la structure du modèle OTTHYMO. Présentation de OTTHYMO-LOTUS</u>		
1.	Introduction	223
2.	Principes de développement des modèles pour micro-ordinateur	226
3.	Limites du modèle PC OTTHYMO	228
3.1	Gestion des données	228
3.2	Architecture générale	230
4.	Analyse critique des versions simplifiées	231
5.	Principes du modèle OTTHYMO-LOTUS	240
6.	Présentation de OTTHYMO-LOTUS. Exemple d'application pratique	244
6.1	Les méthodes de calcul	245
6.2	Fonctionnement du modèle OTTHYMO-LOTUS	245
6.3	La gestion des données	248
6.4	Application pratique	252
6.5	Remarques finales	256
CHAPITRE 7:		258
<u>Conclusions et définition des propos d'une future recherche</u>		

## LISTE DES FIGURES

	<u>PAGE</u>
CHAPITRE 1:	1
1.1	15
1.2	15
CHAPITRE 2:	22
2.1a	24
2.1b	26
2.2	33
2.3	35
2.4	36
2.5	37
2.6	42
2.7	46
2.8	49
2.9	51
2.10	55
2.11	56
2.12	58
CHAPITRE 3:	62
3.1	68
3.2	69
3.3	72
3.4	79

	<u>PAGE</u>	
3.5	Relation liant le stockage disponible à l'indice IPA pour le bassin du Parimbot	81
3.6	Relation liant CN* à l'indice IPA pour le bassin du Parimbot	83
3.7	Comparaison des débits observés et simulés avec les modèles de Green-Ampt, Holtan et CN* sur le bassin du Parimbot	85
3.8	Comparaison des débits de pointe observés et simulés avec les modèles d'infiltration étudiés sur le bassin de Wixon Creek	88
3.9	Comparaison globale des modèles étudiés sur le bassin du Parimbot	93
3.10	Comparaison globale des modèles étudiés sur le bassin de Wixon Creek	93
3.11	Relation liant le débit de pointe et le coefficient de ruissellement avec l'indice IPA pour les modèles CN*, Holtan et Green-Ampt.	96
CHAPITRE 4:	100	
4.1	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse du 5 juin 1963 sur le bassin de Gray Haven	111
4.2	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse du 22 septembre 1973 sur le bassin de Malvern	111
4.3	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse du 18 février 1980 sur le bassin de Pinetown	111
4.4	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse du 22 mai 1979 sur le bassin de Pinetown	111
4.5	Présentation du bassin versant de Luzzi (Italie)	114
4.6	Présentation du bassin de Seine Saint-Denis (France)	114
4.7	Présentation du bassin de Clifton Grove (Angleterre)	115
4.8	Présentation du bassin de Lulea (Suède)	115
4.9	Relation entre les erreurs sur le coefficient de ruissellement et les erreurs sur le débit de pointe. Résultats sur le bassin de Luzzi	116
4.10	Différents concepts de modélisation du coefficient de ruissellement dans la méthodologie du NERC (Angleterre)	119
4.11	Comportement du modèle proposé par Harms pour différentes conditions des paramètres	121
4.12	Valeurs de CN ajusté en zone urbaine en fonction du CN pour la partie perméable et du taux d'imperméabilité dans la méthodologie SCS	126
4.13	Variation des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale et comparaison avec les prédictions des modèles proposés dans la littérature	127

	<u>PAGE</u>	
4.14	Variation des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale et comparaison avec les prédictions de la méthodologie du SCS	129
4.15	Variation des coefficients de ruissellement avec le taux d'imperméabilité pour 70 bassins urbains aux Etats-Unis rapportée par Driscoll.	135
4.16	Comparaison des distributions cumulatives de la pluie nette calculée avec la méthode du SCS et le modèle URBHYD	137
4.17	Effet des distributions de pluie nette de la figure 4.16 sur l'hydrogramme simulé	138
4.18	Variation des erreurs sur le débit de pointe pour les 29 averses du bassin de Luzzi en calant événement par événement le coefficient de ruissellement	145
4.19	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse n° 25 sur le bassin de Luzzi	147
4.20	Hydrogrammes observé et simulé pour l'averse n° 3 sur le bassin de Luzzi	147
4.21	Variation des erreurs sur le débit de pointe en fonction de la pluie totale sur le bassin de Luzzi en appliquant les valeurs moyennes de l'imperméabilité et des pertes par stockage de surface (63%, 0.18 mm).	148
4.22	Variation des erreurs sur le coefficient de ruissellement en fonction de la pluie totale sur le bassin de Luzzi en appliquant les valeurs moyennes pour l'imperméabilité et les pertes par stockage de surface (63%, 0.18 mm).	149
CHAPITRE 5:		157
5.1	Différentes schématisation considérées au cours de l'application de URBHYD	159
5.2	Caractéristiques de la fonction de transfert du modèle URBHYD et effet du paramètre K	162
5.3	Variation du débit de pointe de l'hydrogramme unitaire de URBHYD	163
5.4	Effet du quotient $\Delta t/K$ pour différents pas de temps	164
5.5	Exemple de réponse à une pluie unitaire de durée 5 minutes, obtenue avec l'hydrogramme unitaire URBHYD	166
5.6	Exemple de réponse à un hyétogramme de pluie variable, obtenue avec l'hydrogramme unitaire de la figure 5.5	168
5.7a	Exemple d'un bassin composé de deux sous-bassins, dont les contributions au ruissellement confluent en un seul point	169

5.7b	Exemple de réponse obtenue avec le réservoir linéaire pour le bassin de la figure 5.7a et la pluie nette de la figure 5.6	170
5.8	Hydrogrammes unitaires observés pour une surface urbaine de 10 ha	172
5.9	Représentation de l'hydrogramme unitaire sans dimension, obtenu à partir des hydrogrammes unitaires de la figure 5.8	174
5.10	Hydrogramme unitaire proposé par Verworn et Harms	175
5.11	Hydrogrammes unitaires sans dimension proposés par Verworn et Harms pour les bassins décrits au tableau 5.1	177
5.12	Hydrogrammes observé et simulé et avec les paramètres à défaut et avec le coefficient de stockage calé pour l'averse 38 sur le bassin de Seine Saint-Denis	183
5.13	Hydrogrammes observé et simulé et avec les paramètres à défaut et avec le coefficient de stockage calé pour l'averse 1 sur le bassin de Seine Saint-Denis	184
5.14	Hydrogrammes observé et simulé et avec les paramètres à défaut et avec le coefficient de stockage calé pour l'averse 12 sur le bassin de Seine Saint-Denis	185
5.15	Variations du coefficient de stockage de URBHYD avec l'intensité maximum de la pluie. Bassin de Seine Saint-Denis	187
5.16	Variations des intensités maximum de la pluie pour cinq averses sur le bassin Seine Saint-Denis	188
5.17	Variations du coefficient de stockage de URBHYD avec l'intensité de la pluie sur le bassin de Munkerisparken. Longueur à défaut: 207 m.	195
5.18	Variation du coefficient de stockage avec l'intensité de la pluie pour le sous-bassin A. Bassin de Miljakovac	200
5.19	Variation du coefficient de stockage avec l'intensité de la pluie pour la totalité de la surface. Bassin de Miljakovac	201
5.20	Variation de la vitesse d'infiltration en fonction du temps, proposée par l'équation de Horton. Comparaison des paramètres à défaut de URBHYD avec les valeurs proposées dans la littérature	208
5.21	Application de l'équation de Horton quand l'intensité de la pluie est inférieure au taux d'infiltration	210
5.22	Variation des débits de pointe de l'hydrogramme unitaire de URBHYD pour les zones perméables et imperméables en fonction de l'intensité de la pluie pour le bassin de King's Creek	212

	<u>PAGE</u>	
5.23	Hydrogrammes unitaires pour les surfaces imperméables et perméables, obtenues pour 3 averse sur le bassin de King's Creek	213
5.24	Hyétogramme de pluie totale et courbes d'infiltration de Horton avec deux hypothèses sur fc. Averse 4 sur le bassin de King's Creek	218
5.25	Hyétogramme de pluie totale et courbes d'infiltration de Horton avec deux hypothèses sur fc. Averse 5 sur le bassin de King's Creek	219
CHAPITRE 6: —		223
6.1	Exemple typique de fichier avec les données d'entrée pour le modèle OTTHYMO PC	228
6.2	Mode d'entrée des données interactive pour une version du modèle SWMM sur micro-ordinateur	229
6.3	Menu principal du modèle SIMHYD	234
6.4	Exemple de menu dans le modèle OTTHYMO-BASIC	236
6.5	Exemple de gestion des données dans le modèle CEDRE	239
6.6	Principes du processeur de données dans le modèle OTTHYMO-LOTUS	242
6.7	Principes de fonctionnement du modèle OTTHYMO-LOTUS	246
6.8	Principes de schématisation du modèle OTTHYMO-LOTUS	247
6.9	Différentes catégories de données dans le modèle OTTHYMO-LOTUS	248
6.10	Exemple de fichier bassin contenant toutes les données pour le calcul du ruissellement. Modèle OTTHYMO-LOTUS	249
6.11	Exemple de fichier réseau contenant les données nécessaires à définir le réseau	251
6.12	Menu principal du programme de gestion générale	251
6.13	Présentation du bassin et schématisation pour l'application de OTTHYMO-LOTUS	253
6.14	Données de sortie générées par le modèle pour le bassin de la figure 6.13	254
6.15	Graphiques générés par LOTUS 1-2-3.	255
CHAPITRE 7: —		
7.1	Critères de calibration du sous-modèle URBHYD en fonction de la variation des coefficients de ruissellement avec la pluie totale	265

LISTE DES TABLEAUX

	<u>PAGE</u>
CHAPITRE 1:	1
1.1 Comparaison de différents modèles en fonction de leurs aptitudes à simuler les divers phénomènes du cycle hydrologique	5
1.2 Valeurs de n et tp proposés par Williams et Hann	12
1.3 Résultats obtenus après calibration de l'hydrogramme unitaire de Nash sur 6 bassins urbains. Comparaison avec les paramètres proposés par SCS.	13
CHAPITRE 2:	22
2.1 Capacités initiale et finale d'infiltration en fonction du type de sol	25
2.2 Présentation et signification des paramètres utilisés dans les fonctions d'infiltration	39
2.3 Résultats des analyses de régression entre Ia et S obtenus par Schulze (1984)	53
CHAPITRE 3:	62
3.1 Domaine de l'étude des fonctions d'infiltration	63
3.2 Valeurs du paramètre de couverture dans le modèle Hotan	75
3.3 Récapitulation des choix des paramètres pour les modèles étudiés	76
3.4 Valeurs des fonctions objectives calculées pour les débits de pointe et les temps de montée pour le bassin du Parimbot	84
3.5 Valeurs des fonctions objectives calculées pour les débits de pointe et les temps de montée pour le bassin de Wixon Creek	87
CHAPITRE 4:	100
4.1 Caractéristiques essentielles du modèle URBHYD	104
4.2 Caractéristiques essentielles des bassins où le modèle URBHYD a été validé dans des études antérieures à ce rapport.	108
4.3 Comparaison des débits observés et simulés avec URBHYD et SWMM pour les bassins du tableau 4.2	110
4.4 Valeur du coefficient de ruissellement en fonction du type et de l'occupation des sols, proposées par l'Instruction Technique Française	124
4.5 Valeurs du CN ajusté pour les quatre bassins étudiés	131

	<u>PAGE</u>	
4.6	Comparaison des coefficients de ruissellement calculés avec les méthodes STORM, Desbordes et Shaake	133
4.7	Résultat de la calibration automatique du modèle URBHYD sur le bassin de Luzzi	150
4.8	Comparaison des résultats obtenus sur le bassin de Luzzi avec la calibration par erreurs succes- sives et l'optimisation des paramètres.	152
CHAPITRE 5:		157
5.1	Caractéristiques de l'hydrogramme unitaire proposé par Verworn et Harms pour 20 bassins urbains	177
5.2	Résultats de l'application de URBHYD sur le bassin de Seine Saint-Denis (250 ha )	181
5.3	Valeurs de l'intensité maximum qui combinées avec les paramètres à défaut dans l'équation de Pedersen reproduisent le coefficient de stockage calé. Bassin Seine Saint-Denis	186
5.4	Caractéristiques essentielles des bassins versants complexes considérés pour l'application de URBHYD	190
5.5	Résultats obtenus avec URBHYD sur le bassin de Munkerisparken dans la phase de calibration	194
5.6	Validation du modèle URBHYD sur le bassin de Munkerisparken	196
5.7	Résultats obtenus avec URBHYD sur le bassin Miljakovac dans la phase de calibration	199
5.8	Validation du modèle URBHYD sur le bassin de Miljakovac	203
5.9	Comparaison des longueurs à défaut et des valeurs calées, après application de URBHYD sur les bassins de Munkerisparken et Miljakovac	204
5.10	Caractéristiques essentielles du bassin de King's Creek	206
5.11	Résultats obtenus avec les paramètres à défaut du modèle URBHYD sur le bassin de King's Creek	216
5.12	Validation du modèle URBHYD sur le bassin de King's Creek	216

## REMERCIEMENTS

L'auteur désire exprimer sa reconnaissance à son directeur de thèse, monsieur le professeur Paul Wisner de l'Université d'Ottawa, non seulement pour son assistance constante et éclairée, mais aussi pour son soutien moral qui pendant deux ans, est devenu une véritable source d'inspiration.

Je remercie aussi monsieur Jean-François Jaton de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, qui a su réveiller en moi, l'intérêt pour l'hydrologie.

Ce travail est le résultat de l'expérience acquise en tant qu'assistant coordonnateur du programme IMPSWM. Je profite de l'occasion pour étendre ces remerciements à tous ceux et celles, qui membres de ce programme, ont contribué par leurs commentaires à enrichir mon bagage hydrologique sans lequel, la réalisation de ce travail n'aurait pas été possible. Je tiens à remercier monsieur Brian Morse et Hugh Frazer dont la collaboration est hautement appréciée.

Finalement, je tiens à remercier mon père et ma mère, qui avec leur soutien moral et financier, ont véritablement contribué à mon éducation et à la réalisation de ce travail. Mes remerciements vont aussi à la famille Jean-Paul Groulx, qui pendant toutes ces années au Canada, est devenue un deuxième foyer.



David Consuegra Zammit

## RESUME

Nombreux sont aujourd'hui les modèles hydrologiques mis à la disposition des ingénieurs conseils. Malgré l'amplitude de cet éventail de moyens, il est encore difficile de retrouver parmi tous ces modèles, des méthodes de calcul vérifiées dans diverses conditions et accompagnées de critères pratiques quant à l'estimation des différents paramètres. Depuis quelques années, et surtout en Amérique du Nord, l'application des modèles hydrologiques s'encadre dans une tendance caractérisée par l'utilisation de techniques simplifiées avec une série de formules empiriques pour calculer les paramètres.


Avec l'avènement du micro-ordinateur, nous assistons à une véritable "démocratisation" de l'usage des modèles. Avec l'accroissement du nombre des usagers, les modèles hydrologiques sont obligés de couvrir un spectre plus ample de besoins. Désormais, le domaine des usagers peut maintenant inclure des ingénieurs sans expérience qui à maintes reprises et faute de recommandations valables sont obligés d'utiliser des critères pré-établis ou des paramètres à défaut. Il n'est pas nécessaire de souligner les risques associés à des pratiques de ce genre ou à des applications qui dépassent les limites imposées par le cadre original de développement. Dans cette situation, la nécessité de vérifier la performance des modèles devient un facteur d'ordre prioritaire. Voilà, la motivation essentielle de cette étude.

Cette thèse se veut une contribution à la vérification des aptitudes du modèle OTTHYMO à simuler les relations pluie-débit, et ceci sur des composantes choisies, à savoir:

- a) Vérification de la méthode du SCS améliorée (CN\*), pour le calcul des pertes par infiltration en zone rurale. Il s'agit d'une analyse comparative de différentes méthodes pour l'estimation des pertes, en fonction de leurs aptitudes à bien simuler des hydrogrammes observés.
- b) Vérification du sous-modèle URBHYD pour la simulation des hydrogrammes de ruissellement dans les zones urbaines. Dans cette partie de l'étude, les aspects qui ont retenu notre attention sont:
- Aptitudes à simuler les coefficients de ruissellement provoqués par des averses fréquentes ( $< 20$  mm)
  - Aptitudes à simuler les hydrogrammes de ruissellement en provenance de grandes surfaces urbaines ( $> 200$  ha)
  - Application du modèle à des bassins dont la forme du réseau d'assainissement est complexe
  - Analyse de la contribution des parties perméables en zone urbaine.

Il s'agit donc de définir les besoins de calibration du modèle dans ces conditions qui n'avaient pas été considérées dans sa phase de développement.

OTTHYMO est un modèle pour Plans Directeurs de Drainage. Par le fait même, les données requises pour sa mise en oeuvre doivent être limitées. Les prédictions du modèle doivent être acceptables sans ou avec un effort minimum de calibration. Ce critère a été retenu tout au long de cette étude.



Les conclusions essentielles de cet exposé sont:

1. Vérification de la méthode CN\* et analyse comparative avec d'autres fonctions d'infiltration.
  - 1a. L'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est un élément essentiel pour reproduire les débits de pointe observés.
  - 1b. Dans l'hypothèse d'un coefficient de ruissellement connu, les fonctions d'infiltration analysées sont aptes à reproduire les hydrogrammes observés. Comparativement aux autres fonctions d'infiltration, la méthode CN\* a donné des résultats équivalents.
  - 1c. Par rapport à des modèles d'infiltration plus compliqués, la simplicité de la méthode CN\* est un atout précieux. Les deux paramètres nécessaires à la mise en oeuvre de la méthode (abstraction initiale et CN\*), peuvent être obtenus à partir d'un seuil de ruissellement d'une part, et en fonction d'une relation avec un indice d'humidité du type IPA (Indice de Précipitation Antécédente) d'autre part. La relation CN\* versus IPA présente un intérêt particulier pour les simulations multi-événements.
2. Vérification du modèle URBHYD.
  - 2a. Pour les averses fréquentes ( $< 20$  mm), les coefficients de ruissellement observés présentent une variabilité significative. Cette variabilité, est en général, mal représentée par des modèles déterministes. Le modelage des averses fréquentes requiert un échantillon incluant de nombreux événements pour vérifier les erreurs associées à la variabilité des coefficients de ruissellement.
  - 2b. Pour ce type d'orages, les valeurs du coefficient de ruissellement sont, en général, nettement inférieures à l'imperméabilité physique du bassin.

Les résultats ont montré en fait, qu'il faut dans ces conditions considérer l'imperméabilité comme un paramètre de calibration. Celui-ci varie de façon considérable d'une averse à l'autre. Dans cet exposé, nous avons montré qu'il était cependant possible de définir une imperméabilité effective moyenne, à utiliser avec des pertes initiales réduites. Cette valeur peut être obtenue après inspection du comportement des coefficients de ruissellement observés en fonction de la précipitation. Les résultats montrent, néanmoins, que les erreurs sur les débits de pointe sont considérables pour des pluies inférieures à 5 mm.

- 2c. Les résultats obtenus après analyse comparative avec des averses observées confirment la validité des valeurs à défaut du modèle URBHYD pour le calcul du coefficient de stockage. Celles-ci sont, cependant, sujettes à quelques restrictions:
- 2d. Pour les bassins à grande surface, il est nécessaire de prendre l'intensité maximum de la pluie sur une durée caractéristique. Pour des surfaces supérieures à 200 ha, les résultats montrent qu'une valeur de 20 minutes est adéquate. Pour les surfaces plus petites ( $< 25$  ha), de bons résultats ont été obtenus avec 5 minutes. En fonction des contraintes de l'échantillon de bassins mis à notre disposition, nous n'avons pas pu vérifier la valeur de cette durée caractéristique pour des surfaces comprises entre 25 et 250 ha.
- 2e. Pour les bassins dont le réseau d'assainissement se caractérise par deux collecteurs en parallèle qui confluent à l'exutoire, la relation à défaut du modèle URBHYD ( $A = 1.5 L^2$ ) conduit à des sous-estimations des débits de pointe. Les résultats semblent indiquer que la relation  $A = 6 L^2$  donne de meilleurs résultats pour les bassins considérés.

---

A est la surface et L est la longueur du bassin

2f. Tous les résultats obtenus prouvent qu'avec une estimation adéquate du volume de ruissellement et un choix approprié du coefficient de stockage, il est possible de bien simuler les hydrogrammes observés. En ce qui concerne la contribution des parties perméables en zone urbaine, les résultats ont montré que la valeur à défaut pour la capacité finale d'infiltration ( $f_c$ ) du modèle de Horton (ie:  $f_c$ : 13.2 mm/h) éprouve des difficultés à simuler les volumes de ruissellement pour des averses de longue durée ( $> 2$  heures). En fonction des bassins analysés, la valeur  $f_c$ : 3 mm/h donnent de meilleurs résultats. Ce paramètre devrait être estimé en fonction du type de sol.

Pour compléter cet exposé, nous avons aussi proposé des améliorations du point de vue informatique de la structure du modèle OTTHYMO. Ces améliorations ont abouti à un nouveau modèle (OTTHYMO-LOTUS) qui se caractérise par une gestion des données souple et interactive, et par un mode d'exécution très efficace. La nouveauté essentielle se situe au niveau de l'utilisation de LOTUS 1-2-3, pour la manipulation de toutes les données.

## CHAPITRE I

### CONSIDERATIONS GENERALES. DEFINITION DU PROBLEME ET PROPOS DE L'ETUDE

#### 1. Introduction: effet de l'urbanisation.

L'urbanisation accélérée est un phénomène commun à beaucoup de pays développés et en voie de développement. Parmi les effets hydrologiques provoqués par l'urbanisation, nous pouvons retenir les suivants:

- a) augmentation des volumes de ruissellement en fonction de l'accroissement des surfaces imperméables.
- b) augmentation des vitesses d'écoulement de l'eau en surface, diminuant les temps de parcours et augmentant les débits de pointe.
- c) augmentation de la charge polluante dans les rivières.

Dans les premières phases de l'hydrologie urbaine, le contrôle des eaux de ruissellement provoquées par l'urbanisation reposait sur des principes simplistes comme le "zéro runoff increase principle", c'est-à-dire, la réduction des

débits de pointe à un niveau équivalent ou inférieur à celui calculé avant l'urbanisation.

Plus récemment, la plupart des règlements de drainage urbain imposent une approche hiérarchique à deux niveaux. Il s'agit en premier, d'une étude globale du bassin entier où en fonction des conditions présentes et futures, on évalue les critères suivants:

- a) fonctionnement actuel du réseau de drainage.
- b) vérification des apports supplémentaires possibles.
- c) impact des nouveaux plans d'urbanisme.
- d) analyse de différentes options pour accommoder le réseau à ces nouveaux changements.

Cette première étape est connue sous le nom de Plan Directeur de Drainage (PDD). Le PDD doit donc analyser les impacts divers de l'urbanisation ainsi que comparer plusieurs solutions pour le contrôle des eaux de ruissellement. Les solutions proposées se doivent de considérer les aspects suivants:

- a) emplacement des réservoirs de retenue.
- b) canaux de dérivation.
- c) coûts de conception et de réalisation.

- d) acceptation sociale des solutions proposées.
- e) impacts divers sur l'environnement.
- f) autres considérations pouvant inclure le débranchement des toitures, le stockage sur les toits ou la mise en place de mesures "non-structurelles" (Wisner, 1986), telles que régimes d'assurances contre les inondations ou programmes de prévention des crues, etc.

Les PDD analysent de façon globale des bassins à grande étendue incluant plusieurs sous-bassins. Les solutions proposées par le PDD feront par la suite, l'objet d'une analyse hydrologique et hydraulique détaillée pour chaque sous-bassin, avec le calcul de toutes les conduites formant le réseau.

L'incapacité des méthodes traditionnelles à résoudre les nouveaux problèmes de l'hydrologie urbaine a été généralement reconnue (Wisner et Cheung, 1982). Il faut donc faire appel à des modèles hydrologiques.

Même si le degré de complexité peut varier d'un modèle à un autre, il est possible dans la plupart des cas de distinguer les composantes suivantes:

- a) simulation de la pluie de projet.

- b) stimulation de l'écoulement: - calcul des pertes par infiltration ou fonction de production.
  - transformation de la pluie nette en ruissellement ou fonction de transfert.
- c) acheminement des hydrogrammes vers l'exutoire du bassin à travers des collecteurs (en surcharge ou non), des canaux ou des réservoirs de retenue.
- d) qualité des eaux de ruissellement.

Depuis un certain nombre d'années, les ingénieurs conseils disposent d'une foule de modèles hydrologiques. Face à cet éventail de moyens, la question du choix du modèle fait partie du processus global de décision.

Le tableau 1.1 compare divers modèles en fonction de leurs aptitudes à simuler les différents phénomènes du cycle hydrologique. L'inspection du tableau 1.1 montre que chaque modèle a un domaine d'application spécifique.

Modèle	HYMO	SWM	ILLUDAS	OTTHYNO	OTTSMN	CEDRE	HYSTEM
Phénomène hydrologique.							
Simulation détaillée (petites surfaces)	*	*	*	*	*	*	*
Simulation globale (grandes surfaces)	*			*		*	
Ruissellement rural	*			*			
Ruissellement urbain		*	*	*	*	*	*
Laminage canal	*	*		*	*		*
Laminage conduite		*	*	*	*	*	*
Analyse surcharge		*		*	*	*	*
Acheminement réservoir	*	*		*	*	*	*
Double drainage				*	*		
Pollution		*					
Plans directeurs de drainage	*			*		*	
Analyse détaillée		*	*		*	*	*
Références	HYMO, (Williams et Hann, 1973) SWM, (Huber et al, 1982) ILLUDAS, (Stall et Terstriep, 1977) OTTHYNO, (Wisner et P'ng, 1982) OTTSMN, (Wisner et Kassem, 1982) CEDRE, (Chocat, 1984a) HYSTEM, (Fuchs et Harms, 1986)						

Tableau 1.1 Comparaison de différents modèles en fonction de leurs aptitudes à simuler les divers phénomènes du cycle hydrologique.

Tout au long de cet exposé, nous allons concentrer la plupart de nos efforts sur l'analyse du modèle OTTHYMO (Wisner et P'ng, 1982). Ce modèle a été développé pour les plans directeurs de drainage.

## 2. Présentation du modèle OTTHYMO. Caractéristiques générales

L'inspection du tableau 1.1 indique que le modèle OTTHYMO inclut les capacités suivantes:

a) simulation globale du phénomène d'écoulement dans des bassins à grande surface (Plan Directeur de Drainage).

b) méthodes de calcul spécifiques pour le calcul des hydrogrammes de ruissellement en zone rurale et urbaine. Cette caractéristique est essentielle dans un modèle développé pour les plans directeurs de drainage. Rappelons qu'un des objectifs du PDD est l'évaluation des impacts de l'urbanisation. D'autres modèles utilisés dans ce même contexte ne possèdent que des méthodes exclusives aux bassins ruraux ou urbains, (ex: HYMO ou SWMM). L'expérience a montré que l'utilisation de ces modèles en dehors des limites imposées par leur cadre de développement peut générer des erreurs sérieuses.

Dans le modèle OTTHYMO, le calcul du ruissellement en zone rurale et urbaine est assuré par les sous-modèles NASHYD et URBHYD.

NASHYD utilise l'hydrogramme unitaire de la cascade de réservoirs, proposé par Nash (Nash, 1957). Une description détaillée de cet hydrogramme unitaire est présentée à l'annexe 5. Les caractéristiques de cet hydrogramme unitaire sont définies par deux paramètres, à savoir  $n$  et  $t_p$ , où  $n$  est le nombre de réservoirs et  $t_p$  est le temps de montée. Les pertes par infiltration sont obtenues avec la méthode du SCS améliorée décrite en détail dans le chapitre 2. URBHYD est un modèle conceptuel à deux réservoirs quasi-linéaires pour simuler séparément les contributions des parties imperméables et perméables. Le coefficient de stockage pour les deux réservoirs est basé sur l'onde cinématique. En zone imperméable, le hydrogramme de pluie nette est obtenu après soustraction d'un stockage de surface constant. Dans la partie perméable, les pertes sont calculées après soustraction d'un stockage de surface et application de l'équation de Horton ou de la méthode SCS améliorée. Le sous modèle URBHYD sera présenté plus en détail au chapitre 4.

c) techniques différentes pour l'acheminement des hydrogrammes dans les canaux et les conduites. Pour acheminer les hydrogrammes dans un cours d'eau ou un canal, OTTHYMO utilise les trois commandes comprises initialement dans le modèle HYMO. Il s'agit de:

- COMPUTE RATING CURVE pour calculer la courbe de tarage à une section du cours d'eau avec l'équation de Manning.
- COMPUTE TRAVEL TIME pour calculer le temps de parcours pour différents débits sur un même tronçon.
- ROUTE utilise les résultats calculés par les deux commandes précédentes et achemine les hydrogrammes entre les différentes sections. La méthode d'acheminement est la VSC. (Williams et Hann, 1973).

Pour acheminer les hydrogrammes dans les conduites, OTTHYMO utilise la commande KINROUTE. Il s'agit de la méthode de l'onde cinématique. Les résultats de KINROUTE sont compatibles avec ceux obtenus avec EXTRAN pour des pentes et longueur de tronçons normalement retrouvées dans la pratique (Wisner et Kassem, 1982).

d) acheminement par des réservoirs. OTTHYMO utilise la commande RESROUTE. Il s'agit tout simplement de la méthode

du "Storage Indication" basée sur le principe de la conservation de la masse. La mise en oeuvre de la méthode exige le calcul séparé de la courbe stockage-débit sortant.

e) simulation approximative du système majeur et mineur avec la commande DUHYD (Wisner et al, 1983).

OTTHYMO est un modèle à simulation discrète. Il peut toutefois simuler une série d'averses observées avec un choix approprié des conditions antécédentes d'humidité (Jordan et Wisner, 1983).

Pour assurer un mode d'utilisation facile et souple, le modèle OTTHYMO reprend les caractéristiques essentielles de la structure de HYMO. L'expérience a montré que l'utilisation de cette structure était relativement facile et ne demandait pas des connaissances sur le plan informatique. OTTHYMO a aussi retenu toutes les commandes d'exécution de HYMO pour imprimer, dessiner, additionner et comparer des hydrogrammes.

### 3. Nécessité de vérification des modèles.

L'importance de la calibration et la validation des modèles hydrologiques a récemment fait l'objet d'une

conférence internationale en Yougoslavie (Maksimovic et Radojkovic, 1986). Au cours de ce séminaire une banque internationale de données (BID), incluant des événements observés pour plus de 20 bassins urbains, a aussi été présentée.

Dans la pratique, les modèles hydrologiques sont utilisés avec des valeurs à défaut. Ces paramètres sont normalement issus des résultats d'analyses comparatives avec des averses observées.

Les exemples qui suivent montrent bien la nécessité de ces analyses comparatives.

La plupart des projets pour la gestion du ruissellement sont conçus avec des modèles qui retiennent la méthodologie SCS-TR55 (SCS, 1975). Dans ces modèles, les pertes par infiltration sont obtenues avec la méthode CN accompagnée d'une relation empirique pour les pertes initiales ( $I_a=0.2S$ ). La transformation de la pluie nette en débit se fait moyennant un hydrogramme unitaire avec une autre relation empirique pour le temps de montée. On peut montrer que la forme de cet hydrogramme unitaire correspond à celle obtenue avec le modèle de Nash pour  $n=4.75$  (annexe 5).

Le tableau 1.2 montre les valeurs de  $n$  et  $t_p$ , obtenues après calibration de l'hydrogramme unitaire de Nash pour 6 bassins ruraux (Wisner et al, 1984).

L'inspection du tableau 1.2 montre que les valeurs de  $n$  sont inférieures à la valeur proposée par l'hydrogramme unitaire SCS ( $n=4.75$ ). A la vue de ces résultats, une valeur de  $n$  égale à 3 semble plus appropriée. Les valeurs de  $t_p$  calculées sont supérieures à celles calculées avec la formule empirique de Williams et Hann (1973). Dans la phase de calibration, la méthode SCS améliorée fut appliquée. Les valeurs des pertes initiales ( $I_a$ ) variaient entre 1 et 4 mm. Les résultats indiquent que l'hypothèse  $I_a=0.2S$ , conduit à des sur-estimations des pertes initiales.

Initialement développée pour les zones rurales, la méthodologie SCS est aussi appliquée dans les bassins urbains. Le tableau 1.3 montre les résultats de la calibration de l'hydrogramme unitaire de Nash pour 6 bassins urbains. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus avec la procédure SCS. Les temps de montée  $t_p^1$  et  $t_p^2$  ont été calculés avec la méthode du "lag" et avec la méthode du temps de parcours ou "velocity method" (SCS, 1975).

Bassin	Situation	Surface ha	Pente %	Tp calibré hrs	Tp Williams hrs	n
Wixon Creek	Ontario	1016	1.2	3.7	1.42	2.6
Holiday Creek	Ontario	3053	0.7	5.7	2.82	2.0
North Morrow	Ontario	382	1.0	6.0	3.31	2.0
Clément Ménard	Ontario	96	0.1	2.0	1.93	1.85
Collins Creek	Ontario	15500	0.15	69.0	11.8	3.0
Parimtot	Suisse	380	2.0	1.7	0.61	3.0

Formule Williams:  $Tp = 6.54 A^{0.39} S^{-0.50}$  n est le nombre de réservoirs  
 Tp = heures du modèle de flash.

A = surface (mi<sup>2</sup>)

S = pente pieds/mi

Tableau 1.2 Valeurs de n et tp calées avec l'hydrogramme unitaire de Nash sur 6 bassins ruraux. Comparaison avec les valeurs de tp proposées par Williams et Hann (1973).

Bassin	Surface ha	Imperméabilité %	Pente %	n	Variations de n	$t_p$ heures	Variations de $t_p$	$t_p^1$	$t_p^2$
King's Creek	5.95	49	0.7	3	1.8 < n < 5.0	0.1	0.08 < $t_p$ < 0.15	0.48	0.149
Malvern	23.1	34	2.0	2.1	1.15 < n < 3.7	0.05	0.033 < $t_p$ < 0.08	0.445	0.194
Gray Haven	9.40	52	1.0	3.5	1.8 < n < 10.0	0.072	0.05 < $t_p$ < 0.083	0.263	0.155
Munkeriparken	6.44	31	1.0	3.25	2.5 < n < 4.0	0.06	0.05 < $t_p$ < 0.083	0.333	0.116
Minkole	25.34	16	5.0	1.8	1.4 < n < 2.3	0.04	0.033 < $t_p$ < 0.05	0.210	0.093
St-Denis	250	33	0.9	1.4	1.15 < n < 1.7	0.1	0.09 < $t_p$ < 0.11	1.494	0.330
Orzycha	300	50	0.4	1.6	1.0 < n < 2.1	données non disponibles			-

Note: Les variations de n et  $t_p$  indiquent les valeurs maximum et minimum des paramètres en question.

\* en heures

Tableau 1.3 Résultats obtenus après calibration de l'hydrogramme unitaire de Nash sur 6 bassins urbains. Comparaison avec les paramètres proposés par SCS.

Le tableau 1.3 montre que les valeurs de n varient de façon considérable, d'un bassin à l'autre ainsi que d'une averse à l'autre. Les valeurs de  $t_p$  calées, sont aussi différentes de celles calculées avec les 2 méthodes du SCS.

Le choix de la pluie de projet est aussi très important. Il est souvent utile de comparer les résultats obtenus avec des pluies de projet et une série de pluies historiques. Wisner et Frazer (1982) ont comparé les débits de pointe obtenus avec des pluies Chicago (Keyfer et Chu,

1957), SCS (type II-24 heures) et des averses historiques enregistrées dans la région de Métro-Toronto. Les débits de pointe ont été calculés avec les sous-modèles NASHYD et URBHYD pour les zones rurales et urbaines respectivement. Pour les surfaces rurales, le "Curve number" est obtenu à partir d'une corrélation avec l'IPA (cf. chapitre 2). Les résultats de l'étude montrent que les débits de pointe générés par la pluie Chicago en zone urbaine sont plus proches des valeurs observées que ceux obtenus avec la pluie SCS (fig. 1.2). En zone rurale, les résultats sont très influencés par les conditions antérieures d'humidité. Avec un choix approprié du CN, les pluies SCS semblent donner de meilleurs résultats (fig. 1.1).

Tous ces exemples montrent que les modèles pour l'étude des relations pluie-débit doivent être vérifiés. Les résultats des essais décrits ci-dessus indiquent les erreurs potentielles associées à des pratiques trop standard. Toutes les approximations et simplifications doivent être bien documentées.

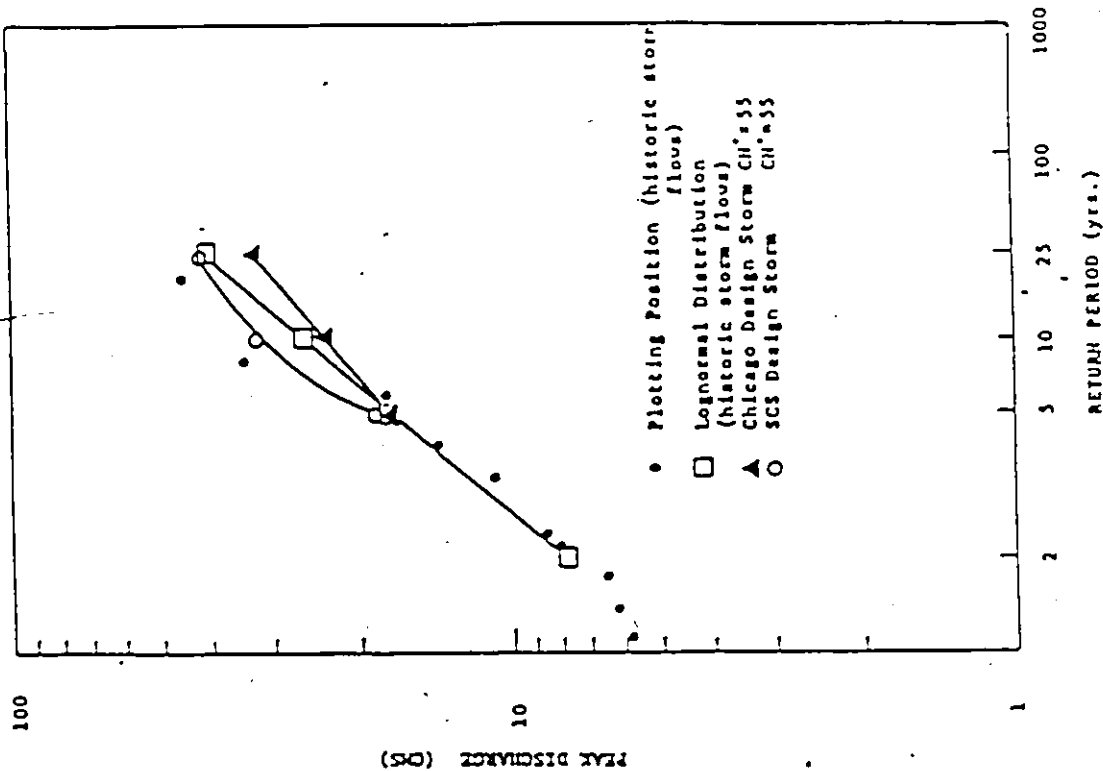


Fig. 1.1 Comparaison des débits simulés en zone rurale  
 a) averses historiques  
 b) pluies Chicago  
 c) pluies SCS (d'après Wisner et Frazer, 1982)

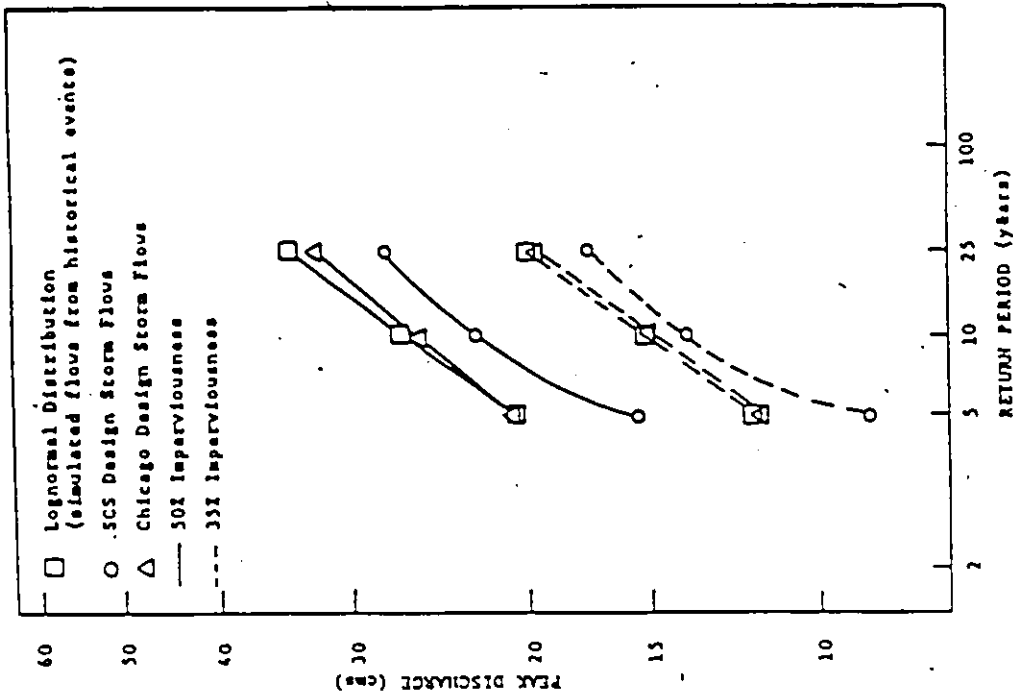


Fig. 1.2 Comparaison des débits simulés en zone urbaine  
 a) averses historiques  
 b) pluies Chicago  
 c) pluies SCS

Au niveau du calcul des pertes par infiltration, les modèles physiques ont regagné une certaine popularité. Rawls (Rawls et al, 1983) et Collins et Moon Ltd. (1983) ont analysé les paramètres du modèle Green-Ampt. Cependant aucune de ces études n'a analysé l'aptitude de ces modèles à simuler les hydrogrammes observés.

De nos jours, les questions reliées à la qualité des eaux de ruissellement et au contrôle en temps réel des réseaux d'assainissement sont de plus en plus importantes. Jusqu'à présent, la plupart des projets d'assainissement ne considéraient que les événements majeurs, pour lesquels ont été développés la majorité des modèles conceptuels disponibles. Cependant, l'étude de la pollution et du contrôle en temps réel est plus intéressée aux événements fréquents ( $< 20\text{mm}$ ), pour lesquels, les modèles normalement utilisés n'ont jamais été vérifiés. Ce n'est que très récemment, que les manuels d'utilisation de certains modèles établissent des limites quant au volume de pluie minimum.

#### 4. Informatique et assainissement

Dans les années 70, l'environnement informatique ne permettait pas l'application de concept tel CAO (Conception Assistée par Ordinateur), dialogue conversationnel ou

capacités graphiques. Le mode d'exécution ne pouvait être que du type "batch". L'utilisation des modèles était ainsi réservée à des experts en informatique travaillant pour des centres de recherche ou des grandes firmes d'ingénieurs conseils. Toute cette expertise était donc en dehors de la portée des petites et moyennes firmes (Harley, 1983).

Il va falloir attendre l'avènement du micro-ordinateur pour généraliser l'utilisation des modèles. En fonction d'un coût d'achat relativement bas et de capacités techniques s'améliorant de jour en jour, le micro-ordinateur va contribuer à une véritable "démocratisation" de l'usage des modèles. Les avantages associés à l'utilisation des micro-ordinateurs (gestion des données, graphiques, usage interactif, disponibilité d'un grand nombre de logiciels, etc.) sont évidents et ne feront pas l'objet d'une discussion dans cet exposé. Avec le micro-ordinateur, le domaine des usagers potentiels s'est accru de façon considérable. Avec l'augmentation du nombre des usagers, les nouveaux modèles sont obligés de couvrir un spectre plus ample de besoins. Dans cette nouvelle situation, la nécessité de vérifier la performance des modèles devient plus importante, car ceux-ci peuvent être mis à la disposition d'ingénieurs sans expérience.

Avec l'avènement du micro-ordinateur, nous assistons à une véritable révolution. La liste des séminaires, conférences et publications rapportant des applications du micro-ordinateur en hydrologie est interminable. (Torno, 1985; Mirzà, 1986). En effet, le marché est inondé de nouveaux modèles. L'utilisation interactive et les capacités graphiques sont des caractéristiques communes. Nous pensons cependant que le rôle principal du micro-ordinateur se situe au niveau de ses capacités pour le traitement des données. Or, comme nous le verrons plus tard dans cet exposé, très peu de modèles semblent s'orienter dans cette direction.

##### 5. Propos de l'étude

Cet exposé est centré sur l'étude des sous-modèles NASHYD et URBHYD. L'objectif est de vérifier les aptitudes de ces sous-modèles à simuler le phénomène de l'écoulement en zone rurale et urbaine. Les diverses conclusions proposées sont basées sur des comparaisons avec des événements observés pour un certain nombre de bassins versants. Il ne s'agit pas ici de proposer un nouveau modèle, mais plutôt d'établir des critères pratiques et des recommandations en ce qui concerne l'application de NASHYD et de URBHYD.

La dernière partie de cet exposé présente un modèle hydrologique pour micro-ordinateur. Il ne s'agit pas d'un nouveau modèle dans le sens que les méthodes de calcul sont semblables ou identiques à celles d'OTTHYMO. La différence essentielle se situe au niveau du traitement des données. Un raccordement avec LOTUS 1-2-3 permet une gestion des données d'entrées et de sortie extrêmement efficace. Le modèle sera baptisé OTTHYMO-LOTUS.

Le plan que nous proposons pour cet exposé est le suivant:

a) Etude comparative de différentes fonctions d'infiltration en zone rurale (cf. chapitres 2 et 3).

Il s'agit de vérifier les aptitudes de la méthode SCS améliorée du sous-modèle NASHYD à simuler le phénomène d'infiltration en zone rurale. L'évaluation de cette technique se fera par comparaison avec des événements observés d'une part, et par analyse comparative avec des méthodes plus complexes d'autre part. Les fonctions d'infiltration choisies pour l'analyse comparative sont

- méthode proportionnelle
- méthode du W modifiée
- fonction de Green-Ampt

- fonction de Holtan.

Les conclusions de cette partie de l'étude sont basées sur les critères suivants:

- aptitude à reproduire les hydrogrammes observés
- estimation des paramètres, et éventuelles relations avec les indices d'humidité.

b) Etude des relations pluie-débit en zone urbaine  
(cf. chapitres 4 et 5)

Cette partie de l'étude se propose de vérifier les aptitudes du sous-modèle URBHYD à simuler le phénomène de l'écoulement en zone urbaine. Les conclusions proposées reposent essentiellement sur les résultats obtenus après comparaison avec des averses observées sur un certain nombre de bassins urbains.

Dans le chapitre 4, nous allons étudier la simulation des averses fréquentes ( $< 20$  mm). Il s'agit de vérifier:

- si les méthodes conventionnelles pour le calcul des coefficients de ruissellement sont applicables pour ce genre de pluie.
- si il est nécessaire dans ces conditions de définir de nouveaux besoins de calibration du sous-modèle URBHYD. Comme nous le verrons au chapitre 4,

les études antérieures de validation de URBHYD  
incluaient uniquement des événements majeurs.

Dans le chapitre 5, on se propose d'étudier plus en  
détail la fonction de transfert du modèle URBHYD ainsi  
que la contribution des zones perméables.

Les conclusions proposées sont basées sur des  
comparaisons avec des événements observés incluant des  
pluies fréquentes d'une part, et des événements majeurs  
d'autre part.

c) Présentation de OTTHYMO-LOTUS (Chapitre 6)

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'analyser la  
structure informatique de différents modèles. Les  
conclusions seront appliquées au développement d'une  
version améliorée du modèle OTTHYMO. Ce nouveau modèle  
sera baptisé OTTHYMO-LOTUS. Par rapport à OTTHYMO,  
OTTHYMO-LOTUS ne représente qu'une amélioration au  
niveau de la gestion des données. Les méthodes hydro-  
logiques de calcul incluses dans ce nouveau développe-  
ment sont identiques ou compatibles à celles de son  
parent.

d) Conclusions générales (Chapitre 7)

## CHAPITRE II

ANALYSE COMPARATIVE DE DIFFERENTES FONCTIONS D'INFILTRATION  
EN ZONE RURALE. CONSIDERATIONS GENERALES. PRESENTATION ET  
ANALYSE CRITIQUE DES MODELES D'INFILTRATION1. Introduction

Le processus d'infiltration est l'une des composantes du cycle hydrologique; avec l'évaporation, l'évapotranspiration et le stockage de surface, il fait partie des pertes qui limitent le phénomène de ruissellement lors des précipitations. De manière très simplifiée, on peut ramener la partie du cycle hydrologique qui intéresse le ruissellement de surface à l'équation suivante:  $R = P - \sum \text{pertes}$ , où R désigne le ruissellement et P la précipitation.

Dans ce rapport, nous nous intéressons principalement à l'infiltration, dont le rôle est prépondérant dans l'estimation des pertes. Rappelons que la capacité d'absorption ou d'infiltration  $f(t)$  d'un sol est définie comme l'intensité maximale de pluie qu'il peut absorber lorsque l'intensité  $i(t)$  de la pluie effective qu'il reçoit au temps  $t$  est égale

ou supérieure à  $f(t)$ . L'excédent éventuel du débit pluvial sur le débit d'infiltration est utilisé d'abord pour compléter le stockage superficiel, puis pour alimenter le ruissellement. La capacité d'infiltration est caractérisée par la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol, exprimée en mm/h ou cm/s.

L'analyse montre que la vitesse d'absorption varie en fonction du temps d'une part, de facteurs physiques d'autre part (Jaton, 1982). Parmi ceux-ci, il faut citer

- le type de sol (texture, structure)
- la teneur en eau initiale du sol
- la couverture végétale
- la topographie.

D'une façon générale, la vitesse d'infiltration décroît dans le temps et tend vers une limite selon le schéma ci-dessous (Fig. 2.1a).

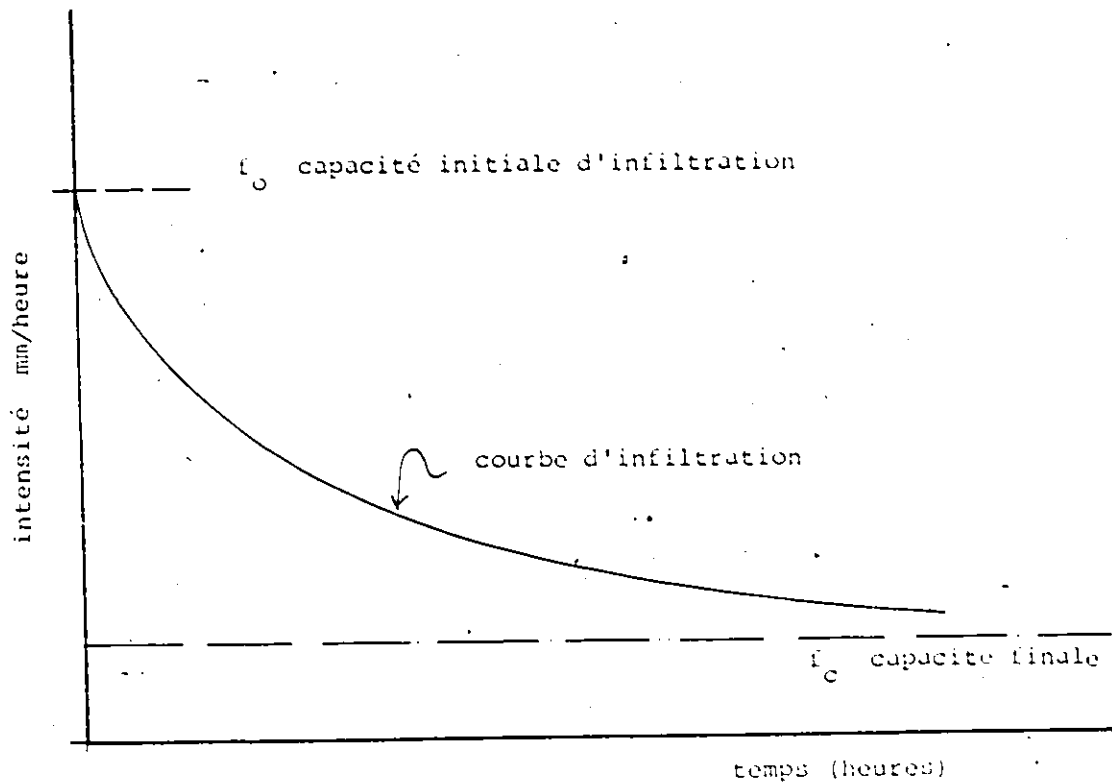


Fig. 2.1a Variation de la vitesse d'infiltration en fonction du temps pour un type de sol donné.

Les paramètres  $f_0$  et  $f_c$  qui représentent respectivement les capacités initiale et finale d'infiltration dépendent surtout du type de sol. Musgrave (1955) donne les valeurs ci-dessous pour  $f_0$  et  $f_c$  en fonction du type de sol (Tableau 2.1).

TYPE DE SOL	GROUPE	$f_0$ (mm/h)	$f_c$ (mm/h)
sable, silt	A	250	12-8
limon sableux	B	200	8-4
limon argileux	C	130	4-1
argile, sols salins	D	75	1-0

Tableau 2.1 Capacités initiale et finale d'infiltration en fonction du type de sol (Musgrave, 1955)

Les valeurs données pour  $f_0$  dans le tableau ci-dessus sont celles adoptées par le Service de Conservation des Sols Américain (USDA National Engineering Handbook, 1969). Précisons que dans la terminologie nord-américaine, les sols ont été regroupés en quatre groupes A, B, C et D. Les sols du groupe A comprennent les sables profonds, les loess profonds, ainsi que les silts bien structurés (en agrégats); ceux du groupe B, les loess peu profonds et les limons sableux; ceux du groupe C, les limons argileux, les limons sableux peu profonds, les sols pauvres en matière organique ou riches en argile. Le groupe D, enfin, comprend les argiles plastiques, les argiles gonflantes et certains sols salins.

Dans une précédente étude (Jaton, 1982), la teneur en argile avait été choisie comme paramètre caractéristique de la texture du sol. Ce paramètre avait été par la suite relié à la capacité limite d'infiltration (notée  $f_1$ ). La figure 2.1b illustre les résultats obtenus sur des parcelles expérimentales en Tunisie, où l'on vérifie bien la relation de proportionalité inverse qui lie les deux paramètres.

La teneur en eau initiale du sol joue un rôle important en affectant la vitesse initiale d'infiltration (Mosini, 1978; Jaton, 1982). Mosini relie l'amplitude de variation ( $f_0 - f_c$ ) à l'humidité volumique initiale du sol par une fonction puissance du type  $f_0 - f_c = a\theta^b$ , où  $\theta$  est l'humidité et  $a$  et  $b$  sont des coefficients d'ajustement.

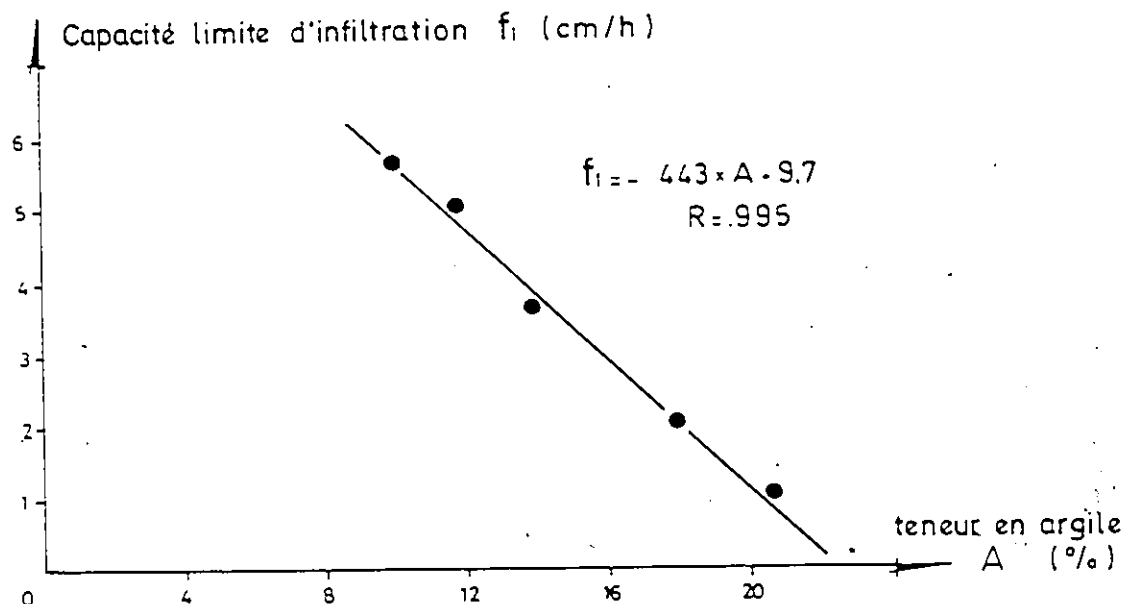


Fig. 2.1b Relation entre la capacité limite d'infiltration de l'eau dans le sol et la teneur en argile de ce sol.

Le couvert végétal favorise l'infiltration et ce, pour différentes raisons: ralentissement de l'écoulement, ce qui donne plus de temps à l'eau pour s'infiltrer; augmentation de la perméabilité et de la porosité du sol par les racines; réduction des phénomènes de splash et de destruction de la structure des agrégats par les gouttes de pluie.

La topographie, enfin, joue également un rôle: la présence de fortes pentes limite la possibilité de stockage, accélère l'écoulement de surface et réduit la possibilité d'infiltration.

## 2. Les différentes approches pour calculer le volume de ruissellement.

La plupart des modèles déterministes de transformation des pluies en débits comportent plusieurs fonctions successives qui ont pour rôle de simuler les différents processus intervenant sur un bassin versant lors d'un événement pluvieux. Parmi ces fonctions, celle dite de rendement ou de production est particulièrement importante, puisqu'elle a pour but de transformer la pluie totale tombée sur le bassin en pluie nette, ou pluie excédentaire, disponible pour le ruissellement de surface.

Deux approches sont possibles pour déterminer le volume de pluie en excès et sa répartition dans le temps. La première utilise le concept de coefficient de ruissellement pour définir le volume total disponible, et une fonction de distribution pour définir le hyétogramme dans le temps. La seconde méthode s'appuie sur des fonctions d'infiltration, qui donnent la quantité d'eau que le sol est capable d'absorber en fonction du temps et, par conséquent, la quantité et la distribution temporelle de l'eau en excès sur le sol.

Ce chapitre présente une description détaillée des différents modèles d'infiltration considérés dans cette étude. Dans le chapitre suivant, le lecteur trouvera une exposition des résultats de l'analyse comparative de ces méthodes.

### 3. Méthode du coefficient de ruissellement

#### 3.1 Détermination du coefficient de ruissellement

##### 3.1.1 Définition - Généralités

Nous nous intéressons ici au coefficient de ruissellement défini comme le rapport de la hauteur d'eau ruisselée à la hauteur d'eau précipitée au cours d'un événement averse-crue.

L'utilisation du coefficient de ruissellement est très répandue en raison surtout de sa grande simplicité d'emploi. Des tables donnent la valeur du coefficient à utiliser, compte tenu de la nature du bassin versant, de son relief, de sa couverture et du type de sol en particulier.

L'emploi de telles valeurs sous-entend que le coefficient de ruissellement est constant dans le temps pour un bassin versant donné, ce qui n'est que très grossièrement vrai. En réalité, d'autres facteurs importants conditionnent le ruissellement, dont l'état d'humidité du bassin au moment de l'averse d'une part, et les caractéristiques de cette averse (hauteur, intensité) d'autre part. La prise en compte de ces paramètres, variables d'un événement à l'autre, conduit à la détermination de valeurs plus réalistes du coefficient de ruissellement. Le choix des facteurs les plus importants peut se faire à l'aide de l'analyse en composantes principales. Le coefficient peut ensuite être exprimé sous forme d'équation de régression en fonction des paramètres les plus explicatifs dégagés précédemment.

### 3.1.2 Coefficient de ruissellement et facteurs conditionnels

Parmi les facteurs fonctionnels principaux du coeffi-

cient de ruissellement des petits bassins versants ruraux en zone humide ou semi-aride, les indices d'humidité du sol et les caractéristiques de l'averse sont ceux qui interviennent le plus fréquemment dans les relations. L'indice de précipitation antécédente IPA, en particulier, a été adopté par plusieurs auteurs (Kohler et Linsley, 1951; Jaton, Musy, Regamey, 1978; Foroud et Broughton, 1981; Jaton, 1982). Dans certaines études, l'indice IPA est combiné avec d'autres paramètres, comme le "déficit en humidité du sol "SMD" (British National Environment Research Council, 1975), ou encore le "numéro de semaine WN", qui agit comme un facteur saisonnier (Kohler et Linsley, 1951; Harms, 1984). D'autres chercheurs font intervenir le débit de base du cours d'eau avant la crue comme indicateur de l'état d'humidité du bassin (Jaton, 1982; Lynch et Corbet, 1982).

Du point de vue des caractéristiques de l'averse, les paramètres les plus fréquemment employés sont la hauteur de pluie totale, la hauteur de pluie nette (ou pluie efficace), ou encore la hauteur de pluie utile, définie comme la hauteur totale de précipitation tombée au cours de la durée de pluie nette.

Ces différents paramètres sont utilisés pour rechercher des équations de régression ayant comme variable expliquée

le coefficient de ruissellement. Le paragraphe suivant décrit une étude de ce genre.

### 3.1.3 Méthode testée à l'IGR (LAUSANNE) 1978-1981 (Jaton, 1982)

Dans les études effectuées par l'Institut de Génie Rural (IGR), différentes équations du type additif ont été recherchées et testées sur des parcelles viticoles de quelques hectares et sur des petits bassins de quelques kilomètres carrés. Les paramètres explicatifs choisis à priori étaient les suivants: l'indice de pluie antécédente IPA, le débit de base au début de la crue  $Q_0$ , les hauteurs de pluie totale  $P_{tot}$  et de pluie efficace  $P_{eff}$ , les intensités maximales en 6, 15 et 30 min. sur les parcelles, et en 30, 60 et 180 min. sur les petits bassins, l'intensité moyenne de la pluie efficace  $I_{me}$ , les durées de pluie totale et de pluie efficace.

A titre d'exemple, examinons les résultats obtenus en appliquant le modèle de régression linéaire multiple aux coefficients de ruissellement du bassin versant du Parimbot ( $3.8 \text{ Km}^2$ ), observés au cours de plus de 50 crues entre 1976 et 1978. Le modèle tourne par itérations successives en éliminant les variables les moins explicatives. Les remarques suivantes peuvent être tirées:

- les variables les plus explicatives du coefficient de ruissellement sont les deux indices d'humidité (IPA et  $Q_0$ ), ainsi que les hauteurs de pluie totale et efficace;
- les paramètres "intensité" et "durée" de pluie sont tous éliminés au cours de la seconde itération, excepté l'intensité en 180 min., éliminée lors de la troisième itération;
- le coefficient de corrélation multiple est légèrement supérieur à 0,8.

Une calibration du modèle, effectuée sur un échantillon de 29 événements (Jaton et Gloor, 1981), observés sur le bassin de Parimbot, a donné les résultats suivants:

- les paramètres explicatifs retenus par le modèle sont la hauteur de pluie totale  $P_{tot}$  et le débit de base  $Q_0$ ;
- l'équation de régression obtenue est la suivante (voir fig. 2.2):

$$Cr = 0.2 P_{tot} + 101 Q_0 - 3.81 \quad (2.1)$$

avec  $Cr$  = coefficient de ruissellement volumétrique  
en %

$P_{tot}$  = hauteur de pluie totale de l'averse en mm

$Q_0$  = débit de base au début de la crue en  $m^3/s$

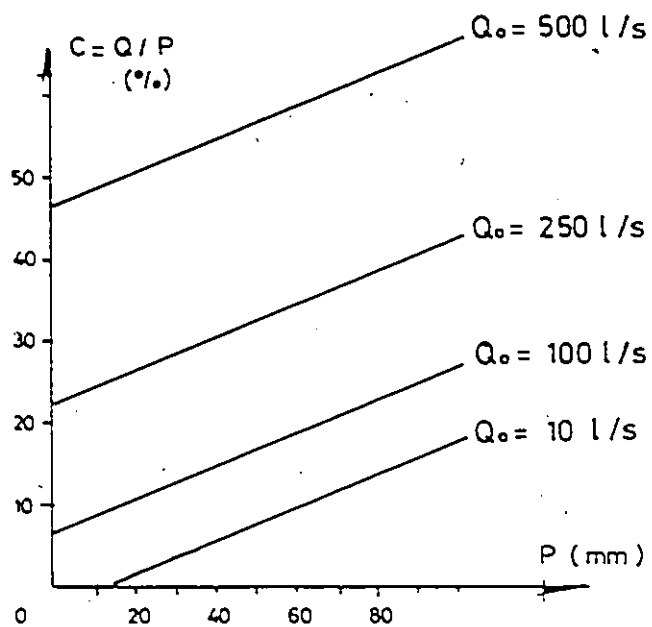


Fig. 2.2 Variation du coefficient de ruissellement en fonction de la hauteur de la pluie et du débit de base initial pour le bassin du Parimbot (Extrait de Jaton, 1982).

### 3.2 Fonction de distribution du volume de pluie excédentaire

Une fois le volume d'eau disponible pour le ruissellement défini, la répartition temporelle de la pluie nette s'obtient au moyen d'une fonction de distribution. Dans ce paragraphe, les fonctions suivantes seront présentes:

- indice  $\emptyset$
- distribution proportionnelle
- méthode de l'indice W modifiée

#### 3.2.1 Présentation des différentes méthodes

##### 3.2.1.1 Méthode de l'indice $\emptyset$

L'indice  $\emptyset$  est défini comme une capacité moyenne d'infiltration constante dans le temps pour un événement pluvieux donné. Il est calculé pour une averse donnée de telle sorte que le rapport du volume d'eau non infiltrée au volume total précipité soit égal à  $C_r$ , qui est le seul paramètre nécessaire à la calibration ou à l'application de la méthode.

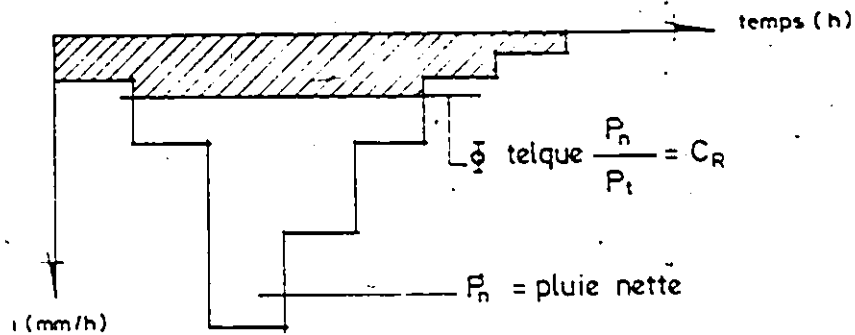


Fig. 2.3 Méthode de l'indice  $\phi$ .

Cette méthode n'est applicable qu'aux grandes surfaces. Par conséquent, elle ne sera pas retenue dans cette étude.

### 3.2.1.2 Distribution proportionnelle

Dans cette méthode, chaque incrément de pluie est réduit à une quantité égale à  $C_r$  fois sa valeur initiale. Contrairement à la méthode de l'indice  $\phi$ , aucun des incréments de pluie ne peut être réduit à zéro. Tout comme pour la méthode de l'indice  $\phi$ , le seul paramètre nécessaire est  $C_r$ .

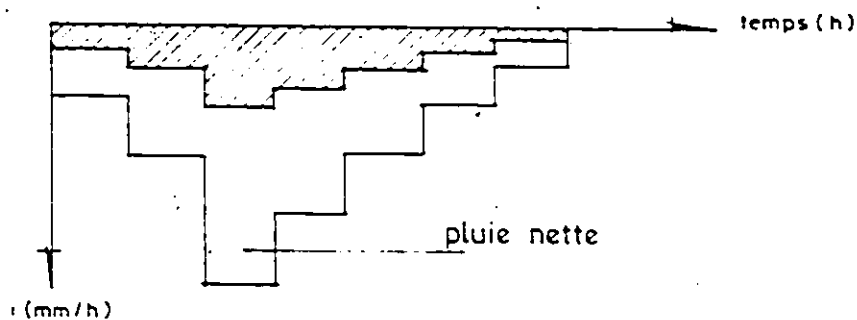


Fig. 2.4 Distribution proportionnelle.

### 3.2.1.3 Méthode de l'indice W modifiée

La méthode de l'indice W dérive de celle de l'indice  $\phi$ , mais en supposant toutefois l'existence de pertes initiales. En plus des pertes initiales par abstraction  $I_a$ , on admet l'existence d'une capacité limite d'infiltration  $f_c$ , qui agit sur toute la durée de l'averse. La somme des pertes par infiltration ( $I_a + f_c$ ) est alors comparée aux pertes calculées à l'aide de Cr. Le reste des pertes est ensuite attribué proportionnellement à chaque incrément de l'averse (voir méthode proportionnelle ci-dessus). En plus de Cr, la méthode nécessite la connaissance des paramètres  $I_a$  et  $f_c$ .

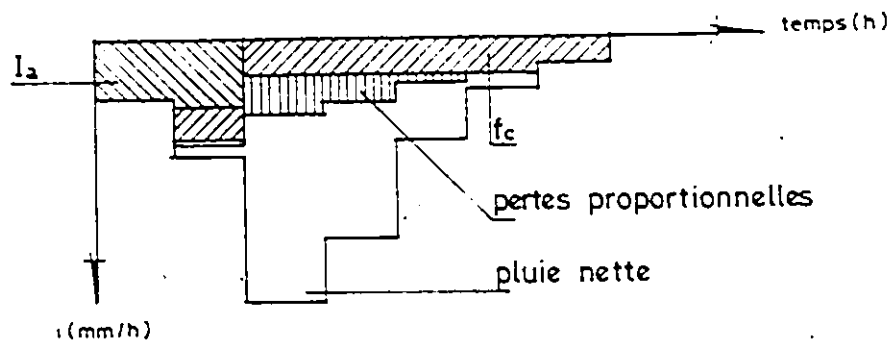


Fig. 2.5 Méthode de l'indice W modifiée.

#### 4. Méthode de la capacité d'absorption

##### 4.1 Définitions et Généralités

La capacité d'absorption d'un sol donné peut être représentée par des modèles d'infiltration qui formulent mathématiquement le processus de l'infiltration. Les

modèles d'infiltration peuvent s'inscrire dans quatre groupes distincts:\*

- 1) L'infiltration décroît en fonction du temps à partir d'une valeur initiale, soit exponentiellement, soit comme une fonction quadratique du temps. L'infiltration tend vers une capacité limite qui peut être nulle.

- Kostiaikov  $f = f_0 t^{-a}$  2 paramètres (2.2)

- Dvorak  $f = f_c + (f_0 - f_c)t^{-b}$  3 paramètres (2.3)

- Horton  $f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$  3 paramètres (2.4)

- 2) L'infiltration décroît dans le temps en fonction de la teneur en eau ou du déficit en humidité du sol au début de l'averse.

- Holtan  $f = f_c + a.S^n$  4 paramètres (2.5)

- 3) L'infiltration est une fonction de la tension de succion au front d'humidité. L'infiltration tend vers la conductivité hydraulique à saturation.

---

\*Les différents paramètres sont définis au tableau 2.2.

- Green-Ampt  $f = K_s(HC+H_0+LF)/LF = \theta f \Delta LF / \Delta t$  (2.6)

- 4) Dans ce groupe sont incluses toutes les fonctions de distribution de la pluie nette, à savoir les méthodes W,  $\theta$ , proportionnelle, qui ne sont applicables que lorsque le coefficient de ruissellement est connu au préalable.

Le tableau 2.2 définit les paramètres utilisés précédemment.

f	= vitesse d'infiltration	-mm/h-
$f_0$	= vitesse d'infiltration initiale	-mm/h-
$f_c$	= vitesse d'infiltration à saturation	-mm/h-
a, b, k	= paramètres d'ajustement	
a	= constante fonction des conditions de surface	( 0.25 < a < 0.80 )
n	= exposant, en général	n = 1.4 (expérimental)
S	= stockage disponible en eau	-mm-
$K_s$	= conductivité hydraulique à saturation	-mm/h-
	(aussi appelé vitesse d'infiltration à saturation)	
HC	= tension de succion au front d'humidité	-mm-
H <sub>0</sub>	= hauteur d'eau du stockage superficiel	-mm-
LF	= profondeur du front d'humidité	-mm-
$\theta f$	= porosité effective	-mm <sup>3</sup> /mm <sup>3</sup> -

Tableau 2.2 Signification des différents paramètres des fonctions d'infiltration.

## 4.2 Présentation des modèles d'infiltration

### 4.2.1 Le modèle de Green-Ampt

L'équation proposée par Green-Ampt (1911) a la forme suivante:

$$f = K_s \left( 1 + \frac{P_w (IMD)}{F} \right) \quad (2.7)$$

où,  $f$  = vitesse d'infiltration mm/h

$K_s$  = conductivité hydraulique à saturation mm/h

$P_w$  = succion de l'eau du sol au front d'humidité mm

IMD = déficit en eau initial du sol %

$F$  = hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation mm

L'équation d'infiltration de Green-Ampt est une modélisation du mouvement de l'eau au front d'humidité et dans le milieu poreux saturé, gouverné par les paramètres  $P_w$  et  $K_s$  respectivement.

Les hypothèses du modèle sont les suivantes:

- le front d'humidité se déplace en réponse aux forces capillaires existant entre le sol humide et le sol sec;
- les pores du sol sont remplis d'eau derrière le front d'humidité;
- le mouvement de l'eau à travers la matrice poreuse saturée est régi par la loi de Darcy. En fait, la capacité d'infiltration  $f$  peut s'exprimer comme une forme de la loi de Darcy, à savoir:

$$f = K_s ((LF + P_w)/LF) \quad (2.8)$$

où  $LF$  est la profondeur du front d'humidité mm

On constate qu'au fur et à mesure que le front d'humidité se déplace en profondeur, l'infiltration tend vers la conductivité hydraulique à saturation ( $K_s$ ).

Dans le cadre restreint d'une application pratique, nous avons adopté une forme de l'équation de Green-Ampt plus maniable, à savoir:

$$f = K_s (H_0 + H_C + LF) / LF = \theta F \Delta LF / \Delta t \quad (2.6)$$

- où,  $H_0$  = hauteur de lame d'eau stockée en surface mm  
 $H_C$  = succion capillaire au front d'humidité mm  
 $L_F$  = profondeur du front d'humidité à compter de la surface mm  
 $\theta_f$  = porosité effective  $\text{mm}^3 / \text{mm}^3$

Sous cette forme, l'équation d'infiltration est une fonction implicite du temps  $t$ . La figure 2.6 illustre le concept d'infiltration selon Green-Ampt. En fait ce modèle suppose l'existence d'un front d'humidité parfaitement défini, ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

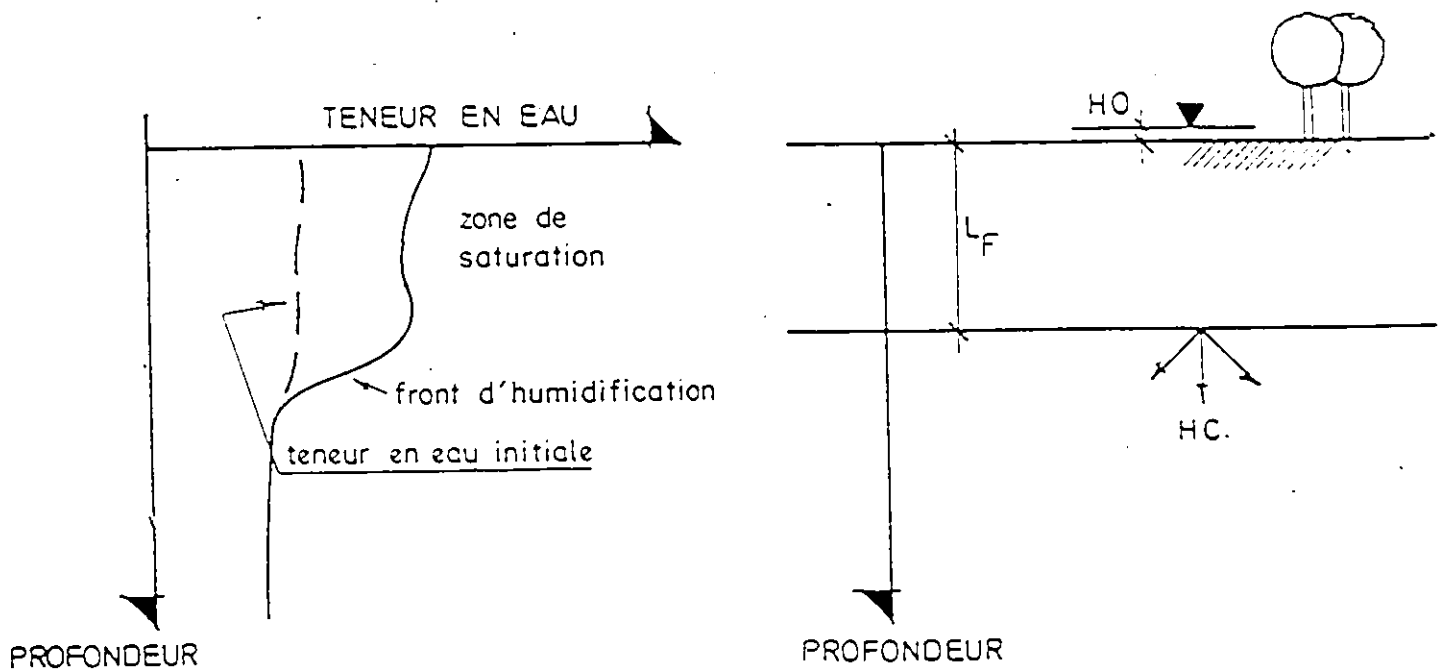


Fig. 2.6 Schéma descriptif du modèle de Green-Ampt.

Par ailleurs, il est important de noter que dans le mouvement en profondeur du front d'humidité, l'air contenu dans le sol empêchera le remplissage complet des pores, rendant incompatible l'hypothèse d'une complète saturation derrière le front d'humidité. Ainsi, il est en général requis d'introduire un facteur  $\beta$ , ( $0 < \beta < 1$ ) de telle sorte que la véritable conductivité hydraulique soit donnée par  $\bar{\beta} K_s$ .

#### 4.2.1.1 Autres études sur le modèle de Green-Ampt.

La forme mathématique du modèle de Green-Ampt, exprimée par l'équation 2.6, n'est pas universelle.

En effet, nous citerons à ce sujet la forme de l'équation Green-Ampt proposée par Collins et al (1983).

$$f = A/F + B \quad (2.9)$$

où  $f$  = vitesse d'infiltration au temps  $t$  mm/h  
 $F$  = infiltration cumulée au temps  $t$  mm  
 $B$  = conductivité hydraulique à saturation mm/h  
 $A$  = produit de la conductivité hydraulique à saturation avec la porosité effective et la tension de suction.

L'annexe 1 donne, en fonction du type de sol, des valeurs recommandées pour la porosité effective, la tension de succion et la conductivité hydraulique à saturation (d'après Rawls et al, 1983). Ces paramètres ont été obtenus expérimentalement à la suite d'une étude des différents types de sols aux Etats-Unis.

#### 4.2.2 Le modèle de Holtan

L'équation proposée par Holtan (1961) a la forme suivante:

$$f = a ( IMD - F )^n + f_c \quad (2.10)$$

où,  $f$  = vitesse d'infiltration au temps  $t$  mm/h

$a, n$  = constantes pour un sol donné

IMD = déficit en eau initial mm

$F$  = hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation mm

$f_c$  = conductivité hydraulique à saturation mm/h

La formule adoptée dans cette étude est la suivante:

$$f = a.S^n + f_c \quad \text{avec } S = (IMD - F) \quad (2.5)$$

avec  $S$  = stockage disponible en humidité du sol mm

$n$  = constante fixée à 1.4 (expérimental)

$a$  = paramètre de couverture du sol.

Dans le modèle de Holtan, l'infiltration est une fonction du stockage disponible en humidité du sol, tenant compte de la porosité effective. Pour l'application du modèle, il suffit de connaître ou d'estimer la teneur en eau initiale du sol et de calculer la hauteur d'eau disponible par l'équation suivante:

$$S_i = (W_s - W_i) \cdot d \quad (2.11)$$

où  $S_i$  = hauteur d'eau disponible au début de l'averse mm

$W_s$  = teneur en eau à saturation

$W_i$  = teneur en eau initiale au début de l'événement

$d$  = profondeur utile mm, c'est-à-dire, la profondeur de la couche de sol considérée dans le processus d'infiltration.

Au cours de l'averse, le stockage disponible en eau diminue d'une quantité équivalente à la hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'événement. La capacité d'infiltration tend vers une valeur limite ( $f_c$ ).

La figure.2.7 permet de visualiser les notions utilisées dans le modèle de Holtan.

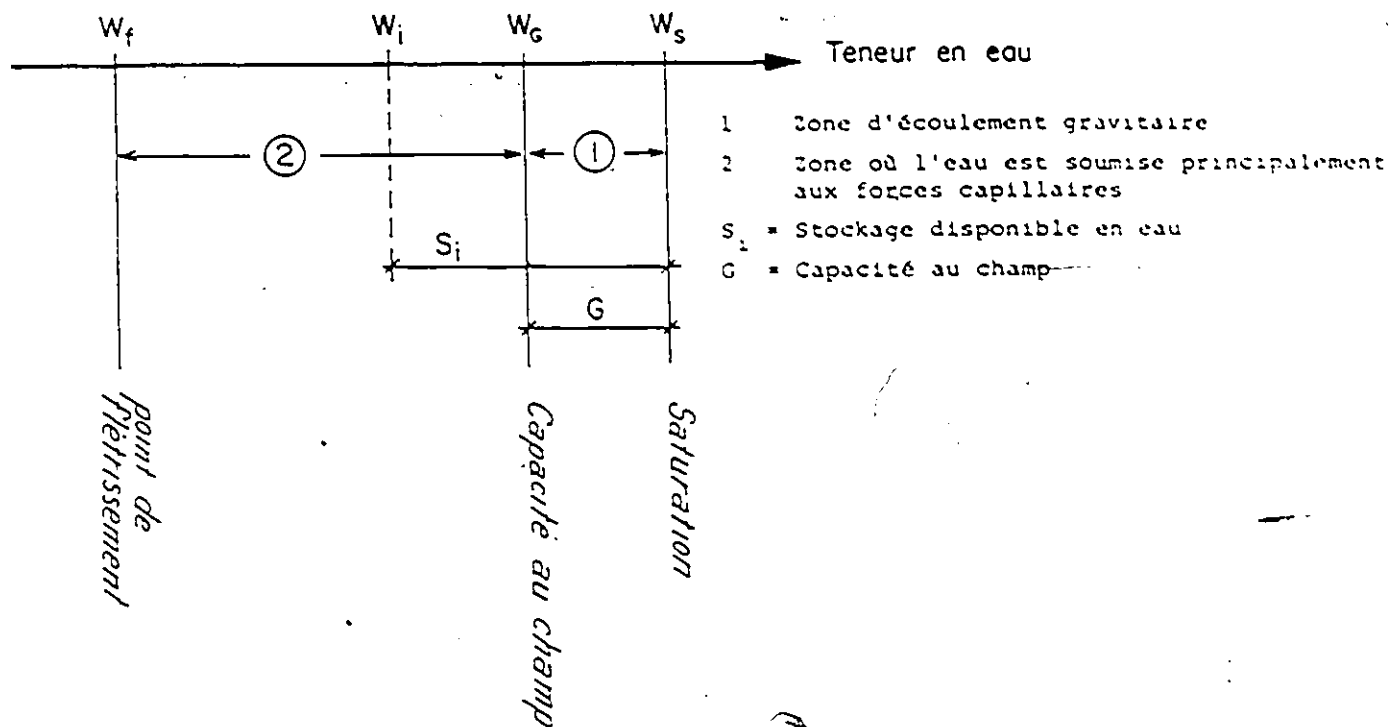


Fig. 2.7 Teneurs en eau caractéristiques et modèle de Holtan

#### 4.2.3 Méthode CN du Soil Conservation Service

L'équation qui se trouve à la base de cette méthode est la suivante:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.12)$$

où  $Q$  = hauteur d'eau ruisselée mm  
 $P$  = hauteur d'eau totale précipitée mm  
 $I_a$  = pertes initiales par abstraction mm  
 $S$  = pertes maximales potentielles mm  
 (à ne pas confondre avec le stockage disponible en eau dans l'équation de Holtan)

Dans la procédure SCS, les pertes par abstraction  $I_a$  sont admises égales à  $0.2 S$ . L'équation 2.13 devient donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8.S} \quad (2.13)$$

Le calcul de la hauteur d'eau ruisselée ne dépend donc que du paramètre  $S$ , lequel est lié au paramètre CN (sans dimension) par la relation suivante :

$$S = 25400/CN - 254 \quad (2.14)$$

Le paramètre CN n'a pas de signification physique. Il représente uniquement une transformation linéaire de  $S$ .

Différentes tables donnent la valeur de CN en fonction du type de sol, de son occupation et des conditions d'humidité antérieures (U.S.D.A., 1969; U.S.D.A., 1975) (voir annexe 2).

La méthode du SCS combine en fait le concept de coefficient de ruissellement avec celui d'une fonction de distribution. Le choix du paramètre CN revient à définir un coefficient de ruissellement. L'équation 2.13 distribue en fonction du temps le volume de ruissellement.

Cette méthode est très largement répandue sur le continent nord-américain; elle a même dépassé le cadre initialement prévue pour son application, à savoir les bassins ruraux et se voit appliquée à des zones urbaines.\*

Les quelques critiques suivantes peuvent être faites à cette méthode:

a) Conditions antérieures d'humidité

Les valeurs de CN (annexe 2) sont données pour 3 états d'humidité différents (AMC I, II et III). Les classes AMC I et AMC III représentent des états d'humidité secs et saturés

---

\*Nous examinerons les aptitudes de la méthode SCS en zone urbaine dans le chapitre 4.

respectivement. La classe AMC II représente des conditions d'humidité moyennes. Dans la méthodologie du SCS, ces conditions d'humidité sont données par le volume de précipitation enregistré dans les 5 jours qui précèdent l'averse en cours de traitement (annexe 2).

Les critères utilisés dans le développement original de la classification des CN sont décrits dans Rallison et Crowsley (1979). Cette classification a été obtenue à partir de l'étude d'un grand nombre de bassins versants ruraux. Pour chaque bassin, des graphiques comme celui de la figure 2.8 ont été générés.

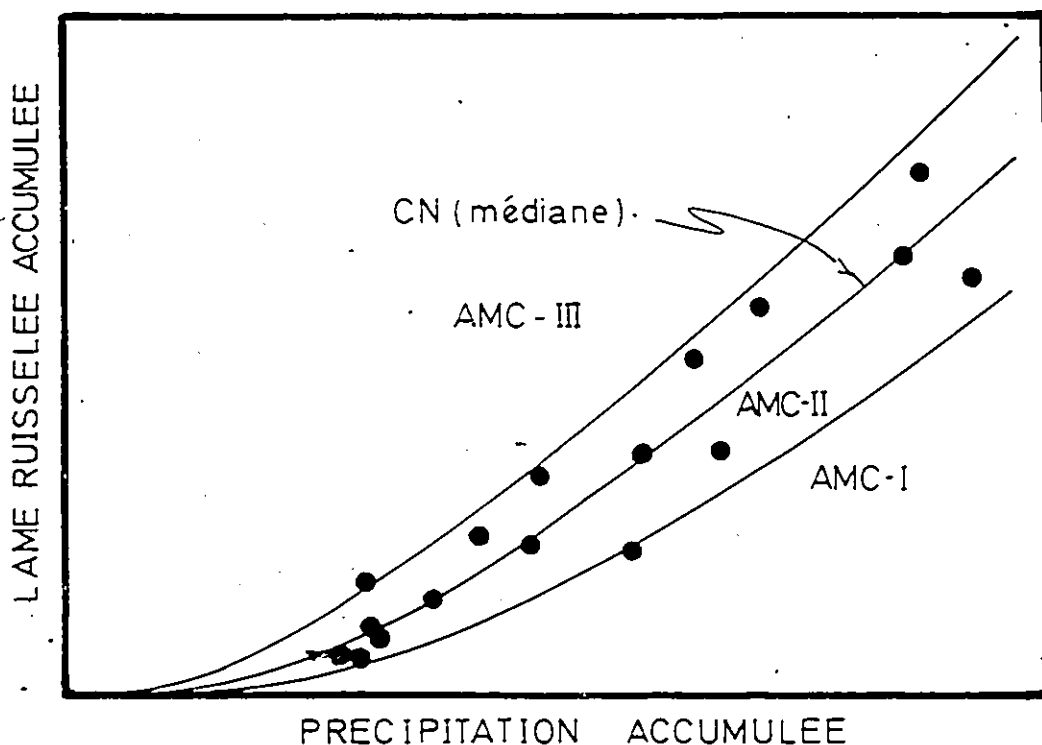


Fig. 2.8 Développement de la classification des CN

Avec les équations 2.13 et 2.14, il est possible de représenter une série de courbes correspondant à divers CN. La courbe médiane peut représenter des conditions d'humidité moyennes (AMC II). Les écarts par rapport à cette moyenne peuvent être reliés aux conditions antérieures d'humidité (AMC I et III). Les valeurs du paramètre CN sont donc reliées aux conditions d'humidité de façon discrète et non continue. Les lames de ruissellement varient donc brusquement d'un état d'humidité à l'autre. Hawkins (1978) donne un exemple où une pluie de 50.8 mm sur un bassin avec un CN (AMC II) égal à 80, produit des lames de ruissellement de 2.8, 14.2 et 29.5 mm pour les conditions AMC I, AMC II et AMC III respectivement.

b) Les pertes initiales:  $I_a$

La figure 2.9 montre la régression originale du SCS entre  $I_a$  et S. La dispersion notable montre la grossièreté de l'approximation  $I_a = 0.2S$ .

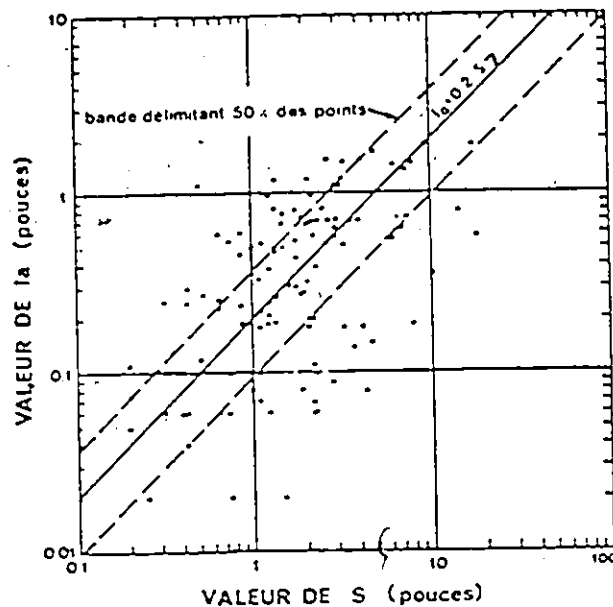


Fig. 2.9 Régression originale du SCS entre les paramètres  $I_a$  et  $S$  (extrait de U.S.D.A., 1969).

L'expérience a montré que les valeurs de  $I_a$ , obtenues avec l'hypothèse:  $0.2S$ , sont trop élevées. Ceci peut conduire à des sous-estimations du volume de ruissellement, en particulier pour les petites pluies, ou les averses de projet à temps de retour faible. Aaron (Aaron et al, 1977) rapporte que le choix du coefficient 0.2 est adéquat pour des grandes averses (supérieures à 60 mm). Fogel (Fogel et

al, 1980) propose une réduction du coefficient à 0.15. A partir de l'analyse de données de plusieurs bassins en zone humide et semi-aride, Springer (Springer et al, 1980) rapporte que dans la plupart des cas, le coefficient était inférieur à 0.2 et dans certains cas, nul. D'autres auteurs ont proposé des relations, où Ia était exprimée en fonction des caractéristiques de la pluie. Golding (Golding, 1979) suggère de relier ce coefficient aux valeurs du CN, et ceci de la façon suivante:

$$\begin{array}{ll} \text{CN} < 70 & \text{Ia} = 0.075 \text{ S} \\ 70 < \text{CN} < 90 & \text{Ia} = 0.1\text{S} \\ \text{CN} > 90 & \text{IA} = 0.2\text{S}. \end{array}$$

A partir des données de la figure 2.9, Schulze (Schulze, 1984) propose une série d'équations de régression entre Ia et S. Les résultats essentiels de son analyse sont montrés au tableau 2.3.

Regression Model	Regression Equation (for $I_a$ in mm on $S$ in mm)	Correlation Coefficient $r$	t-value for Students t-test
Linear Regression	$I_a = 0,1206 S$	0,7215(***)	15,665(**)
Log-log Regression	$\log_{10} I_a = 0,5540 \log_{10} S$	0,9272(***)	37,198(***)
Quadratic Regression	$I_a = -0,00041 S^2 + 0,2324 S$	0,82048(***)	9,243(***) 16,888(***)

N.B. \*\*\*, \*\* and NS denote respectively significance at 0,1% and 1% levels and non-significance at the 5% level

Tableau 2.3 Résultats des analyses de régression (Schulze, 1984) à partir des données de la figure 2.9

Il est intéressant de noter que le coefficient obtenu après régression linéaire est 0.1206, au lieu de la valeur 0.2 proposée par le SCS.

A la vue de ces limitations, et en vue d'améliorer la méthode SCS, des études à l'Université d'Ottawa (Jobin, 1982) ont conduit à la méthode CN\*, décrite ci-après. Cette méthode sera retenue dans le cadre de cette étude.

#### 4.2.4 Méthode CN\* (SCS-CN modifiée)

La méthode CN\* est basée sur la méthode CN du SCS dont elle reprend les équations fondamentales, avec les différences essentielles suivantes:

- le paramètre  $I_a$  (abstraction initiale) n'est plus pris comme étant égal à 0.2.S, mais plutôt déterminé compte tenu de la valeur du "seuil de ruissellement" du bassin versant, qui tend vers une constante pour des valeurs élevées de l'IPA;

- les conditions antécédentes d'humidité ne sont pas réduites à 3 classes discrètes, elles sont plutôt représentées par un indice du type IPA, calculé comme suit:

$$IPA_j = C \cdot IPA_{j-1} + P_{j-1} \quad (2.15)$$

avec  $IPA_j$  = indice de précipitation antécédente  
au jour j mm

$IPA_{j-1}$  = indice de précipitation antécédente  
au jour précédent mm

$P_{j-1}$  = hauteur de précipitation du jour  
précédent mm

C = Coefficient < 1.0 (en général C = 0.9)

La figure 2.10 illustre le calcul de l'IPA au cours d'une période de 30 jours pour une station météorologique en Suisse (Jaton, 1982). Si une pluie tombe au cours de la période considérée, la hauteur de précipitation est ajoutée à la valeur de l'indice. Certains auteurs (Jaton, 1982), suggèrent que des meilleurs résultats sont obtenus, en pondérant les événements majeurs de façon à ne jamais dépasser un IPA maximum. Cette valeur représente, en fait, la limite d'absorption du sol (saturation).

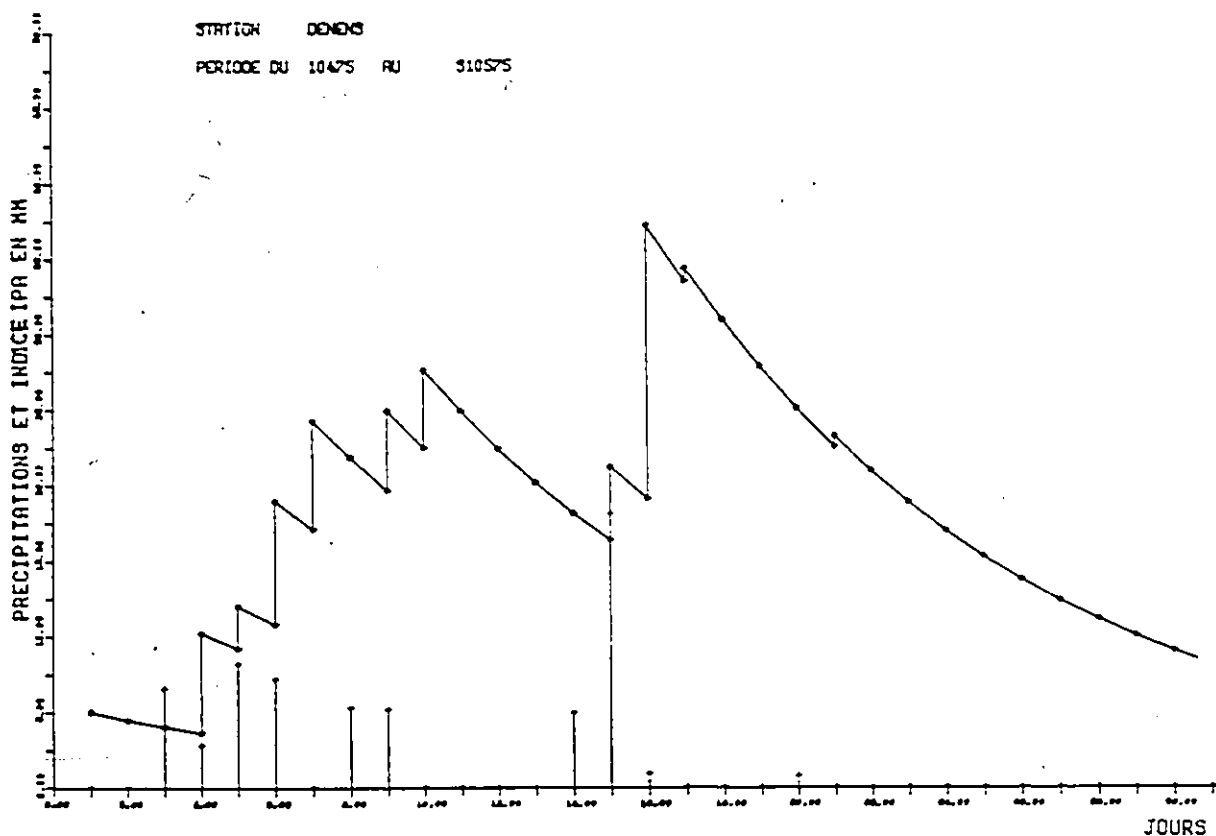
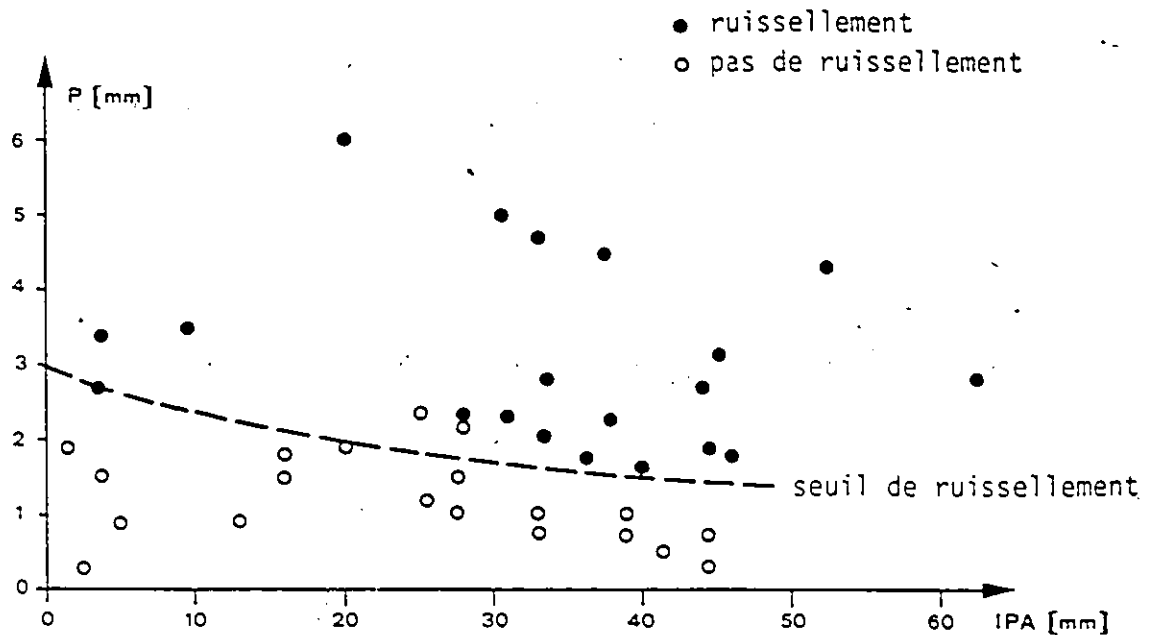


Fig. 2.10 Variation de l'indice IPA en fonction du temps pour une station météorologique en Suisse.  $K = 0.9$  (extrait de Jaton, 1982).

La figure 2.11 illustre le concept de seuil de ruissellement pour un bassin en Tunisie (Jaton, 1982).



Note: le seuil de ruissellement tend vers une constante pour des valeurs élevées de l'IPA.

Fig. 2.11 Seuil de ruissellement pour un bassin en Tunisie (extrait de Jaton, 1982).

La définition du seuil de ruissellement se fait comme suit: nous rapportons sur un graphique semblable à celui de la figure 2.11, le nuage de points  $P = f(IPA)$ , où  $P$  est la précipitation totale. La courbe qui sépare le nuage de points en deux parties (une partie correspondant aux pluies ayant provoqué un ruissellement, l'autre aux pluies n'ayant pas ruisselé), représente le seuil de ruissellement du bassin (fig. 2.11)

L'équation de base liant la pluie  $P$  au ruissellement  $Q$  est la suivante:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{où } I_a = < 0.2S \quad (2.12)$$

et le stockage (ou rétention potentielle maximum du bassin) est lié au  $CN^*$  par:

$$S = \frac{25400}{CN^*} - 254 \quad \text{mm} \quad (2.16)$$

La méthode  $CN^*$  a été testée sur différents bassins versants (Jobin, 1982). Les résultats ont montré qu'il était possible de relier le paramètre  $CN^*$  avec l'indice IPA. La figure 2.12 montre la relation entre  $CN^*$  et IPA pour le bassin de Seymaz (Suisse).

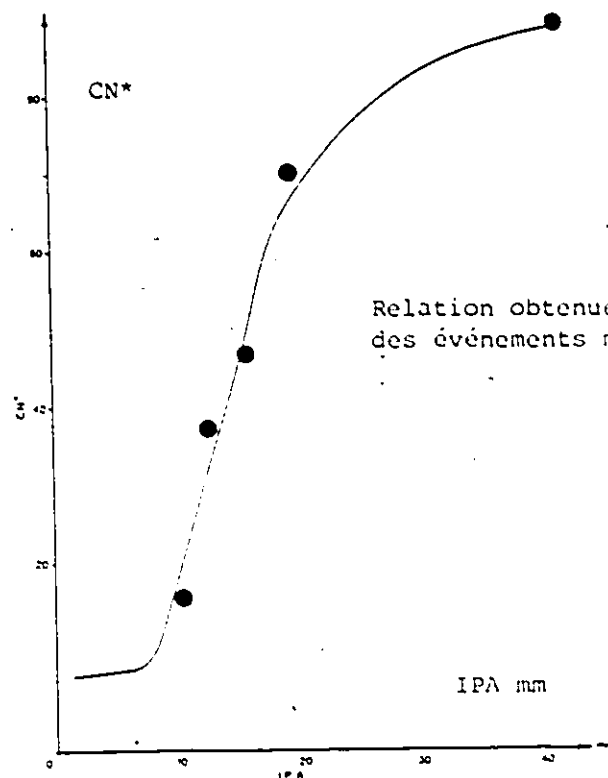


Fig. 2.12 Relation entre CN\* et IPA pour le bassin de Seymaz (Suisse) (extrait de Jobin, 1982).

Ces résultats ont été obtenus avec des événements majeurs. Ce type de relation s'avère très utile quand il s'agit de simuler une série d'averses historiques pour lesquelles l'IPA est connu. On peut donc, pour chaque averse, définir la valeur du CN\* en tenant compte des conditions d'humidité antérieures. Dans les conditions de projet, une relation de ce type n'est valable que si l'on est en mesure de définir un IPA moyen ou de projet pour chaque bassin.

Or cette valeur ne peut être obtenue qu'après analyse d'une longue série d'événements observés.

#### 4.2.5 Remarques finales sur les modèles d'infiltration considérés

Rappelons les équations des trois modèles d'infiltration considérés:

$$\text{- Holtan: } f = a S^{1.4} + f_c \quad (2.5)$$

$$\text{- Green Ampt: } f = K_s \frac{(H_0 + HC + LF)}{LF} \quad (2.6)$$

$$\text{- Méthode CN* : } Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.12)$$

La méthode CN\* aussi bien que celle du SCS-CN, est basée sur l'hypothèse:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (2.17)$$

où

- F = infiltration cumulée mm
- S = rétention maximum du sol mm.
- Q = lame de ruissellement cumulée mm
- P - I<sub>a</sub> = précipitation totale cumulée - pertes par abstraction initiale mm

En admettant que  $F = P - I_a - Q$  l'équation 2.17 peut être réduite à l'équation 2.12:

L'équation 2.17 peut être interprétée comme suit:  $F/S$  représente un indice de remplissage du réservoir sol. Sous l'hypothèse SCS, ce quotient est proportionnel au coefficient de ruissellement  $Q/P - I_a$ , où la pluie totale est réduite d'une valeur égale aux pertes initiales. L'inspection de l'équation 2.17 nous permet de comprendre le comportement de l'équation 2.12. Au fur et à mesure que le temps passe pendant une averse, l'infiltration cumulée  $F$  se rapproche de la capacité maximum de rétention  $S$ :

$$F \longrightarrow S \implies \frac{F}{S} \longrightarrow 1 \quad \text{et} \quad \frac{Q}{P - I_a} \longrightarrow 1$$

Ceci indique qu'une fois la capacité maximum de rétention atteinte, la lame ruisselée se rapproche de la précipitation totale:  $Q \longrightarrow P$ ; à partir de ce moment l'infiltration devient nulle. Ce comportement est essentiellement différent de celui proposé par les modèles de Holtan et de Green-Ampt. En effet les équations 2.5 et 2.6 montre qu'en condition de saturation, l'infiltration tend vers une capacité finale ( $f_c$  ou  $K_s$ ).

Les méthodes CN\* et Holtan utilisent le concept du réservoir sol dont les caractéristiques sont définies par les paramètres  $S$  et  $S_i$  (équations 2.16 et 2.11).  $S$  représente la capacité maximum de rétention du réservoir sol, tandis que  $S_i$  est défini comme étant le stockage volumique disponible au début d'une averse. La valeur de  $S$  est constante pendant une averse (voir équation 2.16), tandis que le stockage  $S_i$  diminue progressivement dans le temps. Les hypothèses des deux modèles sont très différentes. Il est donc logique de supposer qu'il n'existe pas à priori, une relation implicite entre les paramètres  $S$  et  $S_i$ .

## CHAPITRE III

ANALYSE COMPARATIVE DE DIFFERENTES FONCTIONS D'INFILTRATION  
EN ZONE RURALE. RESULTATS.1. Méthodologie utilisée pour l'étude comparative des  
différents modèles d'infiltration

Les différents modèles d'infiltration présentés, à savoir la méthode proportionnelle, la méthode du W\*modifiée et les modèles de Green-Ampt, Holtan et CN\* ont été comparés sur la base de leur aptitude à bien simuler un hydrogramme de ruissellement à partir du hyétogramme de pluie totale observée.

Tous les résultats présentés dans cette étude se réfèrent aux bassins versants du Parimbot (Suisse) et Wixon Creek (Canada). Une description détaillée des bassins est présentée aux annexes 3 et 4 respectivement.

Toutes les simulations ont été effectuées en fonction des hypothèses suivantes:

- a) les différentes méthodes d'infiltration ont toutes été calées de façon à reproduire le coefficient de ruissellement observé, événement par événement;

b) la fonction de transformation des pluies en débits utilisée est la routine NASHYD du modèle OTTHYMO (cf. chapitre 1), décrite plus en détail à l'annexe 5. Les deux paramètres de l'hydrogramme de transformation, à savoir  $n$  et  $t_p$  ont été calibrées pour chacun des deux bassins sur la base de neuf événements observés et ce, avec la méthode CN\*. Les valeurs de  $n$  et  $t_p$  calées pour chaque averse ont été retenues.\*

## 2. Domaine de l'étude

L'objectif de ce paragraphe est de clarifier l'étendue de l'étude, c'est-à-dire, de montrer sur quel(s) bassin (s) et avec combien d'événements les différents modèles d'infiltration ont été calibrés.

Modèle	BASSIN VERSANT	
	Parimbot	Wixon Creek
Green-Ampt	9 événements majeurs <sup>1</sup>	9 événements majeurs
Holtan	9 événements majeurs	9 événements majeurs
CN*	9 événements majeurs	9 événements majeurs
Proportionnelle	9 événements majeurs	18 événements majeurs
W modifiée	9 événements majeurs	18 événements majeurs

Tableau 3.1 Domaine de l'étude.

\* Les valeurs optimum des paramètres  $n$  et  $t_p$  sont données pour les bassins de Parimbot et Wixon Creek, aux annexes 3 et 4 respectivement.

1) Sur les 9 événements du bassin du Parimbot, seuls 7 sont accompagnés d'un IPA représentatif. Les averses 2 et 3 arrivent après des périodes de sécheresse intense, pour lesquelles la technique conventionnelle de calcul de l'IPA aboutirait à des valeurs ne représentant pas les véritables conditions d'humidité du sol. En fait, l'IPA pour ces deux averses est petit, de l'ordre de 20 mm.

### 3. Critères objectifs

Pour la comparaison des modèles avec les événements observés, les fonctions objectives suivantes ont été utilisées:

-  $|\bar{X}|$  = moyenne des valeurs absolues des erreurs relatives définie comme suit:

$$|\bar{X}| = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n |(S_i - O_i) / O_i| \quad (3.1)$$

où  $S_i$  = valeur simulée

$O_i$  = valeur observée

$n$  = nombre d'événements

$\bar{X}$  = moyenne des erreurs relatives.

Les paramètres considérés sont:

- a) débit de pointe;
- b) temps de montée de l'hydrogramme de ruissellement.

Une autre fonction utilisée pour comparer la forme des hydrogrammes observés et simulés est la somme des carrés des écarts, définie comme suit:

$$\sum E^2 = \sum (S_i - O_i)^2 \quad (3.2)$$

Ce critère sera utilisé dans certains cas seulement.

#### 4. Choix des paramètres

##### 4.1 Méthode proportionnelle.

Les résultats avec la méthode proportionnelle ont été obtenus en appliquant directement le coefficient de ruissellement observé.

##### 4.2 Méthode du W modifiée

Les résultats avec la méthode W modifiée, ont été calculés pour les deux bassins avec  $I_a = 3.0$  mm et  $f_c = 2.0$  mm/h. Ces valeurs sont adoptées en fonction des caractéristiques des bassins (et non calibrées).

#### 4.3 Méthode CN\*

Pour le bassin du Parimbot, les valeurs de l'abstraction initiale ( $I_a$ ) ont été ajustées à partir de la valeur du seuil de ruissellement ( $I_a < 5\text{mm}$ ) pour obtenir un meilleur ajustement des hydrogrammes.

Pour Wixon Creek,  $I_a$  est maintenue constante ( $I_a = 2.0$  mm), (Wisner et al, 1984).

Avec ces valeurs de  $I_a$ , les valeurs du paramètre CN\* ont été calculées de façon à reproduire le coefficient de ruissellement observé.

#### 4.4 Modèle de Green-Ampt

Le modèle de Green-Ampt requiert la calibration de 4 paramètres.

a) Conductivité hydraulique à saturation  $K_s$

La conductivité hydraulique est une fonction de la viscosité et de la température du fluide qui s'écoule. Elle dépend aussi de facteurs liés à la nature du sol du bassin, à savoir:

- granulométrie; en général la conductivité hydraulique est proportionnelle au carré du diamètre efficace des particules constituant le sol;
- indices des vides; la conductivité hydraulique décroît lorsque l'indice des vides diminue;
- arrangement et géométrie des pores;
- degré de saturation; une augmentation du degré de saturation entraîne un accroissement de la conductivité hydraulique.

En fait, pour un type de sol donné, la conductivité hydraulique est une fonction de la teneur en eau. La figure 3.1 illustre ce comportement.

Dans le modèle Green-Ampt, les pores du sol derrière le front d'humidité sont remplis d'eau, ce qui signifie que les conditions de saturation sont atteintes. Ainsi la valeur de la conductivité hydraulique sera donnée par celle correspondant aux conditions de saturation, indépendamment de l'état d'humidité du sol au début de l'averse. De ce fait, la conductivité hydraulique à saturation sera constante pendant une averse, ainsi que d'une averse à l'autre.

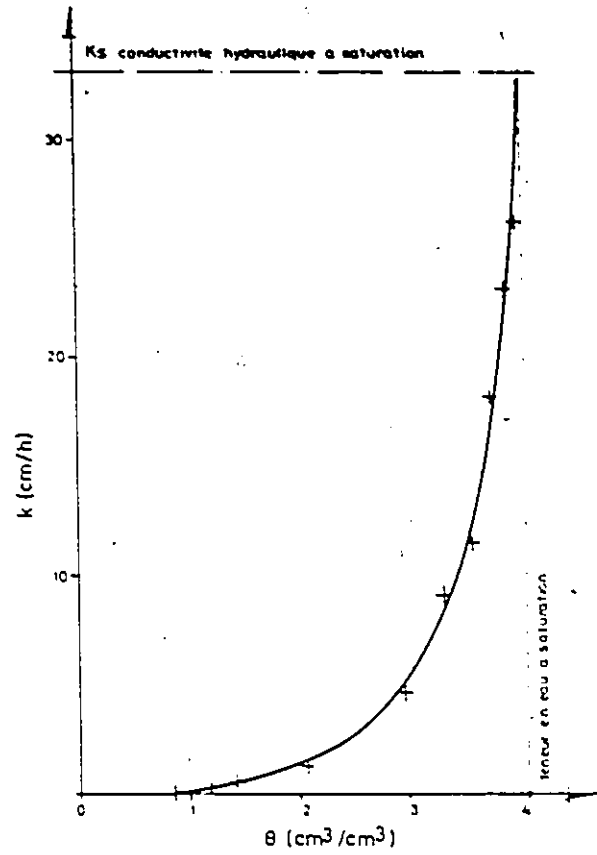


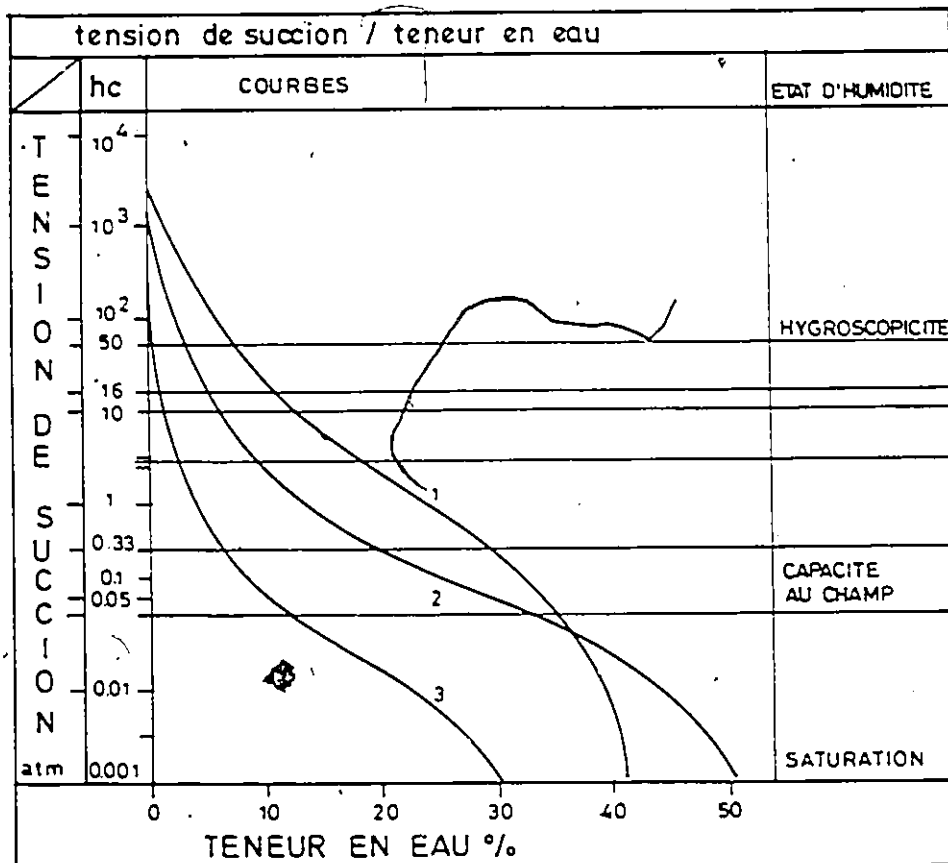
Fig. 3.1 Relation liant la conductivité hydraulique  $K_s$  à la teneur en eau volumique  $\theta$  pour un sable fin (d'après Mermoud 1982).

b) Tension de succion HC :

La tension de succion HC est une fonction de la nature du sol du bassin, ainsi que de sa teneur en eau. En effet, pour un état d'humidité donné, la succion capillaire dépend de la granulométrie et de l'indice des vides. Plus les particules du sol sont petites, plus l'indice des vides diminue et plus la tension de succion augmente.

La figure 3.2 illustre pour différents types de sol, le comportement de la succion capillaire avec la teneur en eau. Par définition, la tension de succion HC est la différence de pression au front d'humidité entre le sol saturé et le sol à teneur en eau initiale. Cette figure montre que si le

sol est saturé, la différence de pression au front d'humidité est négligeable, tandis que lorsque le sol est sec, HC peut atteindre des valeurs considérables. Ainsi, étant donné que la tension de succion est une fonction de la teneur en eau du sol au début de l'averse, il sera nécessaire de trouver pour chaque événement la valeur de HC si l'on veut restituer les pertes par infiltration, et par conséquent, le coefficient de ruissellement.



1 argile  
2 argilo-limoneux  
3 sable

Fig. 3.2 Relation liant la succion capillaire à la teneur en eau volumique pour différents types de sols (d'après Musy 1974).

c) Hauteur d'eau du stockage en surface  $H_0$ 

La hauteur d'eau du stockage en surface est une fonction de la couverture du sol (type de végétation, etc...), du mode de travail (labour, etc...) ainsi que de la période de l'année. Ce paramètre sera considéré comme constant, sa valeur étant fixée par expérience personnelle. Relevons qu'il ne s'agit pas d'un paramètre déterminant du modèle.

d) Porosité effective  $\theta_f$ 

La porosité effective est définie comme la différence entre la porosité totale et la teneur en eau initiale. Elle exprime le pourcentage de volume de sol susceptible d'être rempli d'eau au cours d'un événement. Même si la dépendance de la porosité effective avec l'état d'humidité du sol paraît évidente, l'inspection des valeurs recommandées (annexe 1) montre que celles-ci sont relativement constantes pour tous les types de sol. Par conséquent, nous avons décidé de conserver  $\theta_f$  constant dans le cadre de cette étude.

Il résulte donc de l'analyse des paramètres  $K_s$ ,  $HC$ ,  $H_0$  et  $\theta_f$  du modèle de Green-Ampt, que trois d'entre eux ( $K_s$ ,  $H_0$  et  $\theta_f$ ) peuvent être choisis au préalable en fonction des caractéristiques du bassin, et que le quatrième ( $HC$ ) est

véritablement une fonction de l'état d'humidité du sol. On peut ainsi considérer le modèle de Green-Ampt comme un modèle à trois paramètres constants et à un paramètre de calibration, c'est-à-dire la tension de succion  $H_C$ .

#### 4.5 Modèle de Holtan

Le modèle Holtan nécessite la calibration de 4 paramètres.

##### a) La capacité au champ $G$

Pour une couche de sol de profondeur utile  $d$ , la capacité au champ est définie comme la quantité maximum d'eau que ce volume de sol peut contenir sans qu'elle s'écoule sous l'effet de la gravité. Dans le modèle de Holtan, le drainage causé par les forces de gravitation se fait à un taux égal à  $f_c$ . Ainsi  $G$  est calculé comme suit:

$$G = W_G \cdot d \quad (3.3)$$

où,  $G$  = hauteur d'eau à la capacité au champ      mm

$W_G$  = teneur en eau à la capacité au champ

$d$  = profondeur utile      mm

La capacité au champ  $G$  est une fonction de la granulométrie du sol. La figure 3.3 illustre ce comportement.

Etant donné que la teneur en eau à la capacité au champ est une constante fixée pour chaque type de sol, indépendamment des conditions d'humidité de celui-ci, la valeur de  $G$  peut être déterminée et fixée invariable dans le temps.

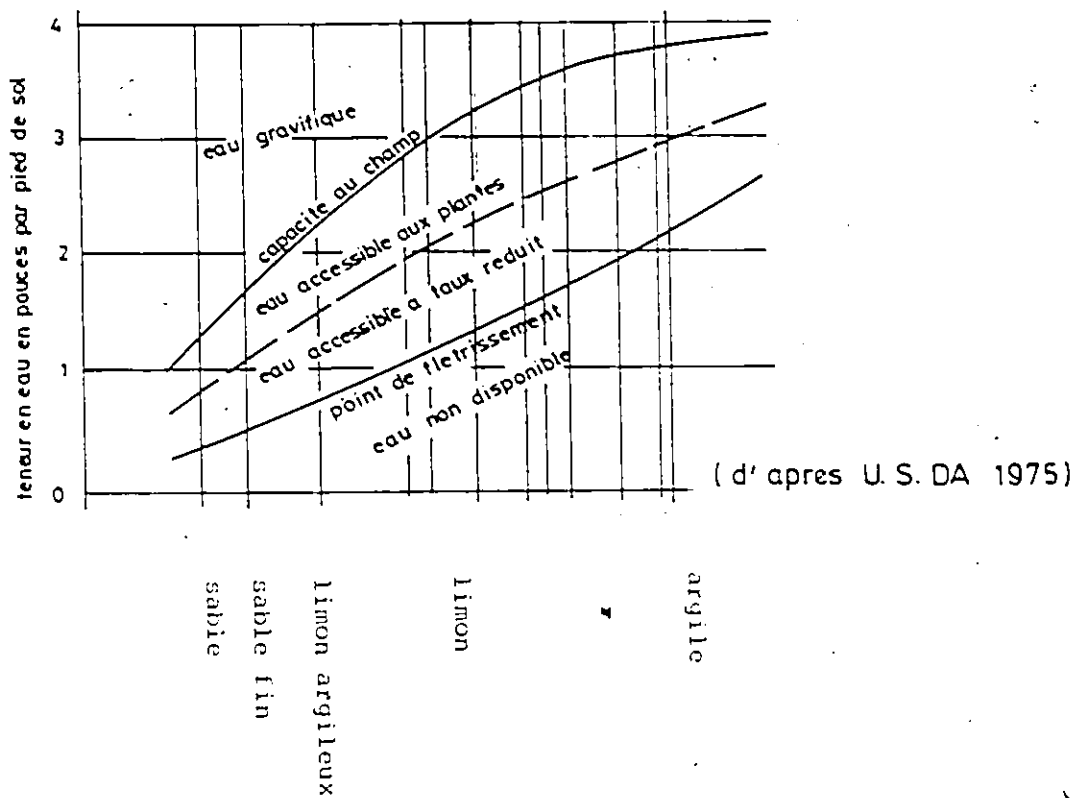


Fig. 3.3 Teneur en eau en fonction de la granulométrie pour différentes humidités, remarquables.

b) Le stockage disponible en humidité du sol  $S_i$

Le stockage disponible en humidité du sol  $S_i$  est aussi une fonction de la granulométrie du sol.

Nous avons déjà vu dans le chapitre précédent que le stockage disponible décroît dans le temps à partir d'une valeur initiale décrite par l'équation 2.11 (cf. chapitre 2), d'une quantité équivalente à la hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation. La valeur limite est fonction de la hauteur d'eau précipitée. Ainsi, le stockage disponible peut devenir nul si le volume d'eau infiltrée est égal à la valeur initiale du stockage disponible. Pendant une averse et après un certain temps  $t$ , le stockage au temps  $t$  est donné par l'équation 3.4.

$$S_t = S_i - F \quad (3.4)$$

si  $S_t > G$  (figure 2.7 cf. chapitre 2)

en d'autres termes: pourvu que la teneur en eau au temps  $t$  soit inférieure à la teneur en eau à la capacité au champ.

avec  $S_t$  = stockage disponible au temps  $t$  mm

$S_i$  = stockage disponible initial ( au début de l'alimentation) mm

$F$  = hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation mm

$G$  = capacité au champ                      mm

Dans le cas où la nouvelle teneur en eau est supérieure à la teneur en eau à la capacité au champ, le stockage disponible au temps  $t$  verra accroître son potentiel d'une quantité égale à  $f_c \cdot t$ ,  $f_c$  étant la vitesse à laquelle s'effectue le drainage dans le modèle de Holtan. Ainsi,  $St$  est décrit par l'équation suivante:

$$St = Si - F + f_c \cdot t \quad (3.5)$$

si  $St < G$  (figure 2.7. cf. chapitre 2)

c) Paramètre de couverture  $a$

Le paramètre de couverture  $a$  est une fonction de la végétation recouvrant le bassin. A la rigueur, il pourrait être soumis aux variations saisonnières de celle-ci.

Le tableau 3.2 donne différentes valeurs de  $a$  en fonction du type de couverture. Les valeurs de  $a$  sont comprises entre 0.0 et 1.0. Le potentiel maximum d'infiltration est donné par  $a = 1.0$ .

Type de couverture et utilisation du sol	mauvais état	bon état
Jachère, terre en friche	0.10	0.30
Culture en lignes	0.10	0.20
Céréales	0.20	0.30
Foins, fourrage	0.20	0.40
Herbages (herbes en touffes)	0.20	0.40
Prairies permanentes	0.20	0.60
Prairies temporaires	0.80	1.00
Bois et forêts	0.80	1.00

Tableau 3.2 Valeur du paramètre de couverture dans le modèle du Holtan.

d) Conductivité hydraulique à saturation  $f_c$

Ce paramètre a été amplement discuté au paragraphe 4.4. Même si les notations utilisées pour la conductivité hydraulique dans le modèle Green-Ampt ( $K_s$ ) et dans le modèle de Holtan ( $f_c$ ) sont différentes, le lecteur ne devrait pas oublier que l'on se réfère au même concept.

Le tableau 2.1 (cf. chapitre 2) donne des valeurs recommandées de  $f_c$  pour les différents groupes hydrologiques du sol.

Il résulte donc de l'analyse des paramètres  $G$ ,  $S_i$ ,  $a$  et  $f_c$  du modèle de Holtan, que trois d'entre eux ( $G$ ,  $a$  et  $f_c$ ) peuvent être choisis au préalable en fonction des caractéristiques du bassin, et que le quatrième ( $S_i$ ) est véritablement une fonction de l'état d'humidité du sol. La calibration du modèle de l'Holtan se fera uniquement avec  $S_i$ .

#### 4.6 Présentation des choix effectués sur les différents paramètres

Le tableau ci-dessous présente les différents paramètres utilisés dans chaque modèle.

MODELE	PARAMETRE	BASSIN VERSANT	
		PARIMBOT	WIXON CREEK
Green Ampt	$K_s$ $H_0$ $\theta_f$	1,5 mm/h 3.0 mm 0.40	1,5 mm/h 3.0 mm 0.45
Holtan	$G$ $a$ $f_c$ ③	40 mm ① 0.5 0.5 mm/h	50 mm ② 0.6 0.5 mm/h
CN*	$I_a$	$0.01 < I_a < 5\text{mm}$	2.0 mm
W modifié	$I_a$	3 mm 2.0 mm/h	3 mm 2.0 mm/h

Tableau 3.3 Récapitulation des choix des paramètres pour les modèles étudiés.

- 1) Avec une profondeur utile de 220 mm et une différence entre les teneurs en eau à saturation et à la capacité au champ de 18% (voir figure 3.3) pour un sol argilo-limoneux .
- 2) Avec une profondeur utile de 275 mm et un sol de type argilo-limoneux (voir figure 3.3).
- 3) Le lecteur aura pu remarquer que des valeurs numériques différentes ont été associées à des paramètres ( $K_s$  et  $f_c$ ) qui en fait représentent le même concept physique, c'est-à-dire, la conductivité hydraulique à saturation. Cette contradiction peut être expliquée par le fait que le choix du paramètre  $n$  ( $n = 1.4$ ) dans le modèle de Holtan enlève un degré de liberté à l'équation d'infiltration. Ainsi il a fallu reconsidérer la valeur de  $f_c$  pour pouvoir restituer le coefficient de ruissellement observé. Les petites différences entre les valeurs représentant les mêmes concepts physiques s'expliquent aussi par le fait que de meilleurs ajustements ont été obtenus avec les paramètres du tableau 3.3.

## 5. Résultats et discussion

Les discussions porteront sur deux plans principaux. Dans un premier temps, nous étudierons les relations liant

les paramètres des modèles d'infiltration Green-Ampt, Holtan et CN\* aux conditions d'humidité du sol (IPA). Par la suite, nous discuterons de l'aptitude des modèles analysés à simuler des averses naturelles. Une étude de l'aptitude des modèles CN\*, Green-Ampt et Holtan à simuler des averses de projet viendra compléter cette section.

## 5.1 Comportement des modèles avec l'état d'humidité du sol

### 5.1.1 Le modèle de Green-Ampt

En fonction des hypothèses émises au paragraphe 4.4 seul le paramètre HC a été calibré pour chacun des 9 événements, que ce soit pour le Parimbot ou pour Wixon Creek. Les résultats de la calibration pour les deux bassins sont donnés aux annexes 6 et 7 respectivement. Comme la tension de succion (HC) dépend directement de la teneur en eau du sol sous le front d'humidité, nous avons tenté de relier HC à l'indice IPA (fig. 3.4) pour le bassin du Parimbot.

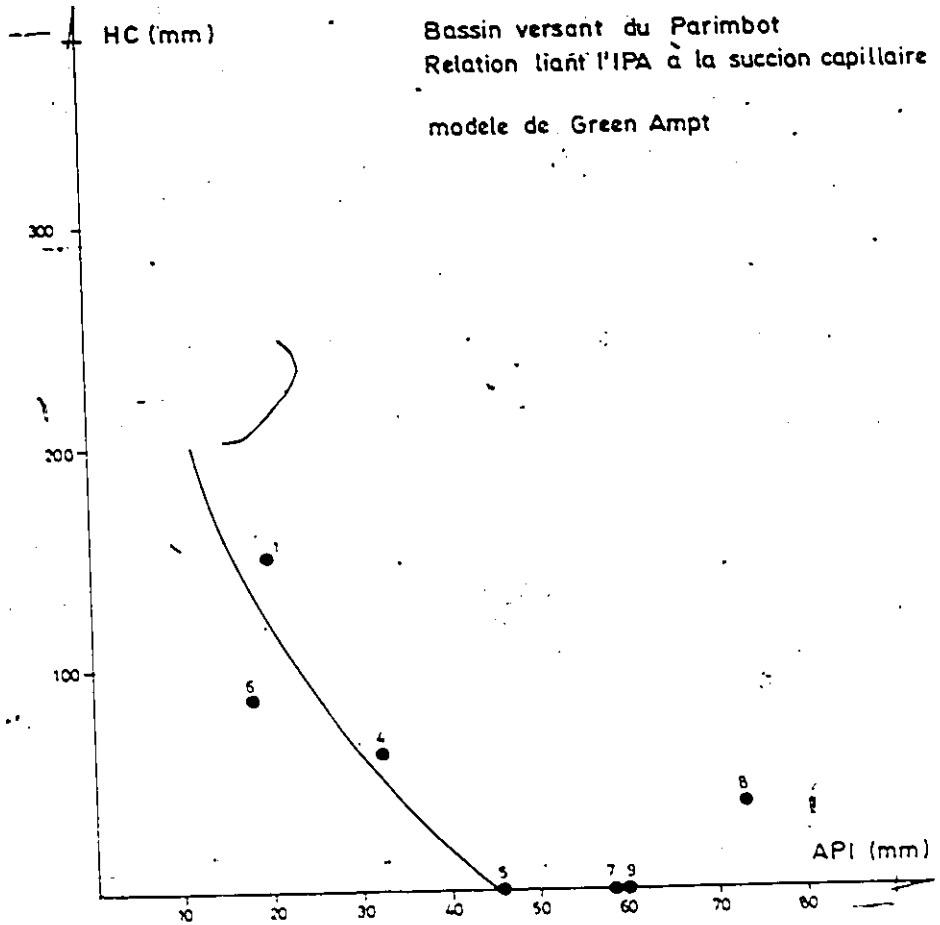


Fig. 3.4 Relation liant la succion capillaire à l'indice IPA pour le bassin de Parimbot.

Une relation semblable aurait pu être donnée pour le bassin du Wixon Creek, mais nous avons jugé que l'échantillon à disposition n'était pas représentatif (faibles coefficients de ruissellement, conditions d'humidité du sol sèches pour la plupart, faibles valeurs de l'IPA). La relation HC vs IPA montrée à la figure 3.4 illustre une tendance qui confirme bien le processus physique simulé par le modèle de Green-Ampt. En effet, pour des valeurs faibles de l'IPA, c'est-à-dire des conditions d'humidité du sol sèches, la

différence de pression au front d'humidité entre le sol saturé et le sol sec est considérable. On s'attend alors à des valeurs élevées de HC. Par contre, si l'indice d'humidité augmente, cette différence de pression diminue et, conséquemment, les valeurs de HC aussi. La figure 3.4 montre aussi que pour des valeurs de l'IPA supérieures à 45 mm, HC est nul.

En raison du manque de données, le modèle n'a pas pu être testé après calibration sur des données différentes que celles utilisées pour le calage dans le cas du bassin du Parimbot.

Néanmoins, nous avons tenu à vérifier sur les 9 événements initiaux, la performance de la relation HC vs IPA. Pour ceci nous avons pris les valeurs données par la courbe, et non celles obtenues lors du calibrage (fig. 3.4). Les résultats sont présentés à l'annexe 8. On constate que la validation est satisfaisante, mais que le modèle est très sensible à HC.

#### 5.1.2 Le modèle de Holtan

Le paramètre S a été calibré pour chacun des 9 événements, aussi bien pour le Parimbot que pour Wixon Creek.

Les résultats de la calibration pour les deux bassins sont donnés aux annexes 9 et 10 respectivement. Etant donné que le stockage en eau initial  $S_i$  est directement fonction de l'état d'humidité du sol, nous avons aussi essayé de relier  $S_i$  avec l'IPA. La relation obtenue pour le Parimbot (voir figure 3.5) montre une tendance qui confirme le processus physique impliqué. En effet, à des états d'humidité secs (faibles IPA) correspondent des grandes valeurs de  $S$ . Au fur et à mesure que l'IPA augmente, la teneur en eau du sol augmente et le stockage disponible  $S_i$  diminue.

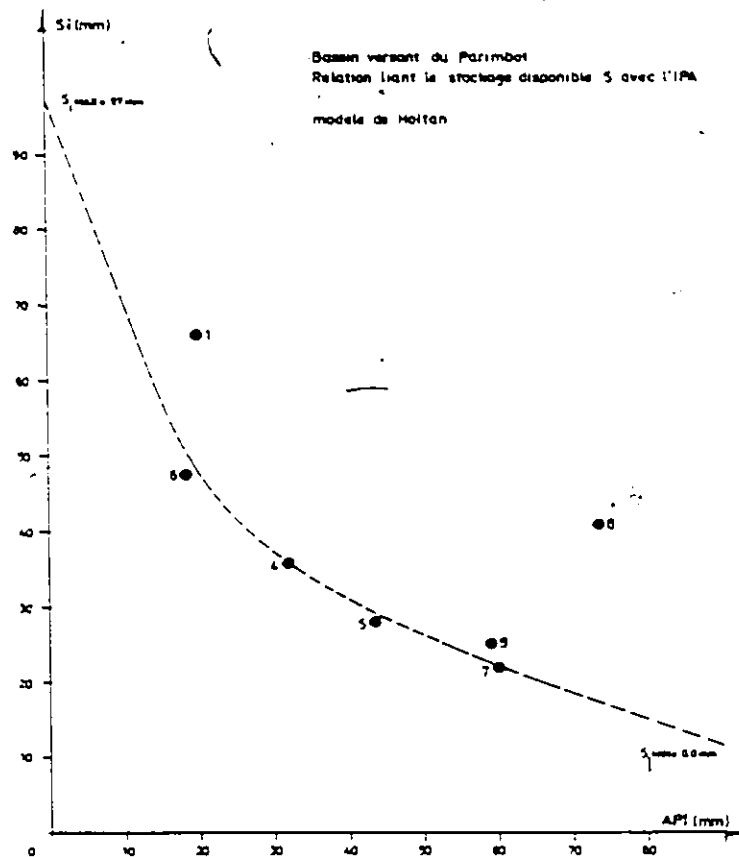


Fig. 3.5. Relation liant le stockage disponible à l'indice IPA pour le bassin de Parimbot.

Les valeurs de  $S_i$  aux conditions limites peuvent être définies. Pour un IPA nul, le stockage disponible est maximum. Sa valeur est donnée par la différence entre les teneurs en eau à saturation et au point de flétrissement, multiplié par la profondeur utile. Dans le cas de la figure 3.5 avec une différence de teneur en eau de 0.44 pour un sol argilo-limoneux (voir figure 3.3), et une profondeur utile de 220 mm, le stockage disponible maximum est  $0.44 \times 220 = 97$  mm. Si au contraire le sol est saturé (IPA = 100 mm), le stockage disponible devient nul. Ce modèle a également été testé sur les données ayant servi à la calibration et ceci de la façon décrite au paragraphe précédent. Les résultats sont donnés à l'annexe 11. Là aussi la validation est satisfaisante, mais le modèle est particulièrement sensible au paramètre  $S_i$ .

### 5.1.3 Le modèle CN\*

Le modèle a été calibré sur les 9 événements du bassin Wixon Creek et du Parimbot. Les résultats sont donnés aux annexes 12 et 13. Pour le bassin du Parimbot la relation CN\* vs IPA est obtenue sur la base de 63 points calculés (figure 3.6). Les points indiqués par un carré représentent les valeurs CN\* calibrées pour les 9 événements majeurs. Le nuage de points obtenu, et la grande dispersion

constatée, justifient l'usage d'une courbe enveloppe à utiliser pour la simulation d'événements majeurs. La courbe enveloppe a elle aussi été testée pour les événements ayant servi au calage. Les résultats sont montrés à l'annexe 14. On constate que la validation est satisfaisante.

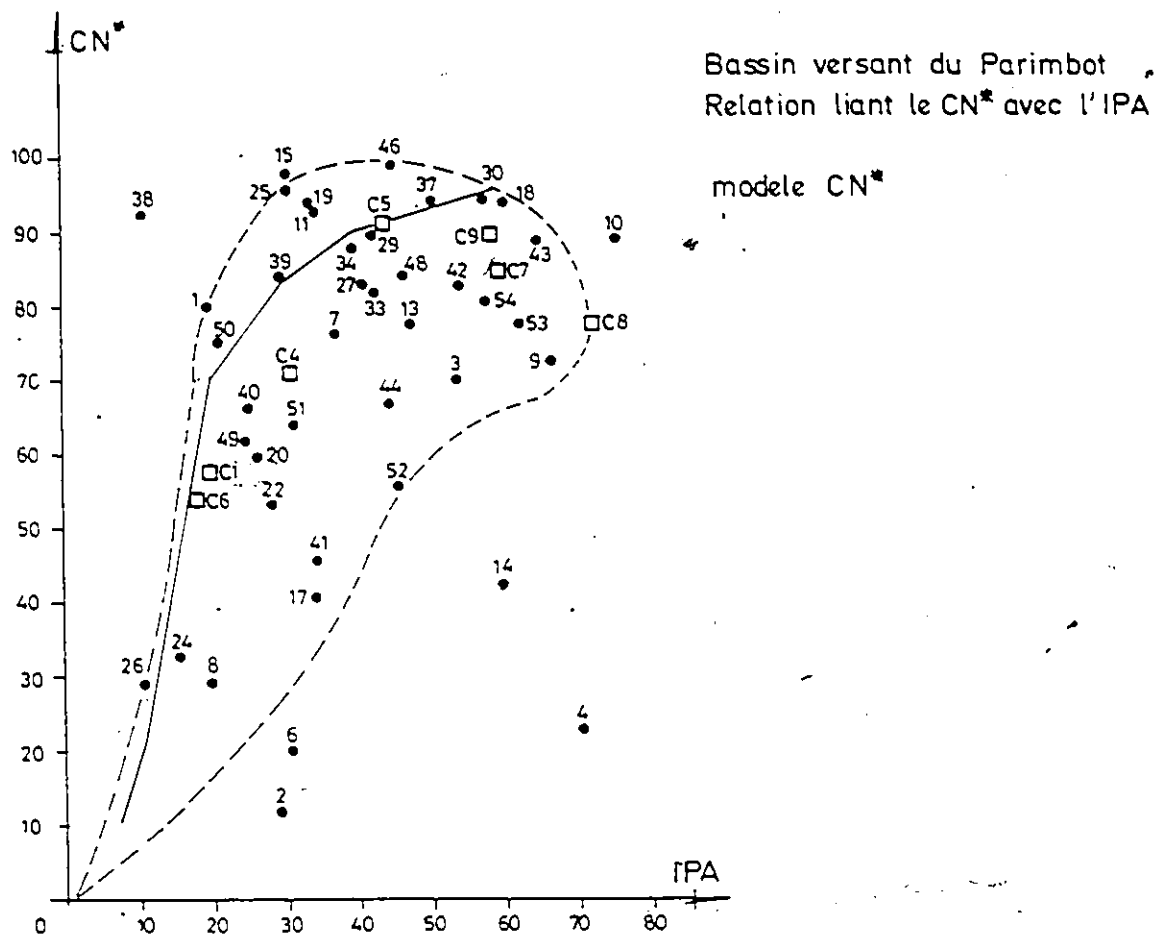


Fig. 3.6 Relation liant CN\* à l'indice IPA pour le bassin du Parimbot.

## 5.2 Analyse comparative des modèles

### 5.2.1 Aptitudes à simuler des averses naturelles

#### 5.2.1.1 Bassin du Parimbot

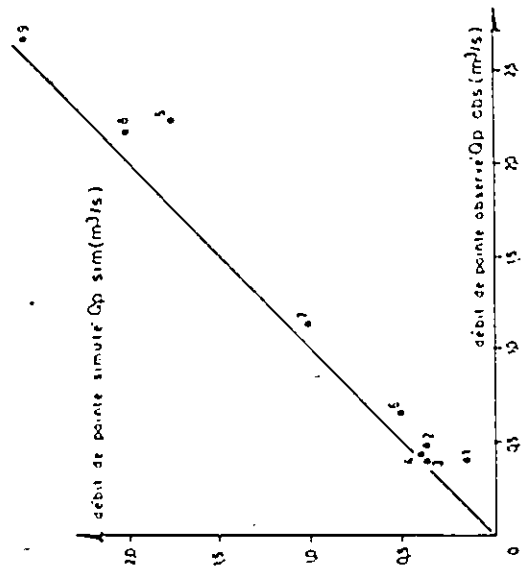
Les résultats de la calibration des méthodes proportionnelles et W modifiée sont présentés aux annexes 15 et 16 respectivement.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de  $|\bar{X}|$  et  $\bar{X}$  résultant de la calibration des 5 modèles.

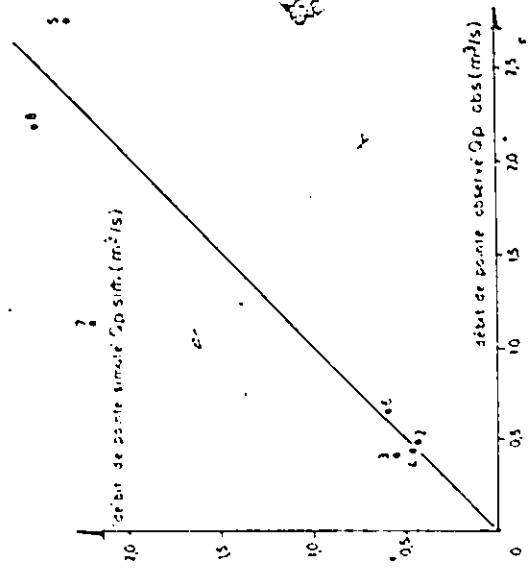
Modèles		CN*	Holtan	Green-Ampt	Proportionnelle*	W modifié*
Erreur sur Qp	$ \bar{X}  =$	13.07	24.33	30.82	14.6	15.0
	$\bar{X} =$	-13.07	20.56	29.57	-9.65	1.3
Erreur sur tp	$ \bar{X}  =$	8.21	13.32	16.54	12.9	13.43
	$\bar{X} =$	-0.54	-8.77	-11.99	-9.9	-10.43

Tableau 3.4 Valeurs des fonctions objectives calculées pour le débit de pointe Qp et le temps de montée tp pour le bassin du Parimbot.

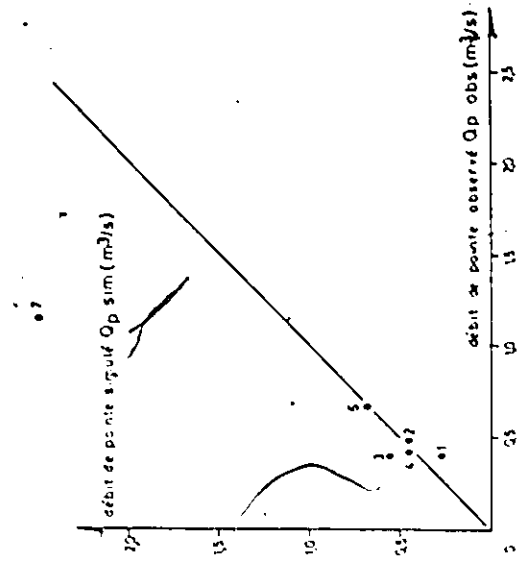
\* Erreurs calculées sur la base des 18 événements étudiés.



A) Méthode CN\*



B) Modèle Holtan



C) Modèle Green-Ampt

Fig. 3.7 Comparaison des débits observés et simulés sur le bassin du Parimbot. Résultats obtenus avec les modèles d'infiltration: CN\*, Green-Ampt et Holtan.

L'inspection du tableau 3.4 montre que dans l'hypothèse où le coefficient de ruissellement est connu, les modèles analysés sont aptes à simuler les hydrogrammes de crue et ce, avec des erreurs généralement inférieurs à 20%, que ce soit pour  $Q_p$  ou pour  $t_p$ . Les modèles de Green-Ampt et de Holtan semblent toutefois générer des erreurs plus grandes sur le débit de pointe. Une analyse comparative de la somme des carrés des écarts ( $\sum E^2$ ) montre que les méthodes W modifiée et CN\* sont capables de mieux reproduire les hydrogrammes observés.

La figure 3.7 donne des débits de pointe calculés en fonction des valeurs observées pour les modèles CN\*, Green-Ampt et Holtan.

#### 5.2.1.2 Bassin de Wixon Creek

Les résultats de la calibration des méthodes proportionnelle et W modifiée sont montrés aux annexes 17 et 18 respectivement.

Le tableau ci-dessous montre les valeurs de  $\overline{X}$  et  $\overline{X}$  résultant de la calibration des 5 modèles.

Modèles		CN*	Holtan	Green-Ampt	Proportionnelle *	W Modifié
Erreur sur Qp	$ \bar{X}  =$	1.53	15.85	15.26	21.2	23.0
	$\bar{X} =$	-0.35	15.85	15.26	-9.4	2.7
Erreur sur tp	$ \bar{X}  =$	2.14	19.18	13.39	15.7	11.0
	$\bar{X} =$	1.42	-12.44	-9.97	0.53	4.3

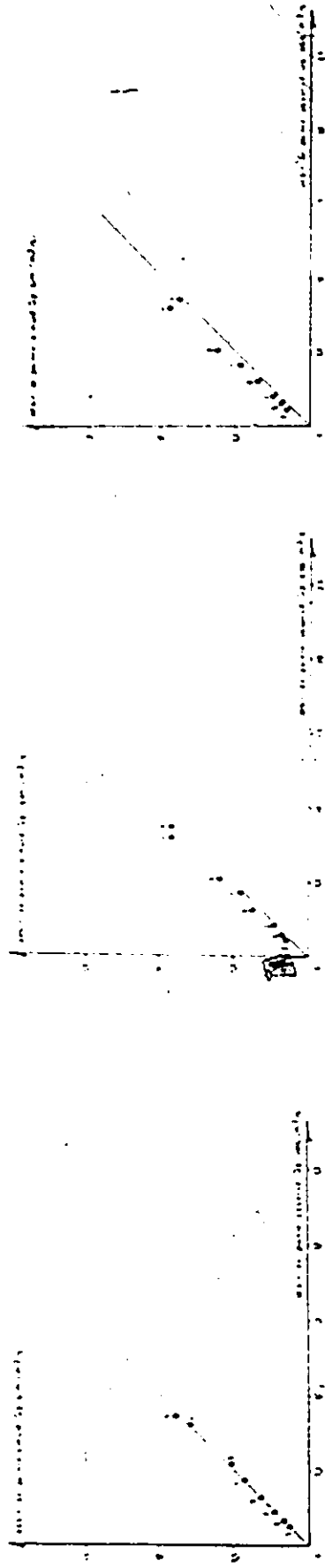
Tableau 3.5 Valeurs des fonctions objectives calculées pour le débit de pointe Qp et le temps de montée tp pour le bassin Wixon Creek.

Les résultats du tableau 3.5 sont meilleurs que ceux obtenus pour la bassin du Parimbot. Dans l'hypothèse où le coefficient de ruissellement est connu, toutes les méthodes testées sont aptes à reproduire les débits de pointe et les temps de montée. Les erreurs sont en général, inférieures à 20%.

La figure 3.8 montre des comparaisons entre les débits de pointe observés et simulés avec les 5 modèles.

La figure 3.8d montre une comparaison entre les débits de pointe observés et simulés avec la méthode proportionnelle pour le bassin du Wixon Creek. L'inspection de la figure

\* Erreurs calculées sur la base des 18 événements étudiés

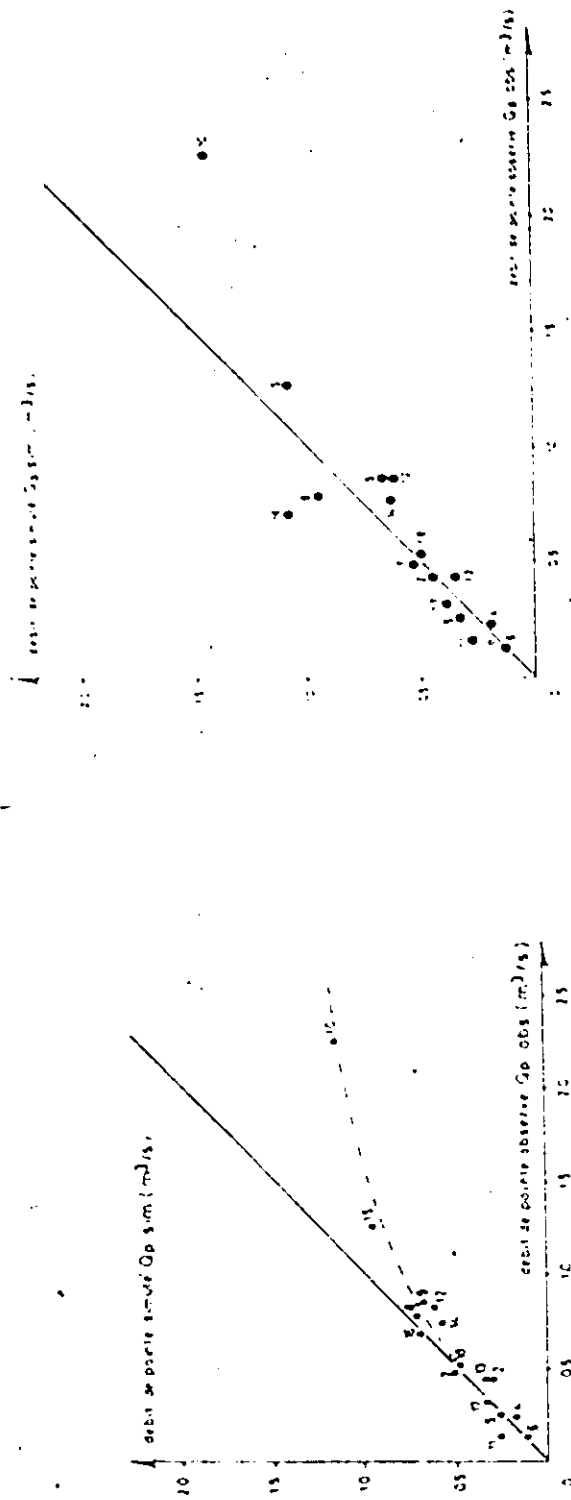


A) CN\*

B) Green-Ampt

C) Holtan

Fig. 3.8 Comparaison des débits observés et simulés sur le bassin de Nixon Creek. Résultats obtenus avec les 5 modèles d'infiltration. Méthodes: CN\*, Green-Ampt et Holtan



D) Proportionnelle

E) W modifiée

Fig. 3.8 (suite) Comparaison des débits de pointe observés et simulés sur le bassin de Wixon Creek, Méthodes proportionnelle et du W modifiée

3.8d indique que les différences entre débits simulés et observés sont relativement peu importantes. On peut cependant noter une certaine tendance à sous-estimer les débits.

Il s'agit là de la principale faiblesse de la méthode.

En fonction du fait que chaque incrément de pluie est réduit de façon proportionnelle, il est impossible avec cette méthode de simuler le phénomène de saturation du sol. Ainsi, la méthode proportionnelle ne peut pas restituer les débits de pointe quand les intensités maximales de la pluie se produisent une fois que le sol est saturé (c'est-à-dire après un certain temps depuis le début de l'averse).

#### 5.2.1.3 Quelques remarques sur le comportement des modèles

Pour évaluer l'effet des pertes initiales, Ia, l'annexe 19 montre une comparaison entre les distributions de pluie excédentaire, obtenues avec les modèles SCS-CN, CN\* et Green-Ampt, pour l'averse du 29-06-77 sur le bassin du Wixon Creek. Les trois méthodes ont été calées sur la base du coefficient de ruissellement observé. L'inspection de ces résultats nous permet de tirer les conclusions suivantes:

- a) Les distributions de pluie nette obtenues avec les trois modèles sont très différentes.
- b) Malgré ces différences, les débits de pointe simulés sont du même ordre de grandeur et proches du débit observé.

c) La forme des hydrogrammes simulés est cependant différente. La méthode SCS donne un hydrogramme à double pointe; ce qui est le résultat d'une surestimation des pertes initiales ( $I_a$ ). ( $I_a = 0.2 S = 16.34$  mm face à une précipitation totale de 25.15 mm).

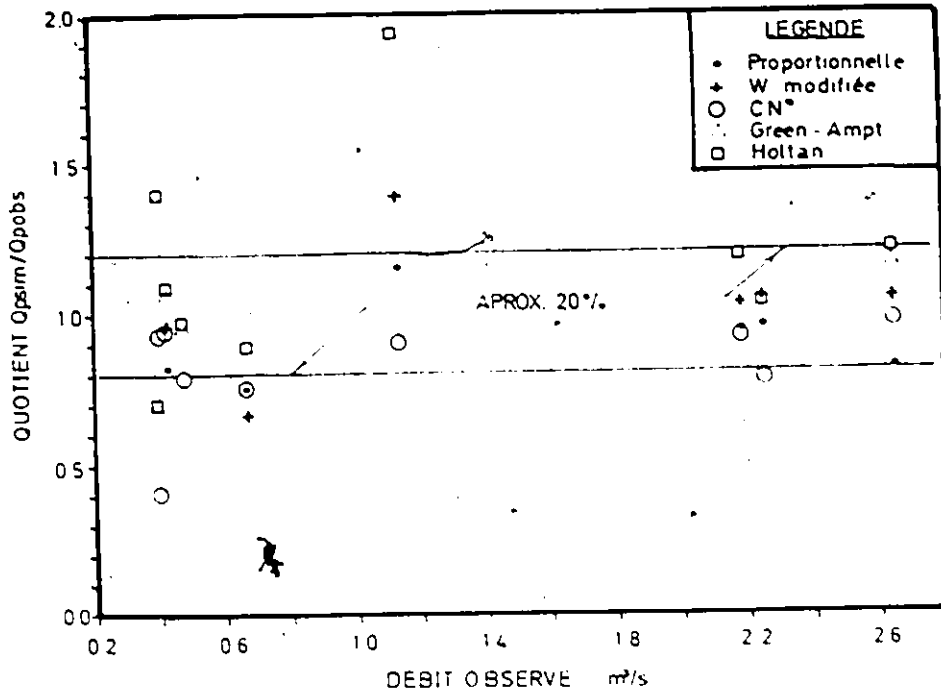
Dans le cas de l'averse montrée à l'annexe 20, on peut constater que dans les premiers pas de temps, le potentiel d'infiltration donné par les modèles de Holtan et de Green-Ampt est supérieur à l'intensité de la pluie. Il n'y aura donc pas de ruissellement simulé pour cet intervalle de temps, alors que l'hydrogramme observé montre qu'un ruissellement a effectivement eu lieu. Dans d'autres cas, par contre (l'annexe 21), les modèles de Holtan et de Green-Ampt auront des réponses plus rapides en ce qui concerne les hydrogrammes simulés car ces méthodes ne tiennent pas compte des pertes initiales.

Le modèle de Green-Ampt éprouve certaines fois des difficultés à simuler des orages longs et de faible intensité. En effet, dans ce modèle, l'infiltration tend vers la conductivité hydraulique à saturation, et si celle-ci est supérieure à l'intensité de la pluie dans les derniers pas de temps de l'orage, l'hydrogramme simulé ne reproduira pas la queue de l'hydrogramme observé.

L'annexe 22 montre le cas où l'hydrogramme simulé avec le modèle de Holtan présente une discontinuité. Le stockage disponible  $S$  devient inférieur à la capacité au champ au cours de l'averse. Dans ce cas le modèle de Holtan prévoit un drainage causé par les forces gravitationnelles à un taux  $f_c$ . Ainsi le volume infiltré augmente et l'hydrogramme simulé ne peut plus restituer le débit de pointe.

Les figures 3.9 et 3.10 montrent une comparaison globale de la performance des modèles étudiés pour les bassins du Parimbot et du Wixon Creek respectivement. Ces résultats ont été obtenus en simulant les différents événements sur la base des coefficients de ruissellement observés. On peut constater que dans la majorité des cas, les erreurs sur le débit de pointe sont toujours comprises entre  $\pm 20\%$ . Ceci semble indiquer que pour une bonne reproduction des débits de pointe, l'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est absolument nécessaire.

BASSIN DE PARIMBOT



3.9 Comparaison globale des modèles étudiés sur le bassin de Parimbot.

BASSIN WIXON CREEK

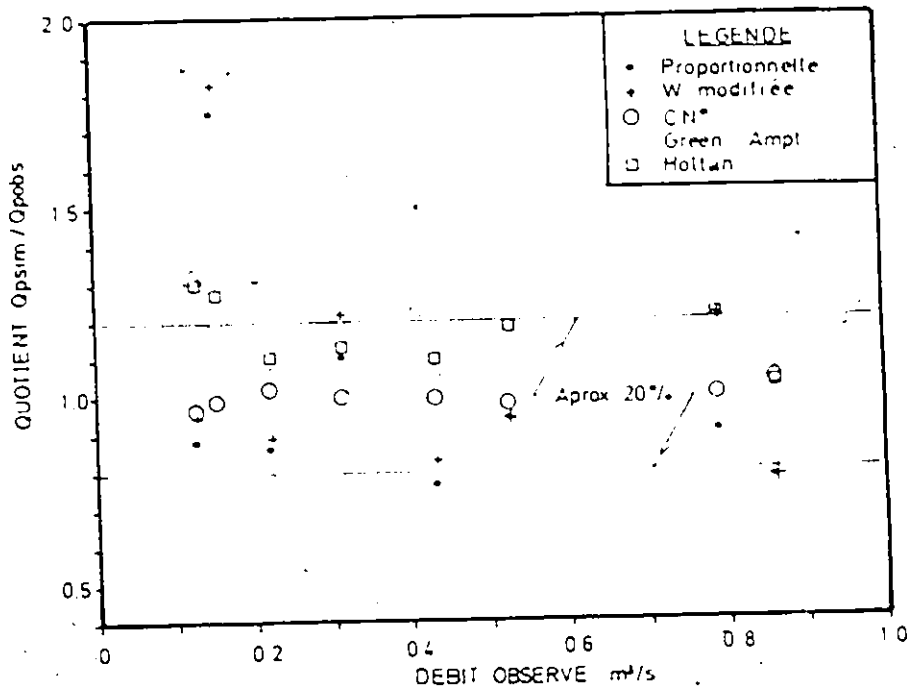


Fig. 3.10 Comparaison globale des modèles étudiés sur le bassin Wixon Creek.

### 5.3 La simulation des averses de projet

Ce paragraphe de l'étude se veut une analyse de l'aptitude à la simulation d'événements majeurs ayant des temps de retour de 5, 10 et 25 ans. Les débits de projet ont été calculés avec les différents modèles d'infiltration\* pour différentes conditions d'humidité du sol (IPA variant de 0 à 70 mm). Les paramètres des modèles sont ceux calibrés sur le bassin du Parimbot en ce qui concerne les paramètres "fixés" et ceux lus sur les courbes en ce qui concerne les paramètres liés à l'IPA (HC, S ou CN\*). Les résultats apparaissent sous forme condensée à l'annexe 23.

L'orage de projet choisi a priori était une averse "SCS type II 24 hours", mais une comparaison avec une analyse statistique révéla que les débits de pointe obtenus n'étaient pas représentatifs des conditions hydrologiques du bassin. Ainsi une nouvelle averse fut développée sur la base de l'averse du 24 au 27 octobre 1980 (averse n° 9, Parimbot) en gardant la distribution originale, mais en "gonflant" son volume de telle façon que la hauteur totale de pluie pour des temps de retour de 5, 10 et 25 ans,

---

\*CN\*, Green-Ampt, Holtan.

corresponde exactement à celles données par un ajustement statistique des hauteurs de pluies journalières (Jaton, 1982).

La figure 3.11 montre les relations obtenues pour les modèles de Green-Ampt, Holtan et CN\* entre le débit de pointe et l'IPA pour différents temps de retour.

Les modèles Green-Ampt et Holtan montrent un comportement semblable en ce qui concerne les prédictions sur le coefficient de ruissellement et le débit de pointe, en fonction de l'IPA et du temps de retour.

De son côté, le modèle CN\* présente des variations du coefficient de ruissellement et du débit de pointe plus prononcées, surtout dans l'intervalle de l'IPA défini entre 20 et 50 mm.

La figure 3.11 révèle aussi une caractéristique importante du modèle de Green-Ampt. Déjà la figure 3.4 indiquait que pour le bassin du Parimbot, la tension de suction, HC, devenait nulle pour un IPA supérieur à 50 mm. Ainsi le modèle Green-Ampt "plafonne" pour des valeurs de l'IPA supérieure à ce seuil. Ce comportement est parfaitement illustré dans la figure 3.11. Si l'on réfère à l'équation 2.6

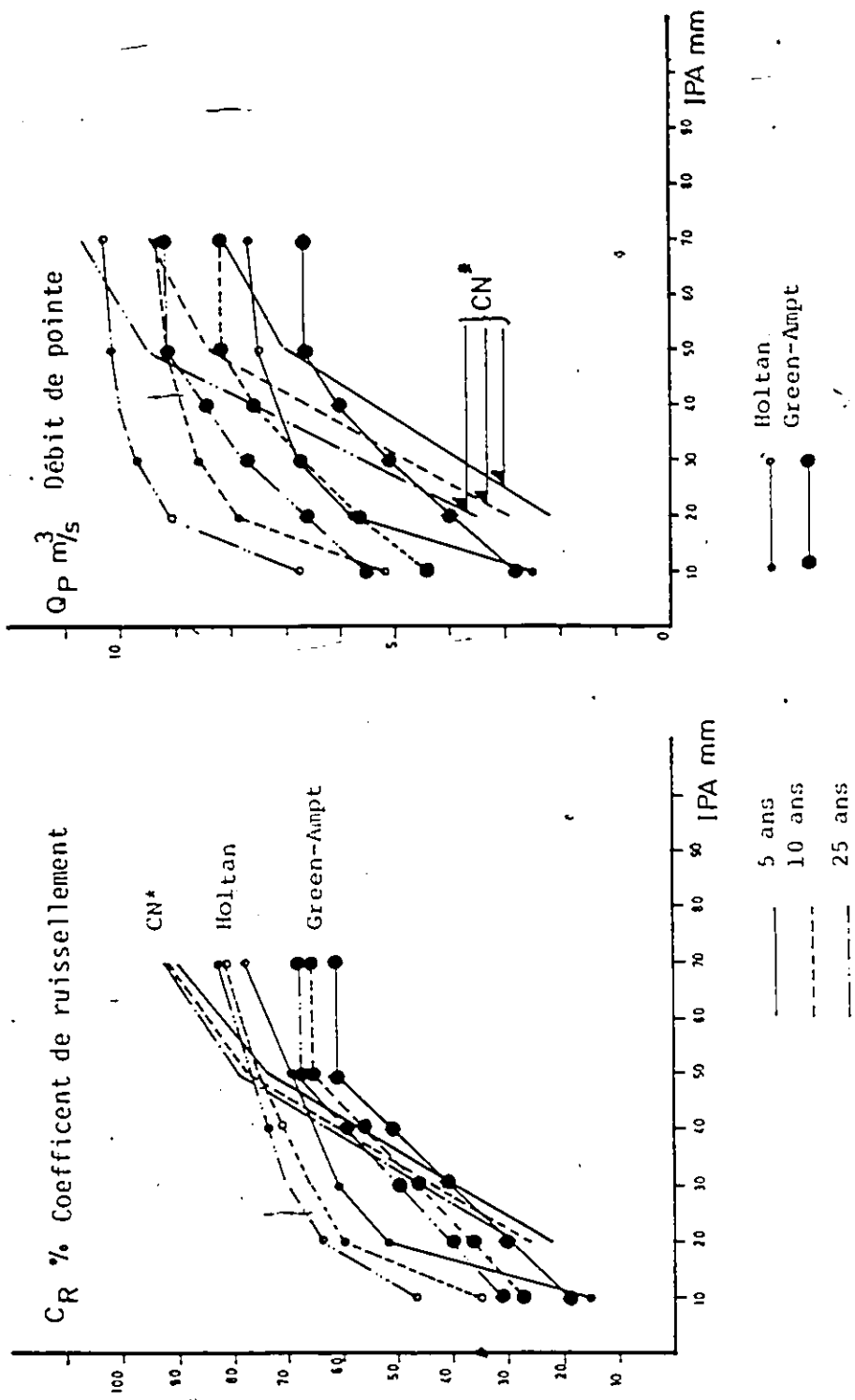


Fig. 3.11 Relations liant le débit de pointe et le coefficient de ruissellement avec l'indice IPA pour les modèles  $CN^*$ , Green-Ampt et Holtan en fonction du temps de retour.

(chapitre 2), on pourra facilement constater que si HC est nul, le taux d'infiltration,  $f$ , devient constant et égal à la conductivité hydraulique à saturation.

Le modèle de Holtan montre aussi cette tendance à plafonner. En effet, pour des valeurs de l'IPA élevées, le stockage disponible,  $S$ , se rapproche de 0. Dans ces conditions, le modèle de Holtan définit un taux d'infiltration équivalent à celui donné par les conditions de saturation, c'est-à-dire  $f_c$  (équation 2.5, cf. chapitre 2).

## 6. Conclusions

Les résultats obtenus au cours de cette étude, nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

1. L'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est un facteur prioritaire pour reproduire correctement les débits de pointe observés.
2. Pour un volume de ruissellement donné, les modèles d'infiltration étudiés (Green-Ampt, Holtan et CN\*) peuvent générer des distributions de pluie excédentaire considérablement différentes.

3. Ces différences dans les distributions de pluie nette ne semblent pas affecter considérablement les débits de pointe simulés, quand on utilise un hydrogramme unitaire linéaire (Nash). D'autres études (Wisner et al, 1984) ont prouvé par contre, que ces différences devenaient importantes quand on fait appel à un hydrogramme unitaire non-linéaire, genre VUH (Ding, 1957).
4. La forme des hydrogrammes simulés peut être affectée par les différents modèles d'infiltration. Nous avons montré que la méthode SCS avec l'hypothèse  $I_a = 0.2 S$ , surestime les pertes initiales et déforme les hydrogrammes simulés.
5. Les résultats obtenus après la calibration des modèles Green-Ampt et Holtan indiquent que la méthodologie employée dans la phase de calage est adéquate.
6. Le modèle CN\* montre une bonne aptitude à reproduire les débits de pointe ainsi que la forme des hydrogrammes observés, par rapport aux autres méthodes d'infiltration.
7. Dans des conditions de projet, le choix du coefficient de ruissellement est prioritaire. En zone rurale, celui-ci varie avec l'indice IPA. Les relations HC vs IPA et S vs IPA, dans les modèles de Green-Ampt et Holtan, présentent un intérêt certain. L'inconvénient relié à l'utilisation de ces modèles est le grand nombre de paramètres et le manque de données relatives aux paramètres sol.

La courbe enveloppe définie par la relation  $CN^*$  vs IPA semble plus adéquate pour les conditions de projet. Un autre avantage de cette méthode est son nombre limité de paramètres:  $CN^*$  et  $I_a$ . Les résultats montrent que  $I_a$  peut être fixé quelque part entre 1.0 et 5 mm.

Le  $CN^*$  peut être obtenu à partir d'une relation  $CN^*$  vs IPA pour un IPA représentatif des conditions d'humidité du bassin.

8. Une véritable validation de chacun des différents modèles devrait être faite (ce qui sous-entend l'usage de données n'ayant pas servi à la calibration).

## CHAPITRE IV

4

RELATIONS PLUIE-DEBIT EN ZONE URBAINE. MODELAGE DES  
EVENEMENTS FREQUENTS. ESTIMATION DU COEFFICIENT DE  
RUISSELLEMENT.

1. Introduction: Définition du problème

Le modelage des relations pluie-débit comprend de façon générale l'estimation du coefficient de ruissellement d'une part, et la définition de la fonction de transfert d'autre part.

Dans ce chapitre, on se propose de montrer l'importance de l'estimation adéquate du coefficient de ruissellement dans le processus de simulation des relations pluie-débit en zone urbaine.

Dans les conditions de projet, seulement les événements majeurs présentent un intérêt. Dans ces cas, de nombreuses études (Wisner et Frazer, 1982; Harms, 1984) ont prouvé qu'il est possible d'exprimer les coefficients de ruissellement ou les débits de pointe, en fonction des caractéristiques de l'averse (pluie totale, intensité maximum) d'une

part, et celles du bassin versant (imperméabilité, pente) d'autre part.

Dans le cadre de cette étude, nous allons plutôt explorer les événements plus fréquents dont le volume total de précipitation ne dépasse pas en général 20 mm. Il est évident que ces petites averses ne présentent qu'un intérêt limité dans les conditions de projet. Elles sont cependant très importantes, pour l'analyse des questions reliées à la qualité des eaux de ruissellement. L'importance de ces petits événements est aussi significative dans les applications en temps réel, où en général, le stockage disponible est de l'ordre de 1 à 2 mm.

Pour ces averses fréquentes, on se propose de vérifier la performance de différentes méthodes pour le calcul du coefficient de ruissellement. Par la suite, et dans ces mêmes conditions, nous allons tenter de définir les besoins de calibration du modèle URBHYD, inclus dans le modèle OTTHYMO (cf. chapitre 1).

Pour les besoins de cette étude, nous avons choisi quatre bassins urbains en Italie, France, Angleterre et Suède. Ces bassins sont tous caractérisés par des pluies inférieures à 20 mm. Ces données sont publiées dans une

banque internationale de données (B.I.D.), récemment présentée au cours d'une conférence en Yougoslavie (Maksimovic et Radojkovic, 1986). Le plan proposé dans ce chapitre est le suivant:

- a) Principes et présentation du modèle URBHYD, revue des essais de comparaison réalisés avant la rédaction de ce rapport.
- b) Description des bassins étudiés.
- c) Evaluation des aptitudes de quelques relations proposées dans la littérature, à simuler les coefficients de ruissellement provoqués par des pluies inférieures à 20 mm.
- d) Evaluation des aptitudes du modèle URBHYD, à simuler ces événements fréquents.
- e) Conclusions.

## 2. Le modèle URBHYD

### 2.1 Présentation et description du modèle URBHYD

URBHYD (P'ng, 1982) est un modèle conceptuel pour le calcul du ruissellement en zone urbaine. Il repose sur une analogie à deux réservoirs linéaires en parallèle pour simuler séparément les contributions des parties imperméables et perméables.

En zone imperméable, la pluie nette est obtenue après soustraction des pertes par stockage de surface. Ces pertes initiales sont constantes et déduites du hyétogramme de pluie totale dès les premiers pas de temps. Le ruissellement ne commence qu'une fois les pertes par stockage de surface satisfaites.

En zone perméable, la pluie nette est calculée après déduction des pertes initiales. Le hyétogramme de pluie nette est par la suite obtenu avec l'équation de Horton ou la méthode du SCS modifiée (cf. chapitre 2.). Des valeurs différentes pour les pertes initiales en zone perméable et imperméable peuvent être utilisées.

Pour les deux réservoirs, le coefficient de stockage est obtenu avec l'équation de Pedersen (Pedersen et al, 1980). Cette équation introduit l'intensité maximum de la pluie. Les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire varient d'une averse à l'autre. Le modèle URBHYD est donc un modèle quasi-linéaire.

Le tableau 4.1 montre les caractéristiques essentielles du modèle.

URBHYD		valeurs à défaut
Phénomène simulé	Perles	
	Surface imperméable	1.57 m
	Surface perméable	4.67 m
Méthodes et paramètres		
Perles initiales constantes		
Equation de Horton		
$f = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-k \cdot t)$		
$f_c$ = taux d'infiltration au temps t		76.2 mm/h
$f_0$ = taux initial d'infiltration		13.2 mm/h
$k$ = taux de décroissance		4.14 1/h
Equation du SCS		
Pour réservoirs pour simuler les contributions des parties perméable et imperméable.		
Pour chaque réservoir, le coefficient de stockage est donné par:		
$K = 3 \cdot \frac{L \cdot 0.6 \cdot n \cdot 0.6}{10.4 \cdot S_0}$		
a* (facteur de conversion des unités)		(Surface/1.5) 0.5
L* longueur du bassin		0.01
n* coefficient de rugosité (Manning)		0.250
Surface imperméable		
Surface perméable		
1* intensité maximale de la pluie choisie en fonction du pas de temps de la pluie.		
S* pente du bassin versant		

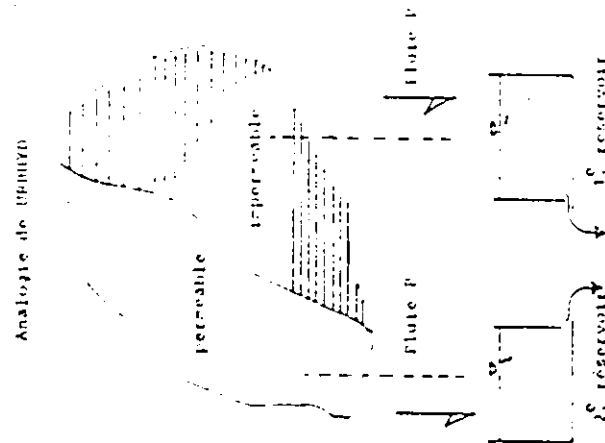


Tableau 4.) Caractéristiques essentielles du modèle URBHYD

## 2.2 Principes de développement et validation du modèle URBHYD. Etudes antérieures

### 2.2.1 Principes de développement

Le modèle URBHYD a spécialement été conçu pour prédire les hydrogrammes en fonction des conditions futures d'urbanisation au stade de l'avant projet. Les données requises pour la mise en oeuvre du modèle sont donc limitées.

Dans la phase de développement du modèle URBHYD, l'objectif principal était de développer un modèle à simulation globale, dont les prédictions soient compatibles avec des modèles plus détaillés. Pour les besoins de ce nouveau modèle, la conception du réservoir linéaire fut retenue, et ceci en fonction de ses bonnes aptitudes à simuler les relations pluie-débit en zone urbaine (Desbordes, 1978; Sarma et al, 1972). Il s'agissait donc de trouver une expression pour le coefficient de stockage, de façon à assurer cette compatibilité.

Plusieurs tests ont été effectués afin de comparer différentes relations donnant le coefficient de stockage. La première série de test a été faite sur des bassins hypothétiques avec des surfaces comprises entre 10 et 150 ha, des taux d'imperméabilité variant entre 25 et 100% et

des pluies de projet du type Chicago, (Keyfer et Chu, 1957), pour différents temps de retour.

Les débits de pointe calculés avec le modèle à réservoir linéaire et les différentes relations pour le coefficient de stockage ont été comparés avec ceux calculés avec des modèles plus détaillés. Les hydrogrammes de ruissellement ont été simulés avec SWMM. Le modèle EXTRAN a été utilisé pour le calcul de l'acheminement. Les résultats ont montré que les relations de Sarma (Sarma et al, 1969) et Desbordes (1978) donnent, dans ces conditions, des résultats similaires à la simulation détaillée pour des bassins de moins de 40 ha.

Pour les bassins versants de plus de 100 ha et avec des taux d'imperméabilité inférieurs à 40%, les modèles avec un seul réservoir linéaire ont montré une tendance à sous-estimer le débit de pointe et les volumes de ruissellement, en particulier pour les averses avec des temps de retour élevés.

Pour tenir compte de la contribution de la partie perméable, il a fallu concevoir un modèle à deux réservoirs en parallèle pour simuler séparément l'écoulement en zone imperméable et perméable.

Différentes relations pour le calcul du coefficient de stockage ont alors été appliquées à chaque réservoir et les débits de pointe obtenus avec la simulation globale ont été comparées avec ceux obtenus avec la simulation détaillée. Dans ces conditions, la relation de Pedersen (Pedersen et al, 1980) a donné les meilleurs résultats. Elle peut être utilisée à la fois pour les surfaces perméables et pour les surfaces imperméables.

Les résultats ont aussi indiqué que les bassins versants pouvaient être représentés par une surface rectangulaire ayant un rapport des côtés égal à 1.5 (la longueur du bassin correspond à la largeur du rectangle). Cette hypothèse donne une bonne compatibilité avec le modèle SWMM. Le tableau 4.1 montre les valeurs à défaut, recommandées pour l'utilisation de URBHYD. La plupart de ces valeurs sont identiques à celles proposées par le modèle SWMM.

#### 2.2.2 Validation du modèle URBHYD (Etudes antérieures)

Plusieurs comparaisons avec des débits mesurés ont permis de valider le modèle URBHYD (P'ng, 1982). La politique suivie au cours de ces comparaisons répond aux principes de développement précipités.

Rappelons que le modèle URBHYD est un outil pour évaluer les effets de l'urbanisation au stade de l'avant-projet. Les résultats obtenus doivent être acceptables sans ou avec un minimum de calibration. C'est pourquoi, dans toutes les comparaisons, le modèle a été appliqué sans calibration avec les paramètres à défaut montrés au tableau 4.1. Il s'agissait de vérifier la performance du modèle dans les mêmes conditions que celles correspondant au stade de l'avant-projet.

Le tableau 4.2 décrit de façon sommaire les caractéristiques des bassins où le modèle URBHYD a été validé.

Bassin	Situation	Surface ha	Taux imperméabilité %	Nombre d'événements
Gray Haven	U.S.A.	9.4	52	7
Malvern	Canada	23.3	34	4
Hillbrow	S.Africa	67.0	77	4
Pinetown	S.Africa	11.9	75	3
Fulton Dr.	Canada	44.6	39	2

Tableau 4.2 Caractéristiques essentielles des bassins où le modèle URBHYD a été validé (Etudes antérieures)

Le tableau 4.3 montre une comparaison entre les débits de pointe observés et ceux simulés avec URBHYD et SWMM, pour 4 des bassins présentés au tableau 4.2.

L'inspection du tableau 4.3 révèle la bonne aptitude du modèle URBHYD à reproduire les débits observés. On peut aussi constater que les débits calculés avec le modèle SWMM, sont du même ordre de grandeur. Les figures 4.1, 4.2, 4.3 et 4.4 montrent des comparaisons caractéristiques entre les hydrogrammes simulés et observés.

De façon générale, ces résultats ont été obtenus avec des averses dont le volume de précipitation dépassait les 30 mm. Seulement, pour le bassin de Malvern, les pluies totales variaient entre 5 et 20 mm. Cependant le nombre limité d'événements ne nous permet pas de conclure, quant aux aptitudes du modèle à simuler les averses fréquentes.

### 3. Description des bassins considérés dans la présente étude

#### 3.1. Bassin versant de Luzzi (Calomino et al, 1983)

La surface totale est 1.734 ha. Le bassin est fortement urbanisé. Le taux d'imperméabilité est 88.3%. Les pentes du bassin varient entre 5 et 35%. La pente moyenne est 22.3%. Pour l'étude de ce bassin, nous

Date	Debit de pointe observe m <sup>3</sup> /s	Debit de pointe simule OTTHYMO m <sup>3</sup> /s	Debit de pointe simule SWMM m <sup>3</sup> /s
<u>GRAY HAVEN</u>			
05-06-63	2.29	2.05	2.21
10-06-63	2.24	2.05	2.21
14-06-63	0.87	0.89	0.89
20-06-63	0.84	0.90	0.97
01-08-63	2.49	1.86	1.79
14-08-63	0.98	1.19	1.09
02-08-66	0.86	0.93	0.98
<u>HILLBROOK</u>			
21-01-70	2.97	3.41	2.78
16-12-83	4.62	4.53	4.62
30-12-83	2.54	2.46	2.18
01-01-84	4.43	4.41	5.38
<u>MALVERN</u>			
22-04-73	0.92	0.74	0.98
23-04-73	0.71	0.46	0.63
31-05-74	0.90	0.85	1.11
21-06-74	0.58	0.56	0.73
<u>PINETOWN</u>			
13-02-79	1.20	1.22	1.11
22-05-79	1.07	0.74	0.72
18-02-80	1.59	1.35	1.34

Note: URBHYD (OTTHYMO), simulation globale  
SWMM simulation détaillée.

Tableau 4.3 Comparaison des débits de pointe observés et simulés avec SWMM et URBHYD.

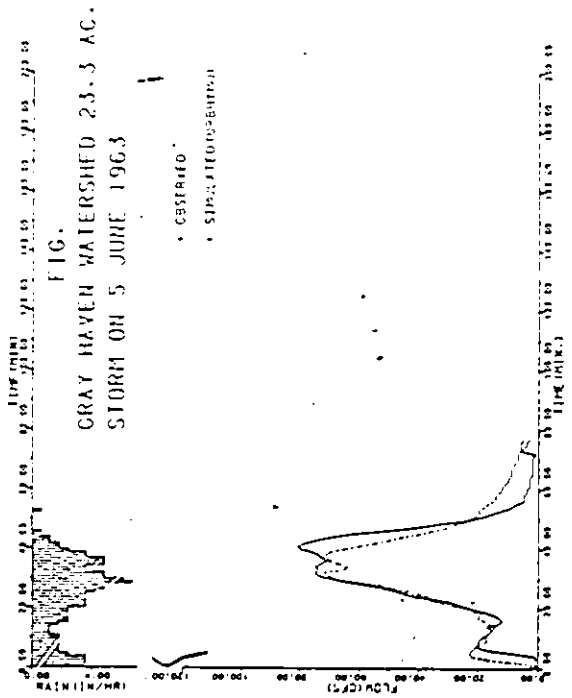


Fig. 4.1 Hydrogrammes simulé et observé pour l'averse du 5/06/1963 sur le bassin de Gray Haven

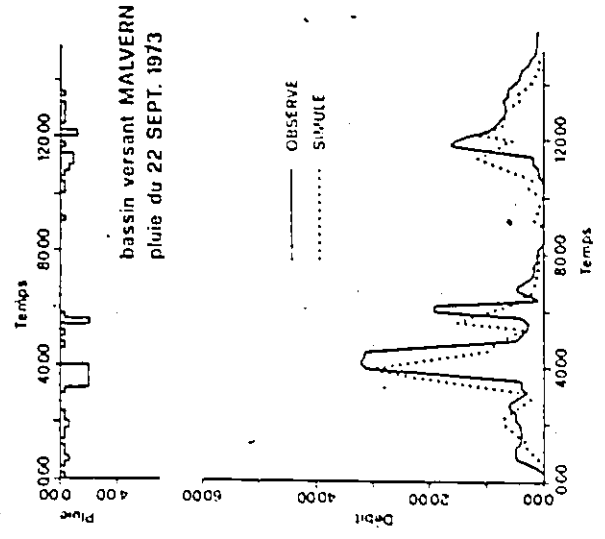


Fig. 4.2 Hydrogrammes simulé et observé pour l'averse du 22/09/1973 sur le bassin de Malvern

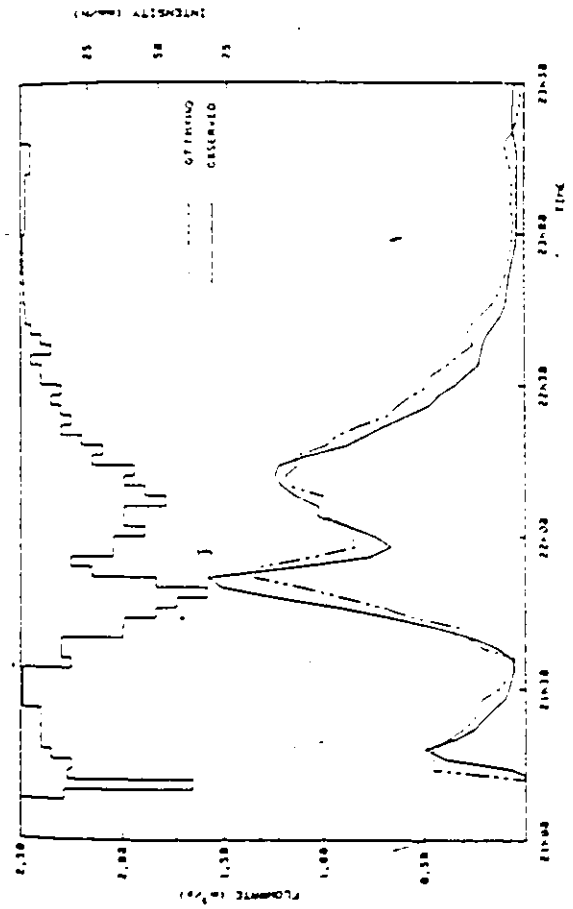


Fig. 4.3 Hydrogrammes simulé et observé pour l'averse du 18/02/1980 sur le bassin de Pinetown

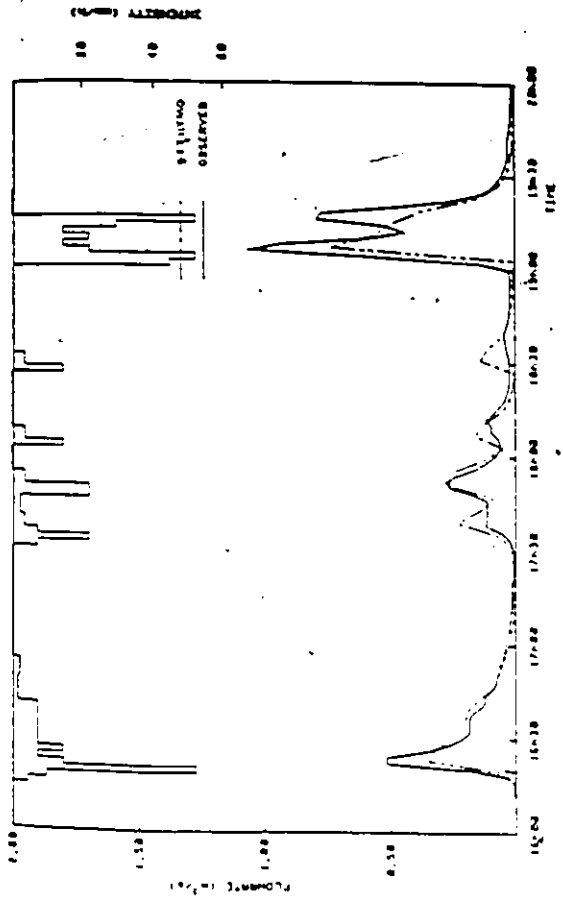


Fig. 4.4 Hydrogrammes simulé et observé pour l'averse du 22/05/1979 sur le bassin de Pinetown

disposons de 29 averses observées. La figure 4.5 montre le bassin de Luzzi. Les volumes de précipitation varient entre 1.40 et 21.20 mm. La plupart des événements (70%) ont des pluies inférieures à 5 mm. Les coefficients de ruissellement observés varient entre 0.4 et 0.85. Les débits de pointe oscillent entre 24 et 230 l/s. Les intensités maximum de la pluie se situent entre 9.6 et 43.2 mm/h. Tous les hyétogrammes de pluie sont discrétisés avec un pas de temps constant, égal à 5 minutes.

### 3.2. Bassin versant Seine Saint-Denis (France) (Bertilotti, 1985)

La surface du bassin est 250 ha. La pente moyenne est 0.9%. Le taux d'imperméabilité est 33%. Pour l'étude de ce bassin, nous disposons de 38 événements avec des informations sur la pluie totale, les coefficients de ruissellement et les débits de pointe observés. Malheureusement, seulement 5 averses sont accompagnées avec des hyétogrammes et des hydrogrammes détaillés. Les valeurs de la pluie totale varient entre 1.5 et 28.9 mm. Pour la plupart des averses, la pluie totale est inférieure à 14 mm. Les coefficients de ruissellement observés oscillent entre 7.4 et 28%. La figure 4.6 montre le bassin Seine Saint-Denis.

### 3.3 Bassin versant de Clifton Grove (Angleterre) (Maksimovic et Radojkovic, 1986)

Le bassin de Clifton Grove est drainé par un réseau séparatif. L'occupation des sols est du type résidentiel. La surface du bassin est 10.6 ha. Le taux d'imperméabilité est 40.28%. La pente moyenne est 5%. Les données de ce bassin incluent 25 événements observés pour lesquels on connaît la pluie totale et les coefficients de ruissellement correspondants. La pluie totale varie entre 0.50 et 6.66 mm. Les coefficients de ruissellement se situent entre 0.061 et 0.233. La figure 4.7 montre le bassin Clifton Grove.

### 3.4 Bassin versant de Lulea (Suède) (Maksimovic et Radojkovic, 1986)

Le bassin de Lulea a une surface de 13.01 ha. La surface imperméable est 3.65 ha (28%). La pente du bassin varie entre 0.3 et 4% avec une valeur moyenne de 1.5%. La pluie totale varie entre 1.43 et 11.13 mm. Les coefficients de ruissellement oscillent entre 0.10 et 0.29. La figure 4.8 montre les caractéristiques essentiels du bassin de Lulea. Le nombre d'événements disponibles est 7.

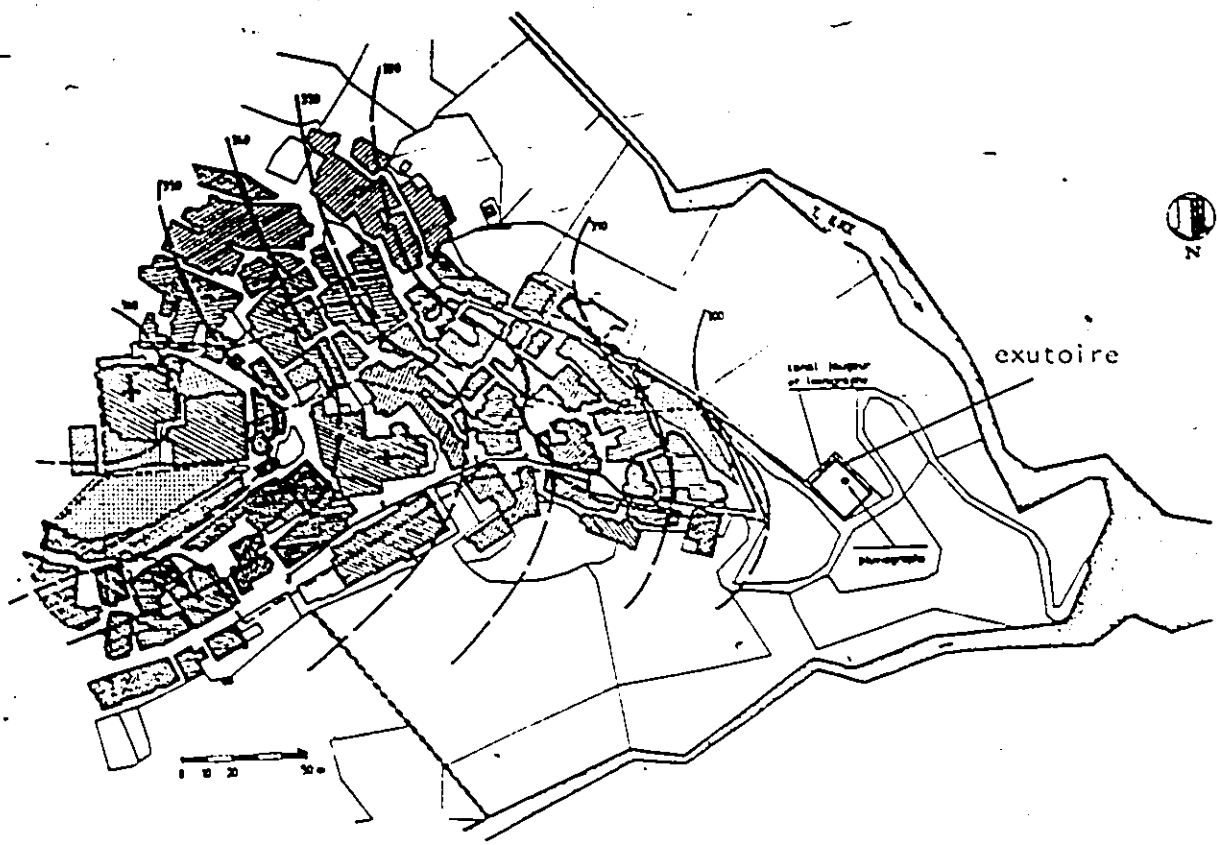


Fig. 4.5 Présentation du bassin de Luzzi (Italie).

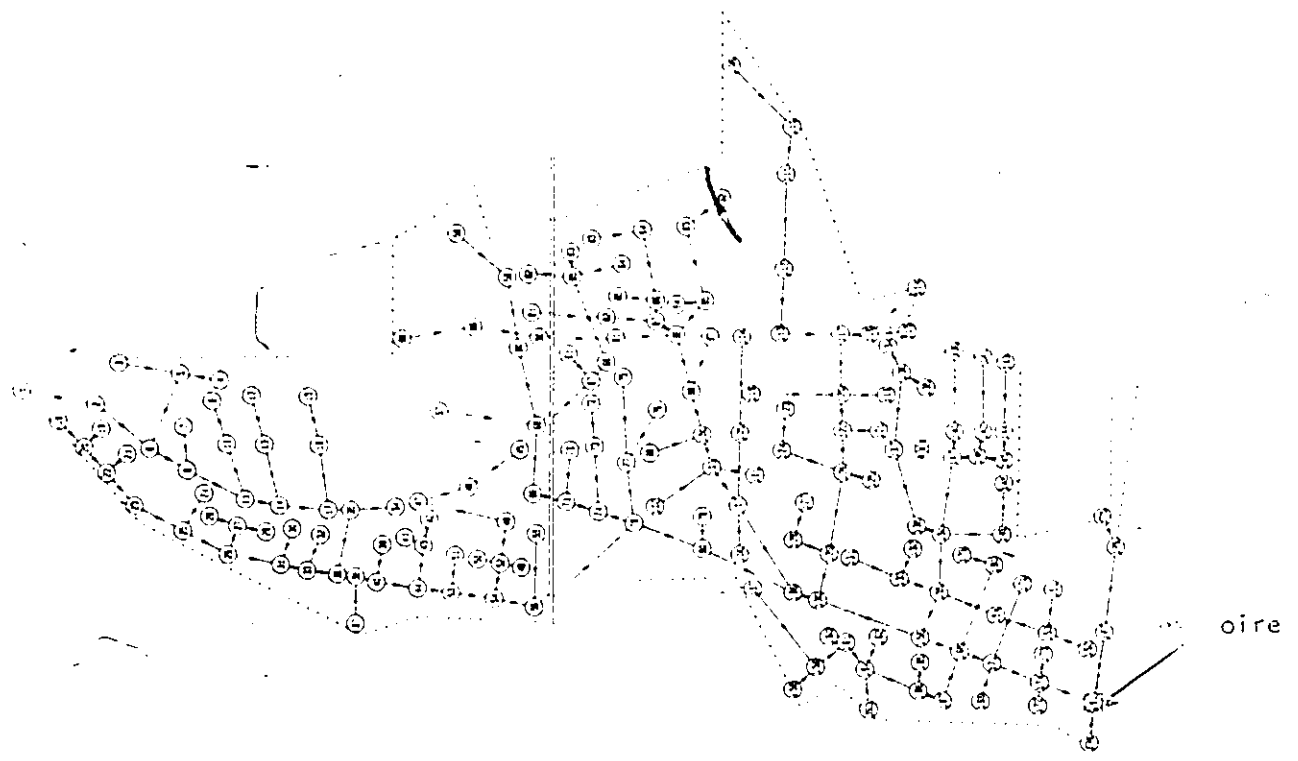


Fig. 4.6 Présentation du bassin Seine Saint-Denis (France).

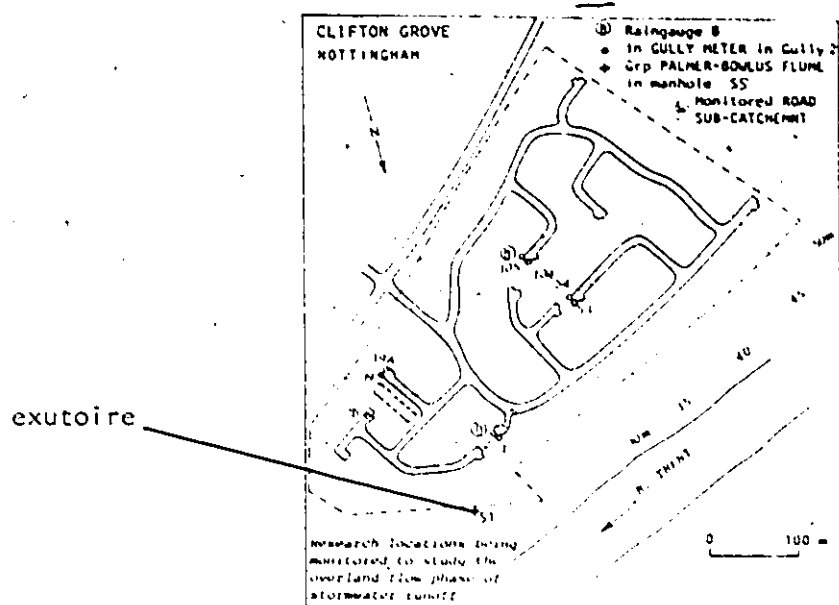


Fig. 4.7 Présentation du bassin de Clifton Grove (Angleterre)

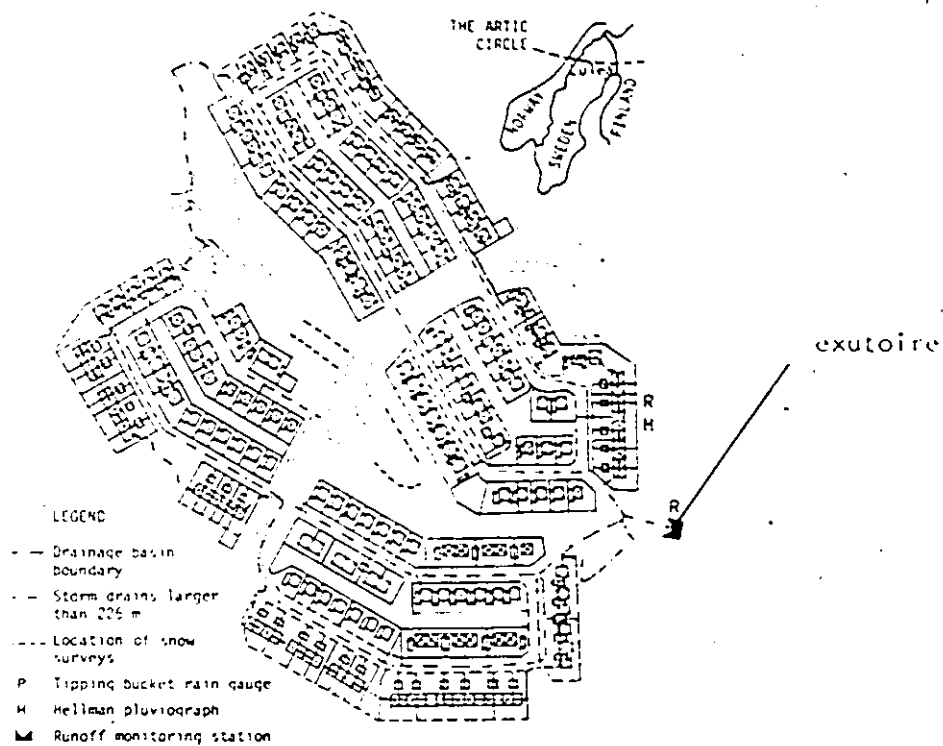


Fig. 4.8 Présentation du bassin de Lulea (Suède).

#### 4. Estimation des coefficients de ruissellement

##### 4.1 Considérations préliminaires

Des études entreprises dans le cadre du "National Urban Drainage Program" (NURP) ont déjà souligné l'importance de l'estimation adéquate des coefficients de ruissellement pour l'étude des relations pluie-débit, aussi bien du point de vue quantitatif que qualitatif (Driscoll, 1983).

La figure 4.9 montre la relation entre les erreurs sur le coefficient de ruissellement et celles obtenues sur le débit de pointe, pour le bassin de Luzzi. Ces résultats ont été obtenus avec le modèle URBHYD et les paramètres à défaut, montrés au tableau 4.1. On peut constater que dans

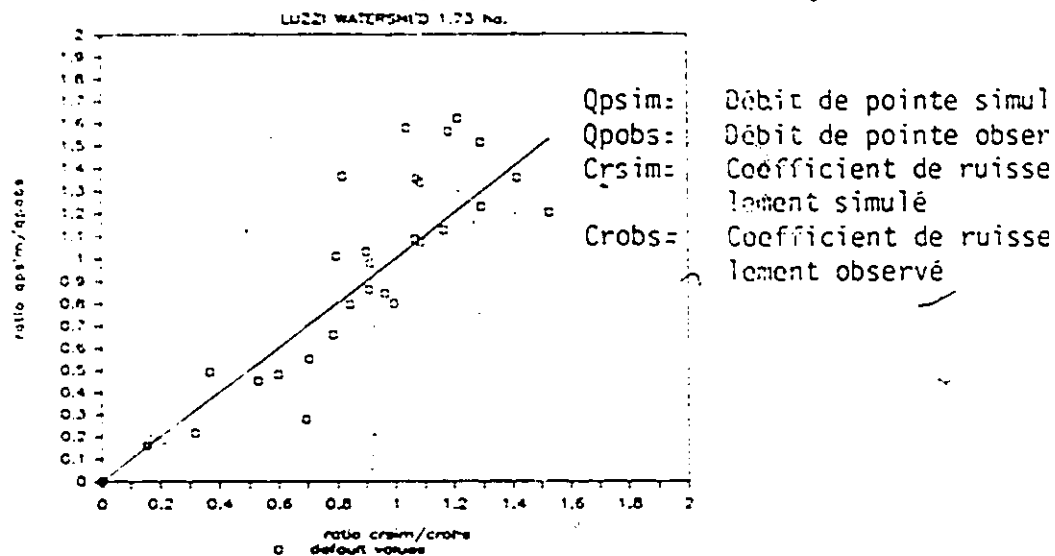


Fig. 4.9 Relation entre les erreurs sur le coefficient de ruissellement et les erreurs sur le débit de pointe. Résultats du bassin de Luzzi.

la plupart des cas, une prédiction adéquate du coefficient de ruissellement génère une bonne simulation du débit de pointe. Cette figure montre bien l'importance du coefficient de ruissellement dans le processus de simulation des relations pluie-débit en zone urbaine.

En général, on admet que le phénomène du ruissellement est aléatoire. Pour tenir compte de l'extrême variabilité des coefficients de ruissellement, ainsi que de celle des paramètres dont il dépend, on fait souvent appel à l'analyse statistique.

En opposition avec l'approche statistique, la plupart des modèles hydrologiques simulent la quantité et la qualité du ruissellement de façon déterministe. Ceci suppose qu'il existe une relation directe et bijective entre le hyéto-gramme de pluie et l'hydrogramme de ruissellement correspondant.

Les problèmes de qualité, sont dans la plupart des cas, étudiés avec des modèles déterministes à simulation continue, genre STORM ou QUALHYMO\*. Pour les petites pluies, la contribution des parties perméables est négligeable et l'effet des conditions antérieures d'humidité n'est pas significatif. Dans ces cas, l'utilisation de modèles à

---

\* références: STORM, HEC, 1973; QUALHYMO, Rowney et Wisner, 1985.

simulation discrète (single event model), tels que OTTHYMO, SWMM ou ILLUDAS, est possible. Nous tenons cependant à mentionner que cette dernière approche peut présenter quelques inconvénients, quand il s'agit de dimensionner des réservoirs de retenue avec des débits de sortie faibles. En effet, et tel qu'indiqué dans (Pankratz, 1986), il est nécessaire de vérifier en simulation continue, si le réservoir a le temps de se vider d'une averse à l'autre.

#### 4.2. Analyse comparative de différentes méthodes pour le calcul du coefficient de ruissellement en zone urbaine.

##### 4.2.1 Méthode du NERC (1975).

Dans la méthodologie du NERC, (NERC, 1975), trois types de modèles sont proposés pour prédire le coefficient de ruissellement.

Le premier modèle est du type additif (fig. 4.10a):

$$Cr = a.CWI + b.SOIL + c.URB + \dots + \dots + cte \quad (4.1)$$

le second est du type partiellement multiplicatif (fig. 4.10b):

$$Cr = a.CWI \cdot SOIL + b.P + c.URB + \dots + \dots + cte \quad (4.2)$$

et le troisième est du type exponentiel (fig. 4.10c):

$$Cr = a.CWI^b \cdot SOIL^c \cdot P^d \cdot URB^e + \dots + \dots + cte \quad (4.3)$$

où Cr = coefficient de ruissellement

a, b, c, d, e = paramètres des équations de régression

CWI = indice d'humidité du bassin versant,  
 obtenu avec l'équation suivante:  
 $CWI = 125 + IPA5 - SMD$   
 avec IPA5 = indice IPA calculé sur 5 jours  
 SMD = déficit en humidité du sol

S0IL = indice caractéristique de la nature des sols  
 du bassin

URB = taux d'urbanisation

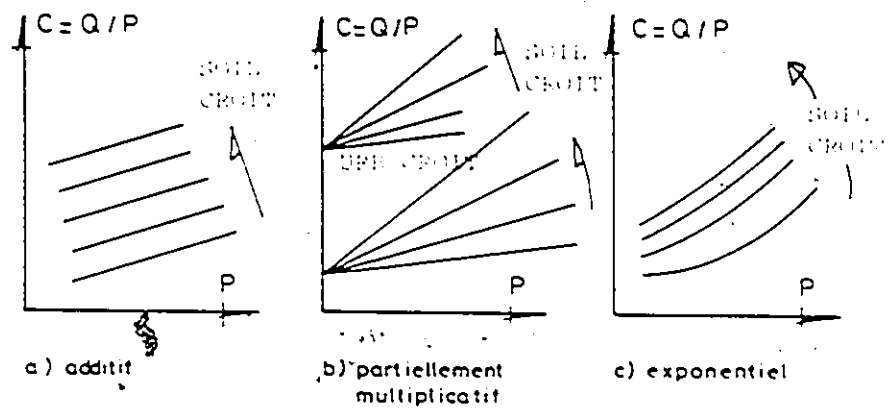


Fig. 4.10 Différents concepts de modelisation du coefficient de ruissellement (extrait de NERC, 1975)

4.2.2. Méthode proposée par R.W. Harms (1984).

Harms (1984), s'intéresse à la prévision du volume de ruissellement provoqué par des orages sur des bassins en partie urbanisés, dont la surface est inférieure à 200 Km<sup>2</sup>.

L'équation proposée combine le concept de la capacité d'absorption (basée sur une fonction d'infiltration) et la notion de coefficient de ruissellement. Ce modèle peut s'exprimer de la façon suivante:

$$R = (P - I_a) \cdot C_m - C_m/a \cdot 1 - e^{-a(P - I_a)} \quad (4.4)$$

où R = ruissellement total mm

P = précipitation totale mm

I<sub>a</sub> = abstraction initiale mm

C<sub>m</sub> = coefficient de ruissellement maximum possible

a = facteur proportionnel 1/mm.

La figure 4.11 illustre le comportement du modèle, compte tenu des caractéristiques de l'averse et du bassin.

Les trois paramètres du modèle, à savoir C<sub>m</sub>, I<sub>a</sub> et a, sont mis en relation avec les caractéristiques du bassin d'une part, et avec les propriétés de l'averse, d'autre part. Le modèle peut donc être utilisé à des fins de prévision sur les bassins non jaugés.

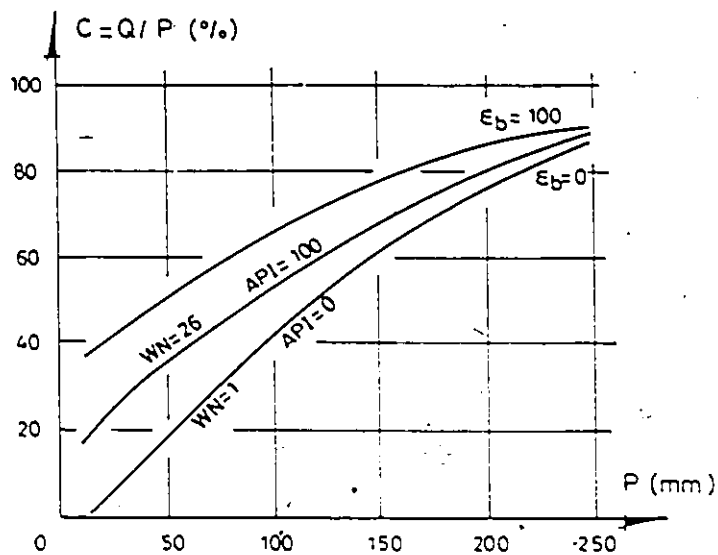


Fig. 4.11 Comportement du modèle de Harms pour différentes conditions des paramètres.

Les paramètres  $I_a$  et  $a$ , sont une fonction d'un indice du type IPA et d'un indice saisonnier donné par le numéro de la semaine:

$$I_a = f(e_w, e_b, IPA, WN) \quad (4.5)$$

$$a = f(IPA, WN, P) \quad (4.6)$$

où  $e_w, e_b$  = pourcentage de surface boisée et urbanisée respectivement

IPA = indice de précipitation antécédente

WN = numéro de la semaine

#### 4.2.3 Remarques sur les méthodes du NERC et de Harms.

La mise en oeuvre des méthodologies précipitées est assez complexe. Les paramètres requis sont très nombreux. Certains d'entre eux ne peuvent être obtenus qu'après calibration avec des données observées. Les hypothèses se trouvant à la base du développement de ces formules sont valables uniquement pour des conditions spécifiques. D'un point de vue pratique, on a plutôt intérêt à utiliser des formules, dont les paramètres représentent, dans la mesure du possible, des concepts physiques clairs et facilement identifiables dans diverses situations.

Le groupe de relations présentées ci-dessous suit cette ligne directrice de plus proche.

#### 4.2.4 Relations simplifiées pour le calcul du coefficient de ruissellement en zone urbaine.

Dans le modèle STORM, le coefficient de ruissellement est exprimé en fonction de l'imperméabilité:

$$C_r = 0.9.I + (1-I).0.15 \quad (4.7)$$

où  $I$  = taux d'imperméabilité

Cette relation repose sur les hypothèses suivantes:

- Les pertes dans la zone imperméable sont très petites.

- Les parties perméables ont un coefficient de ruissellement égal à 0.15.

Desbordes (1975) a proposé l'équation:

$$Cr = 1.01 (I - 0.12) \quad (4.8)$$

Cette relation montre que les pertes en zone imperméable, peuvent être considérables.

Dans une autre étude (Shaake et al, 1967), on nous propose une relation où le coefficient de ruissellement est aussi exprimé en fonction de la pente du bassin versant. Cette équation, obtenue à partir des données pour 20 bassins, s'exprime comme suit:

$$Cr = 0.14 + 0.65 I + 0.05 S \quad (4.9)$$

où  $S$  = pente du bassin m/m

Les coefficients de ruissellement pour la méthode rationnelle peuvent être obtenus en fonction de l'occupation des sols à partir de tableaux inclus dans les critères de drainage. Le tableau 4.4 donne un aperçu des valeurs du  $Cr$ , proposées par l'Instruction Technique Française (1949).

Dans la pratique, et pour considérer les différents types d'occupation des sols, on peut calculer un coefficient de ruissellement pondéré:

$$Cr_{\text{moyen}} = \sum (Cr_i \cdot A_i) / A_i \quad (4.10)$$

où  $Cr_{\text{moyen}}$  = coefficient de ruissellement pondéré  
 $C_i$  = coefficient de ruissellement pour la  $i^{\text{ème}}$  surface  $A_i$ .

Habitations très denses	C = 0,9
Habitations denses	C = 0,6 à 0,7
Habitations moins denses	C = 0,4 à 0,5
Quartiers résidentiels	C = 0,2 à 0,3

On peut également calculer la moyenne, pondérée par les surfaces respectives, des coefficients élémentaires ci-après :

"Surface totalement imperméabilisée (toitures, chaussées et trottoirs modernes")	C = 0,9
"Pavage à larges joints"	C = 0,6
"Voie en macadam non goudronné"	C = 0,35
"Allées en gravier"	C = 0,2
"Surfaces boisées"	C = 0,05

Tableau 4.4 Coefficients de ruissellement en fonction de l'occupation des sols, proposés par l'Instruction Technique Française, (1949)

Toutes les relations précitées reposent sur l'hypothèse d'un coefficient de ruissellement constant en temps et espace.

Viesman (1972) suggère une autre relation pour calculer  $C_r$ , en fonction de la pluie totale et des pertes initiales:

$$C_r = 1.165 (I - 0.17)(P - I_a) / P \quad (4.11)$$

ou  $P$  = précipitation totale

$I_a$  = pertes initiales

La méthode du SCS (cf. chapitre 2), peut aussi être appliquée en zone urbaine. Les valeurs du CN doivent cependant être ajustées en fonction du taux d'imperméabilité avec la figure 4.12. En fonction des caractéristiques de la zone perméable, on peut définir un CN à partir de l'annexe 2. Avec cette valeur et le taux d'imperméabilité, la figure 4.12 donne la valeur du CN ajusté. Les équations pour le calcul de la lame de ruissellement sont identiques à celles décrites au chapitre 2.

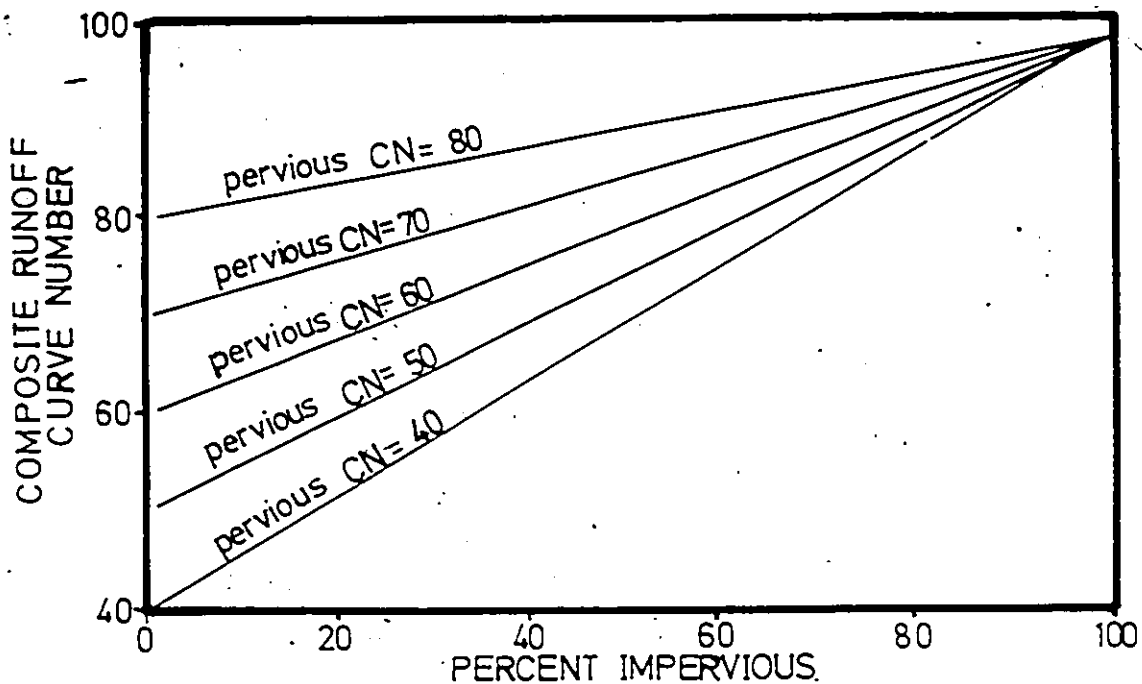
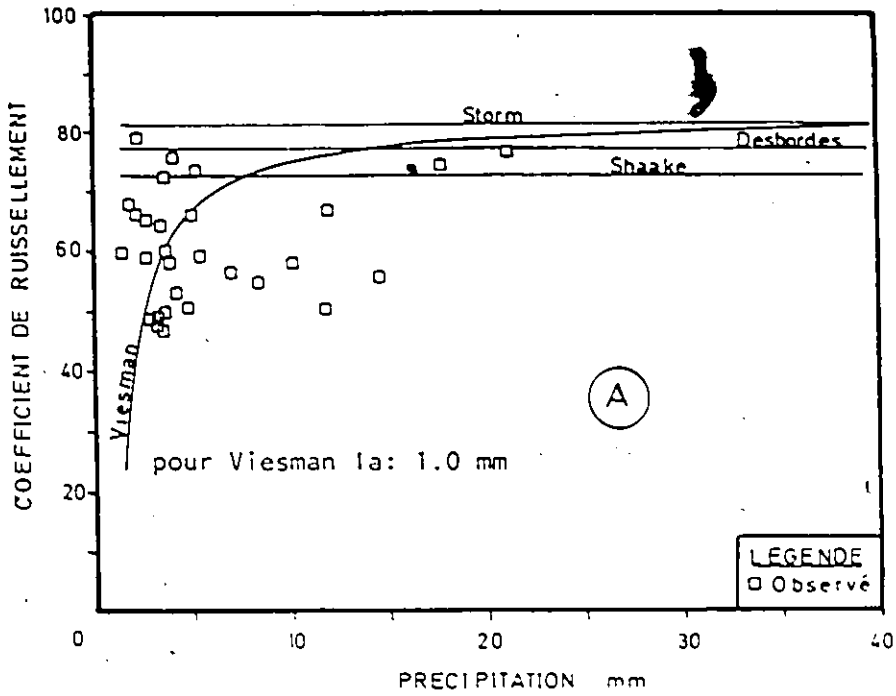


Fig.4.12 Valeurs du CN ajusté en zone urbaine en fonction du CN pour la partie perméable et du taux d'imperméabilité (extrait de SCS, 1975).

4.2.5. Analyse des résultats obtenus avec les différentes méthodes pour le calcul du coefficient de ruissellement sur les bassins considérés.

Les figures 4.13 (a,b,c,d) montrent les variations du coefficient de ruissellement observé en fonction de la pluie totale, pour les 4 bassins étudiés. Nous avons aussi représenté les prédictions relatives aux équations 4.7, 4.8, 4.9 et 4.11. Les figures 4.14 (a,b,c,d) montrent aussi les prédictions du coefficient de ruissellement obtenues avec des valeurs du CN, comprises entre 80 et 90, et ceci avec



SEINE SAINT-DENIS

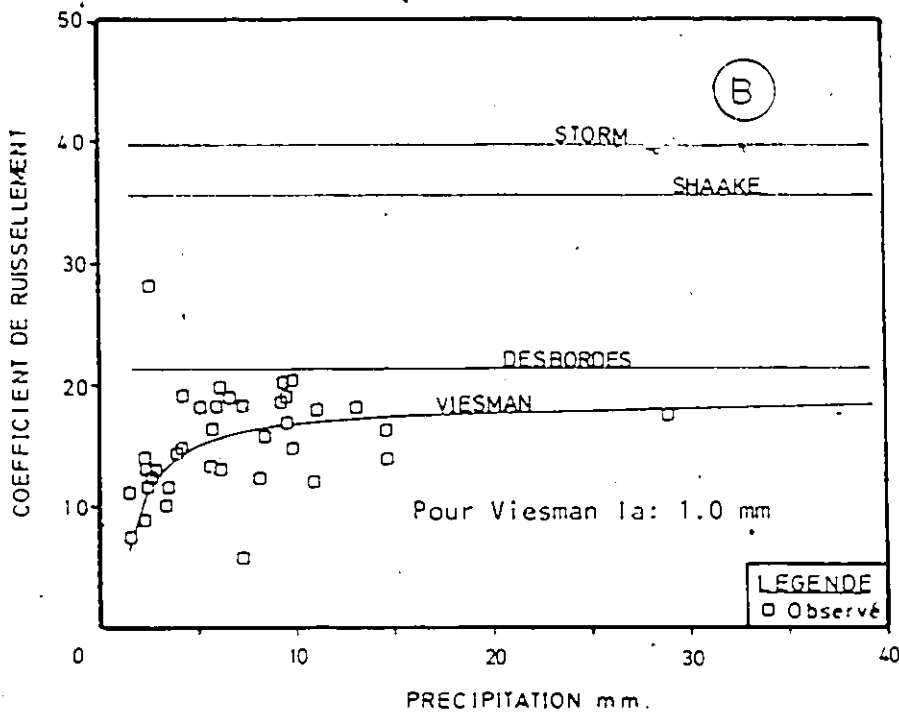


Fig. 4.13 Variations des coefficients de ruissellement observés en fonction de la pluie totale. Comparaison avec les prédictions des équations de STORM, Shaake Desbordes, et Viesman. Bassins de Luzzi (a) et Seine Saint-Denis (b).

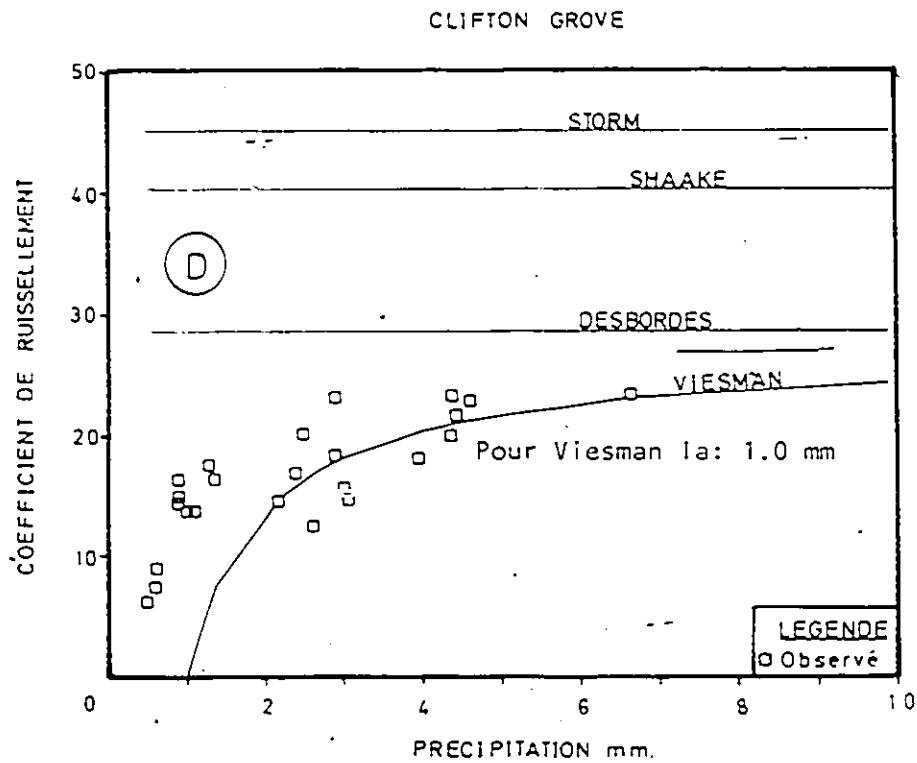
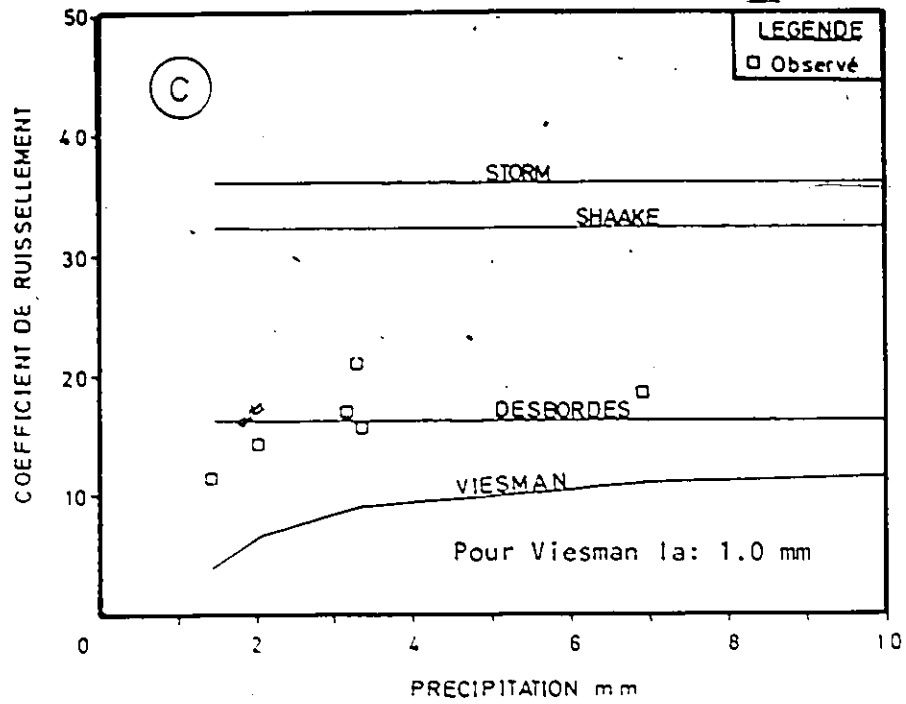
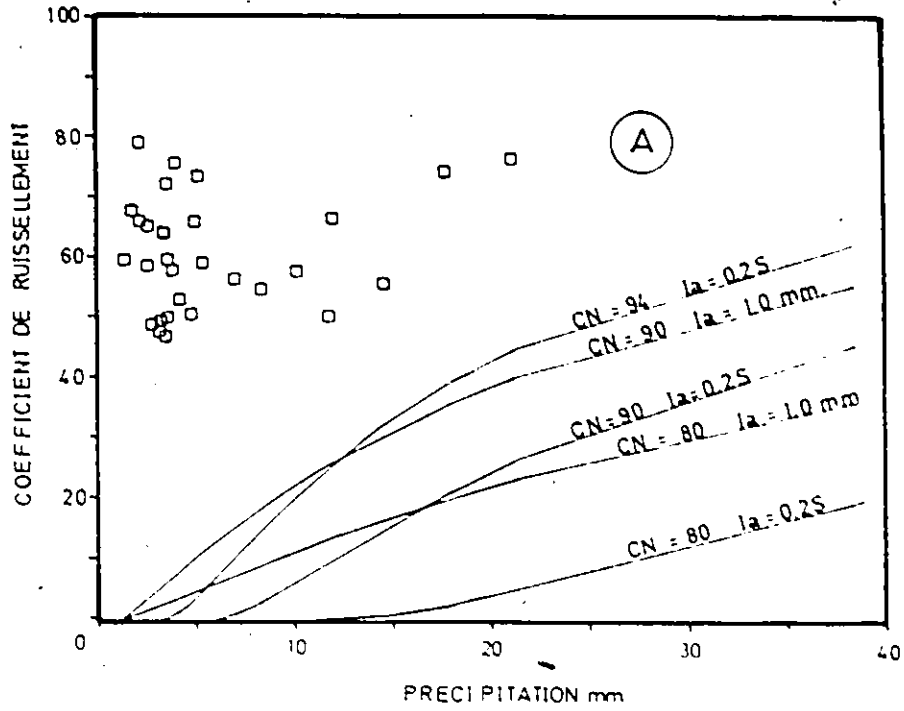


Fig. 4.13 (suite) Variations des coefficients de ruissellement observés en fonction de la pluie totale. Comparaison avec les prédictions des équations de STORM, Shaake, Desbordes, et Viesman. Bassins de Lulea (c) et Clifton Grove (d).



SEINE SAINT-DENIS

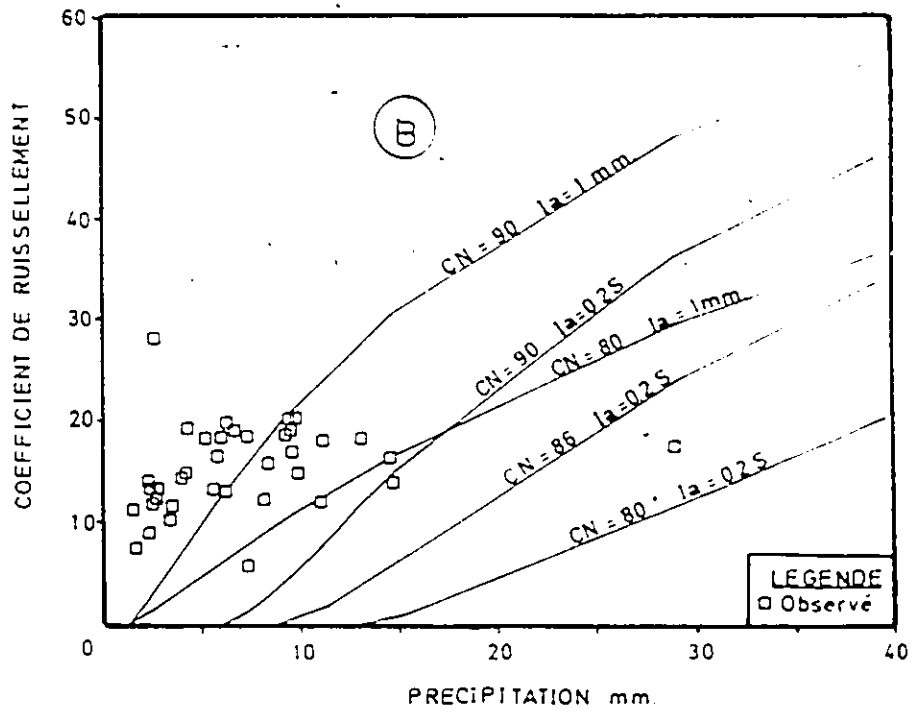
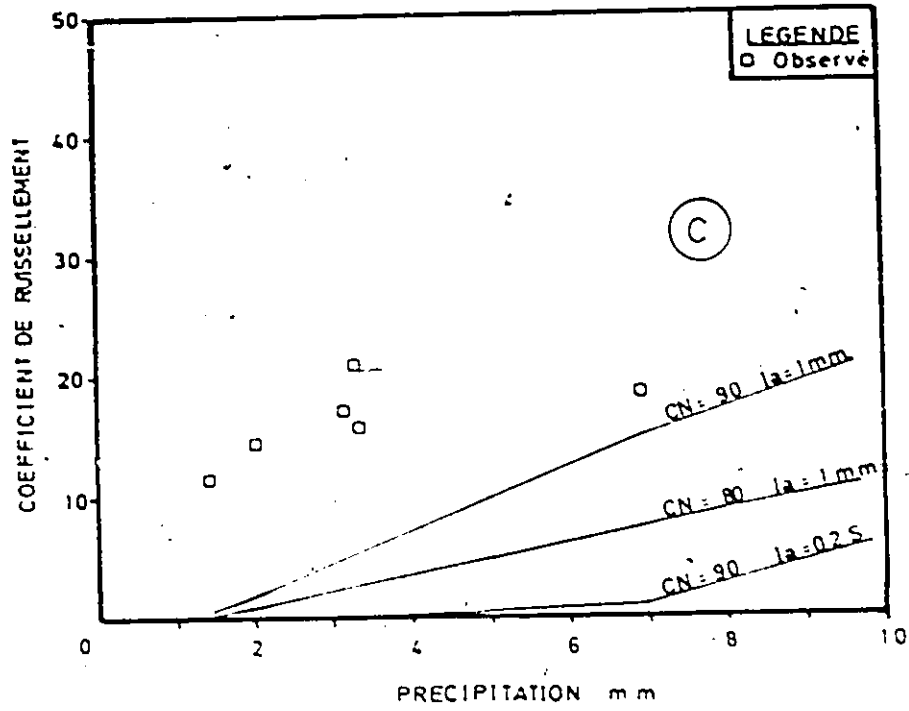


Fig. 4.14 Variations des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale. Comparaison avec les prédictions de la méthodologie du SCS. Bassins de Luzzi (a) et Seine Saint-Denis (b)



CLIFTON GROVE

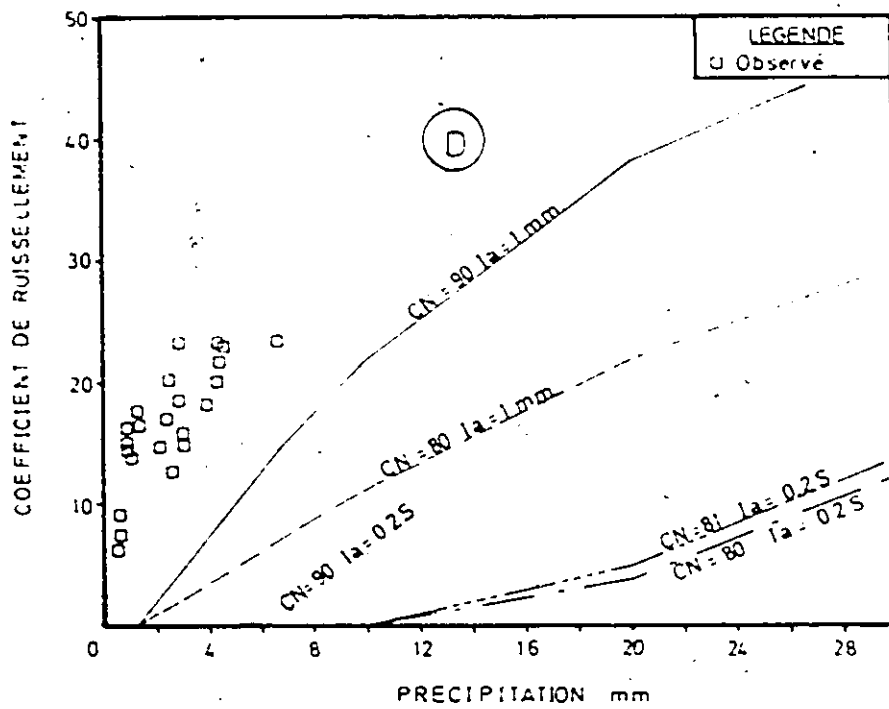


Fig. 4.14 (suite) Variations des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale. Comparaison avec les prédictions de la méthodologie du SCS. Bassins de Lulea (c) et de Clifton Grove (d).

deux hypothèses différentes sur les pertes initiales, à savoir:  $I_a=0.2S$  et  $I_a=1$  mm. Pour chaque bassin nous avons aussi représenté les coefficients de ruissellement calculés avec les valeurs du CN ajusté (fig. 4.12). Le tableau ci-dessous montre les valeurs du CN ajusté pour chaque bassin.

BASSIN	IMPERMEABILITE %	PENTE %	CN ajusté	S mm	$I_a:0.2S$ mm
Luzzi	88.30	22.3	94	16.2	13.24
Seine St-Denis	33.00	0.9	86	41.3	8.26
Clifton Grove	40.28	5.0	81	59.58	11.916
Lulea	28.00	1.5	78	71.84	14.328

Tableau 4.5 Valeurs du CN ajusté pour les 4 bassins étudiés

A la vue de ces résultats, nous pouvons établir les conclusions suivantes:

- a) Pour une même valeur du CN, les différences obtenues dans la prédiction du coefficient de ruissellement avec les deux hypothèses sur  $I_a$  deviennent moins significatives au fur et à mesure que le volume de précipitation augmente. Pour une précipitation donnée, ces différences deviennent moins importantes plus la valeur du CN est élevée.

b) Pour tous les bassins, l'utilisation des valeurs du CN ajusté (cf. tableau 4.5), conduit à des sous-estimations systématiques des coefficients de ruissellement. Les valeurs de la montrées au tableau 4.5 sont trop élevées pour simuler le ruissellement provoqué par les petites averses. Les prédictions du coefficient de ruissellement ne s'améliorent pas de façon considérable en réduisant les pertes initiales à 1 mm. Les résultats montrent que pour les petites averses, le comportement des coefficients de ruissellement en fonction de la pluie totale est mal représenté par un CN global et constant.

c) Les prédictions du coefficient de ruissellement obtenues avec les équations 4.7, 4.8, 4.9 et 4.11 sont très différentes. Ceci est le résultat des différences essentielles entre les données de base ayant servi au développement de ces équations. Le tableau ci-dessous compare les coefficients de ruissellement calculés avec les méthodes STORM, Desbordes et Shaake.

BASSIN	COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT %		
	STORM	DESBORDES	SHAAKE
Luzzi	81.22	77.06	72.51
Seine Saint-Denis	39.75	21.21	35.49
Clifton Grove	38.65	28.56	40.43
Lulea	36.00	16.16	32.27

Tableau 4.6 Comparaison des coefficients de ruissellement obtenus avec les méthodes STORM, Desbordes et Shaake.

- d) Pour les 4 bassins, les méthodes STORM et Shaake génèrent des coefficients de ruissellement trop élevés.
- e) Pour les bassins de Seine Saint-Denis et Lulea, les coefficients de ruissellement obtenus avec l'équation de Desbordes sont acceptables, dans le sens que les prédictions correspondantes semblent définir une valeur moyenne (Lulea), ou une valeur enveloppe (Seine Saint-Denis).
- f) Pour les bassins de Seine Saint-Denis et Clifton Grove, l'équation de Viesman semble simuler la tendance du comportement des coefficients de ruissellement en fonction de la pluie totale. Cependant, on peut constater que les valeurs

observées peuvent s'écarter considérablement des prédictions de cette équation.

g) La variabilité significative du coefficient de ruissellement en fonction de la précipitation est, en général, mal simulée par ces méthodes. Rappelons que toutes ces équations supposent de façon implicite, l'existence d'une relation bien définie entre les coefficients de ruissellement et la pluie totale. Or les résultats montrent que ceci n'est pas le cas.

Les résultats obtenus par Driscoll (Driscoll, 1983), après analyse des coefficients de ruissellement observés sur 70 bassins urbains aux Etats-Unis, confirment aussi cette variabilité. Les résultats de cette étude sont montrés à la figure 4.15. L'inspection de la figure 4.15 montre que les coefficients de ruissellement observés peuvent être inférieurs au taux d'imperméabilité du bassin. Cette remarque est aussi valable pour les bassins étudiés dans cet exposé. En outre, ces variations sont plus significatives pour les événements fréquents. Driscoll rapporte que les tentatives de mettre les coefficients de ruissellement en corrélation avec les caractéristiques des averses n'ont eu aucun succès.

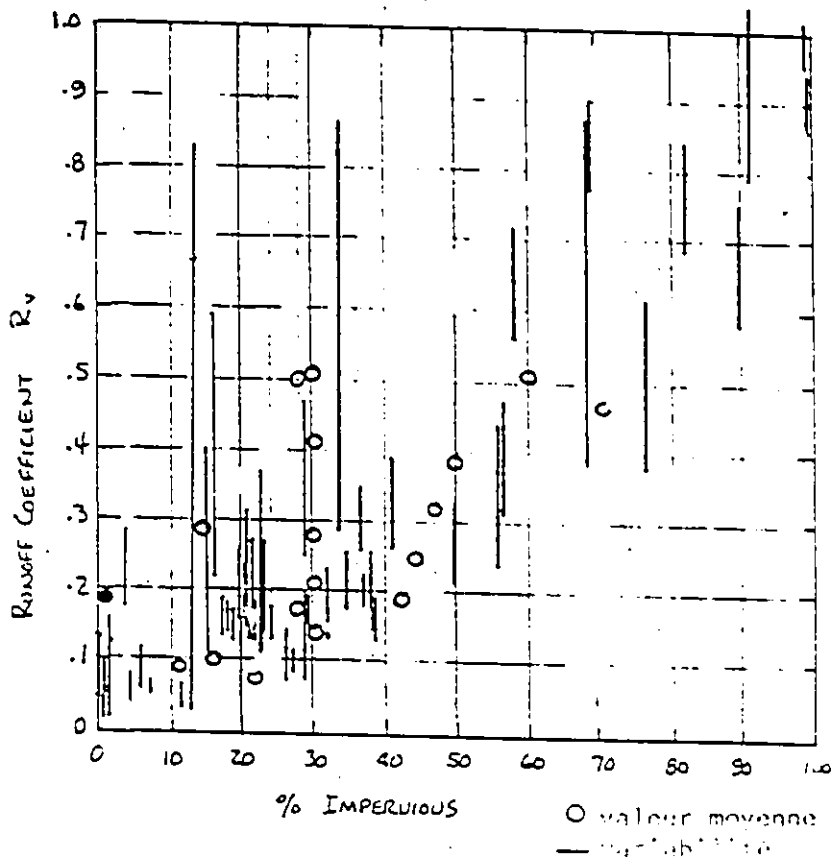


Fig. 4.15 Variation des coefficients de ruissellement avec le taux d'imperméabilité pour 70 bassins urbains aux Etats-Unis. (extrait de Driscoll, 1983).

La figure 4.16 montre la distribution cumulative de la pluie totale pour une averse observée sur le bassin de Malvern (cf. tableau 4.2). La pluie totale est 14.38 mm et le coefficient de ruissellement observée est 0.372. La figure 4.16 montre aussi les distributions cumulatives de pluie excédentaire déterminées par le modèle URBHYD et par la méthode SCS. Dans les deux cas, les pertes initiales

sont nulles. Dans le modèle URBHYD, l'imperméabilité est calée pour reproduire le coefficient de ruissellement observé. Pour la méthode SCS, la valeur du CN correspondante est 91.3. A titre de comparaison, nous avons aussi représenté la distribution de pluie nette obtenue avec l'hypothèse  $I_a = 0.2S$ . (CN= 94.86,  $I_a = 2.75$  mm).

On peut constater que les distributions de pluie nette sont différentes. Avec l'hypothèse  $I_a = 0.2S$ , aucun ruissellement n'est généré avant 0.1 heures. Avec  $I_a = 0.0$  mm, on est en mesure de provoquer du ruissellement pratiquement dès le début de l'averse. Cependant, la hauteur de la lame ruissellée est inférieure à celle calculée par le modèle URBHYD dans les premiers pas de temps de l'averse.

La figure 4.17 montre l'effet des deux premières distributions de pluie nette sur l'hydrogramme simulé. Ces résultats montrent une limitation fondamentale de la méthode SCS. Même avec des pertes initiales nulles, l'équation SCS n'est pas en mesure de simuler suffisamment d'écoulement dans les premiers pas de temps de l'averse. C'est ainsi que la première pointe de l'hydrogramme observé ne peut être simulée. Avec le modèle URBHYD, cette pointe est parfaitement reproduite.

Distributions cumulatives de pluies. Averse n°12 Bassin de MALVERN

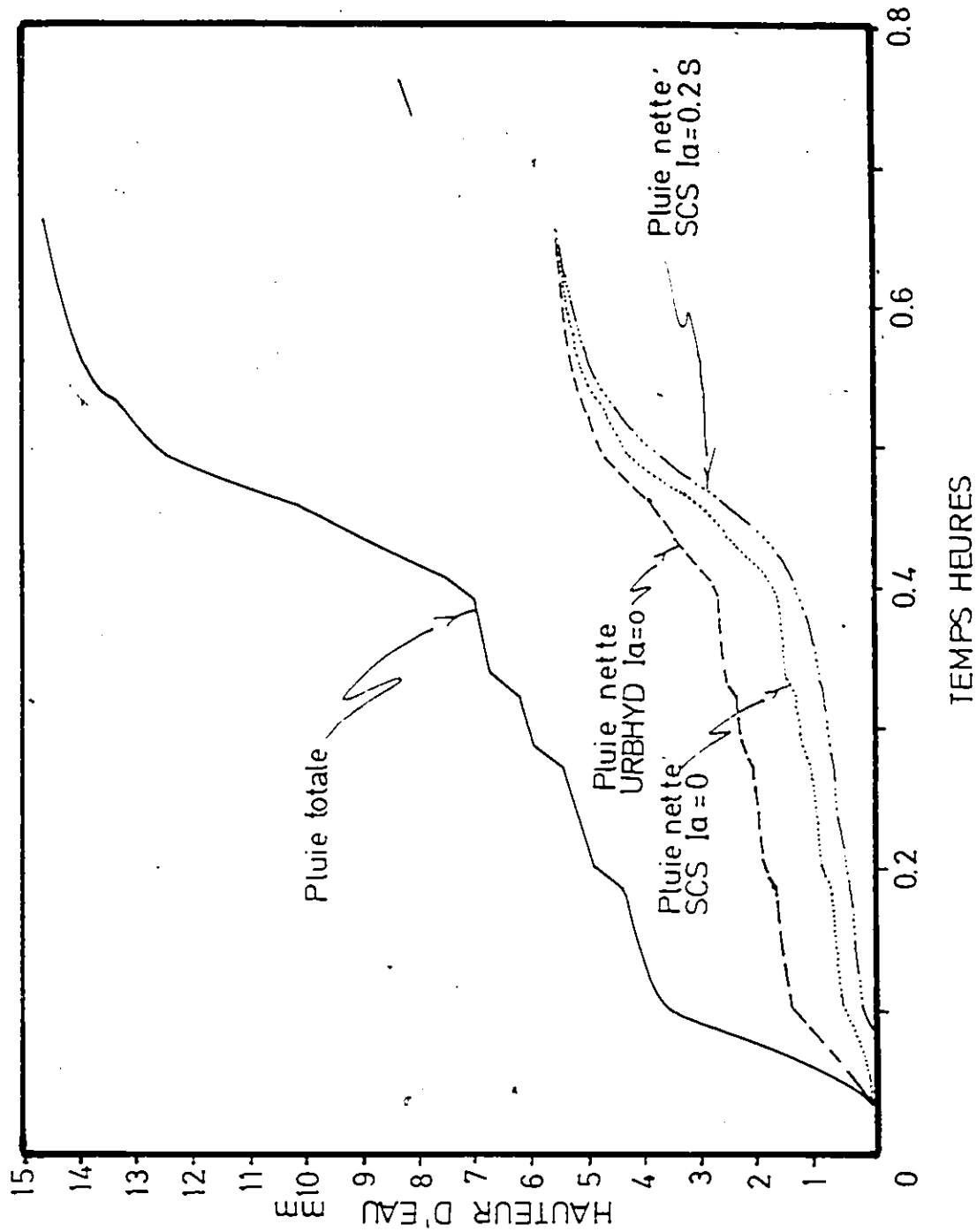


Fig. 4.16 Comparaison des distributions de pluie excédentaire obtenues avec URBHYD et SCS pour une averse sur le bassin de Malvern

HYDROGRAMMES SIMULES AVEC LES DISTRIBUTIONS DE  
PLUIE NETTE DE URBHYD ET SCS.

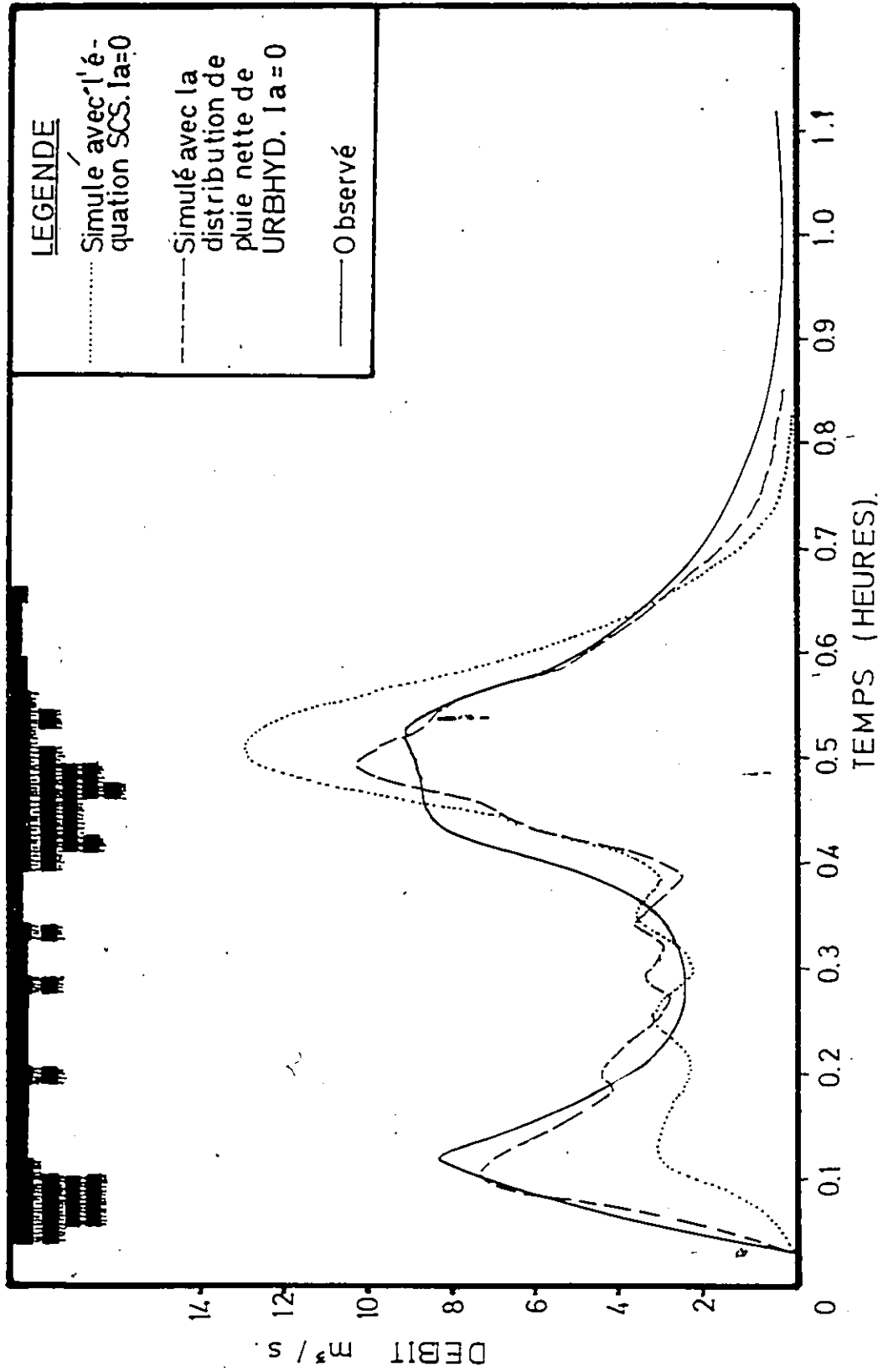


Fig. 4.17 Comparaison des hydrogrammes observé et simulé avec les distributions de pluie nette de la figure 4.16. Modèle de transformation de la pluie en débit utilisé: URBHYD

## 5. Application du modèle URBHYD.

Ce paragraphe se propose de vérifier les besoins de calibration du modèle URBHYD, quand il s'agit de simuler les averses fréquentes. Le bassin de Luzzi a été choisi pour les besoins de cette partie de l'étude. Les résultats obtenus seront par la suite appliqués au bassin français. La méthodologie suivie est présentée ci-dessous.

### 5.1 Méthodologie

Les besoins de calibration du modèle URBHYD ont été vérifiés, en suivant deux approches distinctes:

- a) calibration par erreurs successives (trial and error).
- b) calibration automatique du modèle avec une méthode d'optimisation des paramètres.

#### 5.1.1. Calibration par erreurs successives.

La méthode de calibration par erreurs successives est probablement la plus populaire. Elle consiste essentiellement à varier les paramètres importants, un par un, jusqu'à satisfaire une fonction objective pré-établie. Généralement, la procédure de calibration comprend les étapes suivantes dans cet ordre:

- a) Varier les paramètres affectant le coefficient de ruissellement jusqu'à reproduire le volume de ruissellement observé.
- b) Par la suite, changer les paramètres affectant la pointe et la forme de l'hydrogramme jusqu'à obtenir une bonne reproduction de l'hydrogramme observé.

Cette méthodologie présente les intérêts suivants:

- a) Dans le processus de variation des paramètres, l'opérateur acquiert une bonne compréhension du phénomène physique ainsi qu'une meilleure idée sur la signification des différents paramètres constituant le modèle.
- b) Le processus de calibration est relativement facile quand le nombre de paramètres est petit ou le nombre d'averses considérées est limité.

En fonction des considérations décrites au paragraphe 2, seuls les paramètres affectant le volume de ruissellement ont été considérés. Ces paramètres sont le taux d'imperméabilité et les pertes par stockage de surface en zone imperméable. En fonction de la faible grandeur des pluies totales les contributions des parties perméables ont été négligées. Pour le calcul des coefficients de stockage des réservoirs linéaires, les valeurs à défaut indiquées au

tableau 4.1 ont été utilisées.

L'objectif de l'étude est donc de vérifier l'importance de l'estimation adéquate des coefficients de ruissellement sur les débits de pointe. Les 29 averses du bassin de Luzzi ont été considérées dans la phase de calibration.

#### 5.1.2. Calibration automatique.

La calibration automatique permet l'ajustement simultané de plusieurs paramètres. Cette approche présente l'avantage essentiel d'aboutir aux valeurs optimales des paramètres en fonction du critère objectif choisi.

Pour les besoins de cette partie de l'étude, nous avons utilisé le modèle OPTHYMO (El-Bahrawy, 1986).

OPHYMO inclut deux composantes principales:

- a) un modèle de sensibilité.
- b) un modèle d'optimisation.

Le modèle de sensibilité est utilisé pour déterminer les paramètres les plus significatifs, ainsi que leurs intervalles de variations.

Le modèle d'optimisation permet de trouver les valeurs optimales des paramètres de URBHYD, et ceci en fonction du critère objectif choisi.

Avec la calibration automatique, on se propose de vérifier aussi les besoins de calibration des paramètres reliés au coefficient de stockage (tableau 4.1). Les paramètres considérés sont donc:

- la longueur du bassin
- le coefficient de rugosité de surface (Manning)
- les pertes par stockage de surface
- le taux d'imperméabilité.

L'échantillon utilisé dans la calibration automatique ne comprend que 10 événements, choisis de façon à inclure des averses petites et grandes. Pour ces événements, la pluie totale varie entre 1.80 et 21.20 mm. Les valeurs optimales des paramètres ont été obtenues averse par averse.

Pour le choix de la fonction objective, nous avons comparé deux stratégies différentes:

- a) Optimiser en premier lieu le coefficient de ruissellement avec les pertes initiales et le taux d'imperméabilité. Par la suite optimiser le débit de pointe avec la longueur,

le coefficient de rugosité et le taux d'imperméabilité en fixant les pertes initiales, à la valeur obtenue dans la première phase.

b) Optimiser la forme de l'hydrogramme avec les 4 paramètres simultanément. La fonction objective utilisée est:

$$\sigma = \sqrt{\sum (Q_{sim} - Q_{obs})^2 / n - 1} \quad (4.12)$$

où  $Q_{sim}$  et  $Q_{obs}$  = les ordonnées des hydrogrammes simulés et observés respectivement

$n$  = nombre de points de l'hydrogramme.

Les résultats obtenus ont montré que la deuxième stratégie était en mesure de mieux reproduire les formes des hydrogrammes observés. Par conséquent, elle fut retenue dans le cadre de cette étude.

## 5.2 Analyse comparative des résultats obtenus avec les deux méthodes de calibration.

### 5.2.1 Résultats de la calibration par erreurs successives

Dans une première série de tests, nous avons essayé de caler les pertes initiales, en gardant le taux d'imperméabilité constant et égal à 88.3%. Ces essais se sont avérés infructueux, dans le sens que la reproduction des coefficients de ruissellement bas demandait des valeurs très élevées, pouvant aller jusqu'à 5 mm. Nous avons aussi

constaté qu'avec des pertes initiales trop élevées, il n'était pas possible de reproduire correctement les premières parties des hydrogrammes observés.

Dans une deuxième série de tests, une valeur constante des pertes initiales a été estimée après inspection des hyétoqrammes de pluie et des hydrogrammes correspondants. Pour le bassin de Luzzi, cette valeur est 0.18 mm. Par la suite, nous avons calé le taux d'imperméabilité événement par événement. Les résultats de cette analyse sont montrés à l'annexe 24. On peut constater que l'imperméabilité varie de façon significative d'une averse à l'autre sans corrélation apparente avec la pluie totale. La figure 4.18 montre la variation des erreurs sur le débit de pointe en fonction du volume de précipitation.

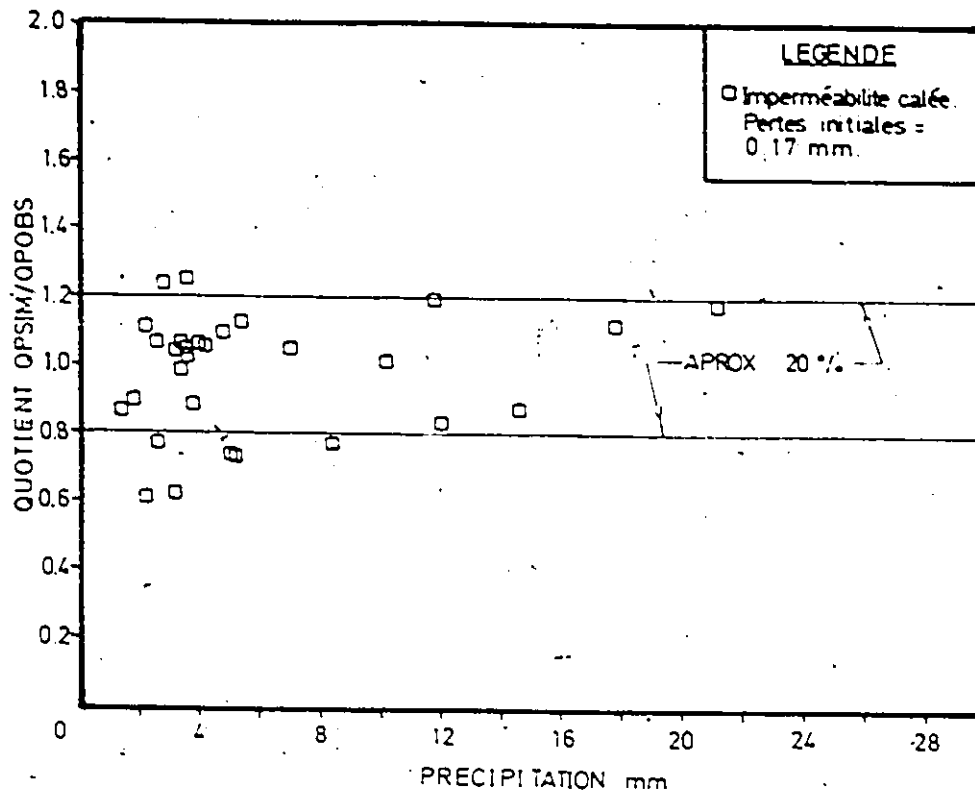


Fig. 4.18 Variation des erreurs sur le débit de pointe en fonction de la précipitation. Résultats obtenus en calant le coefficient de ruissellement, àverse par àverse sur le bassin de Luzzi.

Ces résultats ont été obtenus en calant l'imperméabilité pour chaque événement. La figure 4.18 confirme la tendance montrée dans la figure 4.9, dans le sens qu'une bonne estimation du coefficient de ruissellement conduit à une estimation adéquate des débits de pointe. Les figures

4.19 et 4.20 montrent des comparaisons entre hydrogrammes observés et simulés en calant le coefficient de ruissellement.

Ces résultats ne sont toutefois pas valables dans le cadre d'une application pratique où l'on se doit de proposer des paramètres ou de définir des recommandations.

A la suite de plusieurs essais, il a été possible de définir une imperméabilité moyenne égale à 63%. Nous tenons à souligner que cette valeur est nettement inférieure à l'imperméabilité physique: 88.3%. Les résultats des simulations avec une imperméabilité moyenne (63%) et les pertes initiales fixées à 0.18 mm sont montrés à l'annexe 25. Les figures 4.21 et 4.22 montrent la variation des erreurs sur les débits de pointe et sur les coefficients de ruissellement en fonction de la pluie totale. On peut constater, que pour les pluies inférieures à 5 mm, les erreurs sur le débit de pointe sont considérables. Les résultats s'améliorent pour des pluies plus grandes. L'inspection de la figure 4.22 montre que les erreurs sur le coefficient de ruissellement sont acceptables, malgré une certaine dispersion pour les petites pluies.

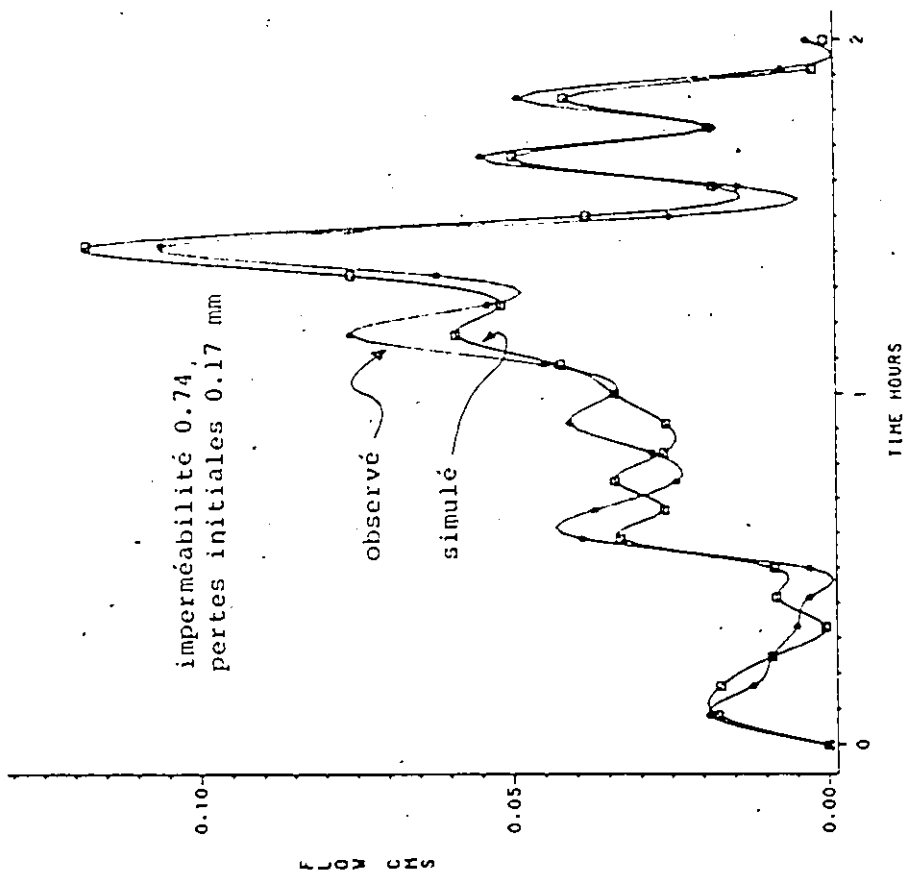


Fig. 4.19 Hydrographes observé et simulé pour l'averse 25 sur le bassin de Luzzi. Impermeabilité calibrée.

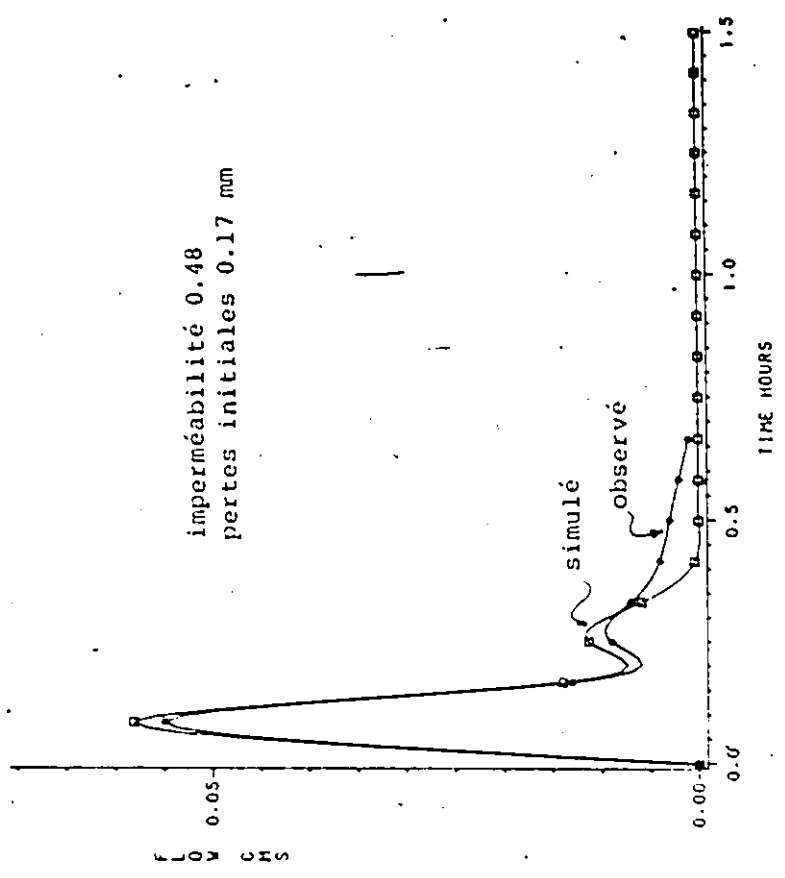


Fig. 4.20 Hydrographes observé et simulé pour l'averse 3 sur le bassin de Luzzi. Impermeabilité calibrée.

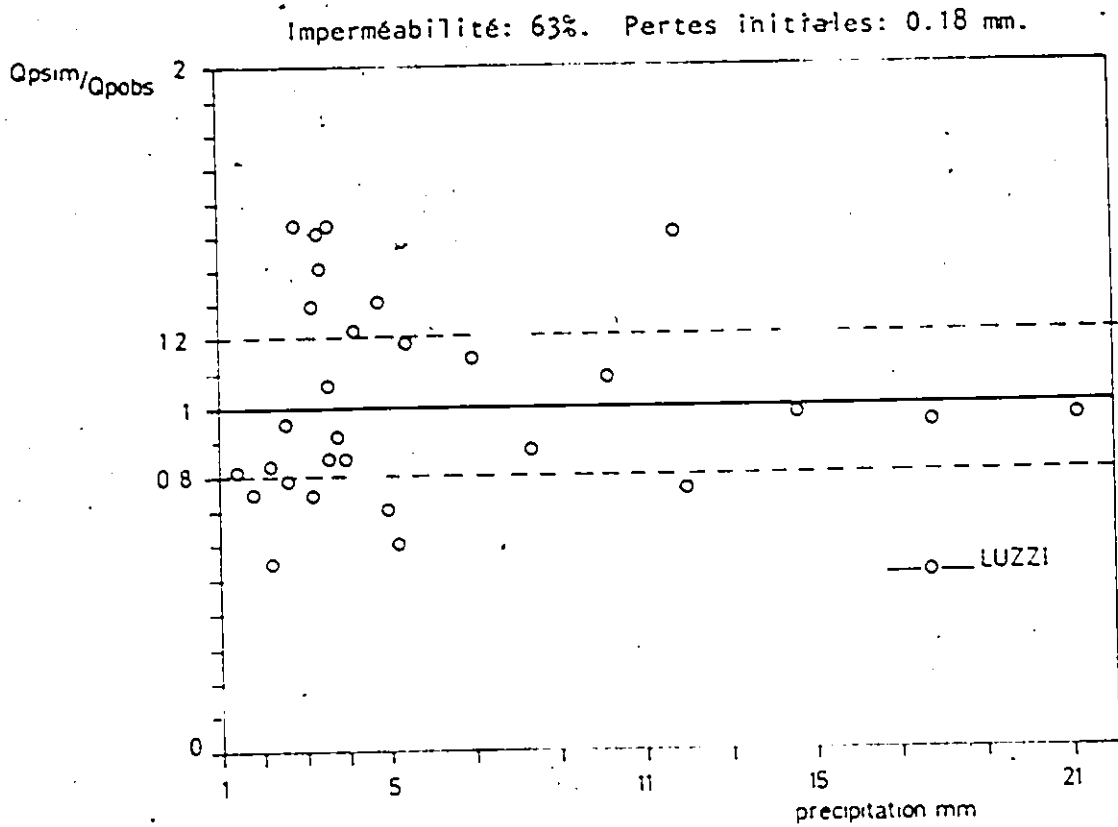


Fig. 4.21 Variation des erreurs sur le débit de pointe en fonction de la précipitation. Résultats obtenus avec des valeurs moyennes pour l'imperméabilité et le stockage de surface. Bassin de Luzzi.

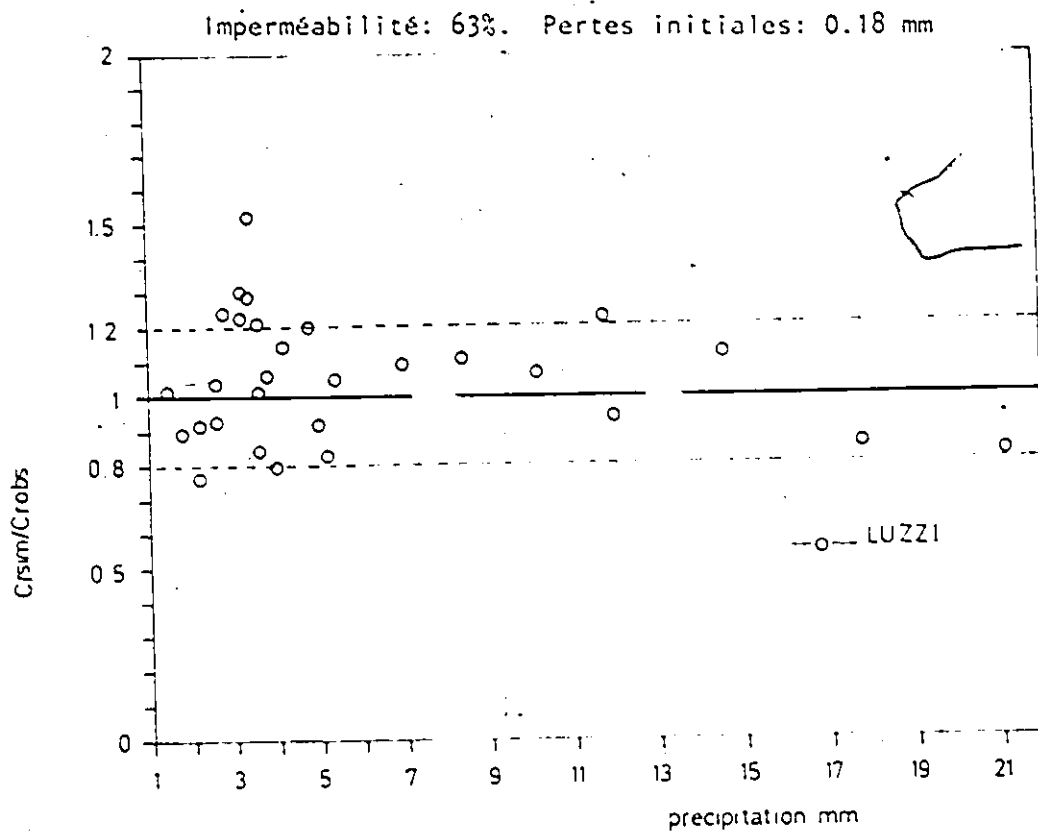


Fig. 4.22 Variation des erreurs sur le coefficient de ruissellement en fonction de la précipitation. Résultats obtenus avec les valeurs moyennes pour l'imperméabilité et le stockage de surface. Bassin de Luzzi.

### 5.2.2 Résultats de la calibration automatique.

Le tableau 4.7 montre les résultats obtenus après la calibration automatique du modèle URBHYD. Le tableau 4.7 indique encore une fois que l'imperméabilité varie de façon significative d'un événement à l'autre. En général, les valeurs obtenues sont inférieures au taux d'imperméabilité physique (88.3%). La valeur moyenne est 66.25%. Les pertes initiales sont très petites. La valeur moyenne est 0.29 mm. Ces valeurs moyennes sont très proches des valeurs obtenues dans le premier effort de calibration (63% et 0.18).

Evénement n°	H mm	Qpobs litres/s	Crobs %	Qpsim litres/s	Crsim %	EQP %	ECr %	Paramètres Optimum			
								DPSI %	XLI %	MNI %	XIMP %
6	12.0	82.00	66.63	73	73.3	11.0	10.00	0.44	108.0	.019	76.0
9	7.00	40.12	56.22	42	57.1	4.68	1.56	0.10	108.0	.013	58
8	2.20	46.90	78.98	52	80.0	10.8	1.29	0.10	108.0	.013	84.0
1	3.40	54.65	46.92	55	39.4	0.64	16.0	0.27	108.2	.017	49.2
4	3.40	22.4	39.90	23	42.1	2.67	5.51	0.20	108.1	.013	45.0
2	8.40	95.25	54.59	86	54.8	9.70	0.38	1.26	102.0	.013	64.0
24	21.20	104.23	76.35	119	74.8	14.1	2.03	0.05	108.0	.013	75.0
28	14.60	131.21	55.58	114	55.2	11.1	0.68	0.20	108.0	.013	56.0
25	17.80	105.63	74.22	119	74.5	12.7	0.37	0.10	108.0	.013	75.0
14	1.80	43.74	67.65	41	66.9	6.26	1.84	0.26	108.0	.015	81.0

#### Legende

DPSI : Pertes par stockage de surface  
 XLI : Longueur surface imperméable  
 MNI : Coefficient de rugosité Manning  
 XIMP : Taux d'imperméabilité

Qpobs : Débit de pointe observé  
 Crobs : Coefficient de ruissellement observé  
 Qpsim : Débit de pointe simulé  
 Crsim : Coefficient de ruissellement simulé  
 EQP : Erreur sur débit de pointe  
 ECr : Erreur sur coefficient de ruisselle-  
 ment  
 H : Précipitation totale

ERREUR définie comme  $\frac{SIMULE-OBSERVE}{OBSERVE} \cdot 100$  (valeur absolue)

Moyenne XIMP: 66.25%  
 Moyenne DPSI: 0.29 mm.

NOTE: Calibration automatique de 4 paramètres  
 Longueur à défaut: 108 m.  
 Coefficient de rugosité valeur à défaut: 0.013

Tableau 4.7 Résultats de la calibration automatique du modèle URBHYD.

On peut aussi constater que la longueur du bassin reste constante et égale à 108 m pour la majorité des événements. Cette valeur correspond à la valeur à défaut obtenue avec la relation montrée au tableau 4.1, ( $L = (1.734 \cdot 10^4 / 1.5)^{1/2} = 108$  m). Les valeurs obtenues pour le coefficient de rugosité de surface ne s'écartent pas beaucoup de la valeur à défaut proposée dans le tableau 4.1. (ie: 0.013).

Les résultats de la calibration en terme des erreurs sur le débit de pointe ou sur le coefficient de ruissellement sont très satisfaisants.

### 5.3 Comparaison des deux stratégies de calibration

Le tableau 4.8 compare les résultats obtenus avec les deux stratégies de calibration. Nous présentons aussi les résultats obtenus au cours d'un troisième effort de calibration sur le même bassin où les pluies inférieures à 4 mm, n'avaient pas été considérées (Wisner et al. 1986b). Les erreurs sur le débit de pointe ont été calculées à partir des résultats obtenus en utilisant les valeurs moyennes des paramètres (imperméabilité et pertes par stockage de surface).

Méthodes	Paramètres				Erreur Débit pointe %	Nombre d'événements utilisés
	XIMP %	DPSI mm	LGI m	MNI		
A	63.0	0.18	108	0.013	23.73	29
B	66.25	0.29	108	0.013	20.10	29
C	66.0	1.00	108	0.013	12.07	12

Légende Méthode A = Calibration par erreurs successives (paragraphe 5.2.1)

B = Calibration automatique (paragraphe 5.2.2)

C = Calibration éliminant les averses de moins de 4 mm.

XIMP = taux-d'imperméabilité %

DPSI = pertes par stockage de surface

LGI = longueur du bassin

MNI = coefficient de rugosité (Manning)

Erreur = moyenne des valeurs absolues des écarts relatifs:  $\frac{Q_{psim} - Q_{pobs}}{Q_{pobs}} \times 100$ .

Qpobs

Tableau 4.8 Comparaison des résultats obtenus avec les différentes stratégies de calibration.

Le tableau 4.8 montre que les trois efforts de calibration ont abouti à des paramètres semblables. Cependant, quand les petites averses ne sont pas considérées, l'erreur moyenne absolue sur les débits de pointe est plus petite. Les pertes par stockage de surface sont plus grandes. La valeur indiquée est proche de la valeur à défaut montrée au tableau 4.1 (ie: 1.57 mm). Les erreurs moyennes absolues obtenues avec la calibration automatique (méthode B), sont du même ordre de grandeur que celles calculées avec la calibration par erreurs successives (méthode A).

La même méthodologie a été appliquée au bassin de Seine Saint -Denis(\*). Les valeurs moyennes de l'imperméabilité et des pertes par stockage de surface sont 20% et 0.80 mm, respectivement. Le tableau 4.9 montre les résultats obtenus. On peut constater que les résultats sont satisfaisants. Nous rappelons cependant, qu'en fonction de la variabilité des coefficients de ruissellement montrée dans la figure 4.13, l'utilisation d'un échantillon incluant un plus grand nombre d'événements mènerait à des erreurs plus significatives.

---

(\*)La modélisation de ce bassin versant sera discutée plus en détail dans le prochain chapitre. Pour l'instant, nous nous concentrerons sur l'estimation du coefficient de ruissellement.

Événement	H mm	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Qpsim m <sup>3</sup> /s	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$
38	4.30	0.692	0.571	0.82
4	6.20	0.903	0.924	1.02
1	7.30	0.985	1.091	1.10
11	14.60	1.018	1.172	1.15
12	14.70	1.143	1.819	1.59

Légende H: précipitation totale mm.  
 Qpobs: débit de pointe observé.  
 Qpsim: débit de pointe simulé

Tableau 4.9 Résultats obtenus pour le bassin de Seine Saint-Denis avec les valeurs moyennes de l'imperméabilité et des pertes par stockage de surface.  
 XIMP = 20% DPSI = 0.80 mm

## 6. Conclusions

A la vue des résultats présentés dans cet exposé, nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

- a) Le modelage des averses fréquentes requiert un échantillon avec un grand nombre d'événements pour vérifier la variabilité des coefficients de ruissellement.

b) L'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est indispensable pour reproduire les débits de pointe.

c) Le comportement des coefficients de ruissellement pour les pluies fréquentes, est mal simulé par des méthodes déterministes (STORM, Desbordes, Shaake, Viesman), dont l'hypothèse fondamentale est de supposer l'existence d'une relation bien définie entre la pluie et la lame de ruissellement. Si la variabilité des coefficients de ruissellement est importante, nous conseillons l'utilisation d'un modèle statistique.

d) L'utilisation de modèles déterministes du type URBHYD, SWMM, etc, pour la simulation des averses fréquentes, doit considérer l'imperméabilité comme un paramètre de calibration. Nous introduisons ici le concept d'imperméabilité effective plus connu sous le nom de surface imperméable directement connectée.

Les résultats de cette étude montrent que pour les averses fréquentes, l'imperméabilité effective est nettement inférieure à l'imperméabilité physique du bassin. Ces considérations sont très importantes pour les questions reliées à la qualité des eaux ou au contrôle en temps réel, situations dans lesquelles les petits événements présentent

un grand intérêt. Dans ces cas, l'utilisation de l'imperméabilité physique peut conduire à des sur-estimations du volume de ruissellement.

L'importance de l'imperméabilité effective a déjà été souligné par plusieurs auteurs (Miller, 1979; Lazaro, 1979). Alley (Alley et Veenhuis, 1983), propose des relations reliant l'imperméabilité effective à l'imperméabilité totale et à l'occupation des sols.

e) Les résultats obtenus avec la calibration automatique ont prouvé que les paramètres à défaut pour le calcul du coefficient de stockage dans le modèle URBHYD, peuvent aussi être utilisés pour la simulation des averses fréquentes.

## CHAPITRE V

## RELATIONS PLUIE-DEBIT EN ZONE URBAINE. VALIDATION DU MODELE URBHYD.

1. Introduction: propos de l'étude

Dans le chapitre précédent nous avons montré l'importance de l'estimation du coefficient de ruissellement dans le processus de simulation des averses fréquentes. Nous avons aussi vérifié par optimisation, la validité des valeurs à défaut pour le calcul du coefficient de stockage du modèle URBHYD.

Dans ce chapitre on se propose de généraliser ces résultats en appliquant le modèle URBHYD sur d'autres bassins urbains à caractéristiques diverses. Deux aspects essentiels ont retenu notre attention:

- a) la fonction de transfert;
- b) l'analyse de la contribution des parties perméables en zone urbaine.

Nous rappelons que le modèle URBHYD repose sur une

analogie conceptuelle à deux réservoirs quasi-linéaires en parallèle, pour simuler séparément les contributions des zones imperméables et perméables.

Pour l'étude de la fonction de transfert, nous avons choisi des bassins avec des volumes de précipitation relativement petits ( $< 20$  mm), et ceci dans le but de simplifier en éliminant la contribution de la partie perméable. Pour l'analyse de la fonction de transfert, les caractéristiques essentielles des bassins considérés sont:

- bassins à grande surface ( $> 100$  ha).

Dans sa phase de développement, URBHYD avait été validé par comparaison avec le modèle SWMM uniquement pour des surfaces ne dépassant pas 100 ha.

- bassins caractérisés par des réseaux à forme complexe.

Dans la plupart des comparaisons avec des débits mesurés, réalisés avant la rédaction de ce rapport, le modèle URBHYD avait été appliqué sur des bassins avec un bon réseau de drainage et un seul collecteur principal (fig. 5.1a).

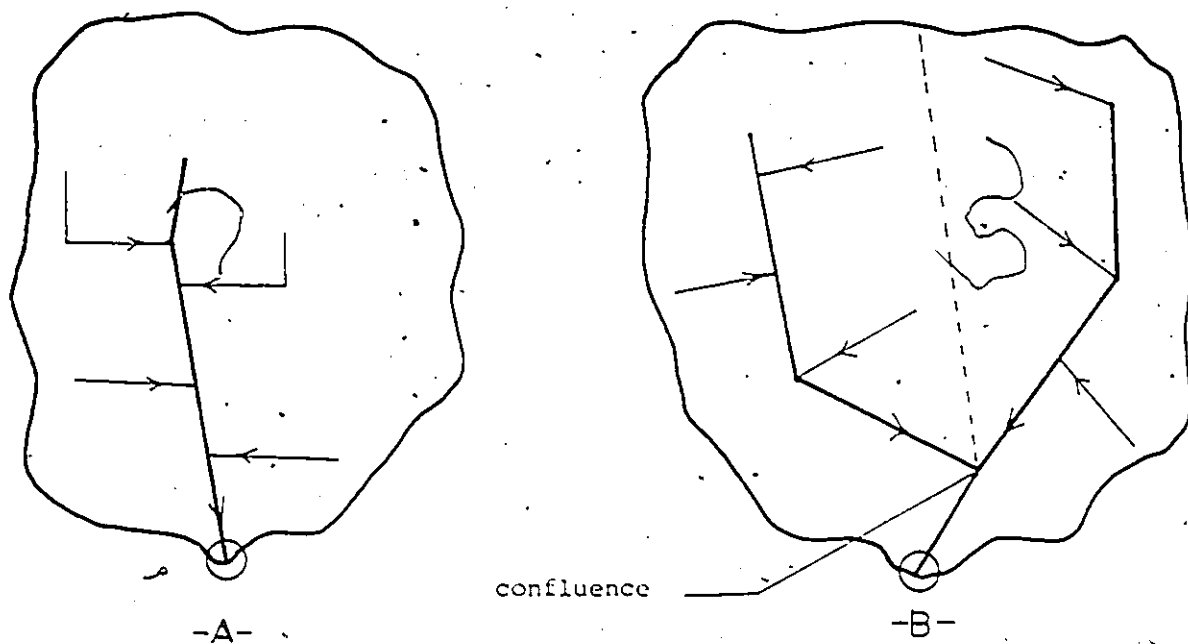


Fig. 5.1 Différentes schématisations considérées au cours de l'application du modèle URBHYD.

Dans cette partie de l'étude, nous avons examiné les schématisations semblables à celle de la figure 5.1b. Dans ce cas, nous avons deux collecteurs principaux qui confluent à l'exutoire du bassin.

Pour l'analyse de la contribution des parties perméables, nous avons choisi un bassin urbain avec des volumes de précipitation élevés.

Les résultats et propositions quant aux besoins de calibration reposent sur l'évaluation des aptitudes du

modèle URBHYD à simuler des hydrogrammes observés. Le plan proposé pour ce chapitre est le suivant:

- a) Revue critique de la fonction de transfert. Discussion au sujet de quelques améliorations proposées dans la littérature.
- b) Evaluation des aptitudes de la fonction de transfert du modèle URBHYD, à simuler les hydrogrammes observés, et ceci dans les cas suivants:
  - grandes surfaces
  - forme complexe des réseaux d'assainissement
  - contribution de la zone perméable.
- c) Conclusions.

## 2. Revue critique de la fonction de transfert. Discussion au sujet de quelques améliorations proposées dans la littérature

### 2.1 Revue critique de la fonction de transfert.

La figure 5.2 montre les caractéristiques essentielles de l'hydrogramme unitaire de URBHYD. La forme de celui-ci est donnée par les équations suivantes:

$$Q_{puh} = I (1 - e^{-\Delta t/K^u}) \quad (5.1)$$

$$Q = Q_{puh} e^{-(t - \Delta t)/K} \quad (5.2)$$

où  $Q_{puh}$  = débit de pointe de l'hydrogramme unitaire

$I$  = pluie unitaire de durée  $\Delta t$

$\Delta t$  = pas de temps du hyétogramme de pluie

$K$  = coefficient de stockage du réservoir linéaire

$Q$  = ordonnée de l'hydrogramme unitaire au temps  $t$ .

La forme de l'hydrogramme unitaire est donc déterminée par le coefficient de stockage  $K$ . Dans la théorie du réservoir linéaire, le coefficient de stockage est égal au temps de réponse,  $t_l$  ou "lag time" (Sarma et al, 1972). Le "lag time" est défini comme le temps qui sépare le centre de gravité du hyétogramme de pluie nette et celui de l'hydrogramme de ruissellement. Un grand nombre d'études ont prouvé que le paramètre  $K$  pouvait être relié aux caractéristiques du bassin d'une part et à celles de la pluie d'autre part. (Desbordes, 1978; Sarma et al, 1972). La figure 5.2 montre l'effet du paramètre  $K$ , sur la forme de l'hydrogramme unitaire. On peut constater que le débit  $Q_{puh}$  décroît avec une augmentation des valeurs de  $K$ . Cependant le temps de montée reste constant et égal au pas de temps de la pluie  $\Delta t$ .

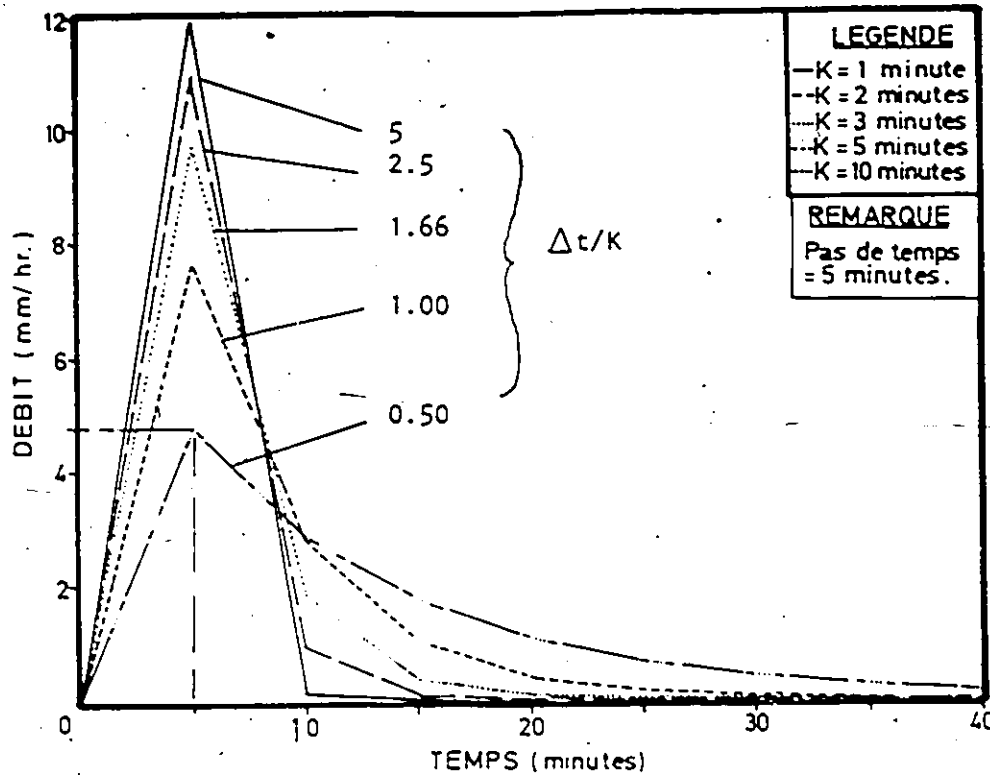


Fig. 5.2 Caractéristiques de l'hydrogramme unitaire de URBHYD et effet du paramètre K.

La figure 5.3 montre les variations du débit de pointe  $Q_{puh}$  avec le quotient  $\Delta t/K$ . L'inspection de la figure 5.3 nous permet de tirer les conclusions suivantes:

- a) Pour un pas de temps donné, les valeurs de  $Q_{puh}$  sont moins sensibles aux valeurs de K, au fur et à mesure que le quotient  $\Delta t/K$  augmente.
- b) Pour  $\Delta t/K < 2$  et pour un pas de temps fixé, les valeurs de  $Q_{puh}$  sont plus sensibles aux valeurs de K.
- c) Pour différentes valeurs de  $\Delta t/K$ , et du pas de temps  $\Delta t$ , il est possible d'obtenir le même débit  $Q_{puh}$ .
- d) Les variations du débit  $Q_{puh}$  sont moins prononcées au fur et à mesure que  $\Delta t/K$  devient petit.

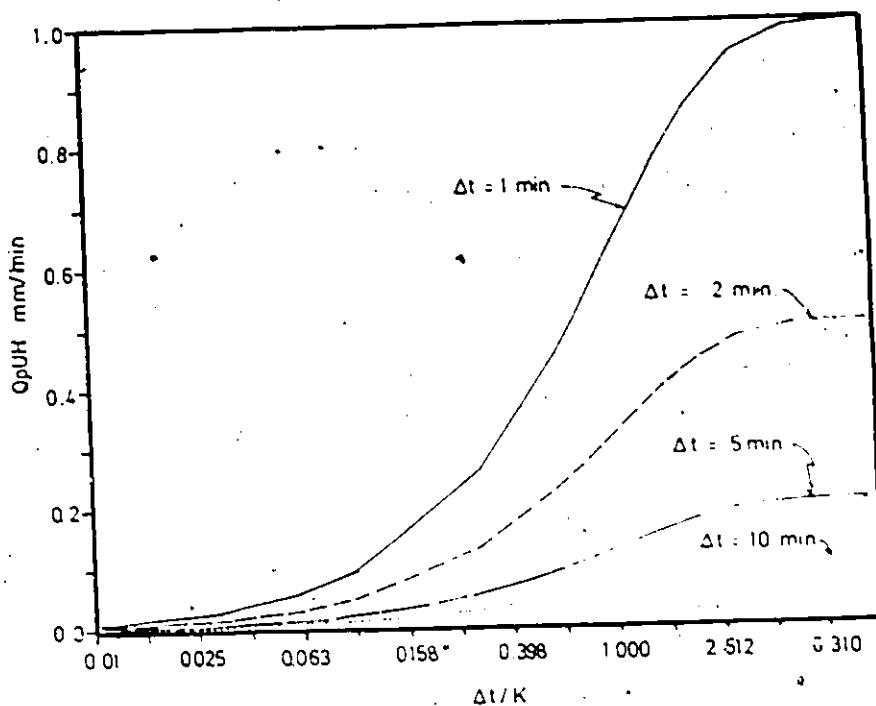


Fig. 5.3 Variations du débit de pointe de l'hydrogramme unitaire de URBHYD en fonction du quotient  $\Delta t/K$  pour différents pas de temps.

Les remarques a) et b) sont aussi illustrées dans la figure 5.2. En effet, on peut remarquer que les débits  $Q_{pUH}$  tendent vers une constante au fur et à mesure que  $\Delta t/K$  croit. A partir de  $\Delta t/K = 2.0$  et pour un pas de temps de 5 minutes (fig. 5.3 et 5.2), les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire ne varient pas avec la valeur de  $K$ . Sa forme est pratiquement triangulaire et la durée totale est équivalente à deux fois le temps de montée. Pour des valeurs de  $\Delta t/K < 1.0$ , les hydrogrammes unitaires sont moins prononcés et se caractérisent par une longue courbe de récession. La figure 5.4 montre l'effet du quotient  $\Delta t/K$

sur le produit de convolution. Le hyétogramme de pluie nette est donné avec un pas de temps constant égal à 5 minutes. Pour cet exemple, nous avons choisi  $K=2.5$  minutes. En premier lieu, nous avons convolué la pluie nette et l'hydrogramme unitaire correspondant avec un pas de temps de 5 minutes ( $\Delta t/K = 2.0$ ). Les résultats sont par la suite comparés au produit de convolution obtenu en discrétisant la pluie avec 2.5 minutes et en convoluant l'hydrogramme unitaire correspondant ( $\Delta t/K = 1.0$ ).

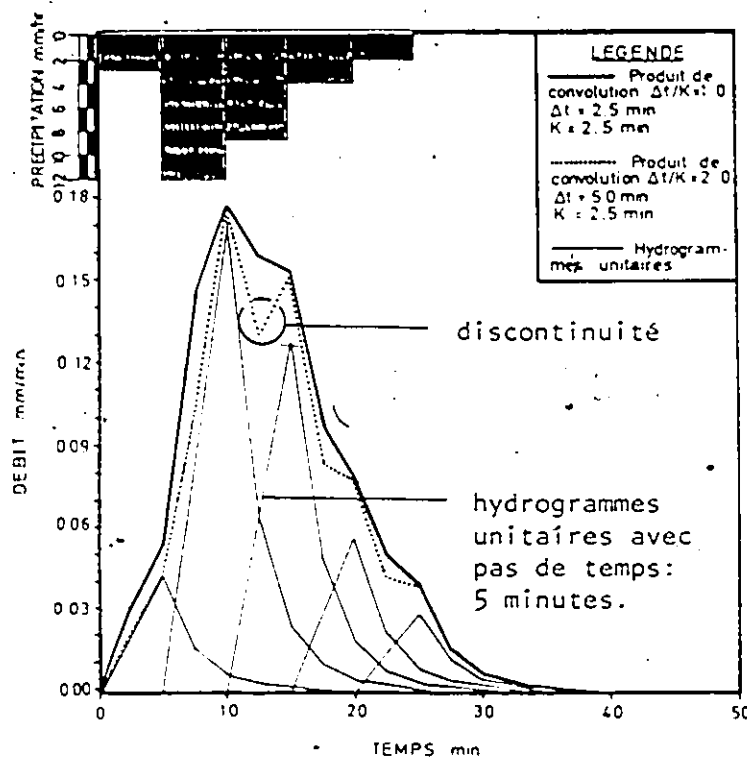


Fig. 5.4 Effet du quotient  $\Delta t/K$  sur le produit de convolution.

Le pas d'intégration des deux hydrogrammes est 2.5 minutes. La figure 5.4 montre que les débits de pointe et les temps de montée sont identiques dans les deux cas. Cependant l'hydrogramme correspondant à  $\Delta t/K = 2.0$  présente une discontinuité. Ceci est le résultat de la forme des hydrogrammes unitaires correspondants (fig. 5.4). Pour  $\Delta t/K = 2.0$ , les pointes de l'hydrogramme total correspondent pratiquement à celles de l'hydrogramme unitaire. Cet exemple montre clairement l'effet du quotient  $\Delta t/K$  sur le produit de convolution. Pour des valeurs de  $\Delta t/K > 1.0$ , l'hydrogramme simulé réagit immédiatement aux impulsions de la pluie. Par contre quand  $\Delta t/K < 1.0$ , les courbes de récession de l'hydrogramme unitaire sont assez longues pour avoir une influence sur le produit de convolution. Les hydrogrammes simulés auront une forme continue et en même temps plus réaliste.

Le fait de considérer le temps de montée de l'hydrogramme unitaire comme étant égal au pas de temps de la pluie peut à priori, poser quelques problèmes.

La figure 5.5 montre la réponse à une pluie unitaire de durée 5 minutes, obtenue avec l'hydrogramme unitaire de URBHYD et un coefficient de stockage K, égal à 5 min.

(  $\Delta t/K = 1$  ). Ces résultats peuvent être obtenus en

utilisant directement les équations 5.1 et 5.2.

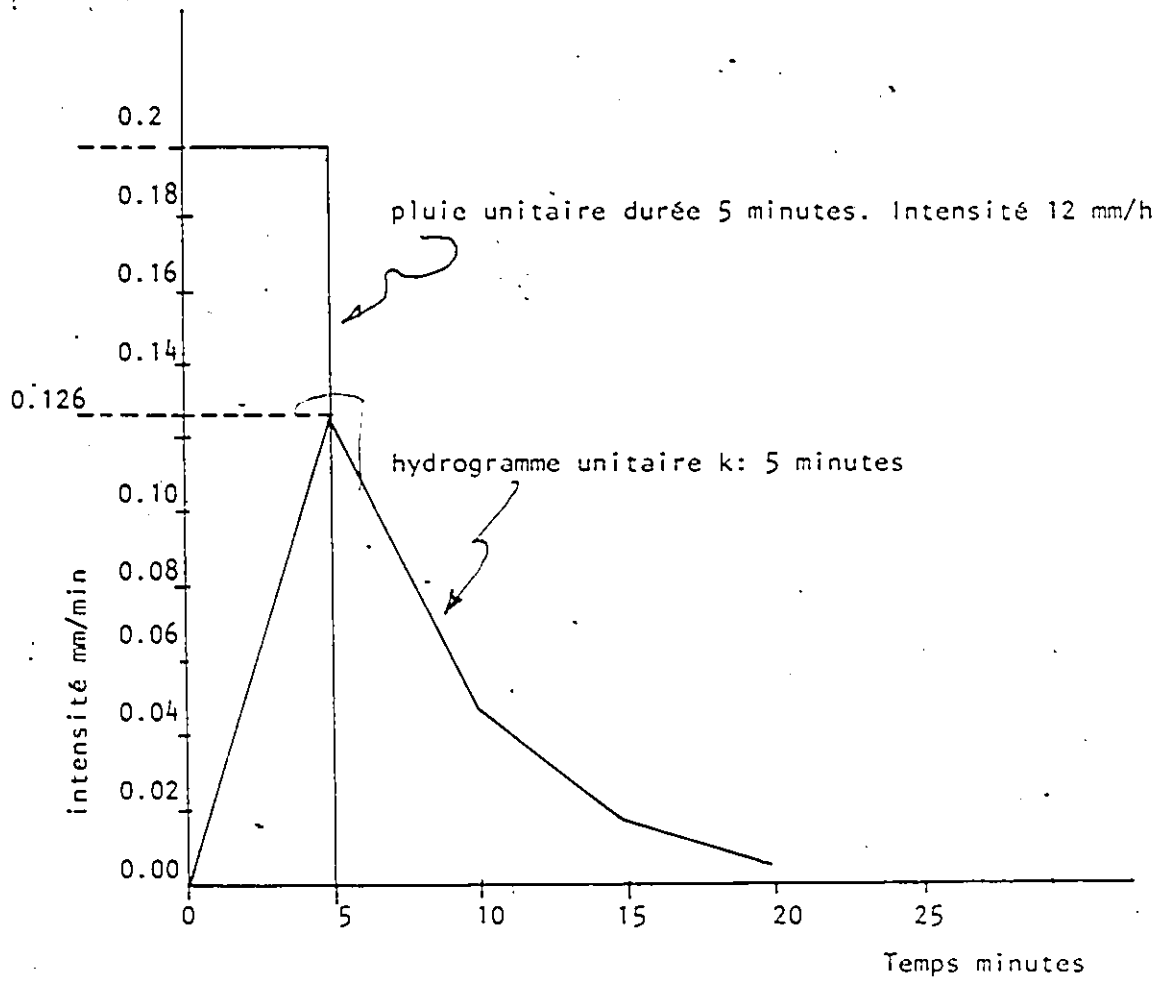


Fig. 5.5 Exemple de réponse à une pluie unitaire de durée 5 minutes obtenue avec l'hydrogramme unitaire URBHYD.

On peut remarquer que le temps de la pointe est égal à la durée de la pluie. Ceci est valable pour n'importe quelle valeur de  $K$  (fig. 5.2). Smith (Smith, 1986) s'appuie sur un exemple semblable avec une pluie uniforme, pour affirmer que le modèle à réservoir linéaire n'est pas en mesure de représenter le temps de concentration du bassin. Il indique aussi que les temps de montée des hydrogrammes simulés avec ce modèle seront toujours coïncidents avec le temps où l'intensité maximum de la pluie se produit. Cette affirmation est vraie pour une pluie constante et uniforme (fig. 5.5). Cependant, dans le cas d'un hyétogramme de pluie variable dans le temps, cette affirmation peut ne pas s'avérer exacte. La figure 5.6 montre le produit de convolution obtenu avec l'hydrogramme unitaire de la figure 5.5 et un hyétogramme de pluie nette hypothétique. On peut remarquer qu'il existe un décalage entre le temps de montée de l'hydrogramme total et le moment où l'intensité maximum de la pluie se produit. Cet exemple montre qu'avec un choix approprié de  $\Delta t/K < 1.0$ , on est en mesure de simuler le temps de réponse. Cet exemple prouve aussi que le débit total n'est pas uniquement une fonction de  $Q_{puh}$  mais dépend aussi de la courbe de récession de l'hydrogramme unitaire, qui à son tour est une fonction du paramètre  $K$ .

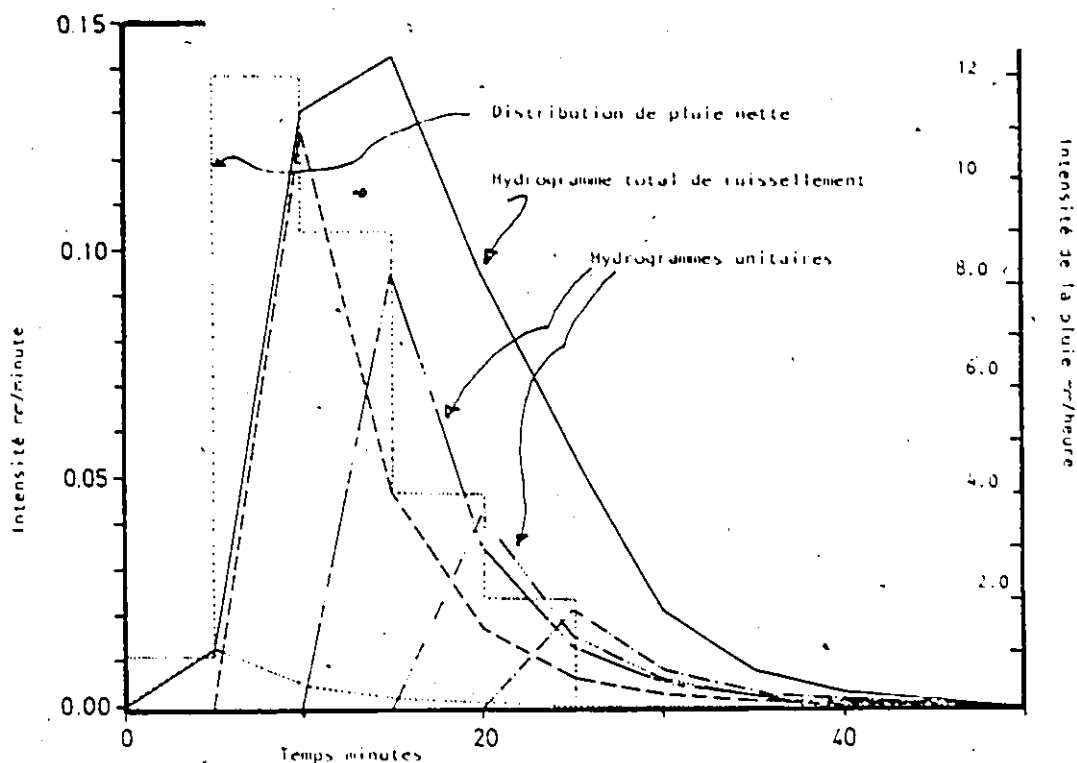


Fig. 5.6 Exemple de réponse à un hyétogramme de pluie variable, obtenue avec l'hydrogramme unitaire de la figure 5.5.

La figure 5.7a montre une situation où deux sous-bassins de longueurs différentes, confluent en un seul point. Les coefficients de stockage des sous-bassins A et B sont 5 et 20 minutes respectivement.

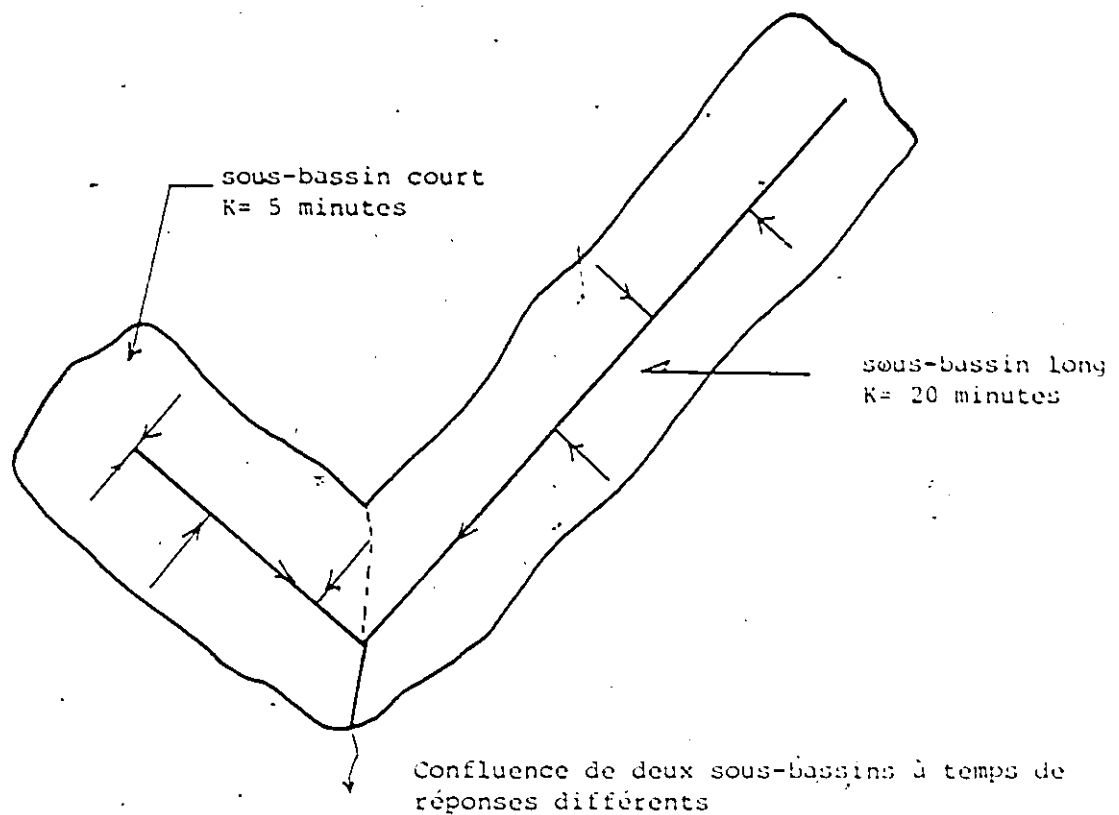


Fig. 5.7a Exemple d'un bassin composé de deux sous-bassins dont les contributions au ruissellement confluent en un seul point.

La figure 5.7b\ montre les hydrogrammes de ruissellement pour chaque sous-bassin ainsi que leur addition. La pluie nette utilisée est celle de la figure 5.6. On peut constater que malgré les différences dans les débits, les temps de pointe sont identiques. Cet exemple prouve que le modèle à réservoir linéaire n'est pas en mesure de simuler les différences dans les temps de concentration des deux sous-bassins. Cette coïncidence des temps de montée est

susceptible de générer des sur-estimations des débits de pointe.

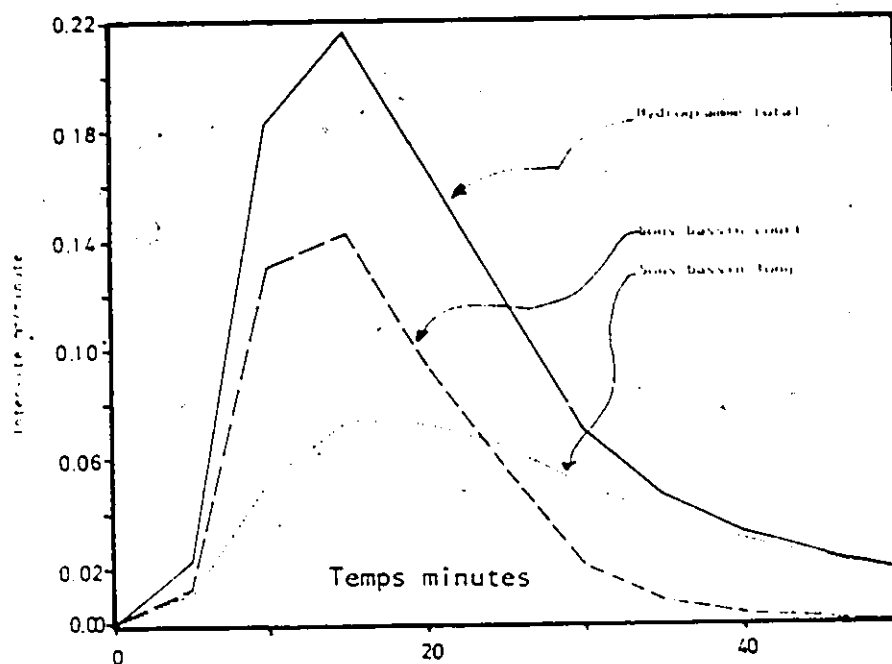


Fig. 5.7b Exemple de comportement de l'hydrogramme unitaire de URBHYD pour le bassin de la figure 5.7a.

A la vue des considérations décrites ci-dessus, nous pouvons établir les conclusions suivantes :

- Pour des valeurs de  $\Delta t/K > 1.0$  les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire du modèle URBHYD sont moins sensibles au paramètre  $K$ . Les hydrogrammes simulés avec  $\Delta t/K > 1.0$  se caractérisent par des réponses immédiates aux impulsions de pluie.
- Avec  $\Delta t/K < 1.0$ , les hydrogrammes unitaires présentent des courbes de récession suffisamment prolongées pour influencer le produit de convolution. On peut ainsi

mieux simuler les temps de réponse d'un bassin versant malgré le fait que, le temps de montée est égal au pas de temps de la pluie.

- c) Le modèle du réservoir linéaire ne doit pas être utilisé pour la simulation d'averses uniformes, pour lesquelles il ne peut pas simuler l'effet de "lag". Nous avons cependant montré qu'il était possible de représenter ce phénomène pour des hyétogrammes non uniformes.
  
- d) La simulation avec le réservoir linéaire de confluences de plusieurs bassins à temps de réponse différents, représente mal les différences dans les temps de concentration. En effet nous avons vérifié que le temps de montée simulé pour les différentes contributions, était toujours constant. Cette coïncidence dans les temps de pointe des différentes contributions, peut mener à des sur-estimations des débits de ruissellement.

Par rapport à la simplicité du réservoir linéaire, des hydrogrammes unitaires plus complexes ont aussi été proposés. La caractéristique essentielle de ces derniers est l'inclusion du temps de montée comme un paramètre de calibration. Dans le prochain paragraphe nous allons décrire quelques unes de ces études.

## 2.2 Améliorations de l'hydrogramme unitaire du réservoir linéaire.

La figure 5.8 montre les hydrogrammes unitaires obtenus à partir de 5 averses observées sur un bassin urbain d'environ 10 ha. L'inspection de la figure 5.8 nous permet de faire les remarques suivantes:

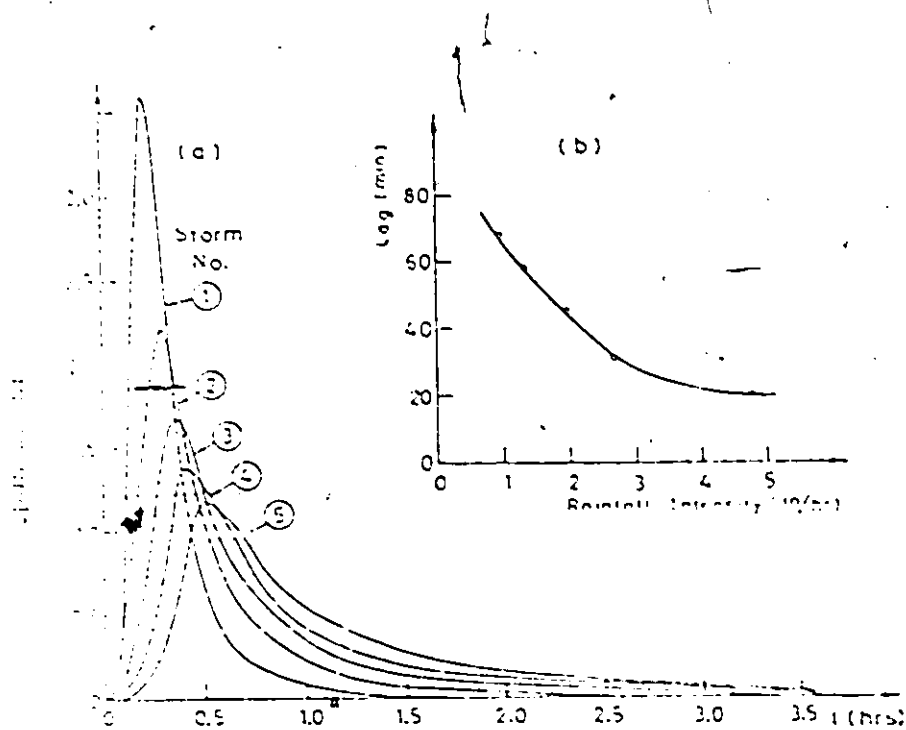
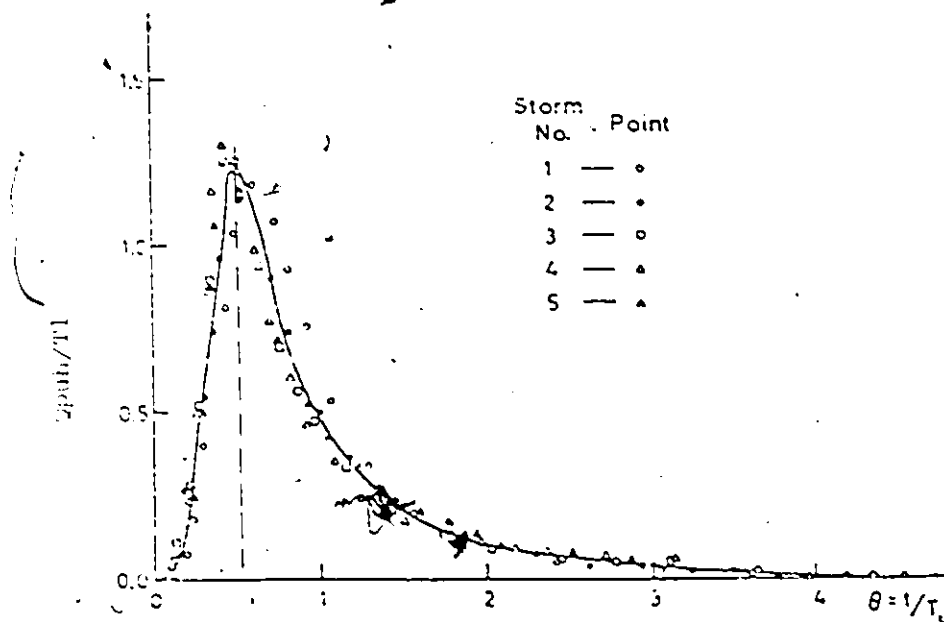


Fig. 5.8 Hydrogrammes unitaires observés pour une surface urbaine de 10 ha (extrait de Minshall, 1960).

- a) La forme des hydrogrammes unitaires observés varie considérablement d'un événement à l'autre. Ces variations sont directement reliées à l'intensité de la pluie. Ce résultat confirme en fait, l'utilisation d'un modèle quasi-linéaire dans URBHYD.
- b) Les temps de montée des hydrogrammes unitaires varient aussi d'une averse à l'autre. Au fur et à mesure que l'intensité de la pluie diminue, les débits de pointe diminuent et les temps de montée augmentent.

Ces résultats semblent indiquer que pour la simulation des relations pluie-débit en zone urbaine avec un hydrogramme unitaire, il faut considérer le temps de montée comme un paramètre de calibration. Dans une étude comparative de différents modèles Sarma (Sarma et al, 1972), indique que pour les grandes surfaces, l'utilisation de l'hydrogramme unitaire de Nash (annexe 5), donnent les meilleurs résultats. Rappelons que la forme de cet hydrogramme unitaire est donnée par deux paramètres,  $n$  le nombre de réservoirs et  $t_p$ , le temps de montée.

Diskin (1972) a montré que pour un bassin donné, il était possible de définir un hydrogramme unitaire standard sans dimension. Les résultats de son étude sont montrés à la figure 5.9.



$T_1$  est le "lag time" obtenu à partir des données de la figure 5.8

Fig. 5.9 Représentation de l'hydrogramme unitaire sans dimension, obtenu à partir des hydrogrammes unitaires de la fig. 5.8 (extrait de Diskin, 1972).

Ces résultats ont été obtenus avec les mêmes données ayant servi à définir les hydrogrammes unitaires de la figure 5.8. Chaque hydrogramme unitaire (fig. 5.9) a été représenté sans dimensions. On peut constater que les différentes courbes sont pratiquement super-imposées. La

figure 5.9 montre que pour ce bassin le quotient  $t_p/t_l$ , est constant et égal à 0.4.

Verworn et Harms proposent un hydrogramme unitaire (fig. 5.10), dont la forme se rapproche de celle du réservoir linéaire. Les caractéristiques de cet hydrogramme unitaire sont définies par le temps de montée  $t_p$ , et le coefficient de stockage  $K$ .

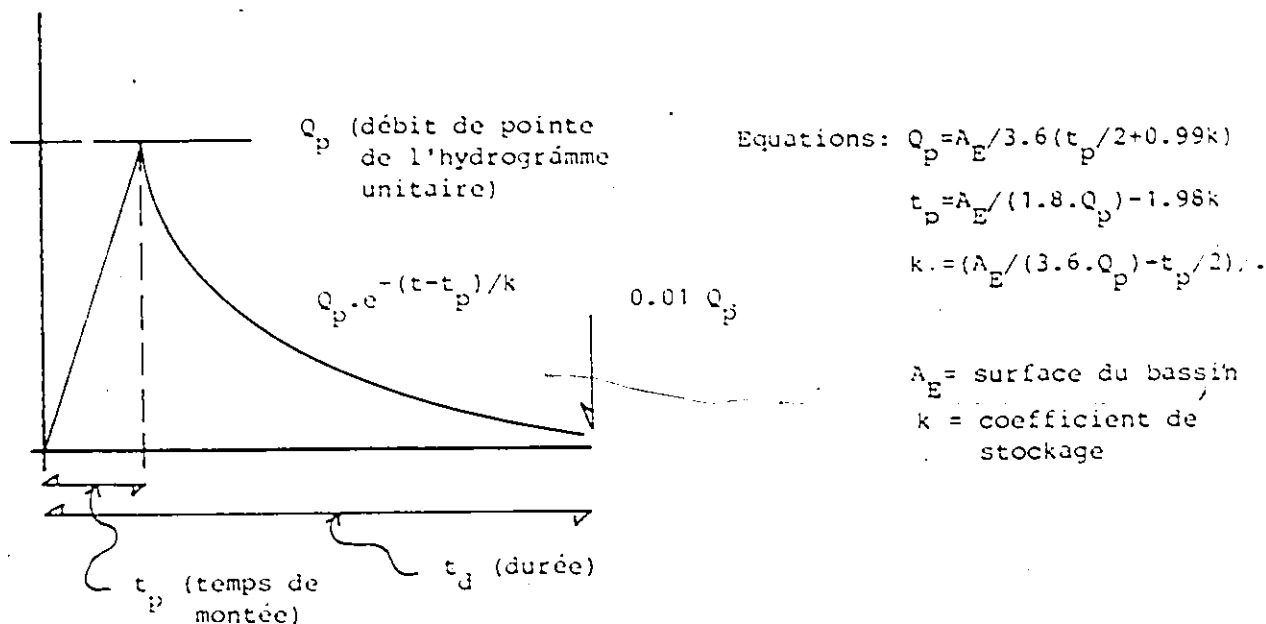


Fig. 5.10 Hydrogramme unitaire proposé par Verworn et Harms ( ).

Ces chercheurs ont prouvé qu'il était possible de définir un hydrogramme unitaire standard sans dimension, non pas pour un seul bassin, mais pour plusieurs. Les résultats de leur étude sont montrés au tableau 5.1. Ces résultats ont été obtenus avec les données observées sur 20 bassins urbains.\* Pour chaque bassin, les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire (fig. 5.10 et tableau 5.1) ont été définies. La figure 5.11 montre une représentation graphique de tous les hydrogrammes unitaires sans dimension. A partir de la figure 5.11, il est possible de déterminer un hydrogramme unitaire moyen dont le quotient  $t_p/t_l = 0.49$ .

---

\*(A noter que les surfaces des bassins considérés, sont grandes (2.2 à 135.2 km<sup>2</sup>)).

	$A_E$ (km <sup>2</sup> )	$t_c$ (h)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	$t_p$ (h)	$k$ (h)	$Q_p^1$	$t_p^1$	$k^1$
1 Afferder Bach	5.0	0.44	3.01	0.25	0.34	0.95	0.57	0.77
2 Suderwicher Bach	5.1	0.56	2.43	0.25	0.46	0.96	0.45	0.82
3 Landwehrbach	12.3	0.98	3.27	0.50	0.80	0.94	0.51	0.82
4 Luser Bach	8.6	1.58	1.46	1.00	1.15	0.97	0.63	0.73
5 Leither Bach	4.6	0.57	2.17	0.25	0.47	0.97	0.44	0.82
6 Seseke Kamen	132.2	16.5	2.23	9.00	12.6	0.97	0.55	0.76
7 Müller Mühlenbach	31.7	1.37	6.27	0.75	1.04	0.98	0.55	0.76
8 Bullerbach	10.0	0.91	2.90	0.5	0.72	0.95	0.55	0.79
9 Kornebach	29.0	1.62	4.85	0.75	1.30	0.98	0.46	0.80
10 Sangebach	2.2	0.84	0.68	0.50	0.66	0.93	0.60	0.79
11 Bad Dürkheim	4.2	0.94	1.10	0.25	0.94	0.89	0.27	1.00
12 Berne	18.6	0.76	6.15	0.50	0.60	0.90	0.66	0.79
13 Kirchborde Bach	6.2	0.53	2.95	0.25	0.46	0.92	0.47	0.87
14 Massener Bach	24.3	0.91	6.91	0.50	0.74	0.92	0.55	0.81
15 Grotenbach	4.4	0.48	2.22	0.25	0.43	0.87	0.52	0.90
16 Pioche	50.5	10.0	1.35	4.00	8.48	0.96	0.40	0.85
17 Bullerbach	10.0	22.0	0.122	8.00	19.0	0.97	0.36	0.86
18 Lehter Bach	19.0	44.0	0.115	16.0	38.3	0.96	0.36	0.87
19 Burgdorfer Aue	31.0	46.0	0.181	20.0	38.0	0.97	0.43	0.83
20 Seebese	43.0	42.0	0.280	20.0	33.0	0.98	0.47	0.77

Légende: $A_E$ surface du bassin	$Q_p^1 = (3.6 Q_p t_c) / A_E$ sans dimension
$t_c$ temps de réponse ou "lag time"	$t_p^1 = t_p / t_c$ $k^1 = k / t_c$
$Q_p$ débit de pointe de l'hydrogramme unitaire	
$t_p$ temps de montée de l'hydrogramme unitaire	
$k$ coefficient de stockage	

Tableau 5.1 Caractéristiques de l'hydrogramme unitaire proposé par Verworn et Harms ( ) pour 20 bassins urbains.

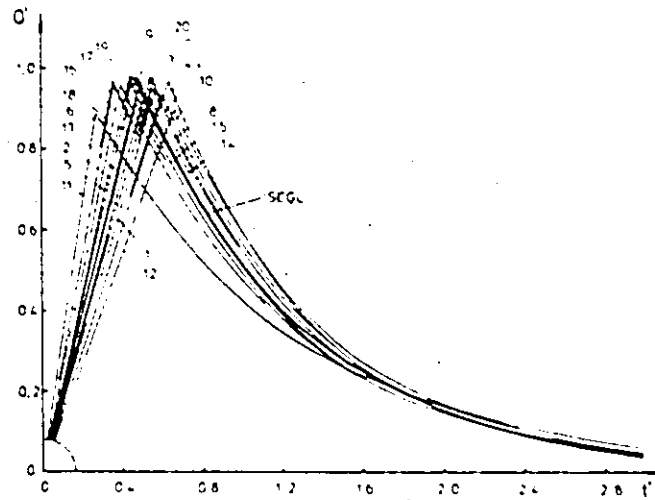


Fig. 5.11 Hydrogrammes unitaires sans dimension proposés par Verworn et Harms ( ) pour les 20 bassins urbains du tableau 5.1.

### 2.3 Remarques finales sur la fonction de transfert

L'introduction du temps de montée de l'hydrogramme unitaire comme un paramètre, représente du point de vue physique un rapprochement avec la réalité. Les études décrites ci-dessus, montrent que les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire varient d'un bassin à un autre et d'une averse à l'autre. Ces études ont aussi prouvé qu'il était possible de définir pour plusieurs bassins, un hydrogramme unitaire standard sans dimension dont les caractéristiques sont exprimées en fonction du "lag time". D'un point de vue pratique, des hydrogrammes de ce genre pourraient être déterminées sur une base régionale. D'un autre côté et dans l'absence de données observées, l'inclusion de ce nouveau paramètre (temps de montée) ne fait que compliquer l'utilisation du modèle en forçant l'utilisateur à faire appel à des relations empiriques.

C'est pourquoi nous avons tenu à vérifier l'aptitude du modèle URBHYD, tel quel, à simuler des hydrogrammes observés. Il s'agit de vérifier la validité des valeurs à défaut du modèle.

### 3. Validation du modèle URBHYD.

#### 3.1 Application de URBHYD sur des grandes surfaces.

Le fait que le pas de temps de la pluie est égal au temps de montée de l'hydrogramme unitaire, a conduit plusieurs chercheurs à affirmer que le modèle du réservoir linéaire ne devrait être appliqué qu'à des petites surfaces. (Sarma et al, 1972; Pedersen et al, 1980; Smith, 1986). On se propose donc de vérifier la performance du modèle global URBHYD, dans des grandes surfaces.

##### 3.1.1 Méthodologie.

Pour les besoins de cette partie de l'étude, nous avons choisi le bassin Seine Saint-Denis (250 ha) décrit en détail au paragraphe 3.2 (chapitre 4). Les pertes par stockage de surface sont fixées à 0.80 mm. L'imperméabilité est calée pour chaque averse sur la base du coefficient de ruissellement observé. Les hyétogrammes de pluie observés sont discrétisés sur un pas de temps constant de 1 minute. Les simulations ont été effectuées de la façon suivante:

a) Pour chaque averse et sur la base du coefficient de ruissellement, les débits de pointe ont été déterminés avec les valeurs à défaut pour le coefficient de stockage (cf.

tableau 4.1, chapitre 4). Le coefficient de stockage sera calculé avec l'intensité maximum de la pluie sur 1 minute.

b) Dans une deuxième étape, et toujours sur la base du coefficient de ruissellement observé, le coefficient de stockage a été calé pour chaque averse, de façon à reproduire le débit de pointe et le temps de montée de l'hydrogramme de ruissellement.

### 3.1.2 Résultats et discussion

Les résultats sont montrés au tableau 5.2. L'inspection de ces résultats nous permet d'établir les conclusions suivantes:

a) Les débits de pointe calculés avec les valeurs à défaut sur-estiment les débits observés. Nous rappelons que le coefficient de stockage est calculé avec l'intensité maximum de l'averse sur 1 minute.

b) Les temps de montée simulés sont dans la majorité des cas sous-estimés. Les réponses du modèle sont donc trop rapides.

c) Les valeurs calées du coefficient de stockage sont supérieures à celles calculées par le modèle.

Valeurs à défaut (cf. tableau 4.1)										
Ev n°	H mm	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Tpobs h	Crobs	Ximp	Qpsim m <sup>3</sup> /s	Tpsim h	K min	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$	$\frac{Ipsim}{Tpobs}$
38	4.30	0.692	0.395	0.19	0.23	1.001	0.250	16.05	1.44	0.63
4	6.20	0.903	1.361	0.19	0.22	1.526	1.30	16.93	1.68	0.95
1	7.30	0.985	0.850	0.18	0.19	1.510	0.880	16.05	1.53	1.03
11	14.60	1.018	2.08	0.16	0.17	1.147	1.317	19.37	1.12	0.63
12	14.70	1.143	0.853	0.138	0.15	1.624	0.383	16.05	1.42	0.44
Calibration/de K										
38					0.23	0.621	0.333	31.98	0.90	0.84
4					0.22	1.028	1.30	28.53	1.13	0.95
1					0.19	1.05	0.880	25.32	1.06	1.03
11					0.17	0.991	1.984	28.84	0.97	0.95
12					0.15	1.132	0.533	32.00	0.99	0.62

Légende: H: Pluie totale  
 Qpobs: Débit de pointe observé  
 Tpobs: Temps de montée observé  
 Crobs: Coefficient de ruissellement observé  
 Ximp: Imperméabilité calée  
 Qpsim: Débit de pointesimulé  
 Tpsim: Temps de montée simulé  
 K: Coefficient de stockage

Tableau 5.2 Résultats de l'application de URBHYD sur le bassin de Seine Saint-Denis (250 ha) Pertes initiales = 0.80 mm. Pas de temps de la pluie = 1 minute.

d) Les résultats de la calibration en termes de débits de pointe et de temps de montée simulés sont satisfaisants par rapport aux valeurs observées.

e) Dans la phase de calibration, la simulation des temps de montée s'est améliorée par rapport aux résultats obtenus en utilisant les valeurs à défaut.

Les figures 5.12, 5.13 et 5.14 montrent des comparaisons entre les hydrogrammes observés et ceux simulés et avec les valeurs à défaut et avec le coefficient de stockage calé.

On peut constater que la calibration du coefficient de stockage seulement, a suffi pour obtenir des bonnes reproductions des hydrogrammes observés. Nous rappelons que le pas de temps de la pluie est 1 minute. Par conséquent, le temps de montée de l'hydrogramme unitaire est aussi 1 minute.

La figure 5.15 montre les variations du coefficient de stockage de URBHYD (cf. tableau 4.1) avec l'intensité maximum de la pluie. Les autres paramètres sont identiques à ceux montrés au tableau 4.1. (Rappelons que la pente est 0.9% et que la longueur à défaut est  $L = \sqrt{250 \cdot 10^4 / 1.5} =$

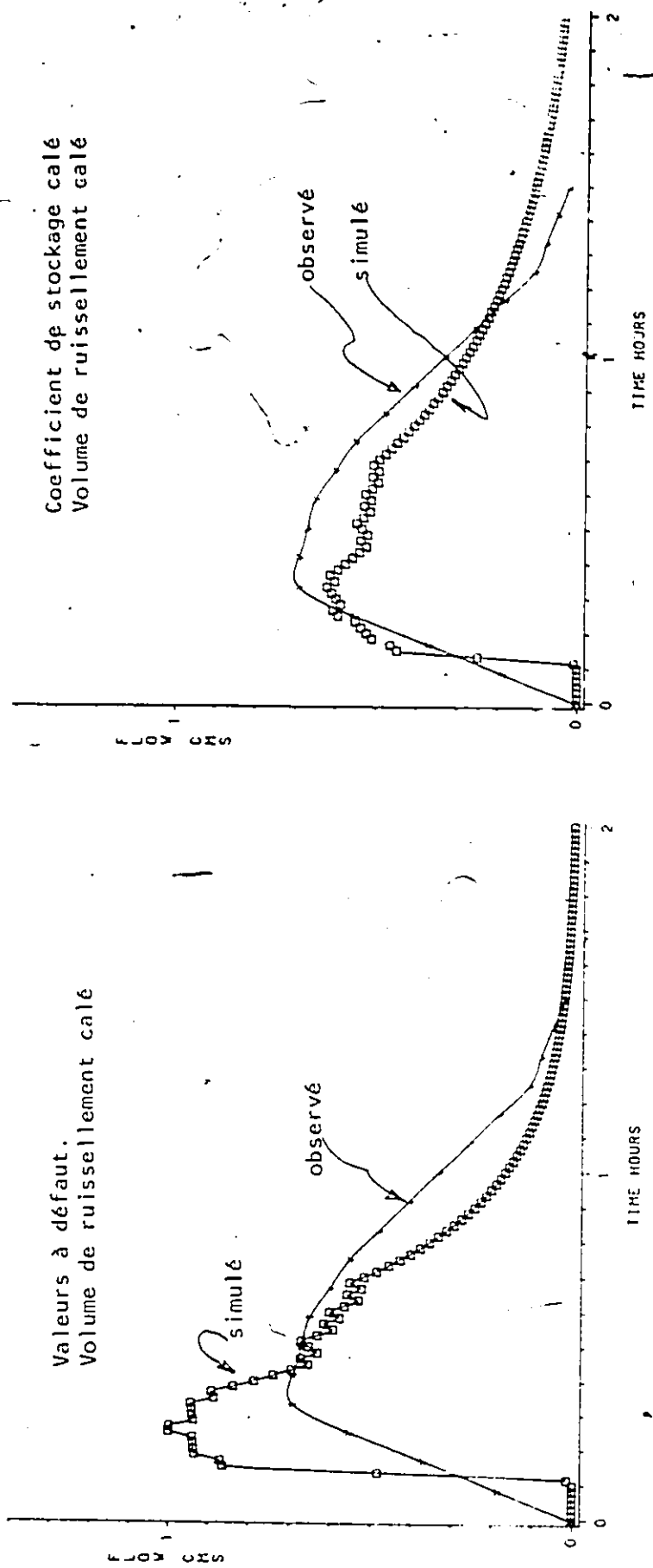


Fig. 5.12 Hydrogrammes observés et simulés et avec les paramètres à défaut et avec le coefficient de stockage calé, pour l'averse 38 du bassin Seine Saint-Denis

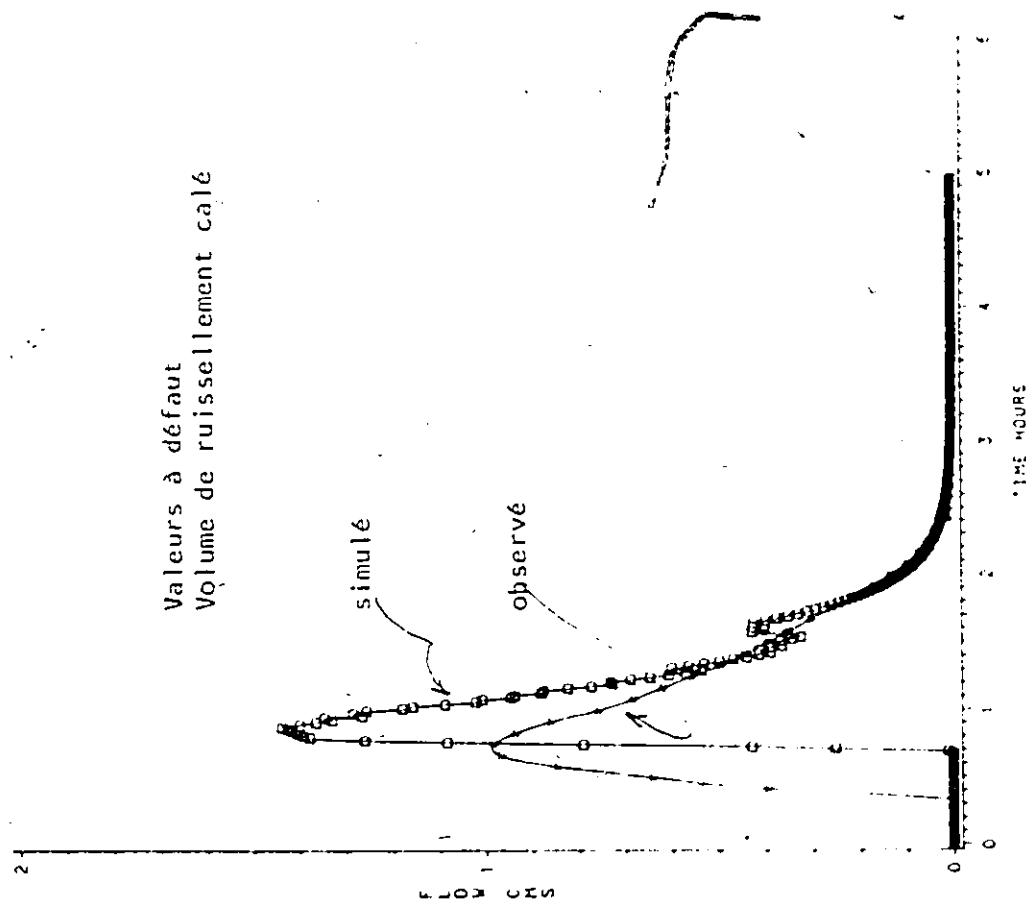
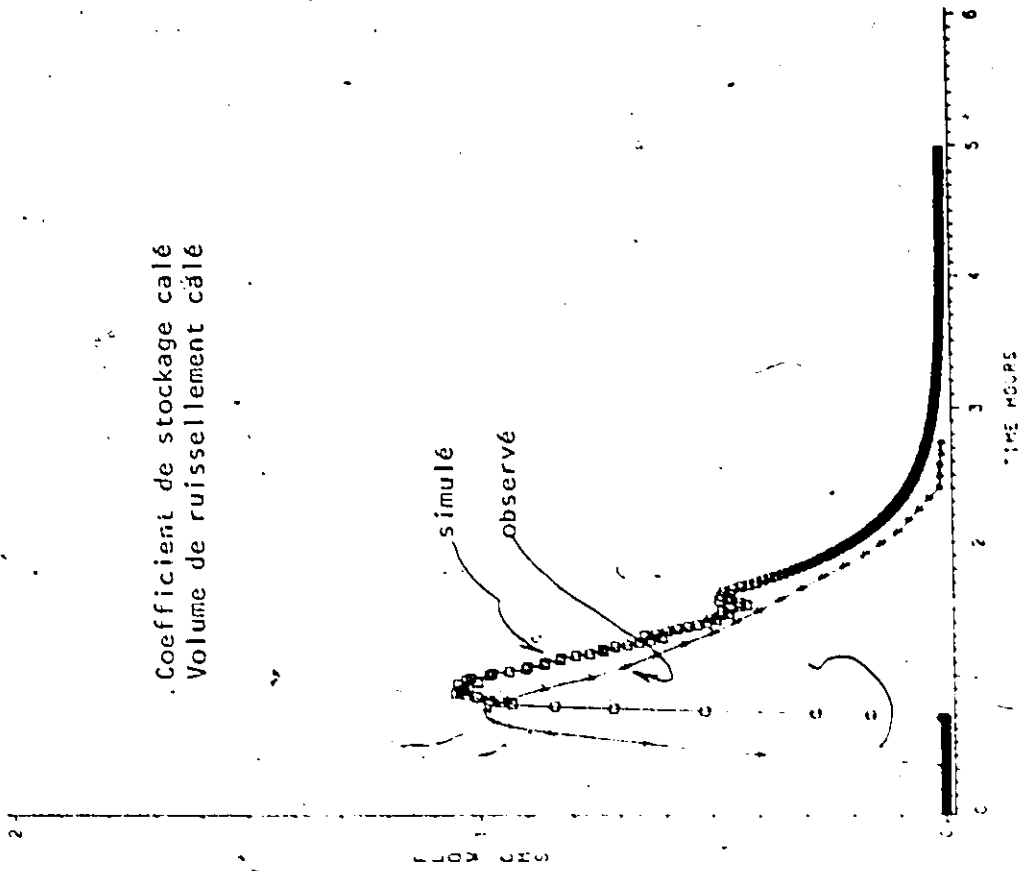
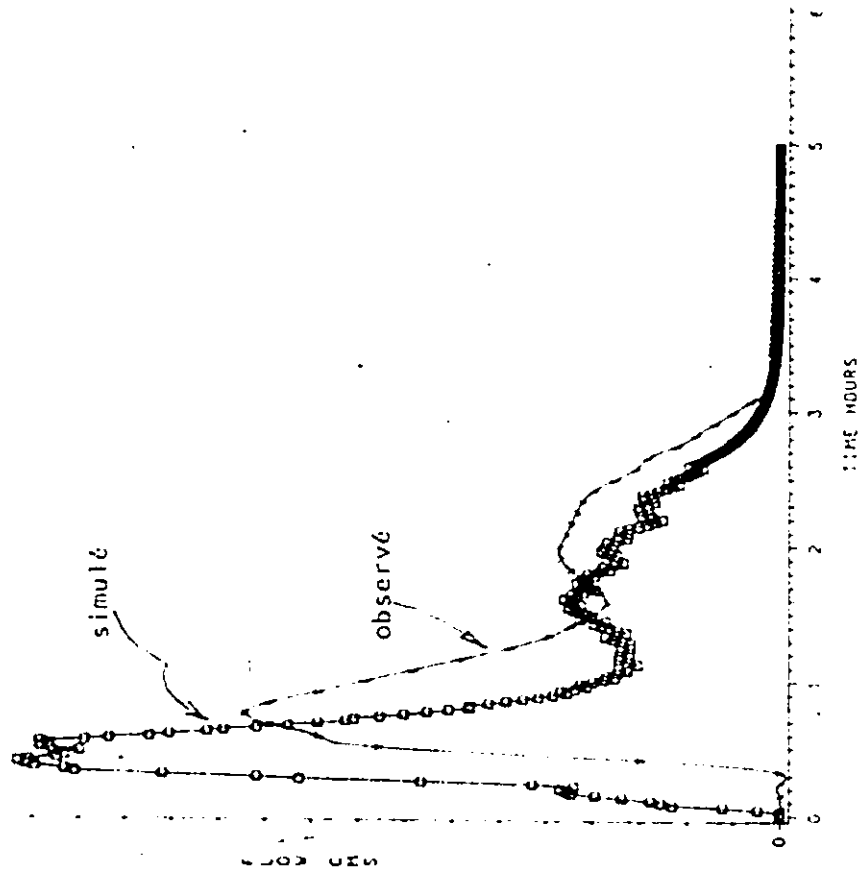


Fig. 5.13 Hydrogrammes observé et simulés et avec les paramètres à défaut et avec le coefficient de stockage calé, pour l'averse sur le bassin de Seine-Saint-Denis

Valeurs à défaut  
Volume de ruissellement calé



Coefficient de stockage calé  
Volume de ruissellement calé

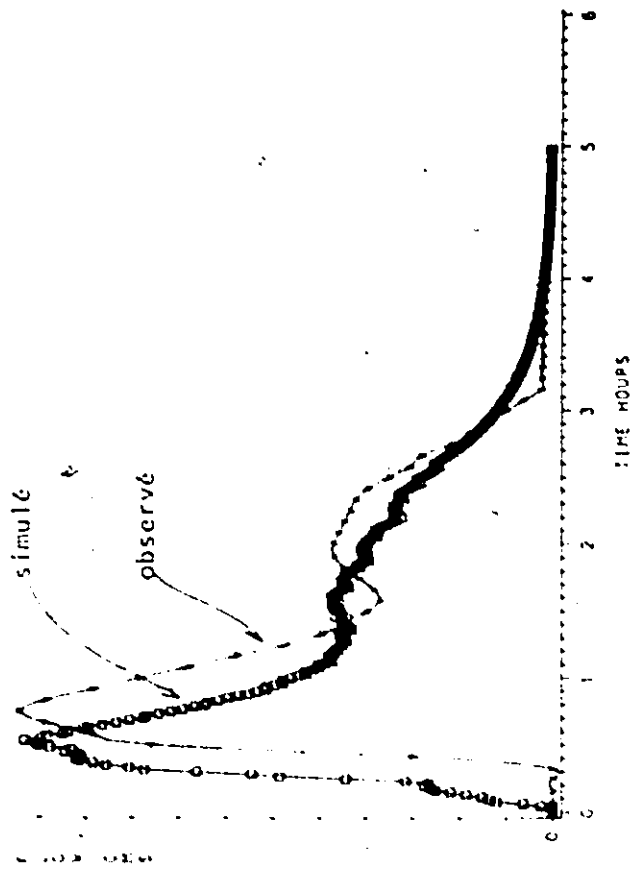


Fig. 5.14 Hydrogrammes observé et simulés et avec les paramètres à défaut et avec le valeurs du coefficient de stockage calé, pour l'averse 12 sur le bassin de Seine Saint-Denis.

1290.9 m). Les lignes horizontales représentent les valeurs des coefficients de stockage calées pour chaque averse. A partir de la figure 5.15 nous pouvons trouver pour chaque averse, la valeur de l'intensité maximum qui utilisée dans l'équation de Pedersen avec les autres valeurs à défaut génère une valeur de K identique à celle calée. Le tableau 5.3 montre ces valeurs de l'intensité maximum.

EVENEMENT n°	K CALIBRE (min)	I MAXIMUM mm/hr	(INTENSITE MAXIMUM)
38	31.98	9.05	Voir figure 5.15
4	28.53	12.03	
1	25.32	16.22	
11	28.84	11.71	
12	32.00	9.036	

Tableau 5.3 Valeurs de l'intensité maximum qui combinées avec les paramètres à défaut dans l'équation de Pedersen, reproduisent le K calé.

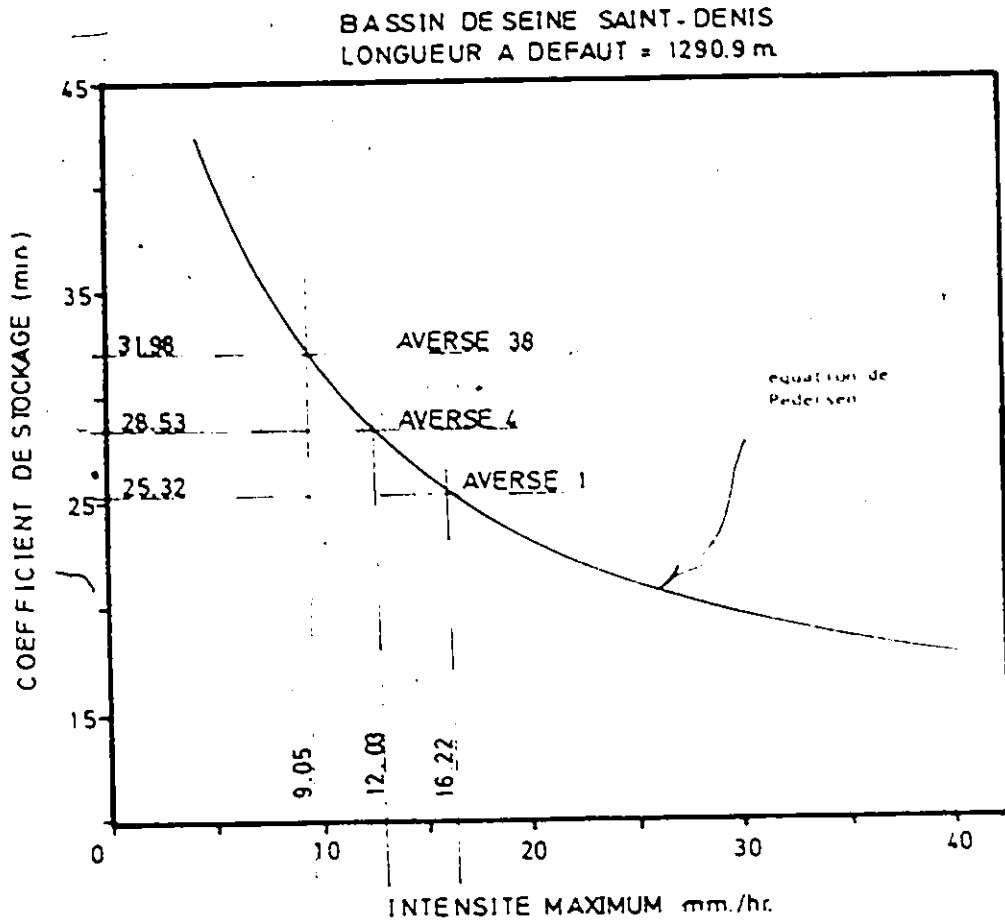


Fig. 5.15 Variations du coefficient de stockage de URBHYD avec l'intensité maximum de la pluie. Bassin Seine Saint -Denis.

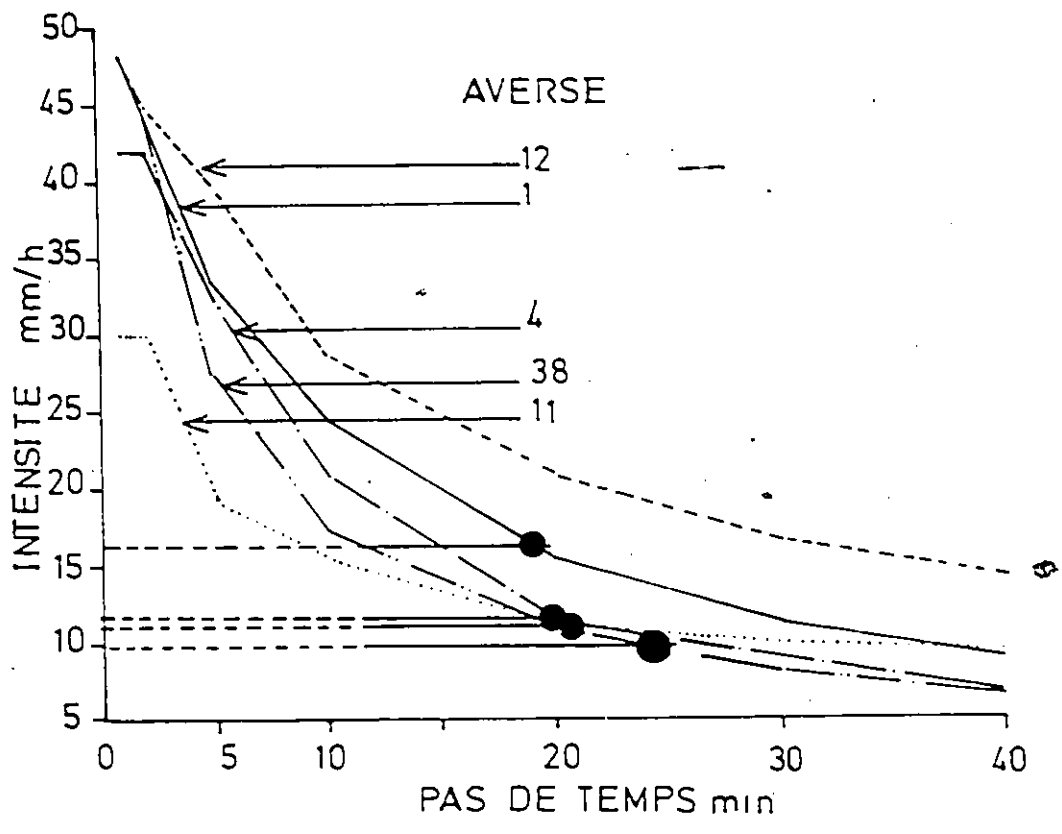


Fig. 5.16 Variations des intensités maximum de la pluie pour cinq averses sur le bassin Seine Saint-Denis.

La figure 5.16 montre les variations de l'intensité maximum pour chaque averse en fonction du pas de temps. Les lignes horizontales représentent les intensités obtenues à partir du tableau 5.3. Les résultats de la figure 5.16 montrent que ces intensités correspondent dans la plupart des cas, aux intensités maximum moyennes pour chaque averse, sur un pas de temps de 20 minutes. A la vue de ces résultats, nous pouvons conclure:

a) Pour les bassins à grande surface, la calibration du coefficient de stockage suffit pour obtenir une bonne reproduction des hydrogrammes observés. L'inclusion du temps de montée de l'hydrogramme unitaire comme un paramètre supplémentaire, ne semble pas nécessaire.

b) Pour des conditions semblables à celles du bassin Seine Saint-Denis, les valeurs à défaut recommandées pour le calcul du coefficient de stockage dans le modèle URBHYD (cf. tableau 4.1), peuvent être utilisées. L'intensité maximum de la pluie doit cependant être prise sur un pas de temps de 20 minutes.

c) Le modèle URBHYD a été validé sur le bassin Seine Saint-Denis, en prenant une imperméabilité moyenne égale à 20% (cf. chapitre 4). Les pertes par stockage de surface sont

prises comme étant égales à 0.8 mm. Les coefficients de stockage pour chaque averse, sont obtenus avec les valeurs à défaut (cf. tableau 4.1) d'une part, et l'intensité maximum de la pluie sur 20 minutes d'autre part. Les résultats ont déjà été montrés au tableau 4.9.

### 3.2 Application du modèle URBHYD sur des bassins versants complexes.

#### 3.2.1 Présentation des bassins étudiés

Pour les besoins de cette partie de l'étude, nous avons choisi les bassins de Miljakovac (Yougoslavie) et de Munkerisparken (Danemark). Les données relatives à ces deux bassins sont décrites en détail aux annexes 26 et 27 respectivement. Pour plus de renseignements le lecteur est prié de consulter la Banque Internationale de Données (BID) (Maksimovic et Radojkovic, 1986). Le tableau 5.4 montre les caractéristiques essentielles des deux bassins.

BASSIN	SITUATION	SURFACE ha	PENTE %	IMPERMEABILITE %
Munkerisparken	Danemark	6.44	1.	31.6
Miljakovac	Yougoslavie	25.4	3.	37.5

Tableau 5.4 Caractéristiques essentielles des bassins versants complexes considérés pour l'application de URBHYD.

Tel qu'indiqué aux annexes 26 et 27, la forme de ces bassins est particulière. Tous les deux se caractérisent par deux branches latérales dont les contributions au ruissellement confluent à l'exutoire du bassin.

Contrairement à l'exemple montré au paragraphe 2.1, le bassin sera simulé de façon globale.

### 3.2.2 Méthodologie

Pour vérifier l'aptitude du modèle URBHYD à simuler les hydrogrammes observés dans des bassins de ce genre, nous avons suivi la méthodologie suivante.

#### 3.2.2.1 Bassin de Munkerisparken (annexe 26)

Pour l'étude de ce bassin, nous disposons de 6 averses observées. En fonction du comportement des coefficients de ruissellement observés avec la précipitation (annexe 26), l'imperméabilité a été fixée à sa valeur physique (31.6%). Pour obtenir une bonne reproduction des coefficients de ruissellement, la valeur des pertes initiales en zone imperméable est fixée à 0.4 mm pour toutes les averses. Le pas de temps des simulations est 1 minute. Le modèle URBHYD a été appliqué en deux phases:

- a) Dans une première phase, les valeurs à défaut pour le calcul du coefficient de stockage ont été retenues;
- b) Le coefficient de stockage a été calé pour chaque averse de façon à reproduire les débits de pointe et les temps de montée de l'hydrogramme observé.

#### 3.2.2.2 Bassin de Miljakovac (annexe 27).

La méthodologie suivie pour l'étude de ce bassin diffère légèrement de celle décrite ci-dessus. Le bassin de Miljakovac est composé de deux sous-bassins (annexe 27). Parmi les 6 averses disponibles, 2 se réfèrent au sous-bassin A (annexe 27). La surface de ce sous-bassin est 7.14 ha. Les 4 averses restantes correspondent à la totalité du bassin versant. Les autres paramètres (pente et imperméabilité) sont identiques partout.

Les pas de temps utilisés sont: 1 minute pour le sous-bassin A et 5 minutes pour la totalité de la surface. Dans tous les cas, les pertes initiales en zone imperméable ont été fixées à 0.80 mm. Pour chaque averse, l'imperméabilité a été calée de façon à reproduire le coefficient de ruissellement observé, et ceci en fonction du comportement du coefficient de ruissellement avec la précipitation (annexe 27).

### 3.2.3 Résultats et discussion

#### 3.2.3.1 Bassin de Munkerisparken

Les résultats obtenus pour ce bassin sont présentés au tableau 5.5. L'inspection de ces résultats nous permet de tirer les conclusions suivantes:

a) Pour ce bassin les valeurs à défaut pour le calcul du coefficient de stockage du modèle URBHYD, conduisent à des sous-estimations systématiques des débits de pointe.

b) Les temps de montée des hydrogrammes observés sont correctement estimés, et avec les valeurs à défaut et avec la calibration du coefficient de stockage.

c) Les résultats de la calibration du coefficient de stockage sont satisfaisants, en termes des débits de pointe simulés.

La figure 5.17 montre les variations du coefficient de stockage calculé avec les paramètres relatifs au bassin, en fonction de l'intensité maximum de la pluie. Les points représentent les valeurs du coefficient de stockage calées pour chaque averse, en fonction des intensités maximum de la pluie sur 1 et 5 minutes. On peut constater que les

Valeurs à défaut (cf. tableau 4.1)										
Ev n°	H mm	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Tpobs h	Crobs	Crsim	Qpsim m <sup>3</sup> /s	Tpsim	K min	Qpsim Qpobs	Ipsim /Ipobs
7	2.67	0.0549	0.19	0.275	0.27	0.053	0.10	6.80	0.96	0.52
1	7	0.102	1.15	0.355	0.30	0.074	1.05	5.95	0.72	0.91
5	6.70	0.127	1.44	0.307	0.30	0.115	1.367	4.68	0.90	0.94
3	8.39	0.108	1.00	0.314	0.30	0.082	0.917	6.42	0.75	0.917
6	12.34	0.160	1.73	0.354	0.31	0.129	1.717	4.63	0.80	0.99
8	14.45	0.304	1.088	0.33	0.31	0.260	1.050	4.38	0.85	0.96
Calibration de K										
7					0.27	0.057	0.10	6	1.03	0.52
1					0.30	0.107	1.05	3	1.04	0.91
5					0.30	0.124	1.367	4.20	0.97	0.94
3					0.30	0.101	0.917	4.20	0.93	0.917
6					0.31	0.163	1.7	2.50	1.01	0.98
8					0.31	0.304	1.034	3.00	1.0	0.95

Légende: H: Pluie totale      Crsim: Coefficient, de ruissellement simulé

Qpobs: Débit de pointe observé.      Qpsim: Débit de pointe simulé  
 Tpobs: Temps de montée observé      Tpsim: Temps de montée simulé  
 Crobs: Coefficient de ruissellement observé      K: Coefficient de stockage

Tableau 5.5 Résultats de l'application du modèle URHYD sur le bassin Munkerisparken. Longueur à défaut: 207 m.

prédictions de l'équation de Pedersen avec les valeurs à défaut (cf. tableau 4.1) sont dans la plupart des cas, supérieures aux valeurs obtenues après la calibration. Ceci explique la tendance à sous estimer les débits de pointe, indiquée dans le tableau 5.5.

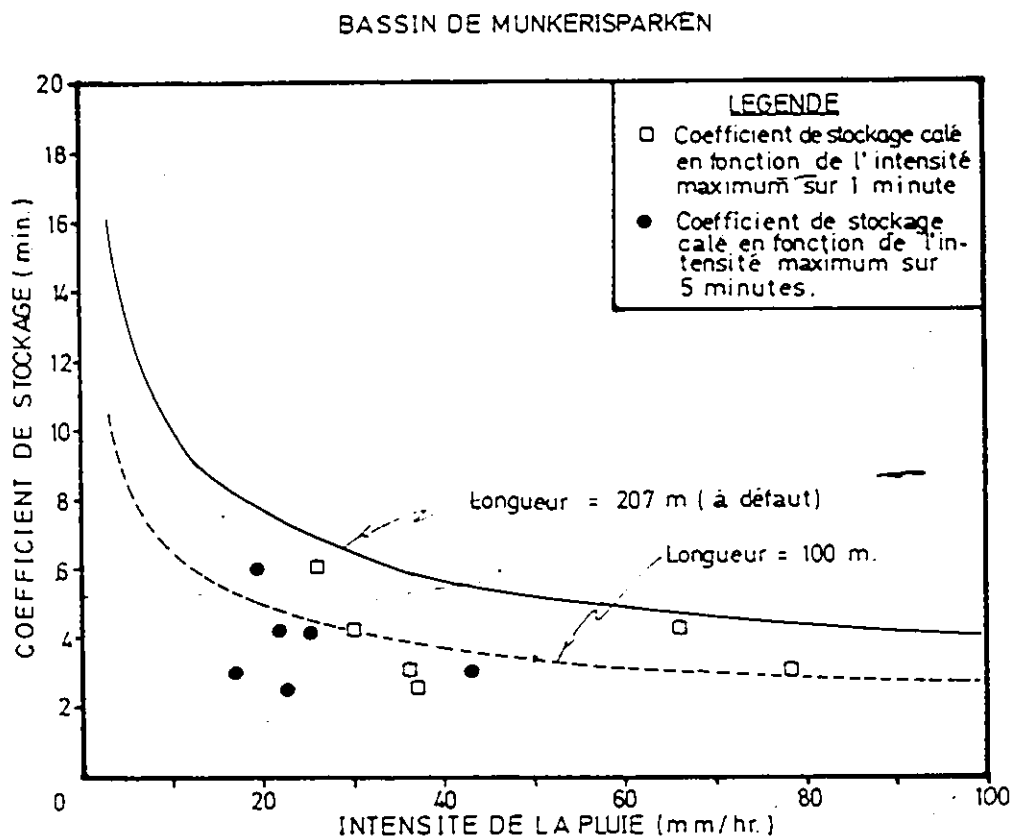


Fig. 5.17 Variation du coefficient de stockage de URBHYD avec l'intensité de la pluie. Bassin de Munkerisparken. Longueur à défaut = 207 m.

La figure 5.17 montre qu'avec une longueur de 100 m, l'équation de Pedersen avec le restant des paramètres à défaut, est en mesure de mieux simuler le comportement des coefficients de stockage calés, en fonction des intensités maximum de la pluie, aussi bien pour 1 que pour 5 minutes.

Le tableau 5.6 compare les débits de pointe obtenus en calculant les coefficients de stockage avec les intensités maximum correspondant à 1 et 5 minutes. Ces débits ont été obtenus avec la correction sur la longueur. La nouvelle valeur est 100 m.

Evénement n°	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Qpsim	Qpsim	<u>Qpsim</u>	<u>Qpsim</u>
		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	Qpobs	Qpobs
		1 min	5 min	1 min	5 min
7	0.0549	0.069	0.065	1.25	1.18
1	0.102	0.095	0.094	0.93	0.92
5	0.127	0.153	0.120	1.20	0.94
3	0.108	0.101	0.096	0.93	0.88
6	0.160	0.139	0.129	0.86	0.80
8	0.304	0.306	0.280	1.000	0.92

Tableau 5.6 Résultats obtenus sur le bassin de Munkerisparken avec le modèle URBHYD et la correction sur la longueur.

Le tableau 5.6 montre que les résultats sont satisfaisants compte tenu de la correction sur la longueur. Les résultats obtenus en prenant la moyenne de l'intensité maximum sur 1 et 5 minutes sont du même ordre de grandeur.

L'annexe 28 montre quelques comparaisons entre hydrogrammes observés et simulés avec la longueur corrigée. Les coefficients de stockage ont été calculés avec l'intensité maximum sur un pas de temps de 5 minutes.

#### 3.2.3.2 Bassin de Miljakovac

Les résultats obtenus pour le sous-bassin et la totalité de la surface sont présentés au tableau 5.7. L'inspection de ce tableau nous permet d'établir les conclusions suivantes:

a) Pour le sous-bassin A, l'utilisation d'un pas de temps de 1 minute et des valeurs à défaut pour le calcul du coefficient de stockage, donne de bons résultats en termes de débit de pointe et de temps de montée simulés. Notons cependant (annexe 27) que ce sous-bassin est caractérisé par une seule branche qui draine vers l'exutoire. Ces conditions sont semblables à celles qui caractérisent les bassins où le modèle a été validé avant la rédaction de cet exposé (cf.

tableau 4.2), pour lesquelles de bons résultats avaient été obtenus.

b) Les résultats obtenus pour la totalité de la surface confirme la tendance déjà définie pour le bassin Munkerisparken, dans le sens que les débits de pointe sont dans la plupart des cas, sous-estimés.

Tout comme le bassin de Munkerisparken, nous avons rapporté sur un graphique les variations du coefficient de stockage de URBHYD avec l'intensité de la pluie pour le sous-bassin et la totalité de la surface (fig. 5.18) et 5.19).

Valeurs à défaut (cf. tableau 4.1)											
Bassin	Ev n°	H mm	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Tpobs h	Crobs	Ximp	Qpsim m <sup>3</sup> /s	Tpsim h	K min	Qpsim Qpobs	Tpsim Tpobs
Sous-bassin A	1	7.70	0.172	0.468	0.162	0.181	0.184	0.40	3.34	1.06	0.85
	11	4.70	0.0338	1.04	0.159	0.192	0.042	1.034	5.82	1.24	0.99
Surface totale	2	4.42	0.116	0.47	0.143	0.175	0.089	0.417	10.95	0.767	0.88
	4	2.73	0.076	0.323	0.189	0.267	0.061	0.500	13.24	0.80	1.54
	5*	19.54	1.064	0.333	0.2297	0.24	1.369	0.233	3.78	1.28	0.69
	8	2.58	0.031	1.96	0.143	0.207	0.024	2.000	19.58	0.77	1.02
Valeurs de K calibrées											
Sous-bassin A	1	idem.	2	0.181	0.176	0.40	3.8	1.023	0.85		
	11			0.192	0.038	1.034	7.1	1.12	0.99		
Surface totale	2	idem.		0.175	0.106	0.417	6	0.91	0.88		
	4			0.257	0.071	0.50	9	0.93	1.54		
	5			0.24	1.088	0.233	6	1.02	0.69		
	8			0.207	0.027	1.9	13.5	0.87	0.96		

Légende: H: Pluie totale  
 Qpobs: Débit de pointe observé  
 Tpobs: Temps de montée observé  
 Crobs: Coefficient de ruissellement

Ximp: Imperméabilité calée  
 Qpsim: Débit de pointe simulé  
 Tpsim: Temps de montée simulé  
 K: Coefficient de stockage

\* pas de temps: 1 minutes

Tableau 5.7 Résultats de l'application du modèle URBHYD sur le bassin de Miljakovac  
 Sous-bassin A : Longueur à défaut: 218 m.  
 Bassin complet: Longueur à défaut: 411 m.

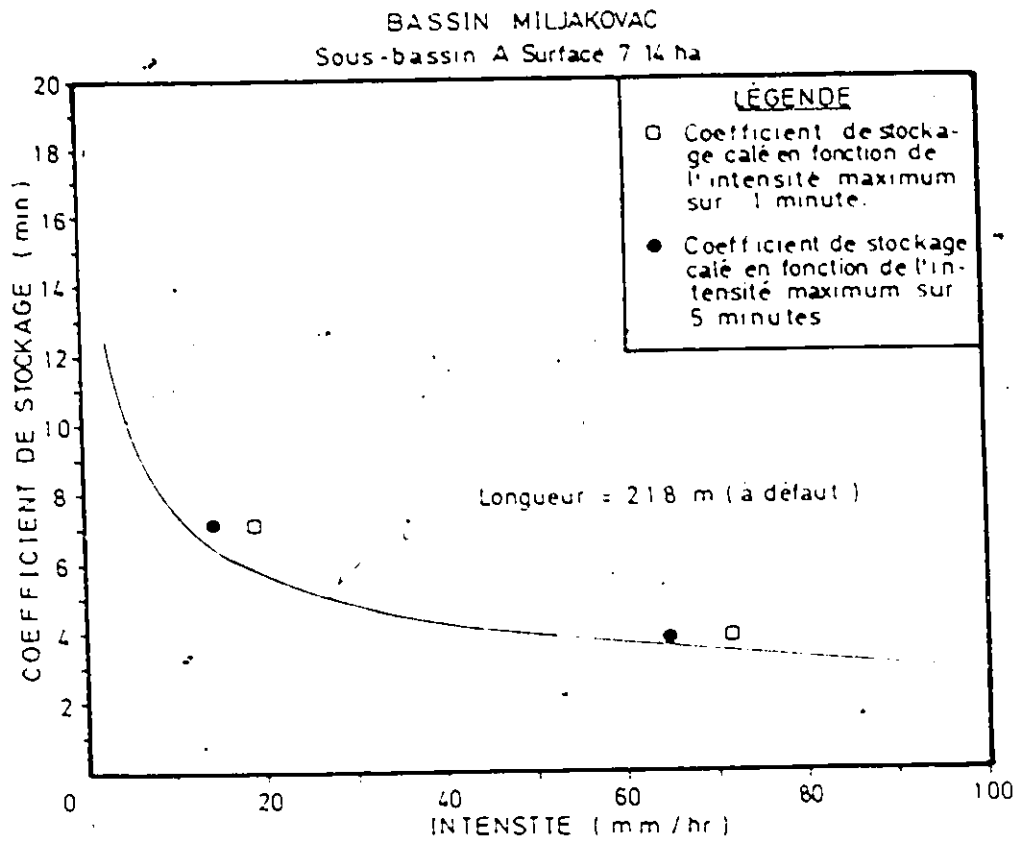


Fig. 5.18 Variation du coefficient de stockage avec l'intensité de la pluie pour le sous-bassin A. Bassin Miljakovac.

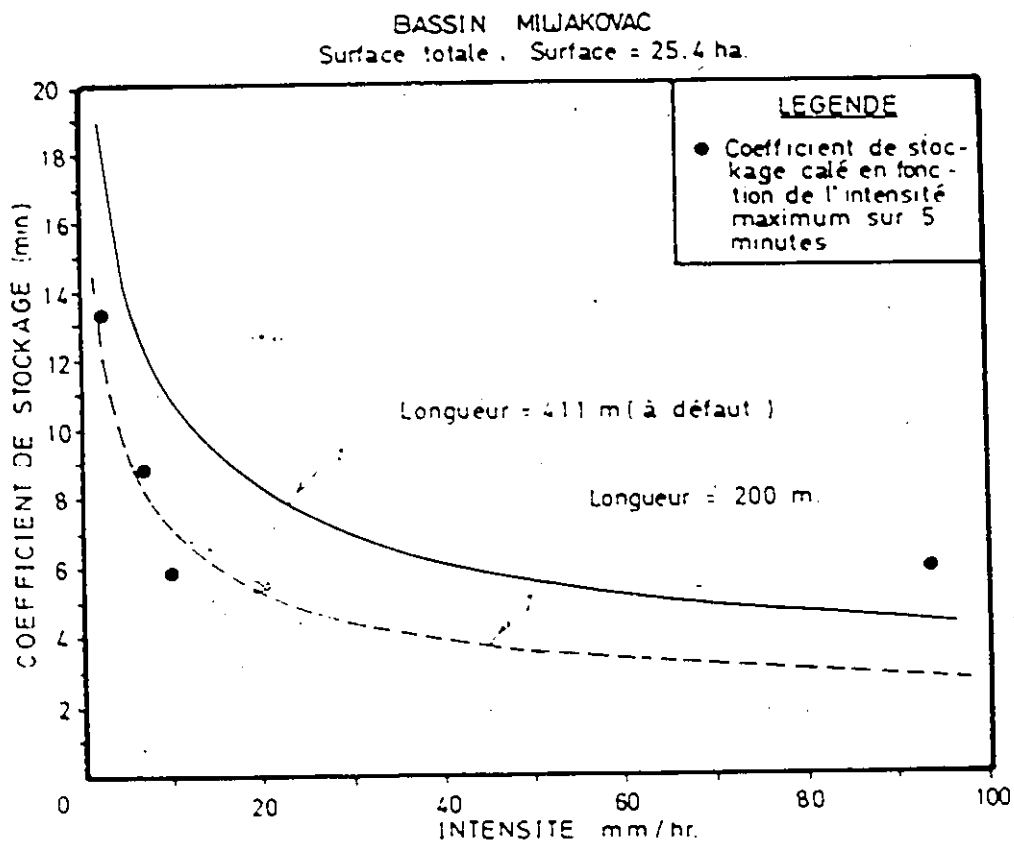


Fig. 5.19 Variation du coefficient de stockage avec l'intensité de la pluie pour la totalité du bassin. Bassin Miljakovac.

La figure 5.18 montre que pour le sous-bassin A, les résultats peuvent s'améliorer en prenant les intensités maximum sur un pas de temps de 5 minutes dans l'équation de Pedersen.

La figure 5.19 montre les valeurs calées du coefficient de stockage pour la totalité de la surface, en fonction des intensités maximum sur 5 minutes. On peut constater que les prédictions de l'équation de Pedersen peuvent s'améliorer en apportant une correction sur la longueur. La nouvelle longueur est 200 m.

Le tableau 5.8 montre les résultats de la validation de URBHYD sur le bassin de Miljakovac. Ces résultats ont été obtenus en prenant les intensités moyennes maximum sur 5 minutes. A partir du comportement des coefficients de ruissellement observés en fonction de la précipitation et des considérations émises dans le chapitre précédent, des imperméabilités moyennes ont été fixées (18% pour le sous-bassin A et 22% pour la surface totale).

Bassin	Evénement n°	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Qpsim m <sup>3</sup> /s	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$
Sous-bassin A	1	0.172	0.182	1.05
	11	0.0338	0.038	1.12
Surface totale	2	0.116	0.129	1.11
	4	0.076	0.060	0.78
	5	1.064	1.400	1.31
	8	0.031	0.029	0.93

Tableau 5.8 Résultats de la validation de URBHYD sur le bassin de Miljakovac. Valeurs du coefficient de stockage calculées avec l'intensité moyenne sur 5 minutes.

On peut constater que la validation est satisfaisante. L'annexe 29 montre des comparaisons entre hydrogrammes observés et simulés avec les valeurs moyennes.

### 3.2.4 Remarques finales

A la vue des résultats obtenus, nous sommes en mesure d'établir les conclusions suivantes:

a) Pour les bassins à forme complexe et en particulier caractérisés par deux branches dont les contributions au ruissellement confluent à l'exutoire du bassin, la relation par défaut  $A = 1.5L^2$ , (A surface et L longueur du bassin), n'est pas applicable. Le tableau ci-dessous compare les valeurs de la longueur à défaut avec celles obtenues après calibration pour les deux bassins en question.

Bassin	Longueur à défaut m	Longueur calibrée m	$C = A/L^2$
Munkerisparken A = 6.44 ha	207	100	6.44
Miljakovac Sous-bassin A A = 7.14 ha	218	218	1.5
Surface totale A = 25.4 ha	411	200	6.35

Tableau 5.9 Comparaison des longueurs à défaut et des valeurs calées, après application de URBHYD sur des bassins complexes.

On peut constater que les valeurs ~~calées~~ sont inférieures aux longueurs proposées par l'équation  $A = 1.5L^2$ . Pour les deux bassins, le coefficient reliant la surface et la longueur est constant. La valeur recommandée tourne autour de 6, au lieu de 1.5.

Il est nécessaire de vérifier pour d'autres bassins, la valeur de ce coefficient. Pour l'instant, nous sommes en mesure d'établir les recommandations suivantes:

- Pour le bassin de Munkerisparken, la longueur calée correspond à la valeur mesurée pour les conditions d'écoulement de surface, tel qu'indiqué à l'annexe 26.
- Pour le bassin de Miljakovac (surface totale), la longueur calée est proche de la valeur à défaut obtenue pour le sous-bassin A. Dans ces conditions, nous suggérons d'appliquer à la surface totale, la longueur du sous-bassin A.

### 3.3 Analyse de la contribution des parties perméables.

#### 3.3.1 Présentation du bassin étudié.

Le bassin de King's Creek (Maksimovic et Radojkovic, 1986) a été choisi pour l'analyse de la contribution des

parties perméables. Les données relatives à ce bassin sont décrites en détail à l'annexe 30. Le réseau d'assainissement est constitué par un collecteur central qui ramasse les contributions au ruissellement de chaque côté du bassin jusqu'à l'exutoire (annexe 30). Le tableau 5.10 montre les caractéristiques essentielles du bassin de King's Creek.

Situation		:	Florida U.S.A.
Surface	ha	:	5.95
Imperméabilité	%	:	49.0
Pente moyenne	%	:	0.70
Nombre d'événements		:	5
Variation pluie totale	mm	:	10.7 < P < 57.10
Variation coefficients de ruissellement	%	:	37.6 < Cr < 79.9
Type de sol		:	D.

Tableau 5.10 Caractéristiques essentielles du bassin King's Creek.

### 3.3.2 Considérations préliminaires

Le modèle URBHYD inclut un deuxième réservoir en parallèle pour le calcul de la contribution des parties perméables. Les pertes par infiltration sont obtenues avec l'équation de Horton. Le coefficient de stockage de ce réservoir est donné par l'équation de Pedersen. Les valeurs à défaut correspondantes sont indiquées au tableau 4.1 (cf. chapitre 4). Ces valeurs sont identiques à celles proposées par le modèle SWMM.

### 3.3.2.1 Pertes par infiltration: Équation de Horton.

L'équation de Horton a déjà été introduite dans le chapitre 2 de cet exposé. Rappelons sa forme:

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (2.4)$$

ou  $f_t$  = taux d'infiltration au temps  $t$

$f_c$  = taux final d'infiltration

$f_0$  = taux initial d'infiltration

$k$  = facteur de croissance.

Les valeurs de  $f_0$ ,  $f_c$  et  $k$  sont normalement tabulées en fonction des différents types de sol. L'équation 2.4 ne dépend donc pas des caractéristiques de la pluie.

La figure 5.20 montre la courbe d'infiltration de Horton en fonction du temps, avec les valeurs à défaut du tableau 4.1 (ie:  $f_0 = 76.2$  mm/h,  $f_c = 13.2$  mm/h,  $k = 4.14$  1/h). Nous avons aussi représenté les courbes avec les valeurs de  $f_0$ ,  $f_c$  et  $k$  proposées dans la littérature en fonction du type de sol (Musgrave, 1955; Terstriep et Ställ, 1974). L'inspection de la figure 5.20 nous permet de formuler les remarques suivantes:

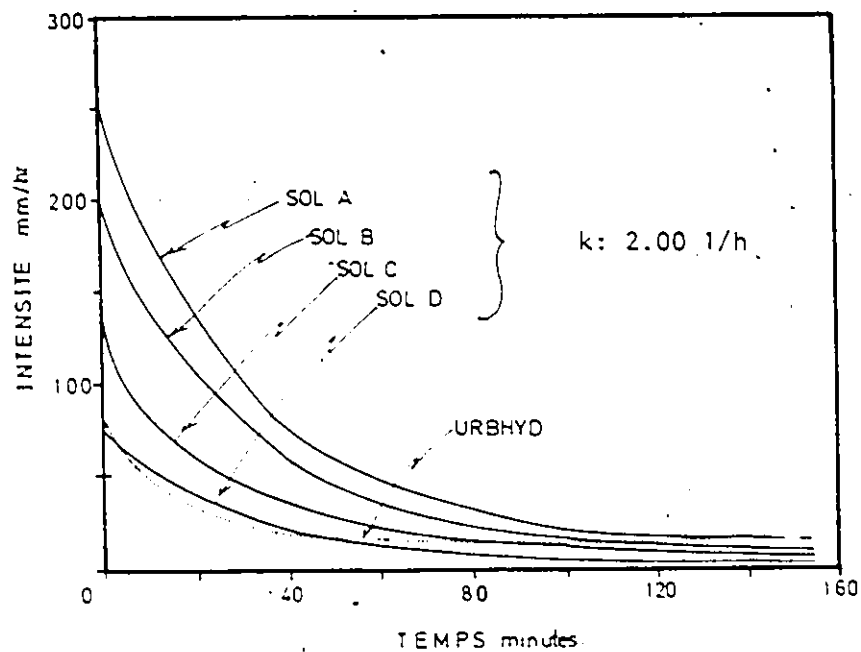


Fig. 5.20 Variation de la vitesse d'infiltration en fonction du temps, proposée par l'équation de Horton. Comparaison des paramètres à défaut de URBHYD avec les valeurs proposées dans la littérature.

a) Toutes les courbes d'infiltration partent d'une valeur initiale  $f_0$ , pour tendre dans le temps vers une capacité limite d'infiltration  $f_c$ .

b) Les courbes d'infiltration en fonction des types de sol convergent plus lentement vers le taux d'infiltration final, que la courbe proposée par les paramètres à défaut de URBHYD. Ceci montre l'effet du paramètre  $k$ . Avec des

valeurs de  $k$  élevées, la courbe d'infiltration tend plus rapidement vers la capacité finale d'infiltration. Avec  $k=4.14$ , le taux final d'infiltration est atteint après 60 minutes, tandis qu'avec  $k=2.00$ , cette valeur limite n'est atteinte qu'après 120 minutes, et ceci quelque soient les valeurs de  $f_0$  et  $f_c$  (fig. 5.20). Avec une valeur de  $k$  élevée, on est en mesure de générer plus de volume de ruissellement dans les débuts de l'averse.

c) Par rapport aux courbes d'infiltration proposées dans la littérature, les paramètres à défaut de URBHYD présentent un comportement différent. La valeur initiale  $f_0: 76.2$  mm/hr correspond à un sol type D à faible potentiel d'infiltration tandis que la capacité finale  $f_c: 134$  mm/h, correspond à un sol type A à potentiel d'infiltration élevé. Par rapport à la variation du taux d'infiltration proposée pour un sol type D, la courbe calculée avec les paramètres à défaut dans le modèle URBHYD, génère à peu près le même volume de ruissellement au début de l'averse. Par contre et dans le cas d'averses de longue durée, la courbe proposée pour le sol D génèrera un plus grand volume en raison de sa capacité finale d'infiltration inférieure.

Une autre particularité de l'équation de Horton, se situe au niveau du fait qu'elle n'est satisfaite que quand

L'intensité de la pluie est supérieure au taux d'infiltration.

Si au début de l'averse l'intensité de la pluie est inférieure au taux d'infiltration, il faut faire une translation de la courbe d'infiltration, tel que montré à la figure 5.21. Le temps de décalage est donné par l'instant où la précipitation cumulée dépasse le potentiel d'infiltration cumulée donné par l'intégrale de l'équation 2.4 par rapport au temps. La capacité initiale d'infiltration est ainsi réduite.

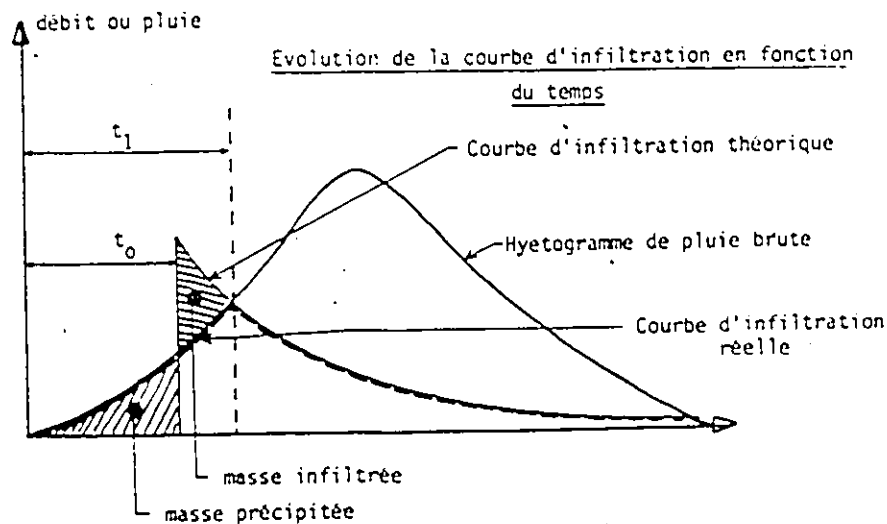


Fig. 5.21 Application de l'équation de Horton quand l'intensité de la pluie est inférieure au taux d'infiltration.

### 3.3.2.2 La fonction de transfert.

L'hydrogramme unitaire du réservoir qui simule la contribution des parties perméables, présente les mêmes caractéristiques que celui de la zone imperméable. La seule différence se situe au niveau de la valeur du coefficient de Manning dans l'équation du coefficient de stockage, qui de 0.013 passe à 0.250. Les critères reliés à la fonction de transfert ont déjà été discutés dans le début de ce chapitre.

La figure 5.22 montre les variations du débit de pointe des hydrogrammes unitaires pour les zones perméables et imperméables en fonction de l'intensité maximum de la pluie. Les coefficients de stockage ont été calculés avec les valeurs à défaut\* (cf. chapitre 4, tableau 4.1). Le pas de temps est 2 minutes.

---

\* paramètres relatifs au bassin de King's Creek.

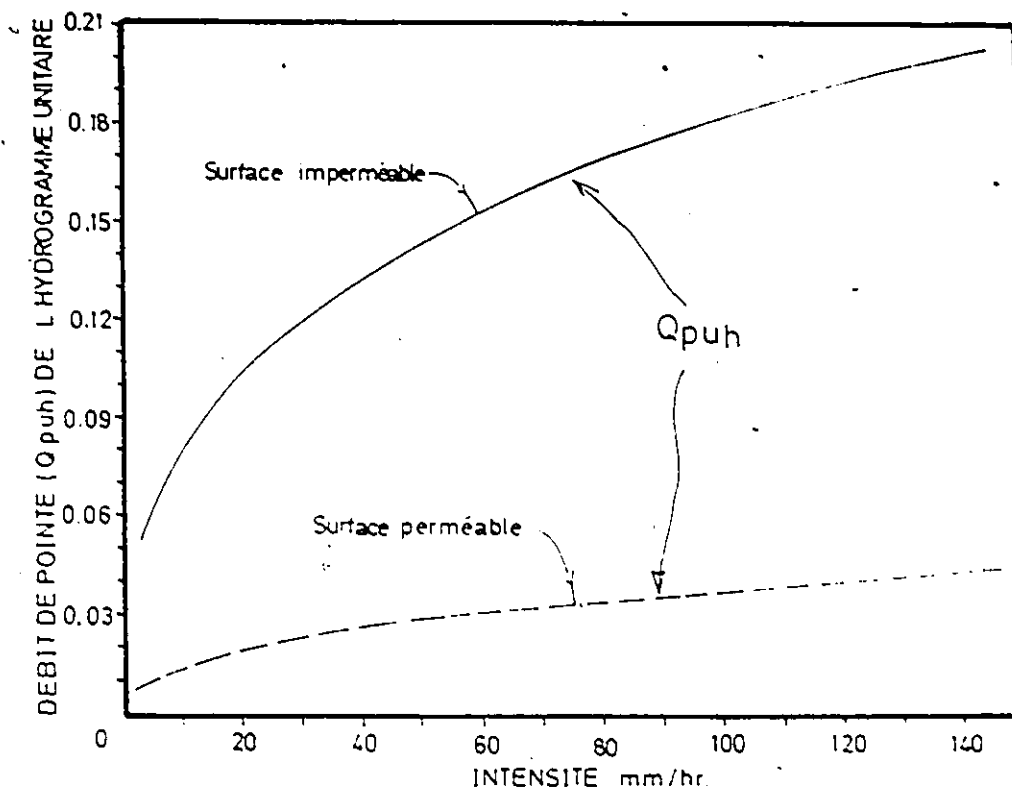


Fig. 5.22 Variations des débits de pointe de l'hydrogramme unitaire ( $Q_{puh}$ ) pour les zones perméables et imperméables en fonction de l'intensité de la pluie. Coefficients de stockage calculés avec les valeurs à défaut. Pas de temps = 2 minutes. Bassin de King's Creek. Longueur à défaut: 200 m .

On peut constater que les différences entre le débit de pointe  $Q_{puh}$  pour la zone imperméable et celui pour la zone perméable, s'accroissent au fur et à mesure que l'intensité de la pluie augmente. La figure 5.22 montre que les variations de  $Q_{puh}$  pour la zone perméable, sont moins prononcées que celles de son homologue pour la zone imperméable. La figure

5.23 montre les hydrogrammes unitaires pour les zones imperméables et perméables pour 3 averses (n° 5, 4, 1) sur le bassin de King's Creek, et ceci à partir de la figure 5.22.

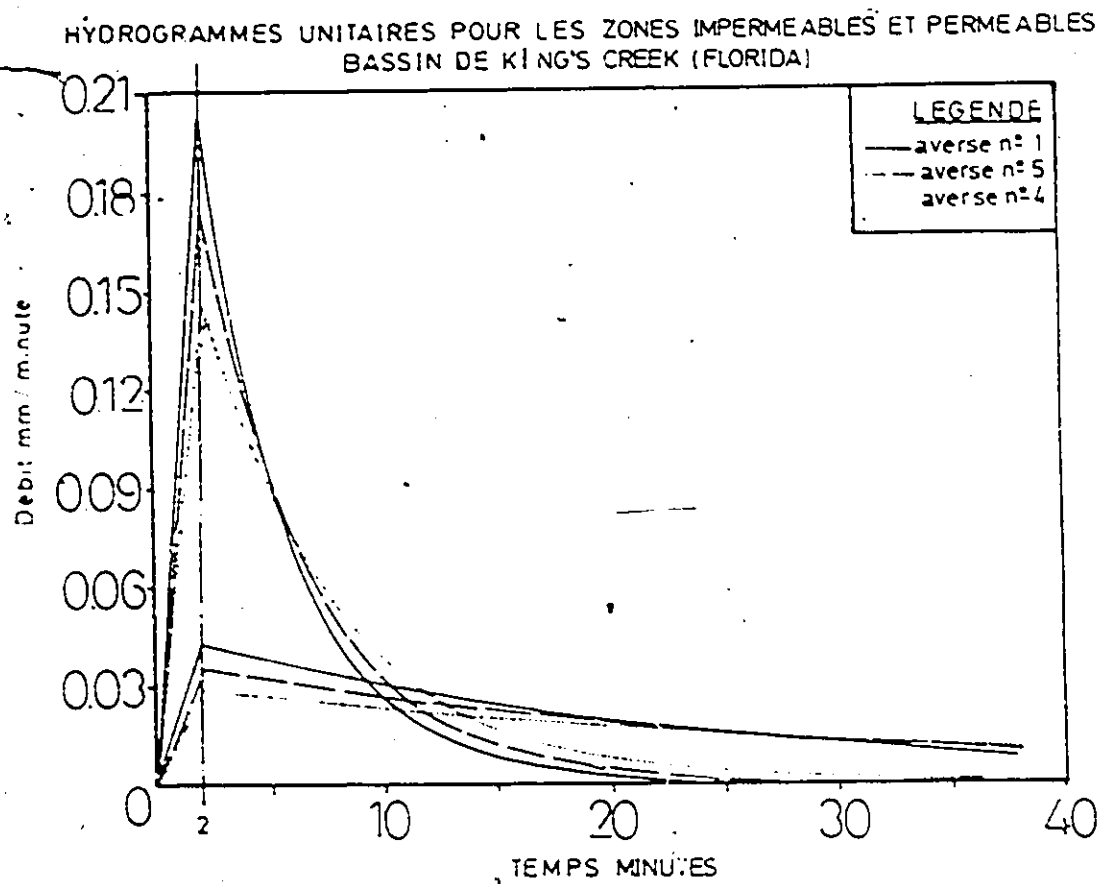


Fig. 5.23 Hydrogrammes unitaires pour les surfaces imperméables et perméables, obtenues pour 3 averses sur le bassin de Kings's Creek.

Le pas de temps est 2 minutes. Les intensités maximum des averses 5, 4 et 1 sont 90.1, 53.22 et 144.6 mm/h respectivement. L'inspection de la figure 5.23 nous permet de tirer les conclusions suivantes:

- a) Les caractéristiques des hydrogrammes unitaires pour la partie imperméable varient de façon significative avec l'intensité de la pluie. Ceci n'est pas le cas pour les hydrogrammes unitaires de la zone perméable, dont les caractéristiques restent pratiquement constantes d'une averse à l'autre.
- b) Les débits de pointe  $Q_{puh}$  de la zone imperméable sont nettement supérieurs à ceux de la zone perméable. Nous tenons à rappeler que les coefficients de stockage dans la zone perméable ont été calculés avec les intensités maximum de la pluie totale. En réalité, ces valeurs sont réduites après application de l'équation de Horton pour le calcul des pertes par infiltration. Les débits de pointe de l'hydrogramme unitaire seront donc plus petits.

Ces résultats semblent indiquer que l'importance de la contribution des zones perméables dans le modèle URBHYD se situe surtout au niveau du volume de ruissellement. De son côté, la zone imperméable détermine plutôt le temps de réponse et les parties ascendantes des hydrogrammes.

### 3.3.3 Méthodologie

La méthodologie suivie pour l'analyse de la contribution des parties perméables est relativement simple. Le modèle URBHYD a été appliqué avec les valeurs à défaut (cf. chapitre 4, tableau 4.1). Les résultats ont été analysés avec une attention particulière sur les volumes de ruissellement simulés.

### 3.3.4 Résultats et discussion

Le tableau 5.11 montre les résultats obtenus pour les 5 averses en appliquant le modèle URBHYD avec les valeurs à défaut. On peut constater que les coefficients de ruissellement sont, en général bien simulés, exception faite de l'averse n° 4. Excepté pour l'averse n° 3 les temps de montée sont aussi simulés adéquatement. Pour 3 des averses les débits de pointe sont parfaitement reproduits. L'annexe 31 montre des comparaisons entre les hydrogrammes observés et simulés avec les valeurs à défaut. Le pas de temps est 2 minutes..

L'inspection de ces résultats montre que les réponses initiales de tous les hydrogrammes observés sont bien simulées avec le modèle URBHYD (environ 1 heure après le

Événement n°	H mm	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Tpobs h	Crobs	Qpsim m <sup>3</sup> /s	Tpsim h	Crsim	Qpsim	Tpsim	Crsim
								Qpobs	Tpobs	Crobs
5	10.77	0.391	0.138	0.3763	0.361	0.133	0.37	0.92	0.96	0.98
2	57.58	0.752	1.24	0.681	0.523	1.167	0.57	0.69	0.94	0.83
3	47.30	0.493	0.43	0.623	0.583	0.30	0.51	1.18	0.69	0.81
4	57.10	0.440	2.91	0.799	0.271	2.733	0.46	0.61	0.93	0.57
1	29.95	0.894	0.27	0.551	0.977	0.20	0.58	1.09	0.74	1.052

Légende      H: Pluie totale      Qpsim: Débit de pointe simulé  
 Qpobs: Débit de pointe observé      Tpsim: Temps de montée simulé  
 Tpobs: Temps de montée observé      Crsim: Coefficient de ruisselle-  
 Crobs: Coefficient de ruisselle-      ment simulé  
 observé

Tableau 5.11 Résultats du modèle URBHYD. Valeurs à défaut. Pas de temps 2 min.  
 Bassin de King's Creek.

Événement n°	Qpobs m <sup>3</sup> /s	Qpsim m <sup>3</sup> /s	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$	Tpobs h	Tpsim h	$\frac{Tpsim}{Tpobs}$	Crobs	Crsim	$\frac{Crsim}{Crobs}$
5	0.391	0.354	0.90	0.138	0.133	0.96	0.376	0.37	0.98
2	0.752	0.62	0.82	1.24	1.167	0.94	0.68	0.70	1.03
3	0.493	0.583	1.18	0.43	0.30	0.69	0.623	0.59	0.94
4	0.440	0.385	0.87	2.91	2.733	0.93	0.79	0.67	0.84
1	0.894	0.976	1.09	0.27	0.20	0.74	0.55	0.61	1.10

Note: Pour la légende, se référer au tableau 5.11

Tableau 5.12 Résultats de la validation du modèle URBHYD. Bassin de King's Creek  
 (fc: 3 mm/h et intensités maximum sur 5 minutes)

début de l'averse). Ceci indique que la contribution de la partie imperméable est simulée correctement et que les paramètres  $f_0$  et  $k$  de l'équation de Horton sont adéquats. Cependant pour certaines de ces averses (annexes 31.1, 31.3 et 31.4) le modèle URBHYD présente des difficultés à simuler les volumes de ruissellement pour des averses plus longues.

La figure 5.24 montre le hyétogramme de pluie totale pour l'averse n° 4. Les courbes d'infiltration de Horton sont aussi représentées, et ceci pour  $f_c=13.2$  et  $f_c=3$  mm/h. L'inspection de la figure 5.24 nous permet de comprendre la raison pour laquelle URBHYD ne peut pas simuler le ruissellement provoqué par les averses longues. Après environ 100 minutes, la capacité d'infiltration est donnée uniquement par  $f_c$ . Or l'annexe 31.3 montre que cette valeur est trop élevée. En réduisant  $f_c$  (fig. 5.24), on est en mesure de générer plus de ruissellement dans les dernières parties de l'averse. La valeur de  $f_c=3$ mm/h semble plus adéquate et correspond mieux aux valeurs proposées dans la littérature.

Le fait de réduire la valeur de  $f_c$ , ne signifie pas que nous générerons plus de ruissellement pour toutes les autres averses. La figure 5.25 montre le hyétogramme de pluie totale pour l'averse n° 5. Il s'agit d'une averse courte (20 minutes). On peut constater que cette réduction de  $f_c$  n'aura pas d'effets significatifs sur le volume de ruissellement.

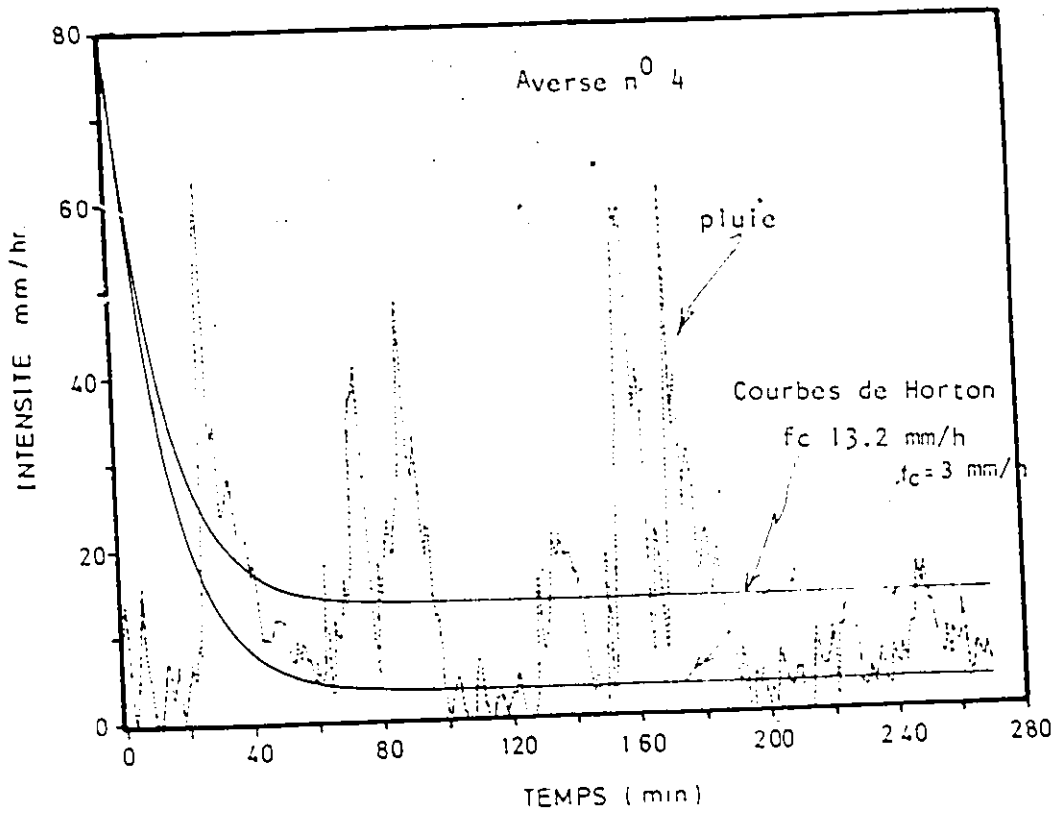


Fig. 5.24 Hyetogramme de pluie totale pour l'averse n° 4 et courbes d'infiltration de Horton avec  $f_0 = 76.2$ ,  $k = 4.14$  et deux valeurs de  $f_c$ : 13.2 et 3 mm/h.

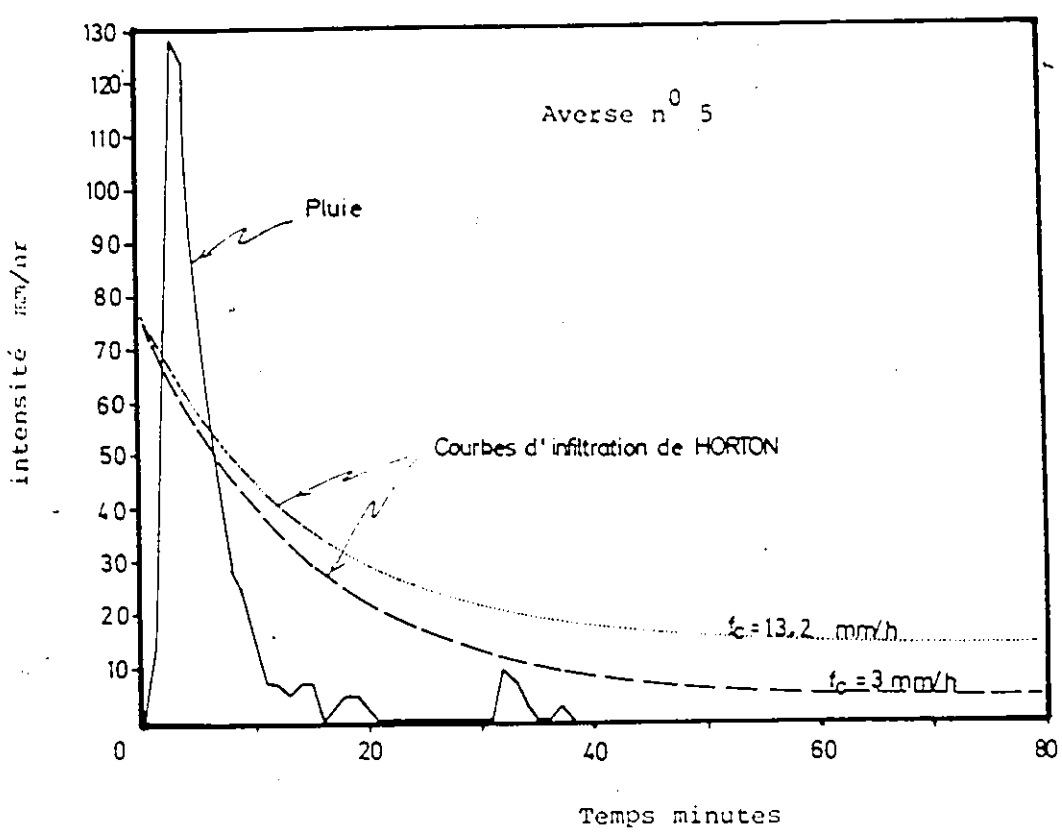


Fig. 5.25 Hyétogramme de pluie totale pour l'averse n° 5 et courbes d'infiltration de Horton avec  $f_0 = 76.2$ ,  $k = 4.14$  et deux valeurs de  $f_c$ : 13.2 et 3 mm/h.

Dans une deuxième série d'essais, nous avons adopté la valeur de  $f_c = 3$  mm/h. En fonction des considérations sur le pas de temps émises dans les paragraphes précédents, nous avons retenu l'intensité maximum sur 5 minutes pour le calcul du coefficient de stockage. Les résultats sont montrés au tableau 5.12.

Par rapport au tableau 5.11, les résultats se sont améliorés. L'annexe 32 montre des comparaisons d'hydrogrammes observés et simulés dans la phase de validation pour les averses 4 et 3 respectivement.

#### 4. Conclusions

Les résultats des essais de comparaison obtenus avec le modèle URBHYD nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

- a) Pour tous les bassins étudiés, le modèle URBHYD a montré de bonnes aptitudes à simuler les hydrogrammes observés.
- b) La mise en oeuvre du modèle est relativement simple, et de bons résultats peuvent être obtenus avec un effort minimum de calibration.

c) Pour éviter des réponses immédiates aux impulsions de pluie et pour simuler l'effet de "lag", le quotient  $\Delta t/k$  doit être inférieur à 1.0.

d) Pour les bassins à grande surface, la calibration du coefficient de stockage suffit, pour obtenir une bonne reproduction des hydrogrammes. Les résultats obtenus pour le bassin Seine Saint-Denis (250 ha) prouvent que le fait que le temps de montée de l'hydrogramme unitaire soit égal au pas de temps de la pluie, ne constitue pas un inconvénient majeur. L'inclusion du temps de montée de l'hydrogramme unitaire comme un paramètre supplémentaire ne semble pas nécessaire.

e) Les résultats obtenus prouvent de façon générale la validité des paramètres à défaut pour le calcul du coefficient de stockage. L'utilisation de ces valeurs est cependant sujette à quelques restrictions.

f) Pour les bassins à grande surface, l'intensité maximum de la pluie dans l'expression du coefficient de stockage doit être choisie sur une durée caractéristique. Pour le bassin Seine Saint-Denis, nous avons trouvé que celle-ci devrait être égale à 20 minutes. Pour les surfaces plus petites de bons résultats ont été obtenus avec une durée

caractéristique égale à 5 minutes (surfaces < 25 ha). Il est cependant nécessaire de vérifier ce nouveau concept sur d'autres bassins, en particulier avec des surfaces comprises entre 25 et 200 ha.

g) Pour les bassins à forme complexe et en particulier caractérisés par deux collecteurs dont les contributions au ruissellement confluent à l'exutoire du bassin, la relation par défaut  $A = 1.5L^2$  ne doit pas être utilisée. Les résultats pour les bassins de Miljakovac et Munkerisparken montrent que le coefficient 1.5 devrait être remplacé par 6. Encore une fois, il est nécessaire de vérifier ces résultats sur d'autres bassins à caractéristiques semblables.

## CHAPITRE VI

CONSIDERATIONS SUR LA STRUCTURE D'UN MODELE POUR MICRO-ORDINATEUR. AMELIORATION DE LA STRUCTURE DU MODELE OTTHYMO. PRESENTATION DE OTTHYMO-LOTUS.

1. Introduction

Tout au long de cet exposé, nous avons souligné l'importance des essais de comparaison avec des averses observées dans le but de définir des limites ou des recommandations quant à l'applicabilité d'un modèle en particulier.

Dans cette partie de l'exposé, on va plutôt s'intéresser à la structure informatique des modèles hydrologiques. Avec l'avènement du micro-ordinateur des concepts comme les capacités graphiques ou la gestion des données peuvent facilement être raccordés avec l'utilisation des modèles hydrologiques. Depuis quelques années, la liste de conférences, séminaires et articles rapportant des applications du micro-ordinateur dans cette direction est interminable (Mirza, 1986; Torno, 1985). Les nouveaux modèles pour micro-ordinateur vont de versions simplifiées à utilisation conversationnelle avec capacités graphiques intégrées, jusqu'à transcriptions plus ou moins intégrales de

modèles développés à l'origine pour un ordinateur "main-frame". Tous ces modèles présentent certainement des avantages et des inconvénients.

Le modèle OTTHYMO, développé à l'origine pour un ordinateur mainframe, a lui aussi été transcrit intégralement sur micro-ordinateur: PC OTTHYMO (Wisner et Lam, 1983). Les principes de fonctionnement, de création des fichiers de données, et de manipulation des résultats sont identiques à ceux de son parent. Héritier de l'environnement informatique des années 70, OTTHYMO et par extension PC OTTHYMO n'incorpore aucun des avantages reliés aux capacités graphiques ou à la gestion des données. La structure du modèle, inspiré du modèle HYMO, est loin de représenter l'efficacité.

Plus récemment, OTTHYMO a aussi inspiré le développement de versions simplifiées et conversationnelles: SIMHYD (Wisner et al, 1986a) et OTTHYMO-BASIC (Wisner et al, 1986c).

Cette partie de l'exposé propose donc des améliorations de la structure informatique du modèle PC OTTHYMO. Il s'agit d'intégrer ce modèle dans l'environnement plus moderne créé par le micro-ordinateur. Les résultats de ces

améliorations aboutirent à un nouveau modèle, que nous avons baptisé OTTHYMO-LOTUS. La première partie de ce chapitre parcourt quelques concepts essentiels à considérer dans la phase de développement d'un modèle pour micro-ordinateur. Par la suite, nous discuterons les limites du modèle PC OTTHYMO d'un point de vue informatique. Dans cette discussion, nous avons aussi inclus les versions conversationnelles du modèle, ainsi que d'autres programmes disponibles sur le marché.

Dans l'analyse critique, deux aspects essentiels ont retenu notre attention:

- a) Gestion des données: Il s'agit de vérifier la facilité avec laquelle l'utilisateur est en mesure d'entrer les données et de manipuler les résultats;
- b) Fonctionnement du modèle: Il s'agit d'évaluer le degré d'efficacité dans le processus de simulation.

Les conclusions de cette analyse seront appliquées au développement du modèle OTTHYMO-LOTUS. Une description sommaire de celui-ci viendra compléter ce chapitre.

## 2. Principes de développement des modèles pour micro-ordinateur

Dans la phase de développement de tout modèle, l'aspect recherche théorique est essentiel. Les concepts théoriques inclus dans le modèle doivent être vérifiés de façon à établir des recommandations quant aux choix des différents paramètres. Avec l'avènement du micro-ordinateur, l'aspect structure prend de l'importance. L'architecture générale d'un modèle est définie par les critères suivants:

a) flexibilité: un modèle pour micro-ordinateur doit permettre à l'utilisateur de:

- comparer différentes alternatives de projet;
- changer les paramètres pour des besoins de calibration ou pour effectuer des analyses de sensibilité;
- faire des simulations rapides avec des critères pré-établis et des paramètres par défaut recommandés par des manuels ou des instructions techniques.

Le modèle joue un rôle didactique au sens où il contribue à une meilleure compréhension des phénomènes hydrologiques. Il constitue aussi un outil pratique, car son utilisation est possible sous le principe "black box" avec des valeurs à défaut.

b) Transparence (userfriendly): un dialogue conversationnel est nécessaire entre le modèle et l'utilisateur. Les différentes options du modèle doivent s'enchaîner à l'aide de menus.

c) Gestion des données: le modèle doit permettre une manipulation rapide de toutes les données;

d) Capacités graphiques: elles sont indispensables pour la génération, la révision et la gestion des données d'entrée et de sortie.

Nous tenons à souligner encore une fois, que la composante structure est aussi importante que celle de la recherche. Certains modèles, cependant, semblent donner plus d'importance à la première composante. Citons à titre d'exemple, le modèle hydrologique développé à l'Université du Maryland (Ragan, 1985). Les données relatives à l'occupation et type des sols proviennent directement de LANDSAT. Les caractéristiques des bassins peuvent être modifiées avec une table à digitaliser. Malgré la complexité de ce modèle, les pertes par infiltration sont obtenues moyennant l'équation du SCS (cf. chapitre 2) avec un CN moyen et global. La transformation de la pluie en ruissellement est calculée avec l'hydrogramme unitaire SCS. Or nous avons montré, au chapitre 1, les erreurs potentielles associées avec ce type de méthodologie.

### 3. Limites du modèle PC OTTHYMO

#### 3.1 Gestion des données

Un des inconvénients associés à l'utilisation de ce modèle se situe au niveau de la création des fichiers de données. La figure 6.1 montre un exemple typique de fichier avec les données d'entrée pour le modèle PC OTTHYMO. En élaborant un fichier de ce type, il est facile de faire des erreurs. Il n'est certainement pas question d'avoir rapidement accès à une donnée en particulier. Pour créer un fichier semblable à celui de la figure 6.1, l'utilisateur doit consulter constamment le manuel du modèle pour vérifier la signification de chaque commande ainsi que l'ordre dans lequel les paramètres doivent être spécifiés.

```

.....
* OTTHYMO (VERSION 1.0)
* 5 YEAR CHICAGO DESIGN STC=
* 5 - MIN
* METRIC UNIT (TEMPERATURE)
.....
START          RAINFALL BEGINS AT OLD MFL
* AFTER 1 HYDROGRAPH AT 4
*
* COMPUTE NADRID      10*1 HYD*100 DT*0.0333  BP 21*96.37  54
*                   AD*0.0  20*0.0
*                   CA*0.5  11*1.5  11  5*4.0  TP*0.0  BP 21*96
*                   RAINFALL HYDROGRAPH (CM/HR)
*                   3.302  3.302  3.556  3.556  4.064  4.064
*                   4.572  4.572  5.282  5.282  7.112  7.112
*                   10.146  10.146  11.59  11.59  112.266  112.266
*                   17.066  17.066  15.746  15.746  11.43  11.43
*                   5.744  5.144  7.62  7.62  6.604  6.604
*                   5.242  5.242  5.334  5.334  4.826  4.826
*                   4.572  4.572  4.316  4.316  4.064  4.064
*                   3.302  3.302  3.556  3.556  3.302  3.302
*
* 4 - B POURING
*
* COMPUTE RATING CORRECTION 75*10  200*0  11*11*274.31  11  21*96.37*0.0
*                   CH*10*0.015  FF*10*0.015  5*1.03  DIST*42.17
*                   MA*1.01  DIST*47.16*1  MA*0.03  DIST*76.01
*                   DIST  ELEV  DIST  ELEV  DIST  ELEV  DIST  ELEV
*                   0  180.40  25.30  177.35  41.67  275.07  44.20  274.3100
*                   47.14  275.07  57.40  277.35  76.81  260.40
* COMPUTE TRAVEL TIME  10*0  24*0*10  475*1  1*152*4.00  11  SLP*0.11
* ROUTE              10*0  HYD*100  10*1  DT*0.0333  BP

```

Fig. 6.1 Exemple typique de fichier avec les données d'entrée pour le modèle PC OTTHYMO.

La plupart des modèles résultant de transcriptions intégrales de l'ordinateur "mainframe", présentent des problèmes semblables. La figure 6.2 montre une proposition d'entrée de données interactive, pour une version sur micro-ordinateur du modèle SWMM, développée par James et Robinson (1985).

```

E3. ENTER SWMM BLOCK TO BE CALLED      ...
    RUNOFF
    SWMM RUNOFF BLOCK REQUESTED
    ENTRY MADE TO SWMM RUNOFF BLOCK INPUT

R1. ENTER FIRST TITLE CARD (DATA GROUP A1) ...
    A1SFWMD REPORT EXAMPLE

R2. ENTER SECOND TITLE CARD (DATA GROUP A1) ...
    A1RUNOFF MODULE

R3. ENTER FIRST CONTROL CARD (DATA GROUP B1) ...
    B10,0,0,1,0,0,0,12,0,1,7,85,0,0,0

R4. ENTER SECOND CONTROL CARD (DATA GROUP B2) ...
    B260,60,30,0,0,0
  
```

Fig. 6.2 Mode d'entrée des données interactive pour une version du modèle SWMM sur micro-ordinateur (James et Robinson, 1985).

Cette proposition est sans doute une amélioration dans le sens qu'il ne faut plus se préoccuper du format des données. Cependant ce mode d'entrée des données est loin de l'efficacité. Il faut savoir à priori le type et l'ordre des paramètres à indiquer dans chaque rangée. Les modifications éventuelles d'un fichier doivent se faire à l'aide d'un éditeur conventionnel.

A la fin de la simulation, PC OTTHYMO génère un fichier avec les résultats. Aucune capacité graphique est intégrée pour la révision ou l'interprétation des données de sortie. Les résultats sont imprimés sous un format avec lequel il est difficile d'identifier rapidement les résultats plus significatifs.

### 3.2 Architecture générale

Un autre inconvénient associé à l'utilisation de PC OTTHYMO se situe au niveau de la schématisation requise. En effet, les hydrogrammes calculés ou injectés ne sont pas associés à un noeud en particulier. Ils portent au contraire, un numéro d'identification (ID number) qui peut varier uniquement de 1 à 6. Les schématisations des bassins avec un grand nombre de sous-bassins, peuvent devenir extrêmement complexes, car la numérotation des noeuds ne corres-

pond pas à l'identification des hydrogrammes. La limite de 6 numéros d'identification, oblige l'utilisateur à prêter une attention particulière quand il s'agit d'identifier un hydrogramme avec un numéro déjà défini. Rappelons que si une telle situation se produit, l'hydrogramme calculé au préalable est perdu.

#### 4. Analyse critique des versions simplifiées

C'est dans ce groupe que l'on retrouve aujourd'hui le plus grand nombre de nouveaux développements. Des caractéristiques communes à la plupart des modèles inclus dans cette catégorie sont l'utilisation conversationnelle et l'intégration des capacités graphiques. L'inspection de ces modèles montre que la plupart d'entre eux se dirigent vers une tendance inquiétante.

En effet, ces modèles se caractérisent par des structures rigides, réduisant de façon drastique le nombre de paramètres et incluant des relations empiriques que l'utilisateur ne peut pas modifier. Le modèle HYDROS (Debo, 1985) est un exemple de cette tendance. Un autre aspect également inquiétant est le fait que beaucoup de ces modèles travaillent avec des simplifications théoriques qui n'ont

pas été vérifiées. Ces modèles sont en contradiction avec l'essence même de la modélisation. Par rapport aux techniques traditionnelles, un des avantages principaux reliés à l'utilisation des modèles est la possibilité de caler les paramètres pour satisfaire les besoins d'une situation en particulier. Le modèle OTTHYMO-BASIC se caractérise par une structure plus flexible. Les valeurs à défaut sont stockées dans des fichiers. L'utilisateur peut les modifier facilement. Les méthodes de calcul sont identiques ou compatibles avec celles incluses dans le modèle OTTHYMO. Celui-ci a été vérifié par comparaison avec des mesures et avec des modèles plus complexes (Consuegra et Wisner, 1986).

En général le fonctionnement de ces versions simplifiées n'est pas synonyme d'efficacité!

Le modèle HYMO-BASIC (Kouwen, 1984) propose une structure dans laquelle les différents programmes ne sont pas reliés avec un menu principal. A chaque fois que l'utilisateur veut simuler un phénomène hydrologique en particulier, il faut rappeler le programme correspondant et indiquer les fichiers avec les données nécessaires. Dans un programme de ce genre, on ne peut certainement pas reconnaître ni un fonctionnement efficace ni une gestion des données, performante. D'autres auteurs (Chocat, 1984a;

Croley, 1977) ont aussi proposé des sous-modèles séparés, chacun correspondant à un phénomène hydrologique en particulier. L'utilisation de ces modèles est adéquate pour l'étude d'un phénomène en particulier, mais ne donne toutefois pas, la possibilité d'étudier un bassin complet.

La structure de SIMHYD et de CEDRE (Chocat, 1984b) est composée d'un ensemble de programmes interconnectés dont l'enchaînement peut être séquentiel ou alternatif. Séquentiel si plusieurs programmes doivent être utilisés successivement pour obtenir le résultat recherché. Alternatif si l'utilisateur a le choix entre plusieurs programmes pour obtenir le même type de résultats. Dans tous les cas, c'est l'utilisateur qui choisit la démarche d'étude qui lui paraît la mieux adaptée en sélectionnant à chaque étape, et de façon conversationnelle, le programme et les données qu'il souhaite traiter.

La figure 6.3 montre le menu principal du modèle SIMHYD.

```

SIMHYD

1) DES.STORM:> CHIC.STORM
               > MASS.STORM
               > USER.INPUT
               > DISK.INPUT

2) DES.HYDRO:> NASH.UNHYD
              > SYNT.UNHYD
              > SCS.LOSS
              > CONV.UNHYD

3) ROUTING  :> RES.ROUT
              > MUSK.CONV.ROUT

E)NTER NEW DATA ..
C)LEAR ALL DATA ..
P)RINT HEADING/COMMENTS ON PRINTER
Q)UIT !
<SELECT>:
IF PROGRAM INTERRUPTED TYPE 'GOTO 180'
I HAVE: STORM UN-HYD EXCESS DES-HYD
         N      N      N      N

```

Fig. 6.3 Menu principal du modèle SIMHYD.

Le fonctionnement des modèles CEDRE et SIMHYD est soumis aux avantages et désavantages d'une utilisation conversationnelle. Se juxtapose la flexibilité et la souplesse dans la démarche de simulation avec la lourdeur

et le caractère répétitif associés aux études incluant un grand nombre de sous-bassins. En effet, les noeuds doivent être simulés les uns auprès les autres manuellement. Pour chaque noeud il faut calculer séparément les différentes contributions, les additionner, pour ensuite acheminer l'hydrogramme total vers l'aval. Dans ce processus l'interaction avec l'utilisateur est constante.

Le modèle OTTHYMO-BASIC représente, de ce point de vue, une amélioration. En effet, une des particularités les plus élégantes de ce modèle est sa capacité à additionner de façon automatique à chaque noeud les diverses contributions de ruissellement, ainsi que les hydrogrammes d'acheminement en provenance de l'amont. Les simulations se font de l'amont vers l'aval. Il reste, cependant, que le passage d'une jonction à une autre continue à se faire de façon interactive. A chaque noeud, l'utilisateur indique les jonctions en amont et en aval. La figure 6.4 montre un des menus principaux du modèle OTTHYMO-BASIC.

## OTTHYMO-BASIC

---

```

****PRESS <RETURN> KEY AFTER EACH DATA INPUT****
MA = GO BACK MAIN MENU           X = EXIT PROGRAM
H  = ON LINE HELP                 T = START NEW SCREEN
BS = BACK UP ONE INPUT STEP       BP = GO BACK LAST DISPLAY WINDOW

```

---

NOTE: Maximum number of Hydrographs at one junction is THREE (3)

```

** ENTER the JUNCTION NUMBER (1 TO 99999) <CR>= 2
1) How many U/S HYDROGRAPH to be added, def=0 <CR>= 0
2) How many RURAL WATERSHEDS (0-3), def=0 <CR>= 1
3) How many URBAN WATERSHEDS (0-2), def=0 <CR>= 2
4) How many INPUT HYDROGRAPH (0-0), def=0 <CR>= 0
> 5) Want to ROUTE the ADDED HYDROGRAPH ? (Y/N) <CR>= . Y
    Choose from:
    1) Reservoir Routing
    2) Channel/Pipe Routing
    > (1-2), <cr>= 1

```

Fig. 6.4 Exemple de menu dans le modèle OTTHYMO-BASIC.

Dans la plupart de ces versions simplifiées, il est difficile de reconnaître une gestion des données performante. Les différents paramètres sont indiqués au fur et à mesure que le processus de simulation avance. Une fois utilisées, ces valeurs sont perdues ou remplacées par des nouveaux paramètres. Les données ne sont pas stockées dans un fichier en particulier. S'il est nécessaire de répéter la simulation d'un bassin, il faut recommencer depuis le début. Des études avec des modèles de ce genre peuvent

devenir particulièrement pénibles s'il faut comparer plusieurs averses de projet ou vérifier l'importance d'un paramètre sur le résultat global.

Seul le modèle CEDRE présente à notre avis une gestion des données efficace. La figure 6.5 montre le principe de gestion des données du modèle CEDRE. L'inspection de la figure 6.5 indique que les données sont divisées en 3 niveaux.

a) Niveau 1. Au niveau 1, on retrouve un seul fichier appelé FGP. Ce fichier contient une liste de tous les projets que l'utilisateur a en cours de traitement. La figure 6.5a montre le contenu du fichier FGP. Le nombre maximum de projets est limité à 10. Dans cet exemple, il y a seulement un projet en cours d'analyse, il s'agit du projet n° 1, appelé DEMO-PROJECT.

b) Niveau 2. La réponse à l'une des questions montrées à la figure 6.5a, placera automatiquement l'utilisateur au deuxième niveau. Ici se retrouvent les fichiers correspondant à chaque projet. Chaque projet a un fichier qui est à son tour divisé en deux sous-fichiers.

1) Fichier de gestion des fichiers structures, appelé FGSP (N\$), où est enfermée toute l'information concernant les données de structure; à savoir, le nombre de noeuds définis ainsi que leur identification correspondante. La figure 6.5b montre le contenu du fichier FGSP(N\$) où N\$ représente le projet appelé DEMO-PROJECT et où il y a 7 noeuds définis.

2) Fichier de gestion des fichiers hydrogrammes, appelé FGHP (N\$), qui contient tous les résultats générés par les programmes de calcul. En fait il s'agit, soit des hyéto-grammes de pluie de projet, soit des différents hydrogrammes créés après les programmes de ruissellement, de propagation, de sommation, etc... La figure 6.5c montre, pour le projet DEMO-PROJECT, le contenu d'un tel fichier. Au niveau 2, l'utilisateur est en mesure de manipuler les données à sa guise. Il peut effacer, modifier, imprimer ou créer des noeuds, des hyéto-grammes et des hydrogrammes. Les hyéto-grammes et les hydrogrammes peuvent éventuellement être dessinés. Le choix d'un noeud ou hyéto-gramme/hydrogramme en particulier, place l'utilisateur au niveau 3.

c) Niveau 3. On retrouve à ce niveau soit des fichiers structures appelés PR/S, soit des fichiers hyéto-gramme/hydrogramme, PR/H. Les fichiers PR/S contiennent les données de structure correspondant à chaque noeud. La

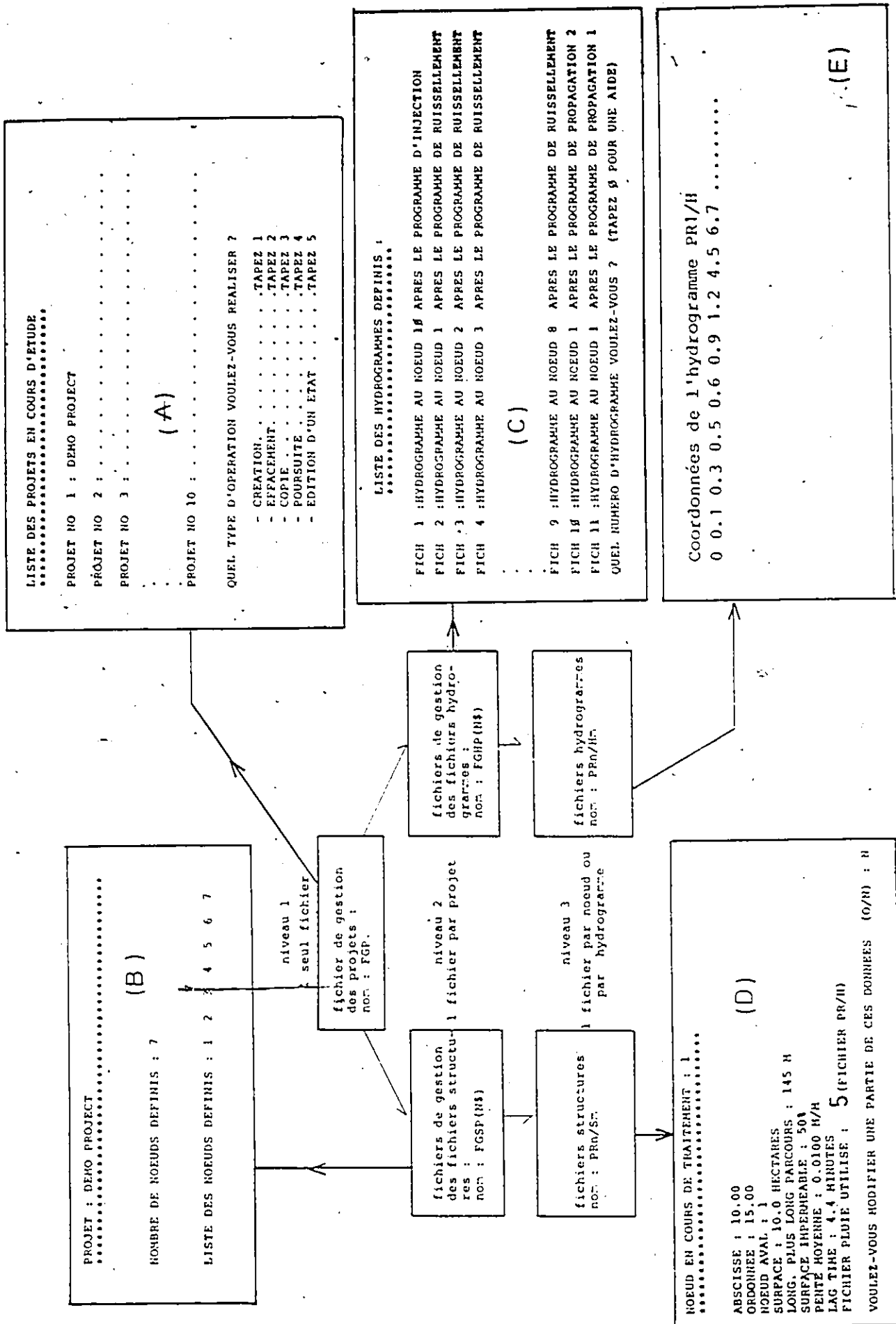


Fig. 6.5 Principes reliés à la gestion des données dans le modèle CEDRE

figure 6.5d montre le contenu d'un fichier PR/S pour le noeud 1. Il s'agit des paramètres du bassin versant et des caractéristiques de la conduite à l'aval. La figure 6.5e montre le contenu d'un fichier PR/H pour le noeud 1. Dans ce cas, il s'agit de l'hydrogramme de ruissellement, calculé avec les données de la figure 6.5d. Le fichier pluie utilisé est le numéro 5, obtenu à partir du fichier FGHP(NS).

#### 5. Principes du modèle OTTHYMO-LOTUS.

L'analyse critique des différents modèles pour micro-ordinateur, nous permet de définir les principes du nouveau modèle que nous proposons (OTTHYMO-LOTUS):

a) La simulation du réseau doit s'accomplir de façon automatique de l'amont vers l'aval. A chaque noeud, les diverses contributions au ruissellement sont additionnées sans interaction avec l'utilisateur, avec les hydrogrammes d'acheminement en provenance de l'amont. Nous avons montré que les modèles dans lesquels les simulations se font noeud par noeud de façon conservationnelle ne présentent pas un fonctionnement efficace, en particulier quand il faut traiter un grand nombre de sous-bassins;

b) Dans la schématisation, les hydrogrammes sont identifiés aux noeuds correspondants. On abolit donc le principe du numéro d'identification. Les points de repère principaux dans la schématisation sont les différentes jonctions;

c) Les données relatives aux caractéristiques des sous-bassins sont stockées dans des fichiers. L'utilisateur est en mesure de les modifier facilement. Ceci permet l'analyse de plusieurs options de façon efficace: comparer des averses de projet, analyse de sensibilité, etc.;

d) Les données de sortie sont concises et incluent uniquement l'information pertinente. Les capacités graphiques sont intégrées de façon à faciliter le processus d'interprétation des résultats;

e) Le modèle OTTHYMO-LOTUS est donc caractérisé par un processus de simulation automatique sans dialogue conversationnel avec l'utilisateur; et une gestion des données interactive et performante .

Pour assurer une bonne gestion des données, nous avons introduit un processeur de données. Le principe de ce processeur est illustré dans la figure 6.6. Avec ce processeur, les données sont spécifiées de façon interactive. Les

fichiers sont stockés de façon compatible avec les besoins du programme d'exécution. Le processeur permet la manipulation des résultats et un accès rapide aux graphiques.

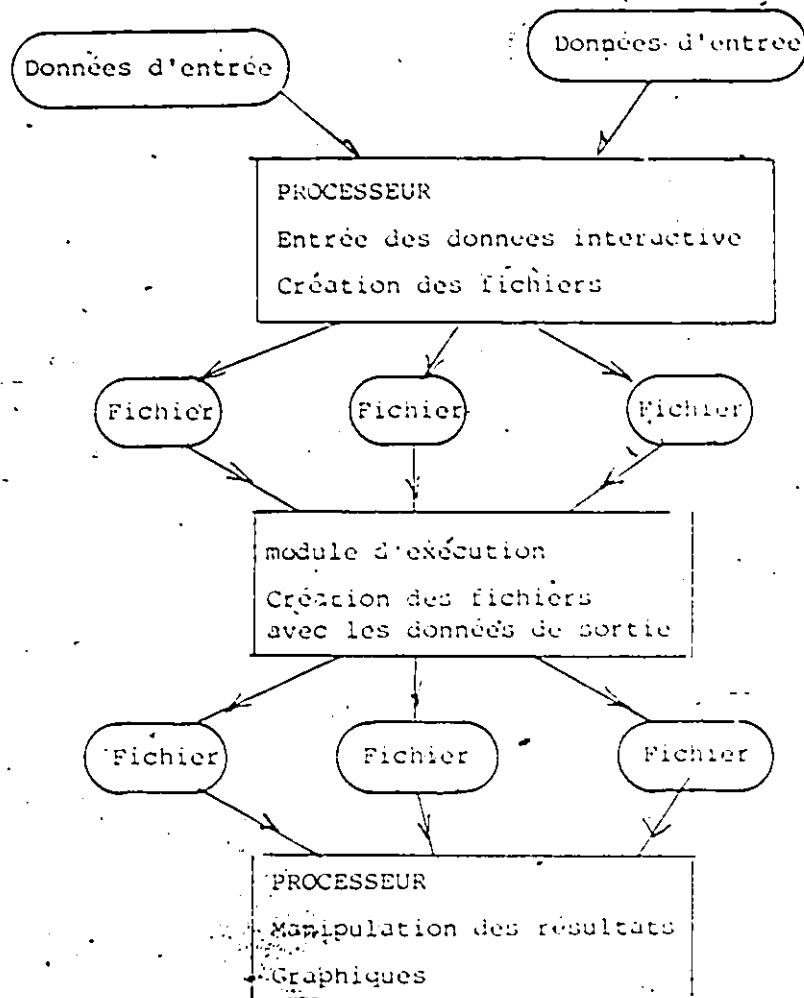


Fig. 6.6 Principe du processeur de données dans le modèle OTTHYMO-LOTUS.

Pour le choix du processeur nous avons considéré les aspects suivants:

- a) Le processeur doit être suffisamment souple et flexible pour que son utilisation soit abordable aux usagers sans expérience;
- b) L'emploi du processeur doit être cependant très efficace, pour répondre aux besoins des usagers expérimentés;
- c) L'utilisation du processeur doit être possible sans manuel de l'utilisateur, au moins en ce qui concerne les instructions de base. Le manuel de l'utilisateur ne devrait être consulté que pour des applications plus sophistiquées;
- d) Avec le processeur, les modifications de fichiers doivent être faciles. L'intégration des capacités graphiques est essentielle. Ce processeur doit être en mesure de traiter et les données d'entrée et les résultats (hydrogrammes).

Parmi les processeurs de données disponibles sur le marché (MULTIPLAN, DBASE 3, LOTUS 1-2-3), nous avons choisi LOTUS 1-2-3, car ce programme répond parfaitement à tous les

critères précités. L'utilisation de DBASE 3 est beaucoup plus complexe. MULTIPLAN n'inclut pas des capacités graphiques. Nous tenons à souligner que cette application de LOTUS 1-2-3 est une innovation. Des applications précédentes (Jewell, 1985; Rossmiller, 1985; Paléologos et Karamouz, 1985) ne sont que des mises en oeuvre de méthodologies relativement simples comme la propagation de l'onde de crue avec la méthode Muskingum, le calcul de la profondeur normale en débit uniforme dans un canal, la méthode rationnelle, l'acheminement à travers des réservoirs ou le calcul des courbes de remous.

6. Présentation de OTTHYMO-LOTUS. Exemple d'application pratique.

OTTHYMO-LOTUS est un modèle pour plans directeurs de drainage. Sa particularité essentielle se situe au niveau de l'utilisation de LOTUS 1-2-3 pour entrer et manipuler la plupart des données. Son utilisation ne requiert que la connaissance d'un nombre limité de commandes de LOTUS 1-2-3. OTTHYMO-LOTUS est conforme à une structure qui permet une exécution très efficace du type "batch" et une gestion des données d'entrée et de sortie très souple à l'aide de LOTUS 1-2-3. Cette description est accompagnée d'une application pratique, qui prouve la bonne aptitude du modèle à répondre aux besoins des plans directeurs de drainage.

## 6.1 Les méthodes de calcul.

Le ruissellement urbain et rural est calculé avec les sous-modèles URBHYD et NASHYD respectivement. La méthode pour l'acheminement dans les réservoirs de retenue est identique à celle incluse dans le modèle OTTHYMO (cf. chapitre 1). Pour le laminage dans les canaux et conduites en surface libre, le modèle utilise une technique Muskingum améliorée (Chocat, 1984b). OTTHYMO-LOTUS est en mesure de dimensionner ou de redimensionner des conduites circulaires qui dans le processus de simulation seraient mises en charge.

## 6.2 Fonctionnement du modèle OTTHYMO-LOTUS

Le modèle est composé de 3 modules principaux:

- a) LOTUS 1-2-3;
- b) un programme de gestion générale; et
- c) un programme d'exécution.

LOTUS 1-2-3 et le programme de gestion générale assurent la responsabilité du traitement de toutes les données nécessaires à la mise en oeuvre du modèle. Dans ce processus le modèle est tout à fait interactif. Une fois les données d'entrée spécifiées, le module d'exécution simule sans interruption la totalité du réseau de l'amont vers l'aval.

A chaque noeud, le modèle imprime un résumé des résultats significatifs pour chaque sous-bassin contribuant. Les hydrogrammes de ruissellement à chaque jonction sont stockés de façon à assurer un accès rapide aux capacités graphiques de LOTUS 1-2-3. La figure 6.7 illustre le fonctionnement du modèle. Au cours du processus de simulation, le modèle réalise les opérations suivantes:

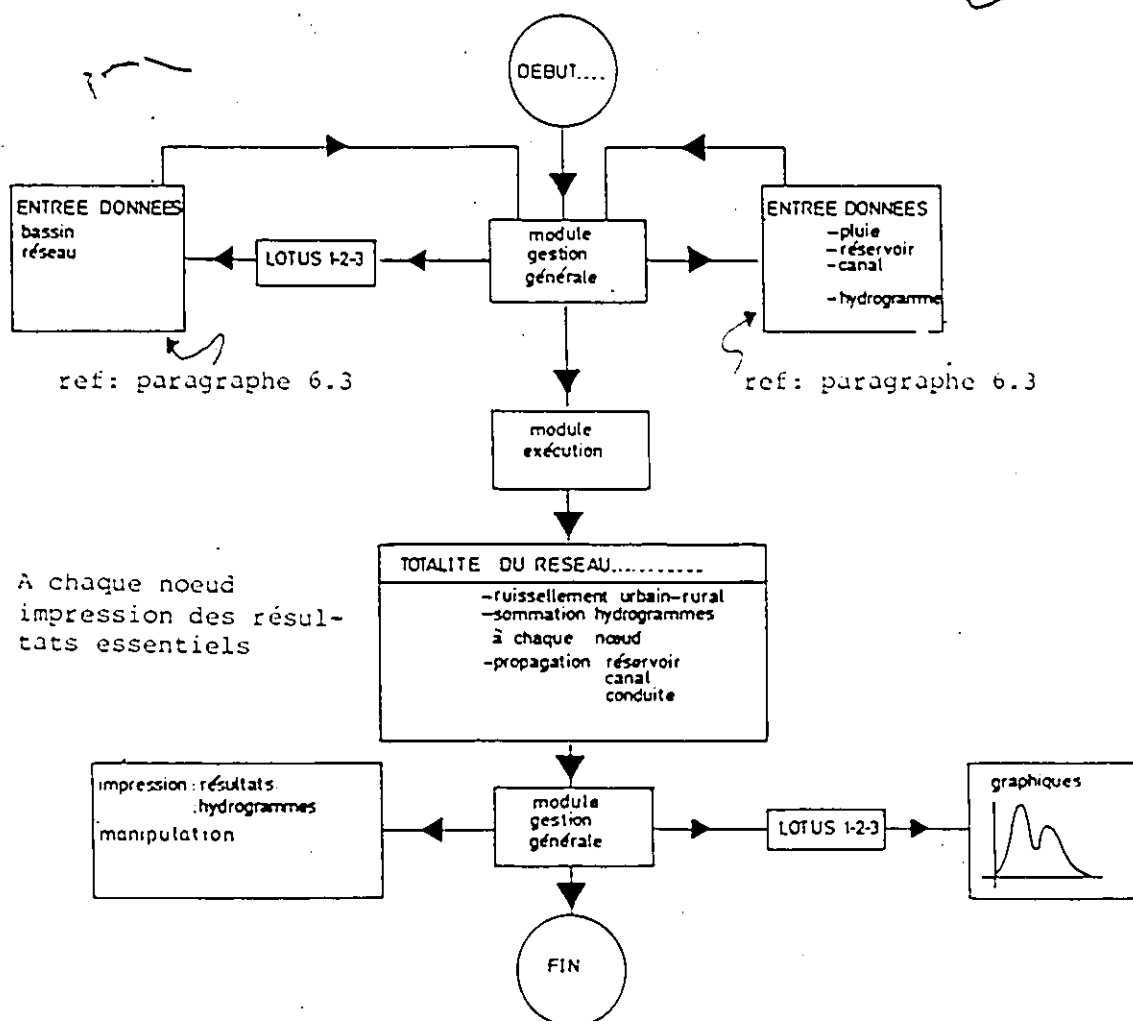


Fig. 6.7 Principes de fonctionnement du modèle OTTHYMO  
-LOTUS

- a) calcul des hydrogrammes de ruissellement urbains et ruraux à chaque jonction;
- b) addition automatique de ces hydrogrammes avec d'autres éventuellement injectés au noeud traité. Le modèle peut ainsi additionner un maximum de 10 hydrogrammes par noeud;
- c) propagation automatique de l'hydrogramme total au noeud traité, vers l'aval à travers un canal, une conduite ou un réservoir. Ces ouvrages sont simulés comme étant juste à l'aval du noeud traité. La figure 6.8 montre les différentes possibilités de schématisation du modèle OTTHYMO-LOTUS. Pour le moment, le modèle n'est pas en mesure de simuler les bifurcations.
- d) si pendant le processus de simulation, le modèle trouve des erreurs, l'utilisateur en sera dûment averti et, si possible, il pourra rectifier.

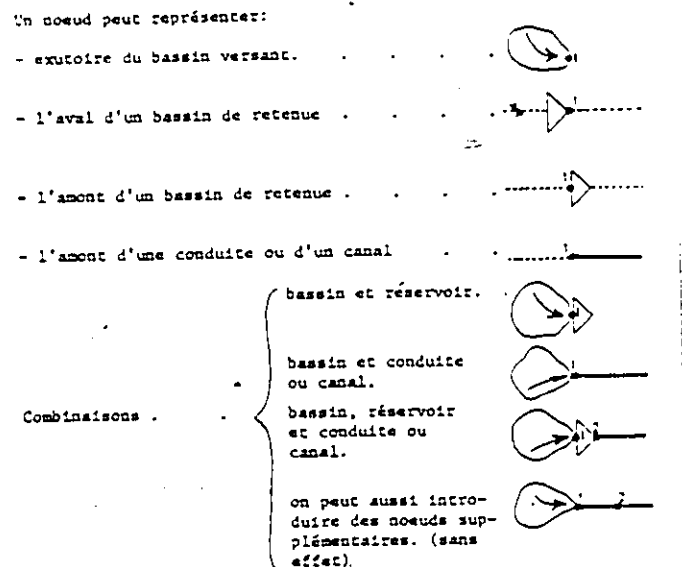


Fig. 6.8 Principes de schématisation du modèle OTTHYMO-LOTUS

### 6.3 La gestion des données.

Le modèle distingue entre 3 catégories de données d'entrée (fig. 6.9).

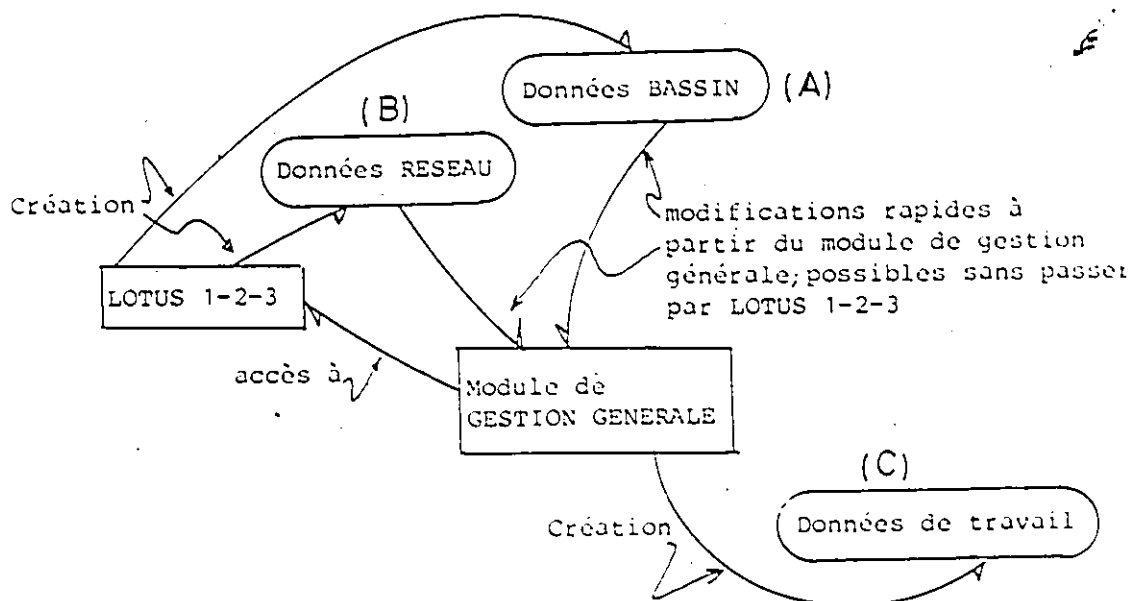


Fig. 6.9 Les différentes catégories de données dans le modèle OTTHYMO-LOTUS.

a) Données bassin: Il s'agit des données relatives aux caractéristiques de toutes les surfaces tributaires du réseau. Ces données servent au calcul du ruissellement. La figure 6.10 montre un exemple typique de fichier contenant les données bassin. L'utilisateur doit spécifier les paramètres des sous-bassins contribuant à chaque jonction. Il doit



aussi indiquer le type d'hydrogramme à calculer, tel que montré dans la partie supérieure du fichier;

b) Données réseau: Dans ce fichier, l'utilisateur définit le réseau, c'est-à-dire, la façon dont les différentes jonctions sont interconnectées. La figure 6.11 montre un fichier réseau. Pour chaque noeud traité, l'utilisateur spécifie son numéro de code, le numéro de son descendant, ainsi que ceux de ses antécédents. Finalement, à chaque noeud, il faut indiquer s'il y a propagation ou non et en cas affirmatif, le type d'acheminement (réservoir, canal ou conduite) avec les paramètres requis;

d) Données travail: Il s'agit des caractéristiques des sections transversales des canaux, des courbes stockage-débit sortant pour les réservoirs de retenue, les hyétogrammes de pluie ainsi que les hydrogrammes injectés à un noeud quelconque.

Les données bassin ou réseau sont entrées avec LOTUS 1-2-3. Ces fichiers peuvent être cependant modifiés, à partir du programme de gestion générale. Les données de travail ne peuvent être spécifiées qu'à partir du module de gestion générale (voir fig. 6.12).



#### 6.4 Application pratique

A titre d'exemple, nous présentons une application pratique. Le bassin étudié est montré à la figure 6.13. La surface totale occupe 540 ha. La partie aval du bassin est urbanisée et drainée par un canal dont la capacité équivaut à 16.4 m<sup>3</sup>/s. Dans un futur plus ou moins rapproché, les parties amont seront aussi urbanisées. Si aucune mesure de contrôle n'est prise, dans les nouvelles conditions d'urbanisation, le débit de 100 ans à l'exutoire du bassin passera à 42.6 m<sup>3</sup>/s. On se propose d'utiliser le modèle OTTHYMO-LOTUS pour analyser les effets de la construction de trois réservoirs de retenue dont l'emplacement est montré à la figure 6.13. Les données bassin et réseau sont les mêmes que celles décrites aux fig. 6.10 et 6.11. Les données de sortie du modèle, ainsi que les graphiques générés par LOTUS 1-2-3, sont montrés dans les fig. 6.14 et 6.15 respectivement. Les résultats semblent indiquer que cette alternative réduirait de façon efficace le débit de 100 ans à un niveau acceptable.

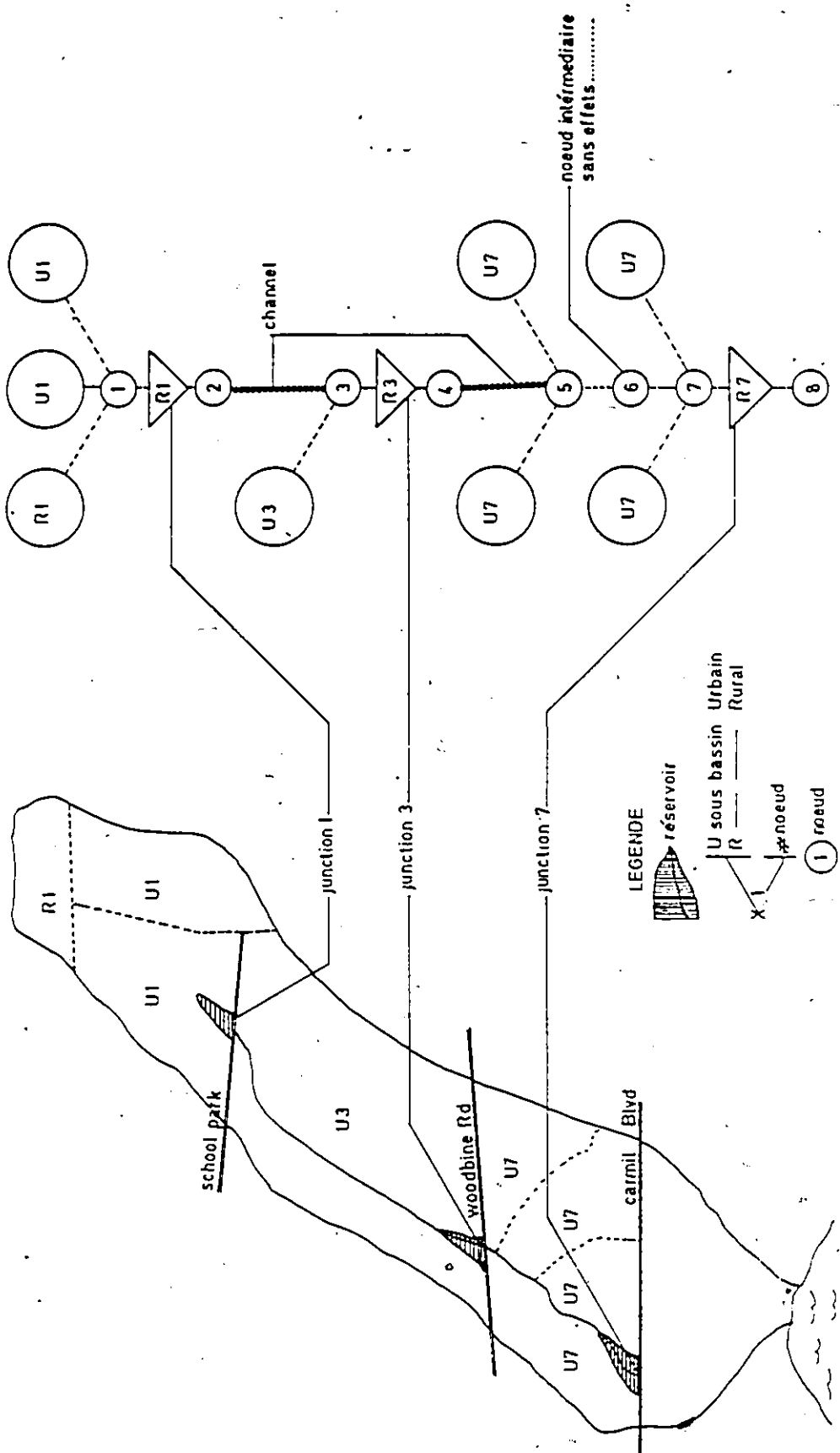


Fig. 6.13 Présentation du bassin et schématisation de OTTHYMO-LOTUS. Emplacement des réservoirs de retenue pour la réduction des débits

SUMMARY OUTPUT FOR NETWORK

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 1

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
Rural	47.21	**	61	1.2	1.39	13.00	42.76
Urban	60.53	27	**	1.3	9.24	11.80	51.65
Urban	57.50	70	**	1.6	14.27	11.80	64.45
TOTAL=	165.24	**	**	**	23.89	11.80	60.53
ROUTE TO 2	165.24	**	**	**	4.65	12.80	60.52

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 2

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
U/S JN No 1	165.24	**	**	**	4.65	12.80	60.52
TOTAL=	165.24	**	**	**	4.65	12.80	60.52
ROUTE TO 3	165.24	**	**	**	4.64	13.16	60.50

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 3

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
Urban	213.40	30	**	1.1	27.62	11.80	53.93
U/S JN No 2	165.24	**	**	**	4.64	13.16	60.50
TOTAL=	378.64	**	**	**	28.92	11.80	56.80
ROUTE TO 4	378.64	**	**	**	10.30	12.80	56.80

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 4

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
U/S JN No 3	378.64	**	**	**	10.30	12.80	56.80
TOTAL=	378.64	**	**	**	10.30	12.80	56.80
ROUTE TO 5	378.64	**	**	**	10.30	13.24	56.80

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 5

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
Urban	26.70	30	**	0.8	4.44	11.80	53.94
Urban	44.00	30	**	0.8	6.84	11.80	53.94
U/S JN No 4	378.64	**	**	**	10.30	13.24	56.80
TOTAL=	449.34	**	**	**	15.88	11.80	56.34

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 6

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
U/S JN No 5	449.34	**	**	**	15.88	11.80	56.34
TOTAL=	449.34	**	**	**	15.88	11.80	56.34

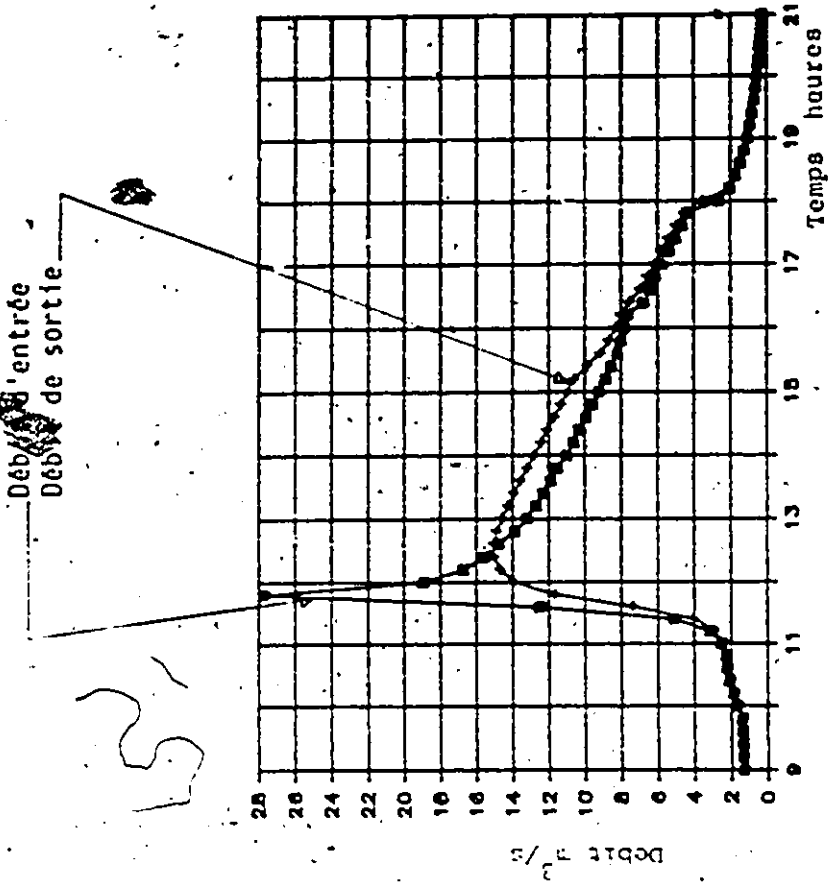
SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 7

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
Urban	34.80	30	**	0.8	9.58	11.80	53.94
Urban	39.70	30	**	0.8	6.26	11.80	53.94
U/S JN No 6	449.34	**	**	**	15.88	11.80	56.34
TOTAL=	523.84	**	**	**	27.72	11.80	56.00
ROUTE TO 8	523.84	**	**	**	15.07	12.60	56.00

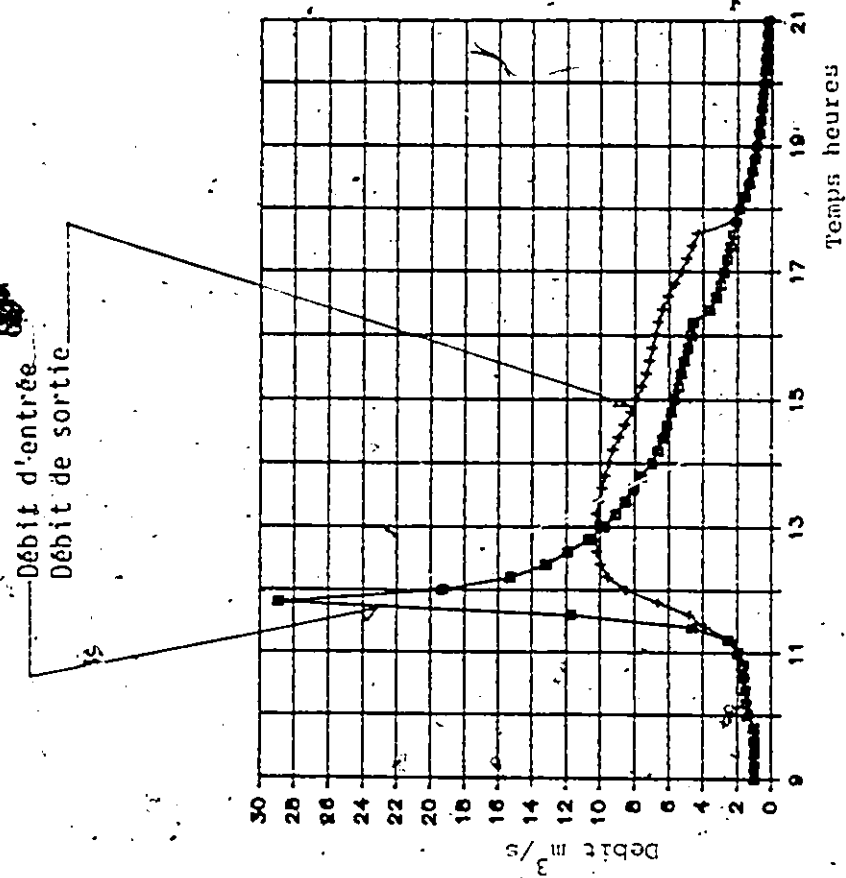
SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 8

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CH#	S %	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL cu m
U/S JN No 7	523.84	**	**	**	15.07	12.60	56.00
TOTAL=	523.84	**	**	**	15.07	12.60	56.00

Fig. 6.14 Données de sortie générées par OTHYMO-LOTUS pour le bassin de la figure 6.13



Effet du réservoir au noeud 7



Effet du réservoir au noeud 3

Fig. 6.15 Représentation graphique des hydrogrammes, obtenues avec LOTUS 1-2-3

### 6.5. Remarques finales

Parmi les avantages les plus significatifs du raccordement avec LOTUS 1-2-3, nous pouvons citer:

- a) l'entrée et la manipulation des données est relativement facile. L'utilisateur ne doit que remplir une tabulation déjà préparée pour les besoins du programme. Les fichiers bassin et réseau peuvent être modifiés aisément. Il est donc possible de changer rapidement la schématisation, ou d'effectuer des analyses de sensibilité d'un paramètre donné;
- b) accès facile et rapide aux capacités graphiques pour la révision, présentation et gestion des données de sorties;
- c) la tabulation systématique des données d'entrée permet leur révision rapide et, par conséquent, la détection d'éventuelles incohérences; et
- d) les données d'entrée relatives à plusieurs projets peuvent être stockées en permanence et rappelées pour analyse postérieure de possibles variantes.

Par ailleurs, l'étude de cas présentée dans cet exposé montre bien que le modèle est capable de résoudre des problèmes pratiques de ce genre. Par rapport au modèle OTTHYMO, OTTHYMO-LOTUS ne représente qu'une amélioration de la gestion des données. Cependant, en fonction du fait que ses algorithmes sont semblables ou équivalents, les résultats sont tout à fait compatibles.

## CHAPITRE VII

### CONCLUSIONS ET DEFINITION DES PROPOS D'UNE FUTURE RECHERCHE

Dans ce rapport, nous avons examiné des composantes choisies du modèle OTTHYMO, à savoir:

- a) La méthode SCS améliorée du sous-modèle NASHYD, pour le calcul des pertes par infiltration en zone rurale;
- b) Le sous-modèle URBHYD, pour la simulation des hydrogrammes en provenance des milieux urbains.

L'analyse comparative des différentes fonctions d'infiltration en zone rurale a montré que:

- a.) L'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est un élément prioritaire pour reproduire correctement les débits de pointe observés;
- b) Dans l'hypothèse que le coefficient de ruissellement est connu, les diverses fonctions d'infiltration analysées présentent de façon générale des bonnes aptitudes à simuler

les hydrogrammes observés;

c) Sur la base du coefficient de ruissellement, les modèles CN\*, Green-Ampt et Holtan peuvent donner des distributions de pluie excédentaire considérablement différentes. Ces différences dans les distributions de pluie nette n'affectent pas sensiblement les débits de pointe simulés, tant que la fonction de transfert (hydrogramme unitaire) utilisée est linéaire;

d) La forme des hydrogrammes simulés peut cependant être affectée par les différents modèles d'infiltration. Les résultats obtenus ont montré que l'hypothèse  $f_a = 0.2S$ , dans la méthode SCS classique, sur-estime les pertes initiales et déforme les hydrogrammes simulés;

e) Cette partie de l'étude a aussi montré qu'il était possible de calibrer les modèles de Green-Ampt et de Holtan, en fonction de paramètres fixés d'une part, et variables avec l'humidité du sol d'autre part, (relation avec l'IPA);

f) Les paramètres HC, S et CN\* peuvent être reliés à un indice d'humidité du type IPA. Ces relations présentent un intérêt particulier pour des simulations multi-événements où il faut tenir compte des conditions antérieures d'humidi-

té. Dans des conditions de projet, les relations avec l'IPA ne sont applicables que lorsque l'on est en mesure de définir un IPA de projet. Des études supplémentaires sont donc requises pour établir des corrélations entre les caractéristiques de la pluie, les coefficients de ruissellement et l'indice IPA. Ces relations pourraient être établies sur une base régionale à partir de l'analyse de plusieurs bassins versants;

g) Comparativement aux autres fonctions d'infiltration, la méthode CN\* a donné des résultats équivalents. Nous déconseillons l'utilisation de la méthode proportionnelle en zone rurale, car pour les averses longues, celle-ci n'est pas en mesure de simuler les conditions de saturation du sol.

En zone urbaine, l'analyse des coefficients de ruissellement observés et provoqués par des averses fréquentes (20 mm), nous permet de conclure:

a) Pour les averses fréquentes, les coefficients de ruissellement observés présentent une variabilité significative. Cette variabilité est en général mal représentée par des méthodes de prédiction déterministes, qui reposent sur l'hypothèse implicite qu'il existe une relation directe et bien définie entre la pluie et le volume de ruissellement.

Dans les cas où la variabilité du coefficient de ruissellement en fonction de la précipitation est significative, nous recommandons l'utilisation d'un modèle statistique.

b) Pour les averses fréquentes, les coefficients de ruissellement observés sont, en général, nettement inférieurs à l'imperméabilité physique du bassin.

Les résultats de l'application du modèle déterministe URBHYD dans ces conditions ont montré que:

- a) L'estimation adéquate du coefficient de ruissellement est indispensable pour reproduire les débits de pointe observés;
- b) Le modelage des averses fréquentes requiert un échantillon avec un grand nombre d'événements pour vérifier les erreurs associées à la variabilité des coefficients de ruissellement;
- c) Les résultats obtenus montrent que pour les averses fréquentes, le taux d'imperméabilité doit être considéré comme un paramètre de calibration. Les valeurs de l'imperméabilité événement par événement, varient considérablement,

et sont en général nettement inférieures à l'imperméabilité physique;

d) Pour la simulation des averses fréquentes, nous avons montré qu'il était possible de définir une imperméabilité effective moyenne à utiliser avec des pertes initiales réduites. Cette valeur peut être obtenue après inspection du comportement des coefficients de ruissellement observés en fonction de la précipitation. Les résultats montrent, cependant, que les erreurs sur le débit de pointe, obtenues avec cette méthode, sont considérables pour des pluies inférieures à 5mm.

Les résultats obtenus au cours des essais de comparaison montrent que le modèle URBHYD présente une bonne aptitude à simuler les hydrogrammes observés et ceci, avec un effort minimum de calibration.

Nous avons aussi montré la validité des paramètres à défaut pour le calcul du coefficient de stockage du modèle. Ces valeurs sont cependant sujettes à quelques restrictions:

a) Pour les bassins à grande surface, il est nécessaire de prendre l'intensité maximum de la pluie sur une durée caractéristique. Pour le bassin de Seine Saint-Denis nous avons

trouvé que celle-ci devrait être égale à 20 minutes. Pour les surfaces plus petites (inférieures à 25 ha), de bons résultats ont été obtenus avec une valeur égale à 5 minutes. En fait, la durée caractéristique devrait être une fonction de la surface ou à la rigueur, de la longueur du parcours de l'eau.

En raison du fait que notre échantillon de bassins versants ne contenait que des surfaces inférieures à 25 ha d'une part et une surface supérieure à 200 ha, des études supplémentaires sont requises, pour vérifier les valeurs de la durée caractéristique sur d'autres bassins, en particulier entre 25 et 250 ha.

b) Pour les bassins dont le réseau d'assainissement se caractérise par deux collecteurs en parallèle qui confluent à l'exutoire, la relation  $A = CL^2$  (où  $C = 1.5$ ) sous-estime les débits de pointe. Les résultats pour les bassins de Munkerisparken et de Miljakovac suggèrent qu'une valeur de  $C = 6$  semble plus adéquate. Encore une fois, il est nécessaire de vérifier ces résultats sur des bassins à caractéristiques semblables.

c) Tous les résultats obtenus, prouvent qu'avec une estimation adéquate du volume de ruissellement et un choix

approprié du coefficient de stockage, il est possible de bien reproduire les hydrogrammes observés. Le fait que le temps de montée de l'hydrogramme de URBHYD soit égal aux pas de temps de la pluie, ne semble pas représenter un inconvénient majeur même pour les grandes surfaces.

Dans la dernière partie de cet exposé, nous avons proposé des améliorations du point de vue informatique de la structure du modèle OTTHYMO. Ces améliorations ont abouti à un nouveau modèle (OTTHYMO-LOTUS) qui se caractérise par une gestion des données interactive et souple et par un mode d'exécution efficace. Les méthodes de calcul incluses dans le modèle OTTHYMO-LOTUS sont, cependant, identiques ou compatibles avec celles de son parent.

En guise de conclusion générale la figure 7.1 montre les critères de calibration du sous-modèle URBHYD en fonction de la variation des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale. Pour les pluies inférieures à 5 mm la variabilité extrême des coefficients de ruissellement ne permet pas une prédiction adéquate du volume de ruissellement. Pour les pluies variant entre 5 et 20 mm, la calibration du volume de ruissellement est possible avec une imperméabilité effective et des pertes initiales réduites. Pour les pluies supérieures à 20 mm, les valeurs à défaut dans l'équation de Horton peuvent être utilisées pour estimer la contribution de la partie perméable.

Si la durée de la pluie est supérieure à 2 heures et pour des sols à faible potentiel d'infiltration, la capacité finale d'infiltration ( $f_c$ ) doit être réduite. La figure 7.1 indique aussi les recommandations relatives aux paramètres de l'hydrogramme unitaire, et ceci en fonction des conclusions obtenues dans cette thèse.

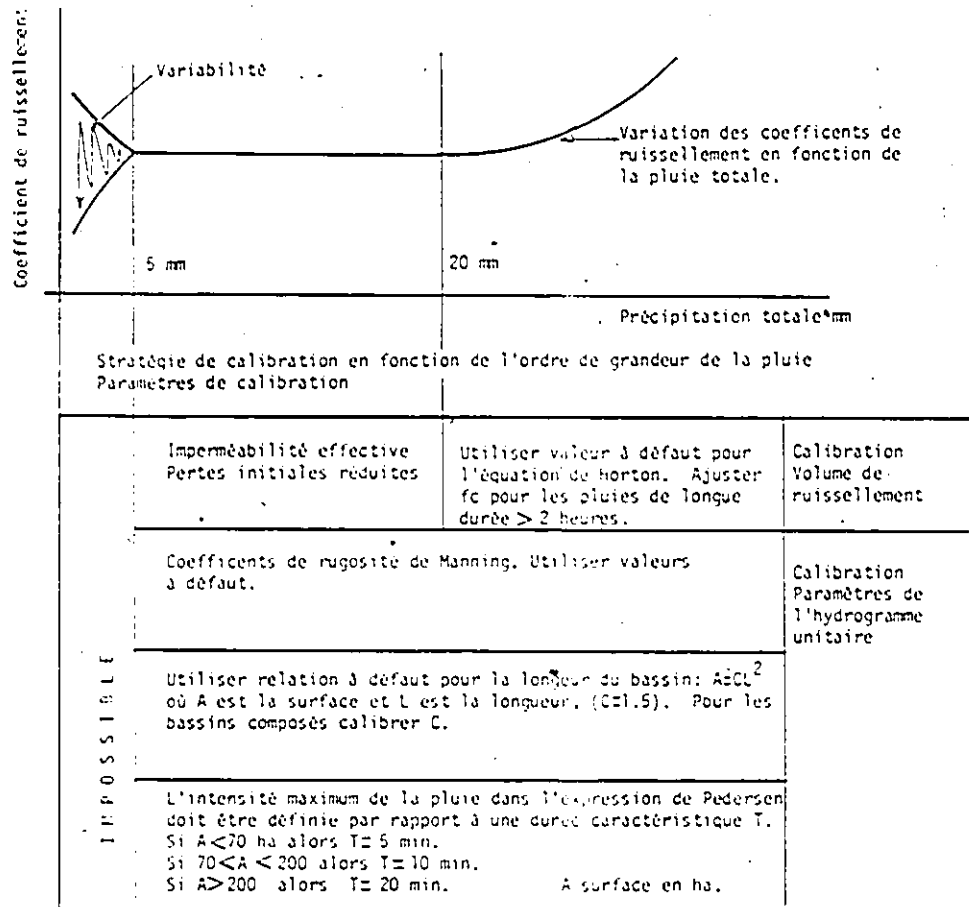


Fig. 7.1 Critères de calibration du sous-modèle URBHYD en fonction de la variation des coefficients de ruissellement avec la pluie totale.

BIBLIOGRAPHIE

- AARON, G.M.;  
MILLER, A.C.;  
LAKATOS, D.P.     Infiltration formula based on SCS curve number;  
Journal of Irrigation and Drainage Division, American  
Society of Civil Engineers, 103, pp. 419-427; 1977.
- ALLEY, W.;  
VEENHUIS, J.E.     Effective Impervious Area in Urban Runoff Modelling;  
Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No. 2,  
February, 1983.
- BERTILOTTI, R.     Test de deux modèles de ruissellement sur des bassins  
versants urbanisés de grande surface; Prolog Ingénierie  
- DDE Seine Saint-Denis, 1985.
- CALOMINO, F.;  
COLOSIMO, C.;  
COPERTINO, V.A.;  
VELTRI, P.     Modèle de crue dans un petit bassin urbain: premiers  
résultats d'une recherche expérimentale; la houille  
blanche/ N° 2; 1983.
- CHOCAT, B.     Conception Evaluation et Dessin des Réseaux d'Eqouts  
(CEDRE); Proceedings of the Third International Conference  
on Urban Storm Drainage, Volume 2, Goteborg, Sweden,  
June, 1984(a).
- CHOCAT, B.     Informatique et Assainissement; Programmes d'hydrologie  
à fins pédagogiques, Institut National des Sciences  
Appliquées de Lyon; Lyon, France, juillet 1984(b).
- COLLINS & MOON LTD.     An investigation of methods for calculating infiltration  
for storm event models in Ontario; Ministry of Natural  
Resources, Toronto, 1983.
- CONSUEGRA, D.;  
WISNER, P.     Considerations on the Validation of a Model for Master  
Drainage Plans; Proceedings of the Conference on Urban  
Drainage Modelling and Comparison of Urban Drainage Models  
with real Catchment Data, UDM 86; University of Belgrade,  
Pergamon Press; London, 1986.
- CROLEY, T.E.     Hydrologic and Hydraulic Computations on Small Programmable  
Calculators; Iowa Institute of Hydraulic Research;  
University of Iowa; Iowa City, 1977.

- DEBO, T. Personal Computers and Storm Water Management Programs; Proceedings of the Conference on Computer Applications on Water Resources, Specialty Conference; Buffalo, N.Y., 1985.
- DESBORDES, M. Urban Runoff and Design Storm Modeling, in Urban Storm Drainage; Proceedings of the International Conference, University of Southampton, ed. P.R. Helliwell, Pentech Press, London, April, 1978.
- DESBORDES, M. Estimation des coefficients de ruissellement urbains; Université des Sciences Techniques du Languedoc; France, Mars, 1975.
- DING, J. Variable Unit Hydrograph; Journal of Hydrology, Vol. 22, 1974, pp. 53-69.
- DISKIN, M.H. The role of Lag in a Quasi-Linear Analysis of the Surface Runoff System; Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology; Colorado State University, Fort Collins, Colorado, September, 1972.
- DRISCOLL, D. Rainfall/Runoff Relationships from the NURP Urban Runoff Data Base; Storm/Water and Quality Models Users Group Meeting, Montreal; Quebec, 1983.
- EL-BAHRAWY, A. OPHYMO, Manuel de l'utilisateur; Rapport interne, Département de Génie Civil, Université d'Ottawa, Ontario, Canada, 1986.
- FOGEL, M.M.;  
HEKMAN, L.H.;  
DUCKSTEIN, L. Predicting Sediment Yield from Strip - Mined Lands; Symposium on Watershed Management, Boise, Idaho; Irrigation and Drainage Division of the American Society of Civil Engineers, pp. 176-187; 1980.
- FOROUD, N.;  
BROUGHTON, R.S. Water loss equations and coefficients to estimate runoff from rainfall; Paper N° 80121 of the Water Resources Bulletin, vol. 17, N° 3, juin 1981.
- FUCHS, L.;  
HARMS, R.W. HYSTEM-EXTRAN Model Application in Scientific Investigations. Urban Drainage Modelling, Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, UDM '86 Dubrovnik, Yugoslavia, Pergamon Press, New York, 1986.
- GREEN, W.H.;  
AMPT, G.A. Studies on soil physics: Flow of air and water through soils. Journal of Agricultural Research, Vol. 4, pp. 1-14, 1911.
- GOLDING, B.C. Runoff Curve Number with Varying Site Moisture; Journal of Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, 105, pp. 434-441; 1979.

- HARLEY, H.M. The use and misuse of Microcomputers; Proceedings of the Conference on Emerging Computer Techniques in Stormwater and Flood Management; edited by W. James; Niagara-on-the-Lake, Ontario, Canada, 1983.
- HARMS, R.W. Estimation of Runoff Volumes for Small Ungauged Urbanized Catchments; in Analysis and Design of stormwater Systems. Proc. of the Third Intern Conference on Urban Storm Drainage, Vol. 1. Göteborg, Sweden, June 4-8, 1984.
- HAWKINS, R.H. Runoff Curve Number from Partial Area Watersheds; Journal of Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, 105, pp. 375-389, 1979.
- HEC Urban-Runoff: Storage, Treatment and Overflow Model: STORM; Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineering, David, California, 1973.
- HORTON, R.E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 14, pp. 446-460, 1933.
- HUBER, C.W.;  
HEANY, J.P.;  
NIX, S.T. Storm Water Management Model (SWMM). Version 3; Department of Environmental Engineering Sciences; University of Florida; Florida, 1982.
- JAMES, W.;  
ROBINSON, M. PCSWMM 3.2 User's Manual; Hamilton, Mac Master University, 1985.
- JATON, J.F.;  
MUSY, A.;  
REGAMEY, P. Méthode de prédétermination des débits de drainage routier basée sur l'état de saturation antérieur du bassin; Rapport du Symposium sur le drainage des routes, OCDE, Paris, 1978.
- JATON, J.F.;  
GLOOR, R. Approche de la modélisation du bassin du Boiron; Séminaire en hydrologie de surface, Louvain-la-Neuve, Belgique, mai 1981. IGR-EPF, Lausanne 1981.
- JATON, J.F. Contribution à l'étude des relations pluies-débits dans les petits bassins versants ruraux; Thèse de doctorat N° 453. EPF-Lausanne, 1982.
- JATON, J.F. Etude monographique succincte du bassin versant du Parjmbot; Public. IGR N° 168, EPFL, Lausanne, 1983.
- JEWELL, T.K. Applications of Spreadsheets in Water Resources; Computer Applications in Water Resources. Proceedings of the Specialty Conference. Buffalo, N.Y., 1985.

- JOBIN, D.I. Application du modèle OTTHYMO sur un bassin expérimental en Suisse. Thèse M. Eng, Département de Génie Civil, Université d'Ottawa, Ontario, Canada, 1982.
- JORDAN, J.P.; WISNER, P.E. Description du modèle OTTHYMO et Exemples d'Applications; Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, IGR 172. Lausanne, Suisse, 1983.
- KOHLER, M.A.; LINSLEY, R.K. Predicting the runoff from storm rainfall; U.S. Weather Bureau Research Paper, 34, 1951.
- KOUVEN, N. An Adaptation of HYMO: Problem Oriented Computer Language for Hydrologic Modelling: HYMO-BASIC, Water Resources Group; Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Ontario, 1984.
- LAZARO, T.R. Estimation of Percent Impervious; Urban Hydrology Ann Arbor Science, Ann Arbor, Michigan; 1979.
- LYNCH, J.A.; CORBET, E.S. Relationship of antecedent flow rate to storm hydrograph components. International Symposium on Hydrometeorology, Am. Water Res. Association, June, 1982.
- MASKIMOVIC, C.; RADOJKOVIC, M. Urban Drainage Catchments, Selected Worldwide Rainfall Data from Experimental Catchments; University of Belgrade, Yugoslavia; Pergamon Press, Yugoslavia, 1986.
- MERMOUD, A. Contribution à l'étude du transfert simultané d'eau et de solutée en milieux poreux non saturés; Thèse EPFL, Lausanne, 1982.
- MILLER, R.A. The Hydraulically Effective Impervious Area of An Urban Basin, Broward County, Florida; International Symposium on Urban Storm Water Management, University of Kentucky, Lexington, Ky. July, 1979.
- MINSHALL, N.E. Predicting Storm Runoff on Small Experimental Watersheds, Journal of Hydraulics Division ASCE, 86, (HY6); 17-28; 1960.
- MINISTERE DE LA RECONSTRUCTION ET URBANISME Instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations; G.C. 1333, Imprimerie Nationale de France; 1949.
- MIRZA, M. Proceedings of the First Canadian Conference on Computer Applications in Civil Engineering/Microcomputers; editor, MacMaster University, Hamilton, Ontario, Canada, 1986.

- MOSINI, D. Etude sur l'infiltration de l'eau dans les sols; Parcelles expérimentales de Chott-Mariens (Tunisie). IGR-EPFL, Lausanne, 1978.
- MUSGRAVE, G.W. How much of rain enters the soil? Water U.S. Department of Agric. Year Book 1955, pp.-151-159.
- MUSY, A. Contribution à l'étude des écoulements en milieux non saturés; Thèse EPFL, Lausanne, 1974.
- NASH, J.E. The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph; International Association of Scientific Hydrology, Publication 45, 1957.
- NATIONAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL (U.K.) (NERC) Flood Studies Report; London, 1975.
- PALEOLOGOS, E.; KARAMOUZ, M. Hydrological Database Management; Computer Applications in Water Resources. Proceedings of the Specialty Conference. Buffalo, N.Y., 1985.
- PANKRATZ, R. Limitations of Single Event Modeling for Design of Detention Ponds with Small Release Rates; Proceedings of the Storm Water and Water Quality Modeling Users Meeting; Edited by P. Wisner, Toronto, 1986.
- PEDERSEN, J.T.; PETERS, J.C.; HELWEG, O.J. Hydrographs by Single Linear Reservoir Model; Journal of the Hydraulic Division ASCE, Vol. 106, No. H5, Proc. Paper 15430, May 1980, pp. 837-852.
- P'ING, C. Conceptual Hydrologic Modelling for Master Plans in Urban Drainage; MSc Thesis. Dept. Civil Engineering, University of Ottawa, Ontario, Canada, 1982.
- RAGAN, R. Interface of LANDSAT and Micro-Computers for Storm Water Management Studies; Proceedings of the Specialty Conference on Micro-computer Applications in Water Resources, Orlando, Florida, 1986.
- RALLISON, R.E.; Discussion of "Runoff Curve Numbers with Varying Site Moisture"; Journal of Irrigation and Drainage Division, 105, pp. 439-441; 1979.
- RAWLS, J.; BRAKENSIEK, D.; MILLER, N. Green-Ampt infiltration parameters from soil data; Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, N° 1, 1983.
- ROSSMILLER, R.L. Use of spreadsheets in Storm Water Modelling; Computer Applications in Water Resources. Proceedings of the Specialty Conference, Buffalo, N.Y., 1985.

- ROWNEY, A.C.;  
WISNER, P.      QUALHYMO An Alternative Continuous Quality Quantify Simulation Model; Proceedings of the Conference on Stormwater and Water Quality Management Modelling, Edited by W. James; Toronto, Canada; 1985.
- SARMA, P.B.S.;  
DELLEUR, J.W.;  
RAO, A.R.      Comparison of Rainfall - Runoff Models for Urban Areas; Journal of Hydrology, 18, pp. 329-347; 1972.
- SARMA, P.B.S.;  
DELLEUR, J.W.      A Program in Urban Hydrology. Part II. An Evaluation of Rainfall-Runoff Models for Small Urbanized Watersheds and the Effect of Urbanization on Runoff; Tech. Report No. 9, Water Resources Research Center, Purdue University, West Lafayette, Indiana, October, 1969.
- SHAAKE, J.C.;  
GEYER, J.C.;  
KNAPA, J.W.      Experimental Evaluation of the Rational Method; Journal of the Hydraulics Division; Vol. 93; HY6; 1967.
- SCHULZE, R.E.      Hydrological Models for Application to Small Rural Catchments in Southern Africa: Refinements and Development; Report to the Water Research Commission by the Department of Agricultural Engineering, University of Natal, South Africa, 1984.
- SCS-TR-55;  
U.S.D.A. - U.S.  
DEPARTMENT OF  
AGRICULTURE      Urban Hydrology for Small Watersheds; Technical Release No 55; Engineering Division Soil Conservation Service, U.S. Department of Agriculture, January, 1975.
- SMITH, A.      Incorporating the SWMM/Runoff Algorithm in a Design Program; Proceedings of the Storm Water and Water Quality modelling Users Meeting; Edited by P. Wisner, Toronto, 1986.
- SPRINGER, E.P.;  
McGURK, B.J.;  
HAWKINS, R.H.;  
COLTHARP, G.B.      Curve Numbers from watershed data; Symposium on Watershed Management, Boise, Idaho, Irrigation and Drainage Division of American Society of Civil Engineers, pp. 938-950; 1980.
- STALL, J.B.;  
TERSTRIEP, M.L.      The Illinois Urban Drainage Area Simulator (ILLUDAS). State Water Survey Division of Illinois. Urbana Bulletin 58. Urbana. U.S.A., 1979.
- TORNO, H.      Proceedings of the Specialty Conference on Computer Applications in Water Resources, editor; American Society of Engineering (ASCE); Buffalo, N.Y., 1985.

- U.S.D.A. U.S.  
DEPARTMENT OF  
AGRICULTURE      SCS National Engineering Handbook, Hydrology, Sect. 4,  
Washington, D.C., 1969.
- U.S.D.A. U.S.  
DEPARTMENT OF  
AGRICULTURE      Techn. bulletin N° 1518, Agricultural Research Service,  
Washington, D.C., 1975.
- VERWORN, H.R.;  
HARMS, R.W.      The Standard Unit Hydrograph - A General System Function;  
in German; publication d'origine inconnue mais disponible  
dans la bibliothèque du groupe IMPSWM, Université d'Ottawa,  
Canada (      ).
- VIESMAN, W.;  
MILLER, C.F.      Runoff Volumes from Small Urban Watersheds; Water Resources  
Research, Vol. 8; N° 2; April 1972.
- WILLIAMS, J.R.;  
HANN, R.W.      HYMO A Problem Oriented Computer Language for Hydrologic  
Modelling. ARS-5-9, U.S. Dept. of Agriculture, 1973.
- WISNER, P.;  
FRAZER, H.      Design Storms for Stormwater Management Studies, Part V;  
IMPSWM Urban Drainage Guidelines; Edited by P. Wisner;  
University of Ottawa, Ottawa, Canada, 1982.
- WISNER, P.      Notes du cours CVG 4114; Département de Génie Civil,  
Université d'Ottawa, Ottawa, Canada, 1986.
- WISNER, P.;  
CHEUNG, P.      Development of an Improved Rational Method for Small  
Watershed; IMPSWM Urban Drainage Guidelines; Edited by  
P. Wisner; University of Ottawa, Ottawa, Canada, 1982.
- WISNER, P.;  
KASSEM, A.M.      Analysis of Dual Drainage Systems by OTTSWMM; Proceedings  
First International Seminar on Urban Drainage Systems.  
Southampton, England. Pitman Advanced Publishing Program,  
1982.
- WISNER, P.;  
LAM, A.;  
CHIN, N.      Development of a Dual Drainage Submodel in OTTHYMO.  
Internal Report, Dept. Civil Engineering, University of  
Ottawa, Ottawa, Ontario, Canada, 1983.
- WISNER, P.;  
FRAZER, H.;  
PING, C.E.;  
CONSUEGRA, D.      An Investigation of the Runoff Components in the HYMO,  
OTTHYMO and VUH Models; Report to the Ministry of Natural  
Resources, Ottawa, Ontario, Canada, 1984.
- WISNER, P.;  
LAM, A.      Twin Models for Stormwater Management on Mainframe Computers  
and Microcomputers; ASCE Engineers Foundation Conference on  
Emerging Computer Techniques in Storm Water and Flood  
Management, Niagara-on-the-Lake, Ontario, Oct. 30 - Nov. 4,  
1983.

- WISNER, P.;  
CONSUEGRA, D.;  
SABOURIN, J.F.;  
SCHILLING, W.  
Teaching models for simulation and real time control of urban drainage systems; Microcomputers in Civil Engineering; Elsevier publications; Editor H. Adeli; Department of Civil Engineering, Ohio State University; Columbus, Ohio, 1986(a).
- WISNER, P.;  
CONSUEGRA, D.;  
EL-BAHRAWY; A.  
Calibration of Urban Hydrology Models by Trial and Error and Optimization; Proceedings of the Storm Water and Water Quality Modelling Users Meeting; Edited by P. Wisner, Toronto, 1986(b).
- WISNER, P.;  
CONSUEGRA, D.;  
SABOURIN, J.F.  
Role of Simplified Micro-Computer Models as parts of Multilevel Hydrological Packages. Hydrossoft, Hydraulic Engineering software; International Conference, Southampton, U.K.; 1986 (c).
- WISNER, P.;  
PING, C.  
OTTHYMO - A Planning Model for Master Plans in Urban Areas. Proceedings First International Seminar on Urban Drainage Systems. Southampton, England. Pitman Advanced Publishing Program, 1982.

ANNEXES.

## LISTE DES ANNEXES

### ANNEXE N°

1. Table des valeurs des paramètres du modèle de Green-Ampt pour différents types de sol.
2. Valeurs du CN recommandées pour différents types de sol et diverses occupations.
3. Présentation du bassin du Parimbot: Caractéristiques physiques et données disponibles.
4. Présentation du bassin de Wixon Creek: Caractéristiques physiques et données disponibles.
5. Description de l'hydrogramme unitaire de Nash.
6. Modèle de Green-Ampt: Résultats de la calibration sur le bassin du Parimbot.
7. Modèle de Green-Ampt: Résultats de la calibration sur le bassin du Wixon Creek.
8. Modèle de Green-Ampt: Résultats de la validation de la relation HC versus IPA pour le bassin du Parimbot.
9. Modèle de Holtan: Résultats de la calibration sur le bassin du Parimbot.
10. Modèle de Holtan: Résultats de la calibration sur le bassin du Wixon Creek.
11. Modèle de Holtan: Résultats de la validation de la relation S versus IPA pour le bassin du Parimbot.
12. Méthode CN\*: Résultats de la calibration sur le bassin du Parimbot.
13. Méthode CN\*: Résultats de la calibration sur le bassin du Wixon Creek.
14. Méthode CN\*: Résultats de la validation de la relation CN\* versus IPA pour le bassin du Parimbot.
15. Méthode de distribution proportionnelle: Résultats des simulations sur le bassin du Parimbot.
16. Méthode du W modifiée: Résultats des simulations sur le bassin du Parimbot.
17. Méthode de la distribution proportionnelle: Résultats des simulations sur le bassin du Wixon Creek.
18. Méthode du W modifiée: Résultats des simulations sur le bassin du Wixon Creek.
19. Comparaison des distributions de pluie nette générées par les modèles SCS-CN, CN\* et Green-Ampt.
20. Modèles de Green-Ampt et de Holtan: Exemple de comportement.
21. Modèles de Green-Ampt et de Holtan: Exemple de comportement.
22. Modèle de Holtan: Exemple de comportement.
23. Résultats des simulations avec des averses de projet obtenus avec les modèles de Green-Ampt, Holtan et CN\*, sur le bassin du Parimbot.
24. Résultats de la calibration de URBHYD sur le bassin de Luzzi.
25. Résultats de la validation de URBHYD sur le bassin de Luzzi.
26. Description détaillée du bassin de Munkerisparken.
27. Description détaillée du bassin de Miljakovac.
28. Bassin de Munkerisparken: Résultats de la validation de URBHYD.
29. Bassin de Miljakovac: Résultats de la validation de URBHYD.
30. Description détaillée du bassin de King's Creek.
31. Comportement du modèle URBHYD sur le bassin de King's Creek, (valeurs à défaut).
32. Résultats de la validation de URBHYD sur le bassin de King's Creek.
33. OTTHYMO-LOTUS: Manuel de l'utilisateur.

Note: Description des symboles utilisés dans les annexes.

H	: Précipitation totale	(mm)
D	: Durée de la pluie totale	(heures)
$I_{30}$	: Intensité de la pluie aux 30 minutes	(mm/heure)
Robs	: Hauteur de la lame de ruissellement observée	(mm)
$C_{obs}$	: Coefficient de ruissellement observé	(%)
Qpobs	: Débit de pointe observé	(m <sup>3</sup> /s)
tpobs	: Temps de montée observé	(heures)
IPA	: Indice de Précipitation Antécédente	(mm)
n	: Nombre de réservoirs de l'hydrogramme unitaire de Nash	( )
tp	: Temps de montée de l'hydrogramme unitaire de Nash	(heures)
$I_a$	: Pertes par abstraction initiale	(mm)
CN*	: 'Curve Number'	( )
Qpsim	: Débit de pointe simulé	(m <sup>3</sup> /s)
tpsim	: Temps de montée simulé	(heures)
Rsim	: Hauteur de la lame de ruissellement simulée	(mm)
$\eta_1$	: Erreur relative sur le débit de pointe	(%)
$\eta_2$	: Erreur relative sur le temps de montée	(%)
$\bar{x}$	: Moyenne des erreurs relatives	(%)
$ \bar{x} $	: Moyenne des valeurs absolues des erreurs relatives	(%)
HC	: Succion capillaire	(mm)
S	: Stockage disponible dans le modèle de Holtan	(mm)
$\sum E^2$	: Somme des écarts sur les débits	(m <sup>3</sup> /s) <sup>2</sup>
T	: Temps de retour	(ans)
XIMP	: Taux d'imperméabilité calibré	(%)
DPSI	: Pertes par stockage de surface en zone urbaine	(mm)
K	: Coefficient de stockage du modèle URBHYD	(minutes)

Table des valeurs des paramètres du modèle de Green-Ampt pour différents types de sol.

TABLE 1.—Green and Ampt Parameters According to Soil Texture Classes and Horizons

Soil texture class (1)	Horizon (2)	Sample size (3)	Total porosity, $\alpha$ , in cubic centimeters per cubic centimeters (4)	Effective porosity, $e_p$ , in cubic centimeters per cubic centimeters (5)	Wetted front capillary pressure, $h_c$ , in centimeters (6)	Hydraulic conductivity, $K^b$ , in centimeters per hour (7)
Sand <sup>d</sup>	A	762	0.437 (0.374-0.500) <sup>d</sup>	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.73
	B	370	0.452 (0.396-0.508)	0.431 (0.375-0.487)	5.34 (1.24-23.06)	
	C	185	0.440 (0.385-0.495)	0.421 (0.365-0.477)	6.38 (1.31-31.06)	
Loamy sand	A	127	0.424 (0.385-0.463)	0.408 (0.365-0.451)	2.07 (0.32-13.26)	2.99
	B	336	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.25-27.94)	
	C	110	0.457 (0.385-0.529)	0.424 (0.347-0.501)	6.01 (1.58-22.87)	
Sandy loam	A	49	0.447 (0.379-0.515)	0.412 (0.334-0.490)	4.21 (1.03-17.24)	1.09
	B	36	0.424 (0.372-0.476)	0.385 (0.323-0.447)	5.16 (0.76-34.85)	
	C	666	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	
Loam	A	119	0.505 (0.399-0.611)	0.469 (0.330-0.608)	15.24 (5.56-41.76)	0.34
	B	219	0.466 (0.352-0.580)	0.428 (0.271-0.585)	8.89 (2.02-39.06)	
	C	66	0.418 (0.352-0.484)	0.389 (0.310-0.468)	6.79 (1.16-39.65)	
Silt loam	A	383	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.65
	B	76	0.512 (0.427-0.597)	0.476 (0.376-0.576)	10.01 (2.14-46.81)	
	C	67	0.512 (0.408-0.616)	0.498 (0.382-0.614)	6.40 (1.01-40.49)	
Silty loam	A	1,206	0.412 (0.350-0.474)	0.382 (0.305-0.459)	9.27 (0.87-99.29)	0.15
	B	361	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	
	C	267	0.527 (0.444-0.610)	0.514 (0.425-0.603)	10.91 (1.89-63.05)	
Sandy clay loam	A	73	0.470 (0.409-0.531)	0.460 (0.396-0.524)	7.21 (0.86-60.82)	0.10
	B	498	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	12.62 (3.94-40.45)	
	C	198	—	—	21.85 (4.42-108.0)	
Clay loam	A	32	0.393 (0.310-0.476)	0.330 (0.223-0.437)	26.10 (4.79-142.30)	0.06
	B	366	0.407 (0.359-0.455)	0.332 (0.251-0.413)	23.90 (5.51-103.75)	
	C	21	0.464 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	
Silty clay loam	A	21	0.497 (0.434-0.560)	0.430 (0.328-0.532)	27.00 (6.13-118.9)	0.10
	B	99	0.451 (0.401-0.501)	0.397 (0.228-0.530)	18.52 (4.36-78.73)	
	C	53	0.452 (0.412-0.492)	0.400 (0.320-0.480)	15.21 (3.79-61.01)	
Sandy clay	A	689	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.06
	B	65	0.309 (0.249-0.369)	0.477 (0.410-0.544)	13.97 (4.20-46.53)	
	C	191	0.469 (0.423-0.515)	0.441 (0.374-0.508)	18.56 (4.08-84.44)	
Silty clay	A	39	0.475 (0.436-0.514)	0.451 (0.386-0.516)	21.54 (4.56-101.7)	0.06
	B	45	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	
	C	23	0.435 (0.371-0.499)	0.335 (0.220-0.450)	36.74 (8.33-162.1)	
Clay	A	127	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
	B	38	0.476 (0.445-0.507)	0.424 (0.345-0.503)	30.66 (7.15-131.5)	
	C	21	0.464 (0.430-0.498)	0.416 (0.346-0.486)	45.65 (18.27-114.1)	
Sandy clay	A	291	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03
	B	70	0.470 (0.426-0.514)	0.412 (0.309-0.515)	27.72 (6.21-123.7)	
	C	23	0.483 (0.441-0.525)	0.419 (0.294-0.544)	54.65 (10.59-282.0)	

<sup>a</sup>Antilog of the log mean and standard deviation.

<sup>b</sup>Values for Rawls, et al. (13).

<sup>c</sup>Values for the texture class.

<sup>d</sup>Numbers in ( ) = one standard deviation.

<sup>e</sup>Insufficient sample to determine parameters.

Valeurs du CN recommandées pour différents types de sol et diverses occupations

Les valeurs montrées dans le tableau ci-dessous correspondent à des conditions antécédentes d'humidité moyennes AMC II, et à l'hypothèse Ia=0.2S  
L'annexe 2.2 donne les valeurs correspondantes pour des conditions antérieures d'humidité AMC I et AMC III en fonction des valeurs du CN pour AMC II.

LAND USE DESCRIPTION	HYDROLOGIC SOIL GROUP			
	A	B	C	D
Cultivated land <sup>1/</sup> : without conservation treatment	72	81	88	91
: with conservation treatment	62	71	78	81
Pasture or range land: poor condition	68	79	86	89
good condition	39	61	74	80
Meadow: good condition	30	58	71	78
Wood or Forest land: thin stand, poor cover, no mulch	45	66	77	83
good cover <sup>2/</sup>	25	55	70	77
Open Spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area	49	69	79	84
Commercial and business areas (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious).	81	88	91	93
Residential: <sup>2/</sup>				
Average lot size	Average % Impervious <sup>2/</sup>			
1/8 acre or less	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. <sup>3/</sup>	98	98	98	98
Streets and roads:				
paved with curbs and storm sewers <sup>3/</sup>	98	98	98	98
gravel	76	85	89	91
dirt	72	82	87	89

<sup>1/</sup> For a more detailed description of agricultural land use curve numbers refer to National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, Chapter 9, Aug. 1972.

<sup>2/</sup> Good cover is protected from grazing and litter and brush cover soil.

<sup>2/</sup> Curve numbers are computed assuming the runoff from the house and driveway is directed towards the street with a minimum of roof water directed to lawns where additional infiltration could occur.

<sup>2/</sup> The remaining pervious areas (lawn) are considered to be in good pasture condition for these curve numbers.

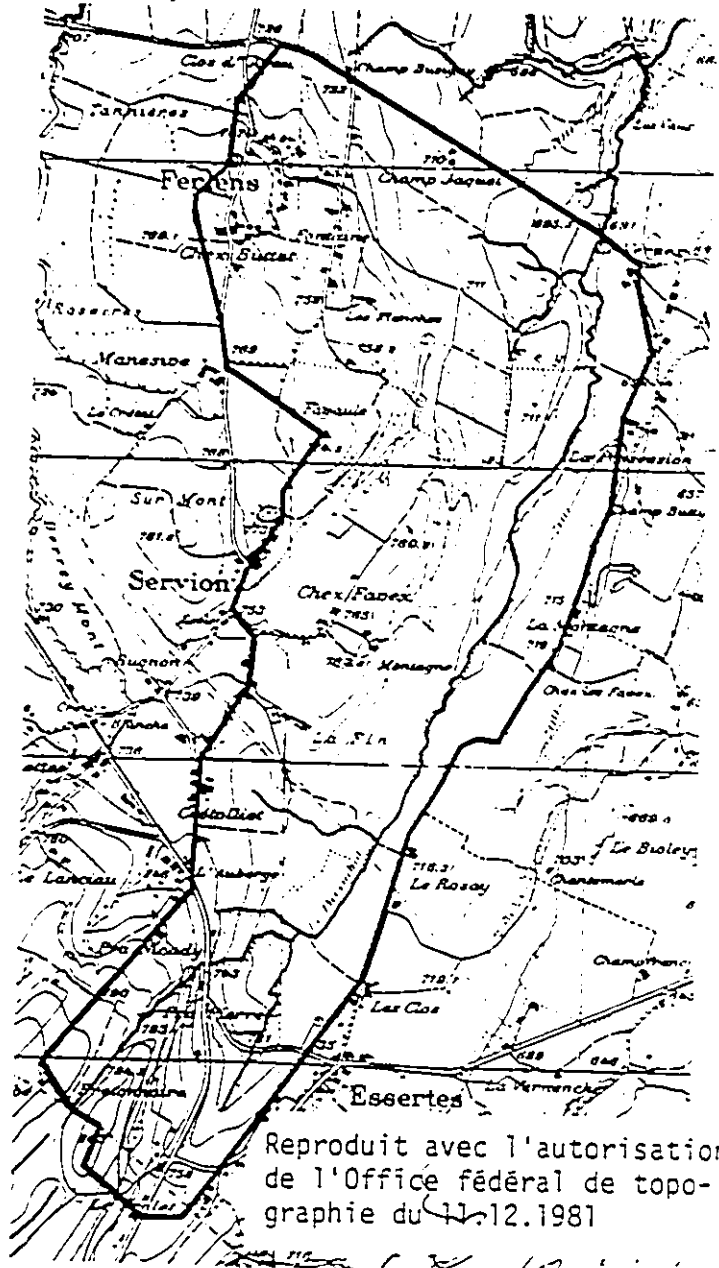
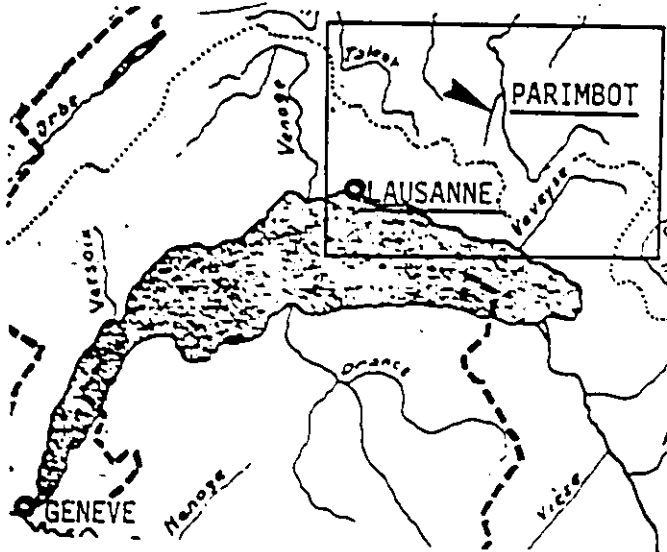
<sup>3/</sup> In some warmer climates of the country a curve number of 95 may be used.

1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
CI: for condition II	CN for conditions I III		S values*	Curve* starts where P =	CN for condition II	CN for conditions I III		S values*	Curve* starts where P =
			(inches)	(inches)					(inches)
100	100	100	0	0	60	40	78	6.67	1.33
99	97	100	.101	.02	59	39	77	6.95	1.39
98	94	99	.204	.04	58	38	76	7.24	1.45
97	91	99	.309	.06	57	37	75	7.54	1.51
96	89	99	.417	.08	56	36	75	7.85	1.57
95	87	98	.526	.11	55	35	74	8.18	1.64
94	85	98	.638	.13	54	34	73	8.52	1.70
93	83	98	.753	.15	53	33	72	8.87	1.77
92	81	97	.870	.17	52	32	71	9.23	1.85
91	80	97	.989	.20	51	31	70	9.61	1.92
90	78	96	1.11	.22	50	31	70	10.0	2.00
89	76	96	1.24	.25	49	30	69	10.4	2.08
88	75	95	1.36	.27	48	29	68	10.8	2.16
87	73	95	1.49	.30	47	28	67	11.3	2.26
86	72	94	1.63	.33	46	27	66	11.7	2.34
85	70	94	1.76	.35	45	26	65	12.2	2.44
84	68	93	1.90	.38	44	25	64	12.7	2.54
83	67	93	2.05	.41	43	25	63	13.2	2.64
82	66	92	2.20	.44	42	24	62	13.8	2.76
81	64	92	2.34	.47	41	23	61	14.4	2.88
80	63	91	2.50	.50	40	22	60	15.0	3.00
79	62	91	2.66	.53	39	21	59	15.6	3.12
78	60	90	2.82	.56	38	21	58	16.3	3.26
77	59	89	2.99	.60	37	20	57	17.0	3.40
76	58	89	3.16	.65	36	19	56	17.8	3.56
75	57	88	3.33	.67	35	18	55	18.6	3.72
74	55	88	3.51	.70	34	18	54	19.4	3.88
73	54	87	3.70	.74	33	17	53	20.3	4.06
72	53	86	3.89	.78	32	16	52	21.2	4.24
71	52	86	4.08	.82	31	16	51	22.2	4.44
70	51	85	4.28	.86	30	15	50	23.3	4.66
69	50	84	4.49	.90					
68	48	84	4.70	.94	25	12	43	30.0	6.00
67	47	83	4.92	.98	20	9	37	40.0	8.00
66	46	82	5.15	1.03	15	6	30	56.7	11.34
65	45	82	5.38	1.08	10	4	22	90.0	18.00
64	44	81	5.62	1.12	5	2	13	150.0	38.00
63	43	80	5.87	1.17	0	0	0	infinity	infinity
62	42	79	6.13	1.23					
61	41	78	6.39	1.28					

\*For CN in column I.

Présentation du Bassin versant du Parimbot : Caractéristiques  
physiques et données disponibles

1.. Situation et topographie.



Reproduit avec l'autorisation  
 de l'Office fédéral de topo-  
 graphie du 11.12.1981

## 2. Informations générales.

Surface: 3,8 km<sup>2</sup>.

Altitude moyenne: 730 mètres sur mer (690-840 m.s.m.).

Occupation du sol: - terres ouvertes et prairies (92%);  
- forêts (8%).

Type de sol: - Sables limoneux et limons argileux ou avec sables (voir fig. 2);  
- Perméabilité faible ( $10^3 - 10^5$  cm/s).

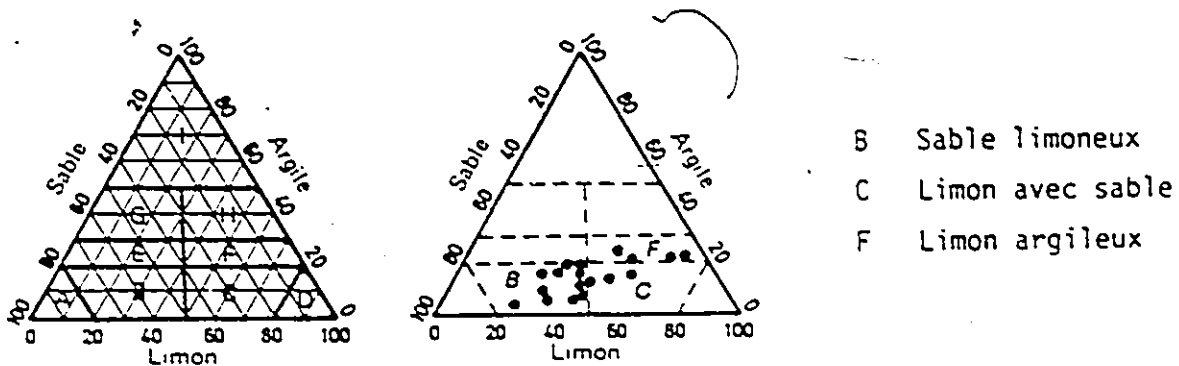


Fig. 2 Diagramme des textures et classification des sols analysés.

Longueur du cours d'eau: ~ 3,5 km.

Différence d'altitude: ~ 100 m.

Précipitation moyenne annuelle: 1400 mm.

Température moyenne annuelle: 8° C.

## 3. Données disponibles.

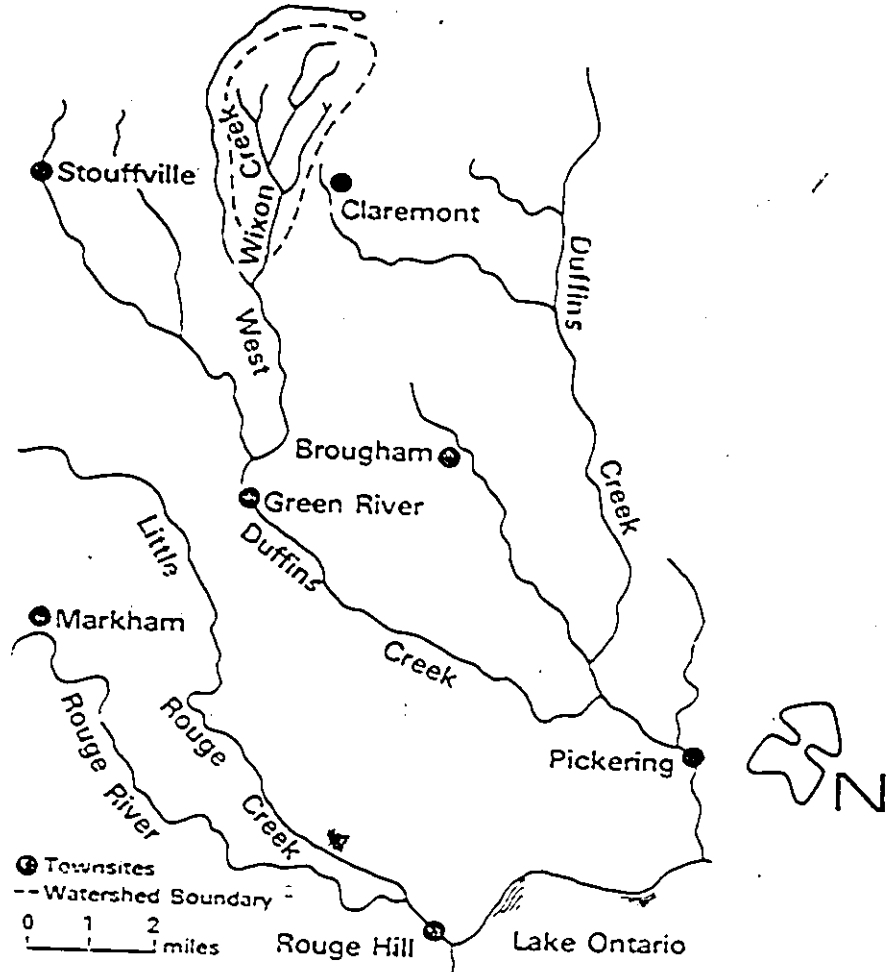
DONNEES PLUIE - DEBIT

P L U I E			R U I S S E L L E M E N T						
N°	Date	H (mm)	D (h)	I <sub>15</sub> (mm/h)	R <sub>opt</sub> (mm)	C <sub>Ropt</sub> ( $\lambda$ )	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	t <sub>p</sub> obs (h)	IPA (mm)
1.	19.7.76	16.6	6.0	14.6	0.88	5.30	0.402	3.0	-
2.	20.7.76	37.8	3.5	30.6	1.47	3.89	0.480	3.0	-
3.	21.7.76	23.3	5.5	28.6	1.80	7.73	0.408	2.5	-
4.	1.5.79	16.0	6.0	5.6	1.45	9.06	0.432	5.6	32.1
5.	2.5.79	29.2	12.0	8.0	14.25	48.8	2.255	5.0	43.6
6.	6.11.79	41.6	23.0	7.0	5.32	12.79	0.675	15.0	18.4
7.	7.11.79	18.8	11.0	6.4	5.63	29.95	1.138	6.0	60.2
8.	9.11.79	41.3	14.0	8.0	14.61	35.38	2.188	5.5	73.5
9.	24.10.80	33.1	19.0	5.4	15.02	45.38	2.654	8.5	58.8

Les valeurs optimum de n et t<sub>p</sub> sont 3.0 et 1.7 h, respectivement.

Présentation du bassin versant Wixon Creek : Caractéristiques physiques et données disponibles

1. Situation et topographie



## 2. Informations générales

Surface : 1016 hectares.

Occupation du sol: - pâturages et champs de broussailles (60%);  
- agriculture (25%);  
- forêt (15%).

Type de sol: - limons argileux (65%);  
- sables limoneux (21%);  
- sable et gravier (14%).

Aucun effet de l'urbanisation .

Pente du cours d'eau: 1,2 ‰

Longueur du cours d'eau : 7,60 km

## 3. Données disponibles

Les valeurs optimum de  $n$  et  $t_p$  sont 2.6 et 3.7  $n$ , respectivement.

## DONNEES PLUIE - DEBIT

P L U I E		R U I S S E L L E M E N T					
N°	Date	H (mm)	R <sub>obs</sub> (mm)	C <sub>R</sub> obs	Q <sub>P</sub> obs (m <sup>3</sup> /s)	tp obs (h)	IPA (mm)
1.	18.04.75	26.42	14.37	0.543	6.075	6.5	35.0
2.	15.06.75	10.92	0.543	0.049	0.222	3.5	19.8
3.	24.08.75	24.90	0.380	0.0152	0.128 <sub>1</sub>	6.0	6.24
4	06.05.76	30.20	4.26	0.141	0.791	31.0	18.7
5.	23.07.76	28.20	1.86	0.066	0.863	4.5	10.9
6.	29.06.77	25.15	0.85	0.034	0.154	8.5	15.1
7.	01.09.77	15.49	0.99	0.064	0.433	8.5	-
8.	23.08.79	24.40	1.24	0.0508	0.312	8.5	16.5
9.	14.09.79	38.80	2.21	0.0570	0.527	13.0	11.5
10.	02.07.74	41.40	7.51	0.18	2.73	8.0	26.1
11.	28.09.74	29.20	1.47	0.05	0.436	39.0	8.4
12.	19.07.75	35.30	1.26	0.04	0.238	36.5	6.9
13.	15.04.76	29.7	2.91	0.09	0.488	20.0	8.0
14.	29.07.76	35.6	4.69	0.13	2.264	15.5	33.1
15.	15.07.77	54.6	1.88	0.03	0.850	6.0	5.20
16.	19.08.78	52.1	1.88	0.04	0.767	22.0	17.1
17.	18.09.78	40.1	3.57	0.08	1.250	13.0	43.4
18.	30.06.79	18.2	3.98	0.22	0.708	32.0	10.9

Hydrogramme unitaire de Nash

L'hydrogramme unitaire de Nash (Nash, 1957) est un modèle conceptuel utilisant une cascade de  $n$  réservoirs linéaires tel qu'indiqué dans la fig. 1. On peut montrer que le débit à la sortie du dernier réservoir au temps  $t$  est donné par l'équation:

$$q(t) = \frac{1}{K_n \Gamma(n)} e^{-t/K_n} (t/K_n)^{(n-1)} \quad (1)$$

où  $\Gamma(n)$  est la fonction gamma  
 $n$  le nombre de réservoirs  
 $K_n$  le coefficient de stockage de chaque réservoir  
 $q(t)$  la coordonnée de l'hydrogramme unitaire au temps  $t$ .

Cette équation est utilisée pour définir la forme de l'hydrogramme unitaire instantané (HUI). Pour  $dq/dt = 0$ , le débit étant maximum nous trouvons que le temps de montée  $t_p$  est fonction de  $n$  et  $K_n$ .

$$t_p = (n-1) K_n \quad (2)$$

Le HUI peut être exprimé sans dimensions par les paramètres de l'équation de la distribution gamma:

$$q = q_p (t/t_p)^{(n-1)} e^{-(n-1)(t/t_p-1)} \quad (3)$$

où  $n$  est le nombre de réservoirs  
 $t_p$  est le temps de montée de l'hydrogramme unitaire  
 $q_p$  est le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire instantané obtenu avec l'équation:

$$q_p = \frac{1}{K_n \Gamma(n)} e^{1-n} (n-1)^{n-1} \quad (4)$$

La forme de l'hydrogramme unitaire de Nash est définie par deux paramètres  $n$  et  $t_p$ . Le modèle de Nash constitue ainsi un modèle très souple dans le sens qu'avec un choix approprié de  $n$  et  $t_p$ , il est possible de reproduire une multitude de formes d'hydrogrammes unitaires. A titre d'exemple, il suffit d'indiquer que l'hydrogramme unitaire du SCS (SCS, 1975) correspond à celui de Nash avec  $n = 4.75$ . Les figures 2 et 3 montrent la sensibilité du modèle de Nash aux deux paramètres  $n$  et  $t_p$ . Tel qu'indiqué à la fig. 2, une augmentation du nombre de réservoirs,  $n$ , se traduit par un accroissement du débit de pointe. D'un autre côté, une augmentation du temps de montée,  $t_p$ , entraîne une réponse plus lente et un débit de pointe plus petit (fig. 3).

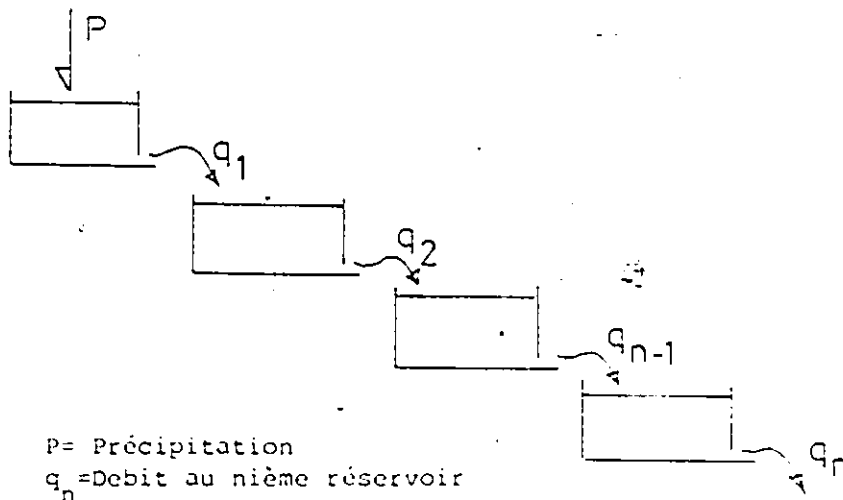


Fig. 1. Cascade de réservoirs linéaires selon Nash.

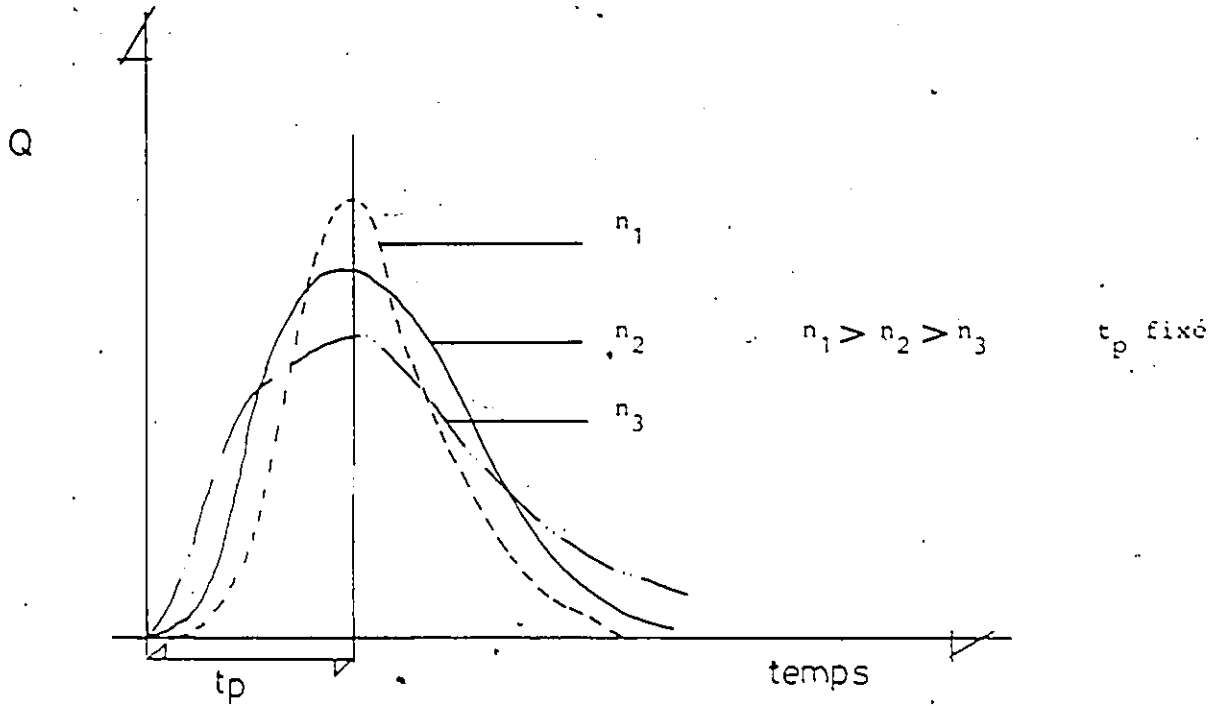


Fig. 2. Analyse de sensibilité sur  $n$ .

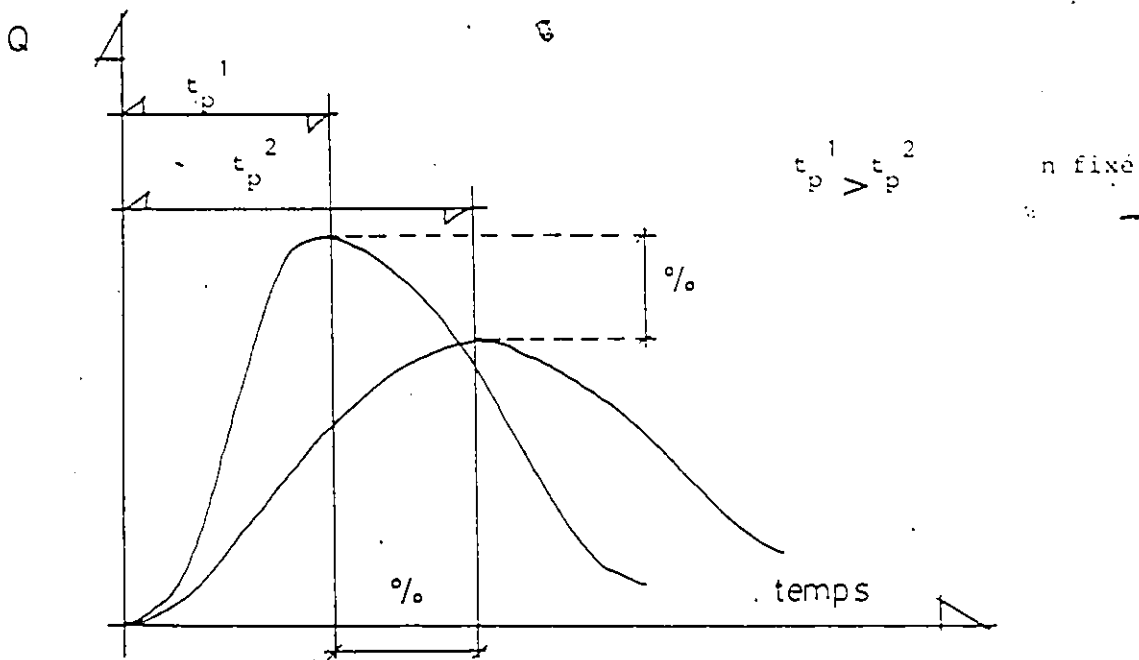


Fig. 3. Analyse de sensibilité sur  $t_p$ .

2

## Modèle de Green-Ampt: Résultats de la calibration sur le bas-

sin du Parimbot

N°	Date	H (mm)	R obs (mm)	R sim (mm)	HC (mm)	Qp obs (m³/s)	Qpsim (m³/s)	$\eta_1$ (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	$\eta_2$ (%)
1	19.7.76	16.6	0.88	0.89	148	0.402	0.277	-31.1	3.0	2.0	-33.3
2	20.7.76	37.8	1.47	1.45	917	0.480	0.456	-5.0	3.0	2.5	-16.6
3	21.7.76	23.3	1.80	1.78	453	0.408	0.560	37.3	2.5	2.0	-20.0
4	1.5.79	16.0	1.45	1.44	62.5	0.432	0.459	6.25	5.5	6.0	9.1
5	2.5.79	29.2	14.25	14.06	0.0	2.255	2.889	28.1	5.0	3.5	-30.0
6	6.11.79	41.6	5.32	5.34	87.0	0.675	0.685	1.5	15.0	12.5	-16.6
7	7.11.79	18.8	5.63	5.62	1.5	1.138	2.535	122.8	6.0	4.5	-25.0
8	9.11.79	41.3	14.61	14.67	40.0	2.188	2.843	29.9	5.5	6.0	9.1
9	24.10.80	33.1	15.02	14.32	0.0	2.654	3.0703	15.7	8.5	8.0	-5.9

Erreurs sur Qp :  $\bar{X} = 29.57$   
 $|S| = 30.82$

Erreurs sur tp :  $\bar{X} = -11.9$   
 $|S| = 16.54$

## Modèle de Green-Ampt: Résultats de la calibration sur le bas-

sin de Wixon Creek

N <sup>o</sup>	Date	H (mm)	R obs (mm)	R sim (mm)	HC (mm)	QP obs (m <sup>3</sup> /s)	QP sim (m <sup>3</sup> /s)	n <sub>1</sub> (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	n <sub>2</sub> (%)
1	18.4.75	26.42	14.37	14.36	17.5	6.075	6.842	12.6	6.5	6.0	-7.70
2	15.6.75	10.92	0.543	0.53	236.0	0.222	0.236	6.3	3.5	3.0	-14.28
3	24.8.75	24.90	0.380	0.39	195.0	0.128	0.168	31.25	6.0	4.5	-25.0
4	6.5.76	30.20	4.26	4.24	0.7	0.791	0.933	17.95	31.0	31.0	0.0
5	23.7.76	28.20	1.86	1.89	650.0	0.863	0.932	7.99	4.5	4.0	-11.11
6	29.6.77	25.15	0.85	0.85	218.0	0.154	0.186	20.77	8.5	7.5	-11.76
7	1.9.77	15.49	0.99	0.98	288.0	0.433	0.463	6.92	8.5	8.0	-5.88
8	23.8.79	24.40	1.24	1.25	215.0	0.312	0.373	19.55	8.5	6.0	-29.41
9	14.9.79	38.80	2.21	2.22	80.0	0.527	0.601	14.0	13.0	15.0	15.4

Erreurs sur Qp :  $\bar{X} = 15.26$   
 $|\bar{X}| = 15.26$

Erreurs sur tp :  $\bar{X} = -9.97$   
 $|\bar{X}| = 13.39$

Modèle de Green-Ampt : Résultats de la validation de la relationHC vs IPA pour le bassin du Parimbot.

N°	Date	HC cal (mm)	HC cour (mm)	R obs (mm)	R sim* (mm)	tp obs (h)	tp sim* (h)	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim* (m <sup>3</sup> /s)	IPA
1	19.7.76	148	122	0.88	1.70	3.0	2.0	0.402	0.559	20
2	20.7.76	917	-	1.47	-	3.0	-	0.480	-	-
3	21.7.76	453	-	1.80	-	2.5	-	0.408	-	-
4	1.5.79	62.5	50	1.45	1.89	5.5	6.0	0.432	0.622	32.1
5	2.5.79	0.0	0.0	14.25	14.06	5.0	3.5	2.255	2.889	43.6
6	6.11.79	87.0	132	5.32	2.62	15.0	12.0	0.675	0.774	18.4
7	7.11.79	1.5	0.0	5.63	6.09	6.0	5.0	1.138	1.756	60.2
8	9.11.79	40.0	0.0	14.61	24.96	5.5	6.0	2.188	4.905	73.5
9	24.10.80	0.0	0.0	15.02	14.33	8.5	8.0	2.654	2.942	58.8

HC cal : succion capillaire calibrée

HC cour: succion capillaire donnée par la courbe HC vs IPA

\* Valeurs déterminées en utilisant la succion capillaire donnée par la courbe HC vs IPA.

Note : Les valeurs de n et tp sont celles obtenues comme optimums avec la méthode CN\*.

N°	Date	$\Sigma E^2$ HC cal (m <sup>3</sup> /s) <sup>2</sup>	$\Sigma E^2$ HC cour (m <sup>3</sup> /s) <sup>2</sup>	%QP (%)	%tp (%)	Qp sim HC cal (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim HC cour (m <sup>3</sup> /s)	tp sim HC cal (h)	tp sim HC cour (h)
1	19.7.76	0.264	0.791	39.1	-33.3	0.277	0.559	2.0	2.0
2	20.7.76	0.103	-	-	-	0.456	-	2.5	-
3	21.7.76	0.554	-	-	-	0.560	-	2.0	-
4	1.5.79	0.459	0.248	43.9	9.1	0.459	0.622	6.0	6.0
5	2.5.79	13.23	13.23	28.1	-30.0	2.889	2.889	3.5	3.5
6	6.11.79	0.15	1.908	14.6	-20.0	0.685	0.774	12.5	12.0
7	7.11.79	11.43	3.015	54.3	-16.6	2.535	1.756	4.5	5.0
8	9.11.79	2.04	39.27	124.2	9.1	2.842	4.905	6.0	6.0
9	24.10.80	10.28	6.532	10.8	-5.9	3.070	2.942	8.0	8.0

%QP : Qp obs - Qp sim (S cour) / Qp sim (S cour)

%tp : tp obs - tp sim (S cour) / tp sim (S cour)

## Modèle de Holtan: Résultats de la calibration sur le bassin

N°	Date	H (mm)	R obs (mm)	R sim (mm)	S (mm)	Qp obs (m³/s)	Qp sim (m³/s)	$\eta_1$ (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	$\eta_2$ (%)	du Parimbot	
1	19.7.76	16.6	0.88	0.88	66.0	0.402	0.277	-31.0	3.0	2.0	-33.3		
2	20.7.76	37.8	1.47	1.48	126.2	0.480	0.463	-3.6	3.0	2.5	-16.7		
3	21.7.76	23.3	1.80	1.79	109.0	0.408	0.563	38.0	2.5	2.0	-20.0		
4	1.5.79	16.0	1.45	1.46	35.5	0.432	0.466	7.87	5.5	6.0	9.1		
5	2.5.79	29.2	14.25	14.23	25.7	2.255	2.324	3.1	5.0	4.0	-20.0		
6	6.11.79	41.6	5.22	5.33	47.5	0.675	0.597	-11.5	15.0	14.0	-6.67		
7	7.11.79	18.8	5.63	5.62	20.18	1.138	2.191	92.6	6.0	4.5	-25.0		
8	9.11.79	41.3	14.61	14.78	41.0	2.188	2.577	18.0	5.5	6.0	9.1		
9	24.10.80	33.1	15.02	15.02	25.2	2.654	3.183	20.0	8.5	8.5	0.0		
												Erreurs sur Qp	
												$\bar{X}$ = 20.56	
												$ \bar{X} $ = 24.33	
												Erreurs sur tp	
												$\bar{X}$ = -8.77	
												$ \bar{X} $ = 13.32	

Modèle de Holtan: Résultats de la calibration sur le bassin deWixon Creek

N <sup>o</sup>	Date	H (mm)	R obs (mm)	R sim (mm)	S <sup>o</sup> (mm)	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim (m <sup>3</sup> /s)	$\eta_1$ (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	$\eta_2$ (%)
1	18.4.75	26.42	14.37	14.66	29.0	6.075	6.701	10.3	6.5	6.5	0.0
2	15.6.75	10.92	0.543	0.55	72.6	0.222	0.245	10.3	3.5	3.0	-14.3
3	24.8.75	24.90	0.38	0.38	54.9	0.128	0.166	29.7	6.0	4.5	-25.0
4	6.5.76	30.20	4.26	4.26	9.6	0.791	0.960	21.3	31.0	17.5	-43.5
5	23.7.76	28.20	1.86	1.85	115.0	0.863	0.887	2.78	4.5	5.0	11.11
6	29.6.77	25.15	0.856	0.890	63.3	0.154	0.196	27.27	8.5	7.0	-12.5
7	1.9.77	15.49	0.99	1.01	75.0	0.433	0.475	9.70	8.5	8.0	-5.80
8	23.8.79	24.40	1.24	1.22	61.8	0.312	0.353	13.14	8.5	5.0	-41.18
9	14.9.79	38.80	2.21	2.26	46.2	0.527	0.623	18.2	13.0	15.5	19.2

Erreurs sur Qp :  $\bar{X} = 15.85$   
 $|\bar{X}| = 15.85$

Erreurs sur tp :  $\bar{X} = -12.44$   
 $|\bar{X}| = 19.18$

Modèle de Holtan : Résultats de la validation de la relation  
S vs IPA pour le bassin du Parimbot.

N°	Date	S cal (mm)	S cour (mm)	R obs (mm)	R sim* (mm)	tp obs (h)	tp sim* (h)	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim* (m <sup>3</sup> /s)	IPA
1	19.7.76	66	50	0.88	3.65	3.0	2.0	0.402	1.196	20.0
2	20.7.76	126.2	-	1.47	-	3.0	-	0.480	-	-
3	21.7.76	109.0	-	1.80	-	2.5	-	0.408	-	-
4	1.5.79	35.5	32	1.45	2.12	5.5	6.0	0.432	0.699	32.1
5	2.5.79	25.7	28	14.25	11.92	5.0	4.0	2.255	2.020	43.6
6	6.11.79	47.5	52.5	5.32	1.71	15	12.5	0.675	0.460	18.4
7	7.11.79	20.18	20.18	5.63	5.64	6.0	5.0	1.138	1.388	60.2
8	9.11.79	41.0	16.0	14.61	32.43	5.5	6.0	2.188	5.860	73.5
9	24.10.80	25.2	21.0	15.02	17.65	8.5	8.5	2.654	3.484	58.8

S cal : stockage calibré

S cour: stockage donné par la courbe de S vs IPA

\* Valeurs déterminées en utilisant le stockage donné par la courbe S vs IPA

Note : Les valeurs de n et tp sont celles obtenues comme optimums avec la méthode CN\*.

N°	Date	$PE^2$ S cal	$PE^2$ S cour	$\%Qp$ (%)	$\%tp$ (%)	$Qp\ sim$ S cal (m <sup>3</sup> /s)	$Qp\ sim$ S cour (m <sup>3</sup> /s)	$tp\ sim$ S cal (h)	$tp\ sim$ S cour (h)
1	19.7.76	0.281	4.627	197.5	-33.3	0.277	1.196	2.0	2.0
2	20.7.76	-	-	-	-	0.463	-	2.5	-
3	21.7.76	-	-	-	-	0.563	-	2.0	-
4	1.5.79	0.093	0.397	61.8	9.1	0.466	0.699	6.0	6.0
5	2.5.79	5.657	6.109	-10.5	-20.0	2.324	2.020	4.0	4.0
6	6.11.79	0.306	2.274	-31.8	-16.6	0.597	0.460	14.0	12.5
7	7.11.79	6.20	0.804	21.9	-16.6	2.191	1.388	4.5	5.0
8	9.11.79	4.757	82.78	167.8	9.1	2.577	5.860	6.0	6.0
9	24.10.80	3.092	5.85 /	31.2	0.0	3.183	3.484	8.5	8.5

$\%Qp$  :  $Qp\ obs - Qp\ sim$  (S cour) /  $Qp\ sim$  (S cour)

$\%tp$  :  $tp\ obs - tp\ sim$  (S cour) /  $tp\ sim$  (S cour)

## Méthode CN\*: Résultats des simulations sur le bassin du Parimbot

N°	Date	n	tp	I <sub>a</sub> (mm)	CN*	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim (m <sup>3</sup> /s)	n <sub>1</sub> (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	n <sub>2</sub> (%)
1	19.7.76	3.0	1.8	3.0	57.5	0.402	0.160	-60.2	3.0	5.0	66.6
2	20.7.76	3.0	1.8	1.0	22.3	0.480	0.376	-21.6	3.0	3.0	0.0
3	21.7.76	3.0	1.8	3.0	54.9	0.408	0.377	-7.6	2.5	2.5	0.0
4	1.5.79	2.5	1.5	3.0	71.0	0.432	0.404	-6.5	5.5	6.0	9.1
5	2.5.79	3.0	1.7	2.0	91.1	2.255	1.752	-22.3	5.0	4.5	-10.0
6	6.11.79	1.5	1.8	5.0	54.1	0.675	0.505	-25.2	15.0	15.5	3.4
7	7.11.79	3.0	1.0	0.01	85.2	1.138	1.026	-9.84	6.0	4.5	-25.0
8	9.11.79	2.0	1.5	1.0	78.2	2.188	2.012	-8.1	5.5	6.5	18.2
9	24.10.80	3.0	1.5	3.0	89.4	2.654	2.564	-3.4	8.5	8.5	0.0

Erreurs sur Qp :  $\frac{\bar{X}}{|\bar{X}|} = -13.07$   
 $\frac{\bar{X}}{|\bar{X}|} = 13.07$

Erreurs sur tp :  $\frac{\bar{X}}{|\bar{X}|} = -0.54$   
 $\frac{\bar{X}}{|\bar{X}|} = 8.21$

Méthode CN\* : Résultats des simulations sur le bassin de Wixon Creek

N°	Date	n	tp	I <sub>a</sub> (mm)	CN*	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qpsim (m <sup>3</sup> /s)	η <sub>1</sub> (%)	tp obs (h)	tp sim (h)	η <sub>2</sub> (%)
1	18.4.75	3.9	3.7	2.0	93.7	6.075	6.078	0.04	6.5	6.5	0.0
2	15.6.75	2.3	2.7	2.0	64.86	0.222	0.226	1.8	3.5	3.5	0.0
3	24.8.75	1.5	1.6	2.0	15.81	0.128	0.123	-3.90	6.0	6.5	8.33
4	6.5.76	2.0	4.5	2.0	61.65	0.791	0.792	0.12	31.0	30.0	-3.22
5	23.7.76	3.5	3.5	2.0	42.49	0.863	0.892	3.36	4.5	4.5	0.0
6	29.6.77	2.3	3.5	2.0	29.73	0.154	0.152	-1.29	8.5	8.5	0.0
7	1.9.77	3.3	3.5	2.0	59.95	0.433	0.430	-0.69	8.5	8.5	0.0
8	23.8.79	1.7	2.8	2.0	39.95	0.312	0.311	-0.32	8.5	8.5	0.0
9	14.9.79	3.0	5.5	2.0	30.61	0.527	0.515	-2.28	13.0	14.0	7.69

Erreurs sur Qp :  $\bar{X} = -0.35$  $|\bar{X}| = 1.53$ Erreurs sur tp :  $\bar{X} = 1.42$  $|\bar{X}| = 2.14$

Modèle CN\* : Résultats de la validation de la relation CN\*  
vs IPA pour le bassin du Parimbot.

N <sup>o</sup>	Date	CN* <sup>1</sup>	IPA (mm)	CN* <sup>2</sup>	C <sub>r</sub> obs (%)	C <sub>r</sub> cal <sup>2</sup> (%)	a
1	19.7.76	57.5	-	-	5.3	-	-
2	20.7.76	22.3	-	-	3.9	-	-
3	21.7.76	54.9	-	-	7.7	-	-
4	1.5.79	71.0	32.1	81	9.1	14.6	59.9
5	2.5.79	91.1	43.6	91	48.8	48.4	-0.8
6	6.11.79	54.1	18.4	51	12.8	11.5	-10.4
7	7.11.79	85.2	60.2	96	29.95	64.0	113.7
8	9.11.79	78.2	73.5	97	35.4	81.7	130.8
9	24.10.80	89.4	58.8	95	45.4	63.0	38.8

CN\*<sup>1</sup> : Valeur calibrée

CN\*<sup>2</sup> : Valeur donnée par la courbe enveloppe

$$a = \frac{C_r \text{ cal}^2 - C_r \text{ obs}}{C_r \text{ obs}} \times 100$$

Méthode de distribution proportionnelle: Résultats des simula-  
tions sur le bassin versant du Parimbot

N°	Date	Qp obs	Qp sim	Qp sim-Qp obs		tp obs	tp sim	tp sim-tp obs
		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	Qp obs	(g)	(h)	(h)	(pobs)
				(g)	(g)			(g)
1	19.7.76	-	-	-	-	-	-	-
2	20.7.76	-	-	-	-	-	-	-
3	21.7.76	-	-	-	-	-	-	-
4	1.5.79	0.432	0.353	-18.3	5.5	5.5	0.0	
5	2.5.79	2.255	2.135	-5.3	5.0	4.0	-20.0	
6	6.11.79	0.675	0.502	-25.6	15.0	12.5	-16.7	
7	7.11.79	1.138	1.306	14.8	6.0	4.5	-25.8	
8	9.11.79	2.188	2.065	-5.6	5.5	6.0	9.1	
9	24.10.80	2.654	2.178	-17.9	8.5	8.0	-5.9	

Méthode de l'indice W modifiée: Résultats des simulations surle bassin versant du Parimbot

N°	Date	Qp obs (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim (m <sup>3</sup> /s)	Qp sim-Qp obs		tp obs (h)	tp sim (h)	tp sim-tp obs	
				Qp obs	(%)			tp obs	(%)
1	19.7.76	-	-	-	-	-	-	-	-
2	20.7.76	-	-	-	-	-	-	-	-
3	21.7.76	-	-	-	-	-	-	-	-
4	1.5.79	0.432	0.409	-5.3	-5.3	5.5	5.5	0.0	0.0
5	2.5.79	2.255	2.354	4.4	4.4	5.0	4.0	-20.0	-20.0
6	6.11.79	0.675	0.443	-34.4	-34.4	15.0	12.0	-20.0	-20.0
7	7.11.79	<del>1.138</del>	1.570	38.0	38.0	6.0	4.5	-25.8	-25.8
8	9.11.79	2.188	2.223	1.6	1.6	5.5	6.0	9.1	9.1
9	24.10.80	2.654	2.751	3.6	3.6	8.5	8.0	-5.9	-5.9

Méthode de distribution proportionnelle: Résultats des simulations sur le bassin versant de Wixon Creek.

N°	Date	Qp obs	Qp sim	Qp sim-Qp obs		tp obs	tp sim	tp sim-tp obs
		( m <sup>3</sup> /s )	( m <sup>3</sup> /s )	( % )	( h )	( h )	( % )	
1	2.7.74	2.733	2.440	-10.7	7.5	8.0	6.7	
2	28.9.74	0.436	0.307	-29.6	39.0	38.5	-1.3	
3	18.4.75	6.075	4.55	-25.2	6.0	6.0	0.0	
4	15.6.75	0.222	0.192	-13.3	3.0	4.5	50.0	
5	19.7.75	0.238	0.274	15.3	36.0	34.0	-5.6	
6	24.8.75	0.128	0.113	-12.8	5.0	7.0	40.0	
7	15.4.76	0.488	0.502	2.8	19.5	5.0	-74.4	
8	6.5.76	0.791	0.716	-9.5	31.0	31.0	0.0	
9	23.7.76	0.863	0.670	-22.3	4.0	4.5	12.5	
10	29.7.76	2.263	1.17	-48.4	15.0	16.0	6.7	
11	29.6.77	0.154	0.27	75.4	8.0	6.0	-25.0	
12	15.7.77	0.850	0.623	-26.7	5.5	5.5	0.0	
13	1.9.77	0.433	0.332	-23.4	8.0	8.5	6.3	
14	19.8.78	0.767	0.584	-23.8	21.5	21.5	0.0	
15	18.9.78	1.250	0.951	-24.0	12.5	15.5	24.0	
16	30.6.79	0.708	0.726	2.5	32.0	30.0	-6.3	
17	23.8.79	0.312	0.345	10.5	8.0	7.0	-12.5	
18	14.9.79	0.527	0.497	-5.7	13.0	11.5	-11.5	

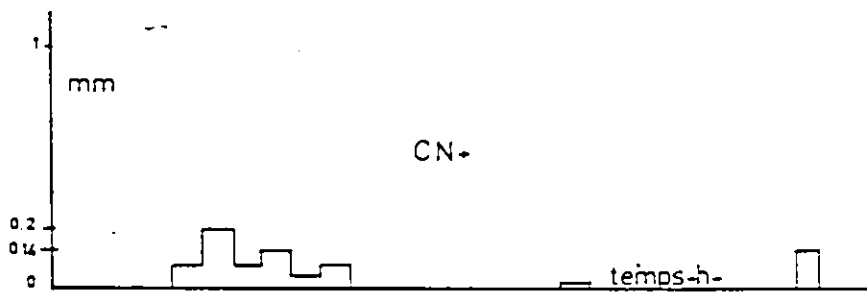
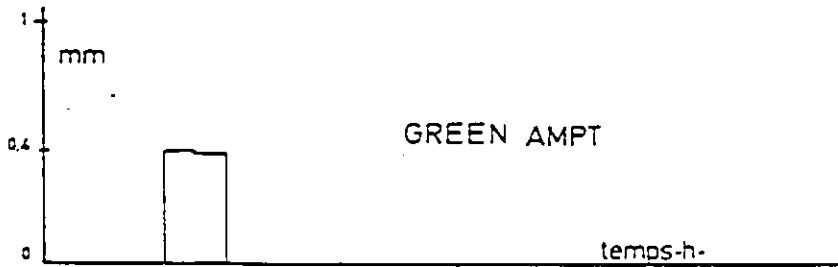
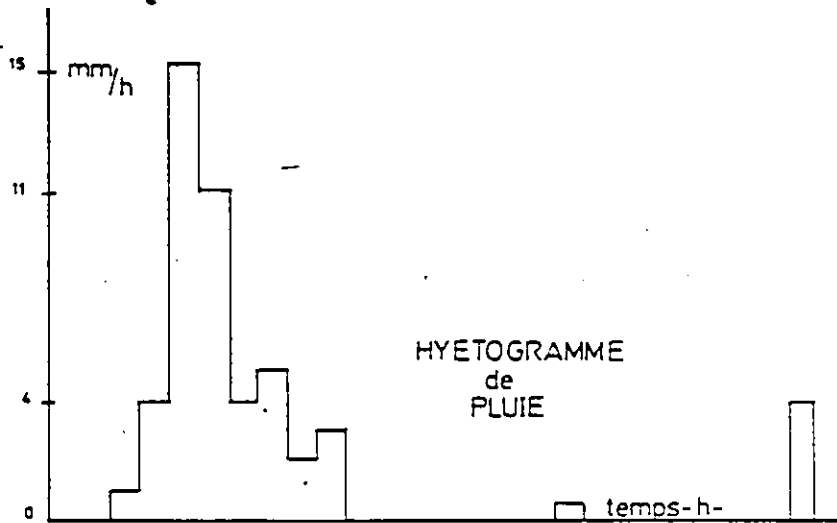
## Méthode de l'indice W modifiée: Résultats des simulations

## sur le bassin versant de Wixon Creek

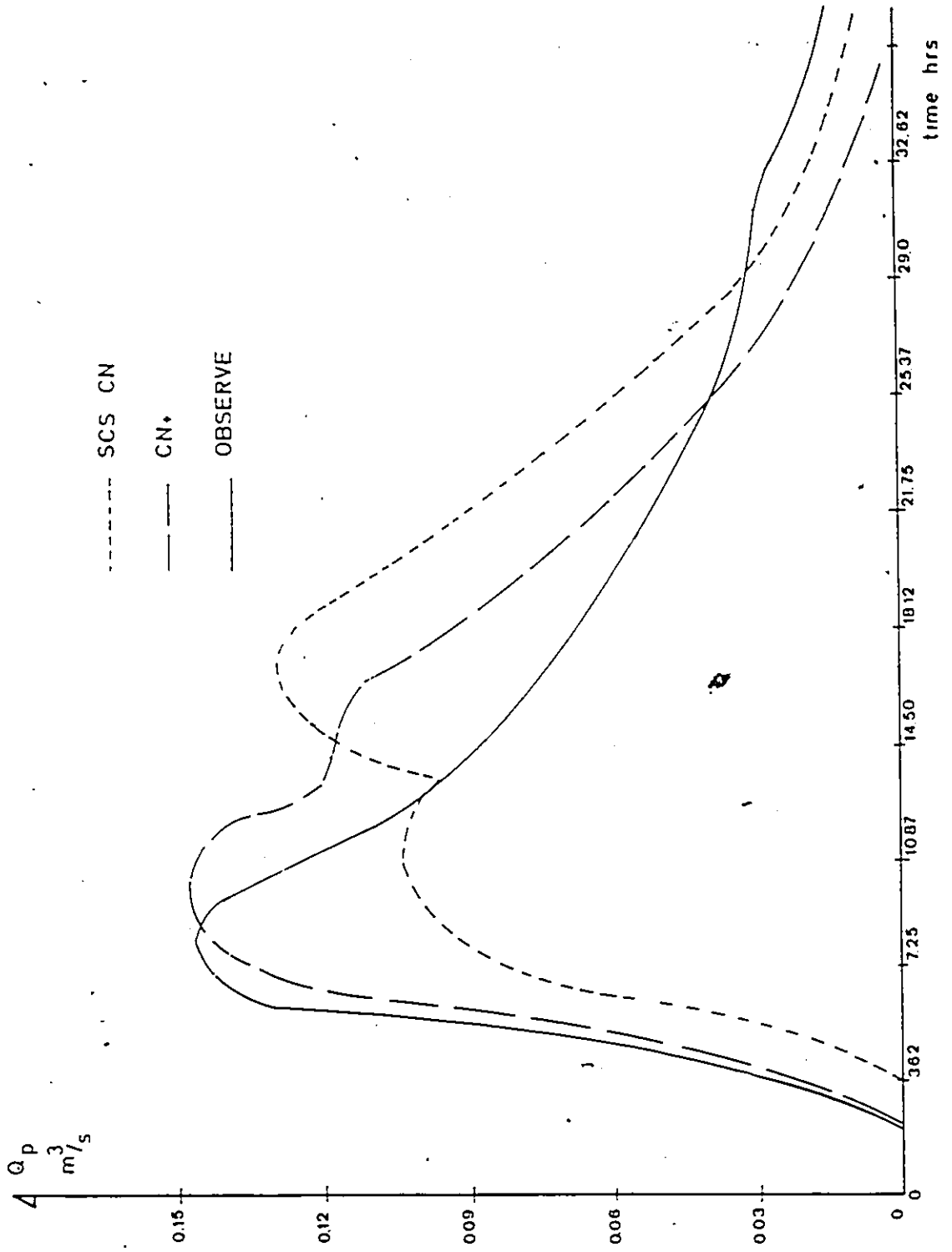
N°	Date	Qp		Qp sim-Qp obs		tp		tp sim-tp obs
		obs (m <sup>3</sup> /s)	sim (m <sup>3</sup> /s)	obs (%)	sim (%)	obs (h)	sim (h)	
1	2.7.74	2.733	2.518	-7.9	7.5	7.5	0.0	
2	28.9.74	0.436	0.448	2.8	38.5	38.5	-1.3	
3	18.4.75	6.075	4.901	-19.3	6.0	6.0	0.0	
4	15.6.75	0.222	0.198	-10.8	3.0	4.0	33.0	
5	19.7.75	0.238	0.333	39.9	36.0	34.0	-5.6	
6	24.8.75	0.128	0.121	-5.5	5.0	7.0	40.0	
7	15.4.76	0.488	0.530	8.6	19.5	21.0	7.7	
8	6.5.76	0.791	0.958	21.1	31.0	32.0	3.2	
9	23.7.76	0.863	0.673	-22.0	4.0	4.5	12.5	
10	29.7.76	2.263	1.457	-35.6	15.0	16.0	6.7	
11	29.6.77	0.154	0.281	82.5	8.0	6.0	-25.0	
12	15.7.77	0.850	0.629	-26.0	5.5	5.5	0.0	
13	1.9.77	0.433	0.359	-17.1	8.0	8.5	6.3	
14	19.8.78	0.767	0.630	-17.9	21.5	21.5	0.0	
15	18.9.78	1.250	1.089	-12.9	12.5	15.5	24.0	
16	30.6.79	0.708	1.081	52.7	32.0	30.5	-4.7	
17	23.8.79	0.312	0.380	21.8	8.0	7.0	-12.5	
18	14.9.79	0.527	0.495	-6.1	13.0	12.0	-7.7	

Différentes distributions de pluie excédentaire pour l'averse  
du 29.06.77 sur le bassin de Wixon Creek

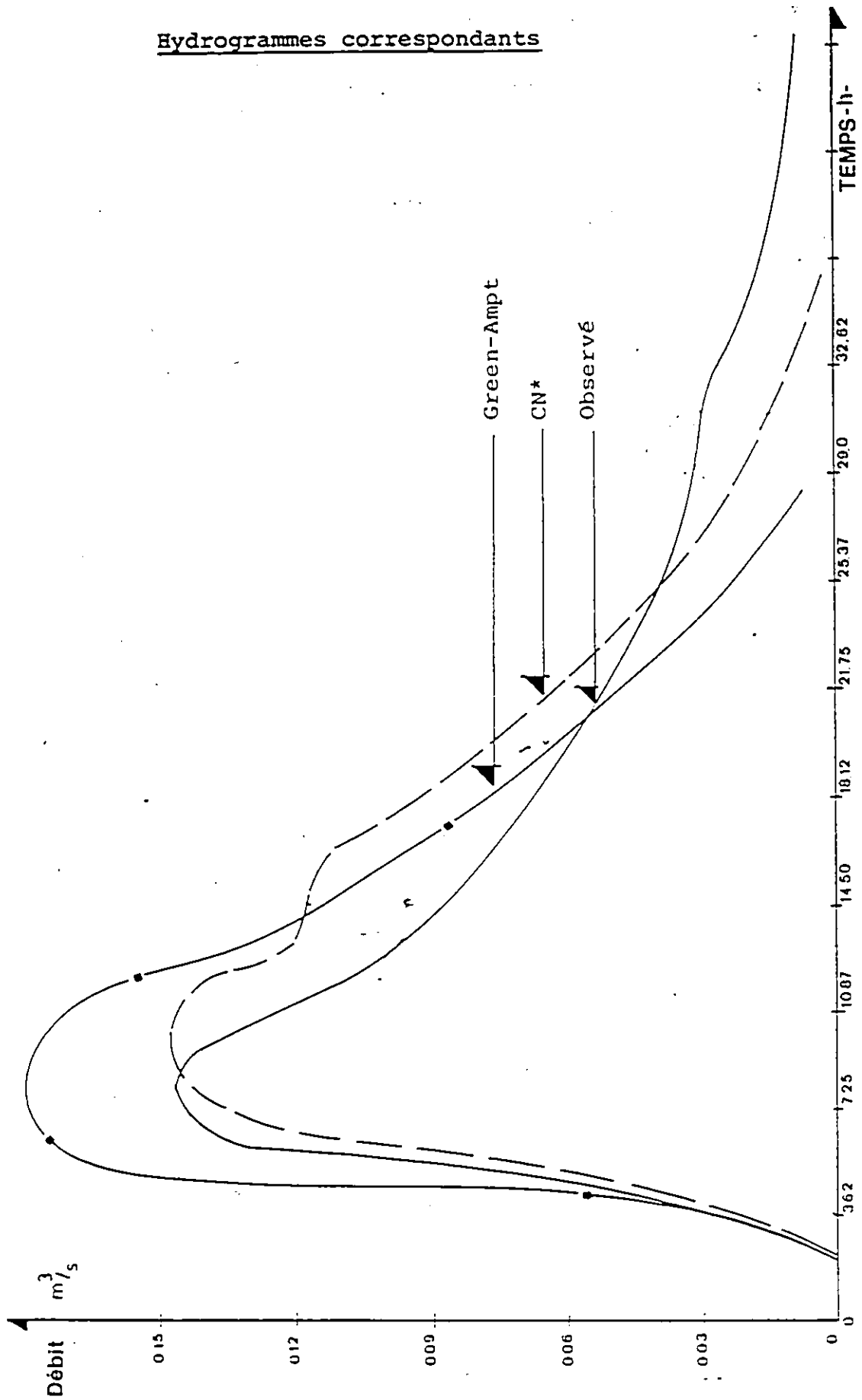
(Pas de temps  $DT = 0.5h$ )



Hydrogrammes correspondants

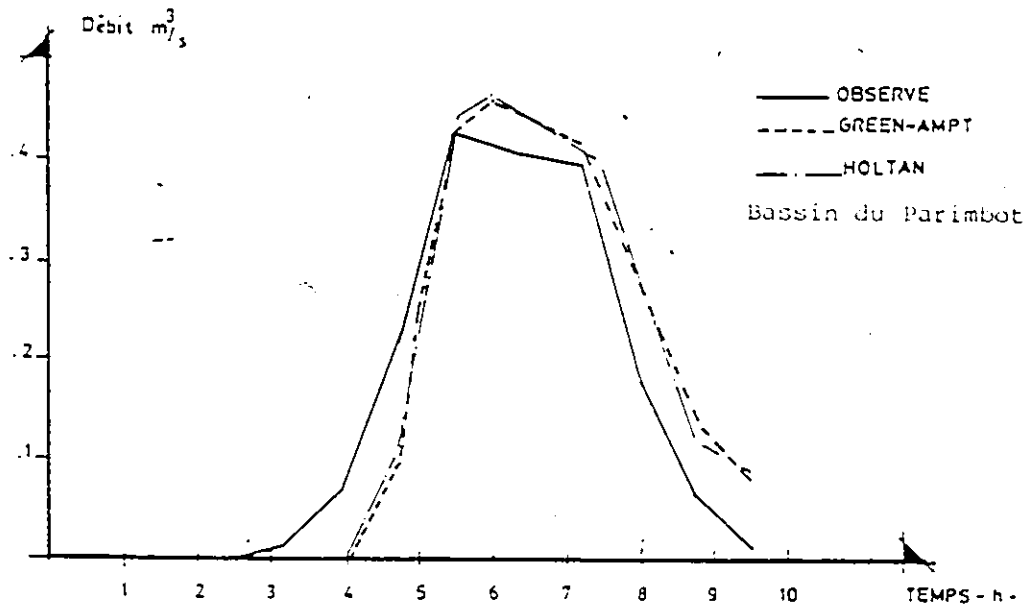
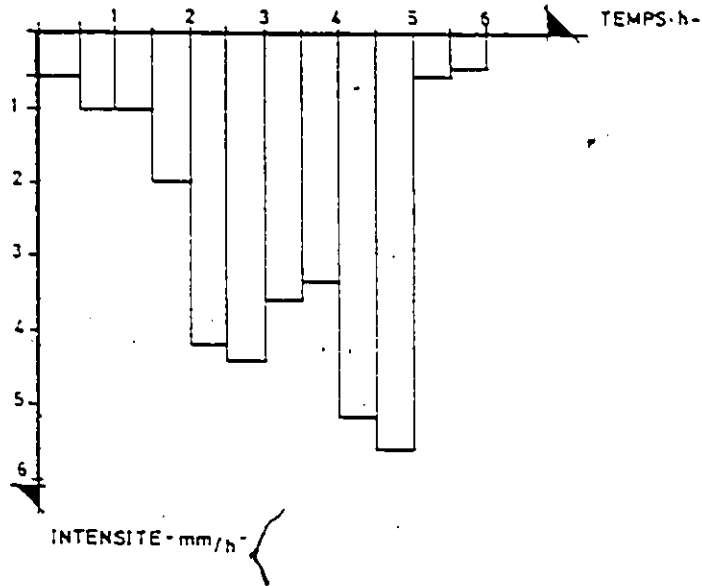


Hydrogrammes correspondants



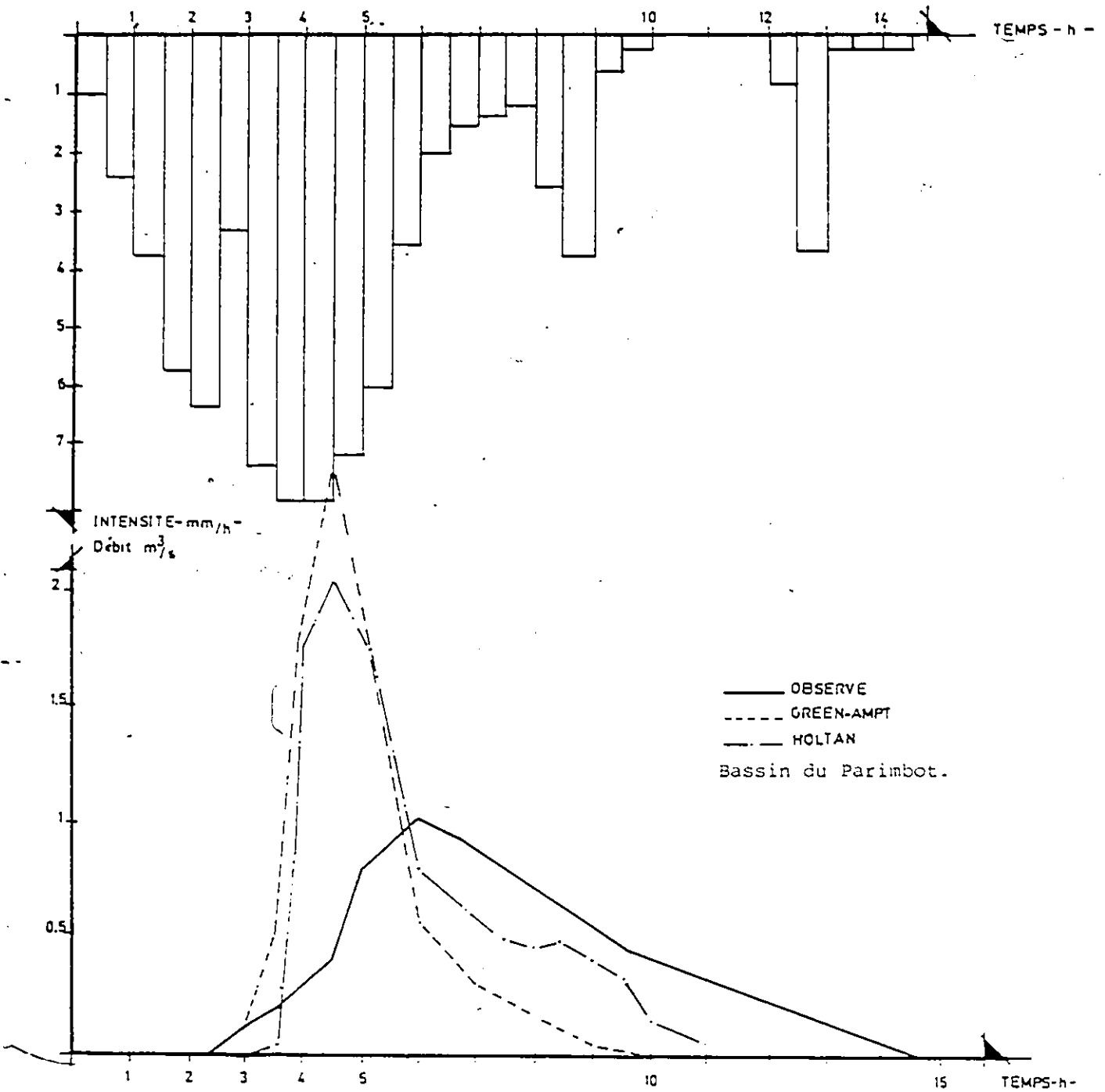
Modèles de Green-Ampt et Holtan: Exemple de comportement

Averse du 1 mai 1979



Modèles de Green-Ampt et Holtan: Exemple de comportement

Averse du 7 novembre 1979

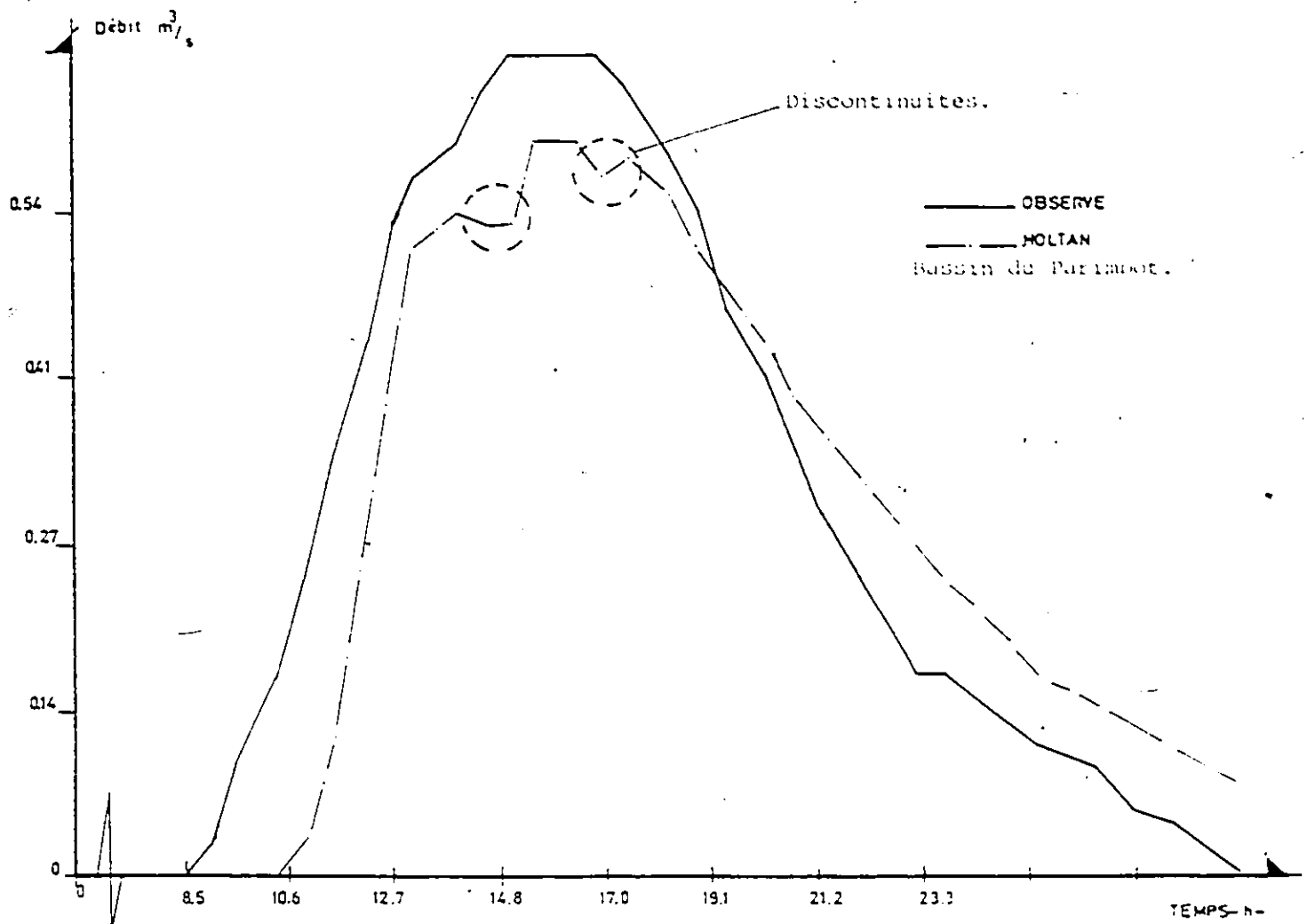


Modèle de Holtan: Exemple de comportementAverse du 6 novembre 1979

IPA = 18.4 mm.

G = Capacité au champ égale à 40 mm

S = Stockage disponible égal à 47.5 mm



Résultats des simulations des averses de projet pour les différents modèles sur le bassin du Parimbot

Caractéristiques de la pluie de projet.

Base : averse du 24 au 27.10.80 (averse N° 9).

Durée : 19 heures.

Précipitation totale : 33.1 mm.

Après gonflement :

Temps de retour (T)	Précipitation totale H (mm)
5 ans	60.
10 ans	71
25 ans	78

Méthode CN\*

T (ans)	IPA (mm)	CN*	I <sub>a</sub> (mm)	Q <sub>p sim</sub> (m <sup>3</sup> /s)	tp <sub>sim</sub> (h)	R <sub>sim</sub> (mm)	C <sub>r sim</sub>
5	0	0	0	0	0	0	0
5	10	-	-	-	-	-	-
5	20	58	3	2.146	9.0	13.48	0.22
5	30	-	-	-	-	-	-
5	40	-	-	-	-	-	-
5	50	93	1	6.978	8.5	44.54	0.74
5	70	98	1	8.155	8.5	54.21	0.90
10	0	0	0	0	0	0	0
10	10	-	-	-	-	-	-
10	20	58	3	2.918	9.0	18.35	0.26
10	30	-	-	-	-	-	-
10	40	-	-	-	-	-	-
10	50	93	1	8.562	8.5	54.97	0.77
10	70	98	1	9.726	8.5	65.15	0.92
25	0	0	0	0	0	0	-
25	10	-	-	-	-	-	-
25	20	58	3	3.449	9.0	21.71	0.28
25	30	-	-	-	-	-	-
25	40	-	-	-	-	-	-
25	50	93	1	9.568	8.5	61.65	0.79
25	70	98	1	10.720	8.5	72.10	0.92

Méthode : Green-Ampt

T (ans)	IPA (mm)	HC (mm)	Qp sim (m <sup>3</sup> /s)	tp sim (h)	Rsim (mm)	C <sub>r</sub> sim
5	0	-	-	-	-	-
5	10	200	2.788	8.5	11.12	0.19
5	20	120	3.995	8.5	17.36	0.29
5	30	60	5.110	8.5	23.25	0.39
5	40	18	6.094	8.5	30.62	0.51
5	50	0	6.740	8.5	36.69	0.61
5	70	0	6.740	8.5	36.69	0.61
10	0	-	-	-	-	-
10	10	200	4.458	8.5	19.04	0.27
10	20	120	5.639	8.5	25.27	0.36
10	30	60	6.707	8.5	31.47	0.44
10	40	18	7.654	8.5	40.07	0.56
10	50	0	8.294	8.0	46.84	0.66
10	70	0	8.294	8.0	46.84	0.66
25	0	-	-	-	-	-
25	10	200	5.512	8.5	24.02	0.31
25	20	120	6.674	8.5	30.32	0.39
25	30	60	7.703	8.5	37.13	0.48
25	40	18	8.238	8.0	46.36	0.59
25	50	0	9.279	8.0	53.40	0.68
25	70	0	9.279	8.0	53.40	0.68

Méthode : Holtan

T (ans)	IPA (mm)	S (mm)	Qpsim (m <sup>3</sup> /s)	tpsim (h)	Rsim (mm)	C <sub>r</sub> sim
5	0	90	0.003	8.5	0.0	0.00
5	10	67.5	2.562	9.0	9.21	0.15
5	20	47.5	5.794	8.5	31.20	0.52
5	30	37	6.817	8.5	36.56	0.61
5	40	32	7.196	8.5	38.75	0.65
5	50	26.5	7.517	8.5	42.28	0.70
5	70	17.5	7.790	8.5	46.84	0.78
10	0	90	1.293	9.0	4.25	0.06
10	10	67.5	5.174	9.0	25.11	0.35
10	20	47.5	7.9	8.5	42.89	0.60
10	30	37	8.65	8.5	47.20	0.66
10	40	32	8.9	8.5	50.53	0.71
10	50	26.5	9.16	8.5	53.67	0.76
10	70	17.5	9.36	8.5	57.93	0.82
25	0	90	2.609	9.0	8.86	0.11
25	10	67.5	6.790	9.0	36.57	0.47
25	20	47.5	9.136	8.5	49.79	0.64
25	30	37	9.773	8.5	54.67	0.70
25	40	32	10.012	8.5	57.87	0.74
25	50	26.5	10.192	8.5	60.79	0.78
25	70	17.5	10.365	8.0	64.90	0.83

Résultats de la calibration de URBHYD sur Luzzi

Calibration du coefficient de ruissellement événement par événement  
 Pertes initiales=0.18 mm.

Evénement n <sup>o</sup>	H (mm)	Qpobs (m <sup>3</sup> /s)	Crobs	Qpsim (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$	XIMP
1	3.2	0.0546	0.49	0.034	0.61	0.52
2	8.4	0.0952	0.545	0.073	0.76	0.55
3	3.4	0.0546	0.460	0.058	1.06	0.48
4	3.4	0.0224	0.399	0.022	0.98	0.41
5	3.6	0.0410	0.590	0.043	1.04	0.62
6	12.	0.082	0.66	0.068	0.82	0.68
7	4.0	0.049	0.75	0.052	1.06	0.78
8	2.2	0.046	0.78	0.052	1.13	0.88
9	7.0	0.040	0.562	0.042	1.05	0.58
10	2.8	0.0267	0.49	0.033	1.23	0.52
11	4.8	0.0584	0.50	0.064	1.14	0.53
12	4.2	0.0285	0.52	0.030	1.05	0.55
13	1.4	0.023	0.59	0.020	0.87	0.66
14	1.8	0.043	0.67	0.039	0.91	0.75
15	2.6	0.057	0.65	0.061	1.07	0.70
17	11.8	0.080	0.50	0.096	1.20	0.50
18	5.0	0.069	0.65	0.051	0.74	0.67
19	2.2	0.034	0.65	0.021	0.62	0.71
20	3.6	0.072	0.71	0.074	1.03	0.75
21	5.2	0.137	0.73	0.100	0.73	0.75
22	3.8	0.074	0.57	0.065	0.88	0.60
23	3.2	0.0308	0.471	0.032	1.03	0.50
24	5.4	0.027	0.58	0.031	1.15	0.60
25	17.8	0.105	0.74	0.118	1.12	0.74
26	21.2	0.104	0.76	0.123	1.18	0.77
27	3.6	0.031	0.497	0.039	1.20	0.52
28	14.6	0.191	0.555	0.114	0.88	0.56
29	10.2	0.087	0.57	0.088	1.01	0.59
30	2.6	0.0416	0.58	0.032	0.77	0.62

XIMP est l'imperméabilité calée

Résultats de la validation du modèle URBHYD sur le bassin de Luzzi

Valeurs moyennes des pertes initiales et de l'imperméabilité (0.18 mm et 63 %)

Evénement n <sup>o</sup>	H (mm)	Qpobs (m <sup>3</sup> /s)	Crobs	Qpsim (m <sup>3</sup> /s)	-Crsim	$\frac{Qpsim}{Qpobs}$	$\frac{Crsim}{Crobs}$
1	3.2	0.0546	0.49	0.040	0.60	0.73	1.22
2	8.4	0.0952	0.545	0.084	0.62	0.88	1.14
3	3.4	0.0546	0.460	0.077	0.60	1.40	1.30
4	3.4	0.0224	0.399	0.034	0.60	1.52	1.54
5	8.6	0.0410	0.590	0.044	0.61	1.07	1.03
6	12.0	0.082	0.66	0.063	0.63	0.77	0.95
7	4.0	0.049	0.75	0.042	0.61	0.86	0.81
8	2.2	0.046	0.78	0.039	0.59	0.85	0.76
9	7.0	0.040	0.56	0.046	0.62	1.15	1.10
10	2.8	0.0267	0.49	0.041	0.60	1.54	1.22
11	4.8	0.0584	0.50	0.077	0.61	1.32	1.22
12	4.2	0.0285	0.52	0.035	0.61	1.23	1.17
13	1.4	0.0230	0.59	0.019	0.56	0.83	0.95
14	1.8	0.043	0.67	0.033	0.58	0.77	0.87
15	2.6	0.057	0.65	0.055	0.59	0.97	0.91
17	11.8	0.080	0.50	0.122	0.63	1.53	1.26
18	5.0	0.069	0.65	0.049	0.61	0.71	0.94
19	2.2	0.034	0.65	0.019	0.59	0.56	0.91
20	3.6	0.072	0.71	0.062	0.61	0.86	0.86
21	5.2	0.137	0.73	0.084	0.61	0.61	0.83
22	3.8	0.074	0.57	0.068	0.61	0.92	1.07
23	3.2	0.0308	0.471	0.040	0.60	1.30	1.27
24	5.4	0.0270	0.58	0.033	0.62	1.22	1.07
25	17.8	0.105	0.74	0.101	0.63	0.96	0.85
26	21.2	0.104	0.76	0.101	0.63	0.97	0.83
27	3.6	0.031	0.497	0.048	0.61	1.55	1.23
28	14.6	0.131	0.55	0.129	0.63	0.98	1.14
29	10.2	0.087	0.57	0.095	0.62	1.09	1.09
30	2.60	0.0416	0.58	0.033	0.59	0.79	1.02

Description détaillée du bassin de Munkerisparken1. Données générales.

Situation.	Lingby, Denmark
Source des données	Maksimovic et Padojkovic, 1986
Surface	6.44 ha.
Pente moyenne	1.00 ‰
Surface imperméable:	
toits	1.57 ha.
rues	0.44 ha
stationnement	0.93 ha
Surface perméable	3.50 ha
Taux d'imperméabilité	31.6 ‰
Occupation des sols	Résidentielle
Type de réseau	Unitaire

La figure 1. montre un plan de situation du bassin ainsi que les caractéristiques essentielles.

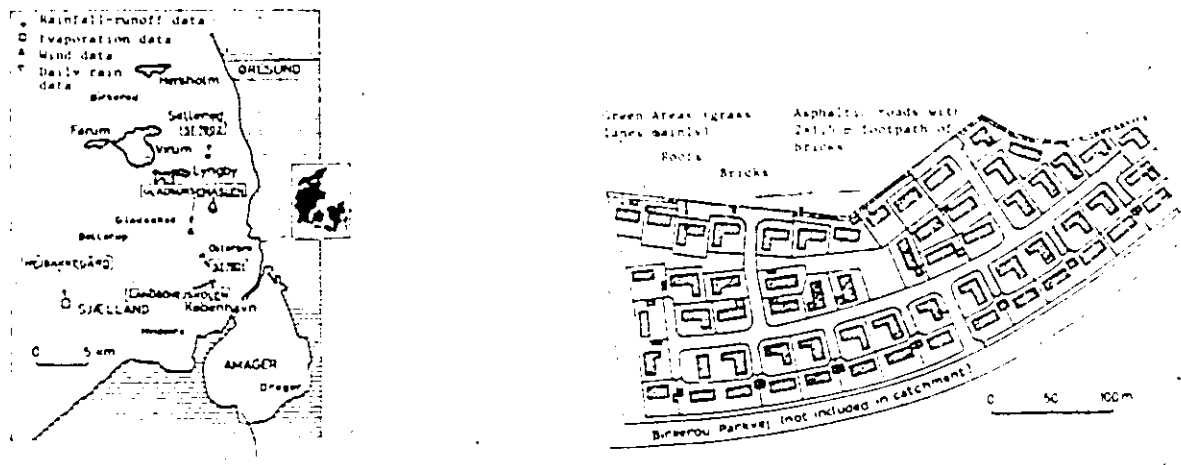


Fig. 1. Plan de situation et caractéristiques essentielles du bassin de Munkerisparken.

La figure 2. montre la schématisation du bassin versant telle que proposée par Maksimovic et Radojković (1986).

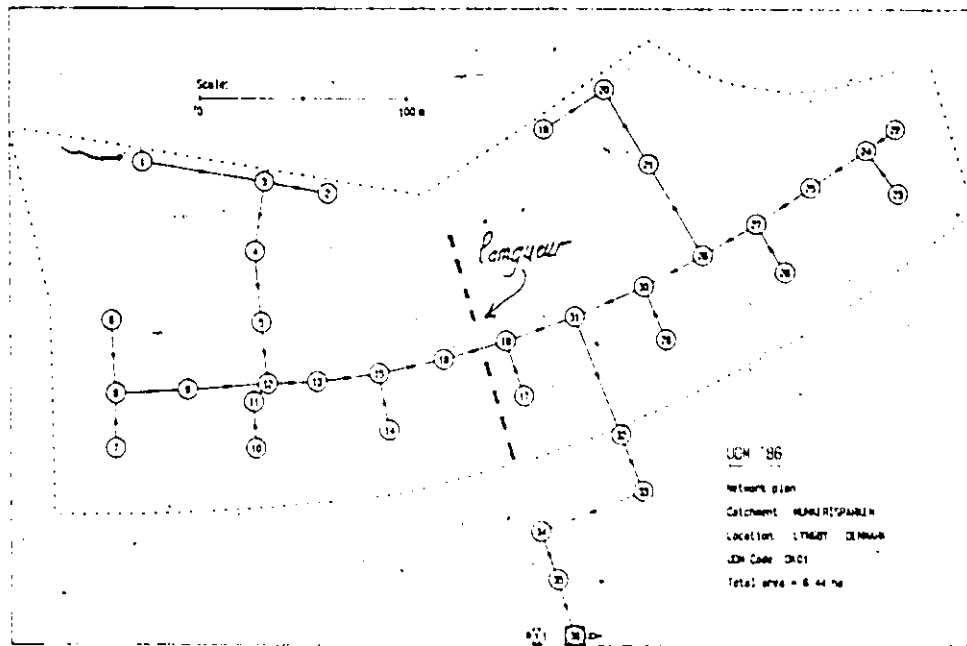


Fig. 2. Schématisation du bassin de Munkerisparken.

La figure 3. montre les variations des coefficients de ruissellement observés en fonction de la hauteur totale de la pluie.

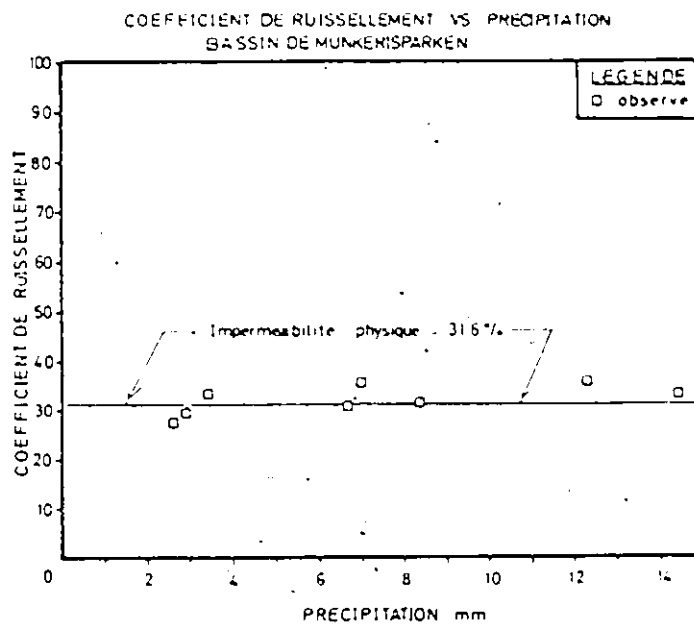


Fig. 3. Variations des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale.

Le tableau 1. montre les variations de l'intensité maximum de la pluie en fonction du pas de temps.

Événement n°	Intensité maximum sur (min) mm/h	1	2	5	10	20
7		25.98	19.98	19.60	13.79	-
1		36.18	24.18	17.05	9.34	5.33
5		66.00	52.20	25.52	16.24	11.15
3		30.00	27.00	22.01	15.24	9.43
6		36.90	36.45	22.73	12.83	7.71
8		78.00	66.00	43.20	25.27	17.82

Tableau 1. Variations de l'intensité maximum de la pluie avec le pas de temps.



Les figures 2 et 3 montrent les variations du coefficient de ruissellement observé avec la hauteur totale de la pluie, pour le sous-bassin A et la surface totale.

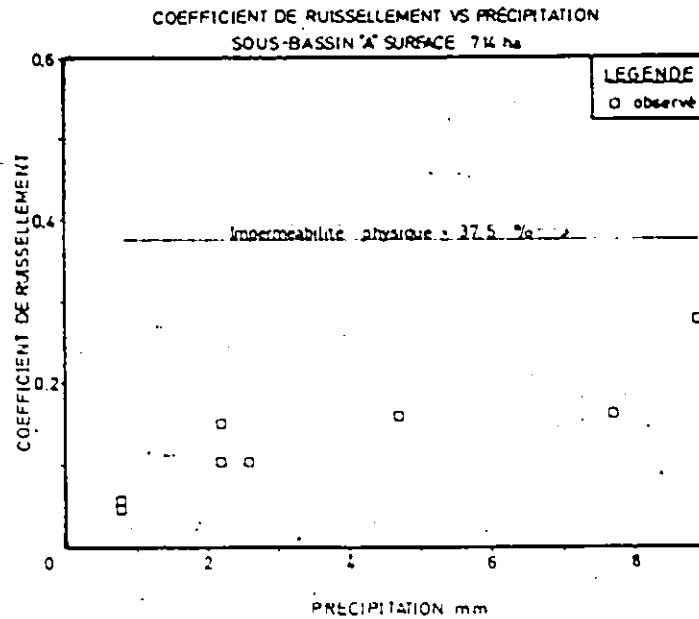


Fig. 2. Variations du coefficient de ruissellement observé avec la pluie totale pour le sous-bassin A.

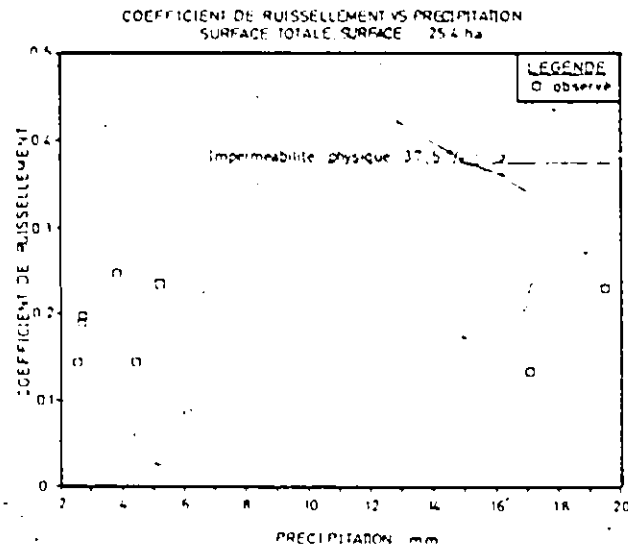


Fig. 3. Variations du coefficient de ruissellement observé avec la pluie totale pour la totalité de la surface.

Le tableau 1. montre les variations de l'intensité maximum de la pluie en fonction du pas de temps.

Evénement n°	Intensité maximum sur (min) mm/h	1	5	10	15	20
Sous-bassin A						
1		72.00	64.8	37.56	28.40	21.90
11		18.00	14.4	10.80	9.10	8.32
Surface totale						
2		-	9.6	9.3	9.20	8.70
4		-	6.6	6.3	5.60	5.25
5		138.0	93.6	73.8	59.20	49.50
8		-	2.2	2.1	2.00	1.99

Tableau 1. Variations de l'intensité maximum de la pluie avec le pas de temps.

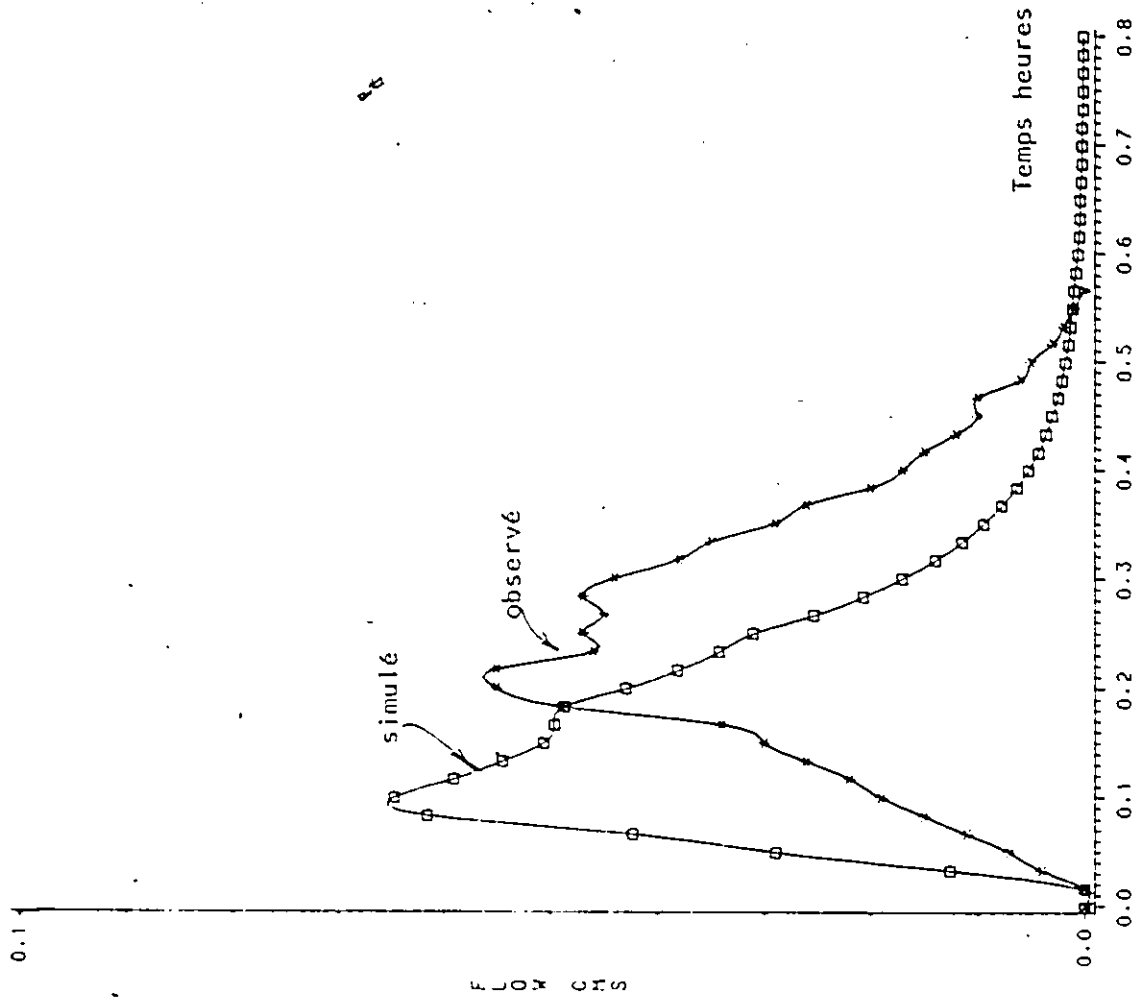
Bassin de Munkerisparken. Résultats de la validation du URSHYD

Fig. 1 Hydrogrammes observé et simulé sur la longueur (100. m) et l'intensité maximum sur 5 minutes. Averse n° 7.

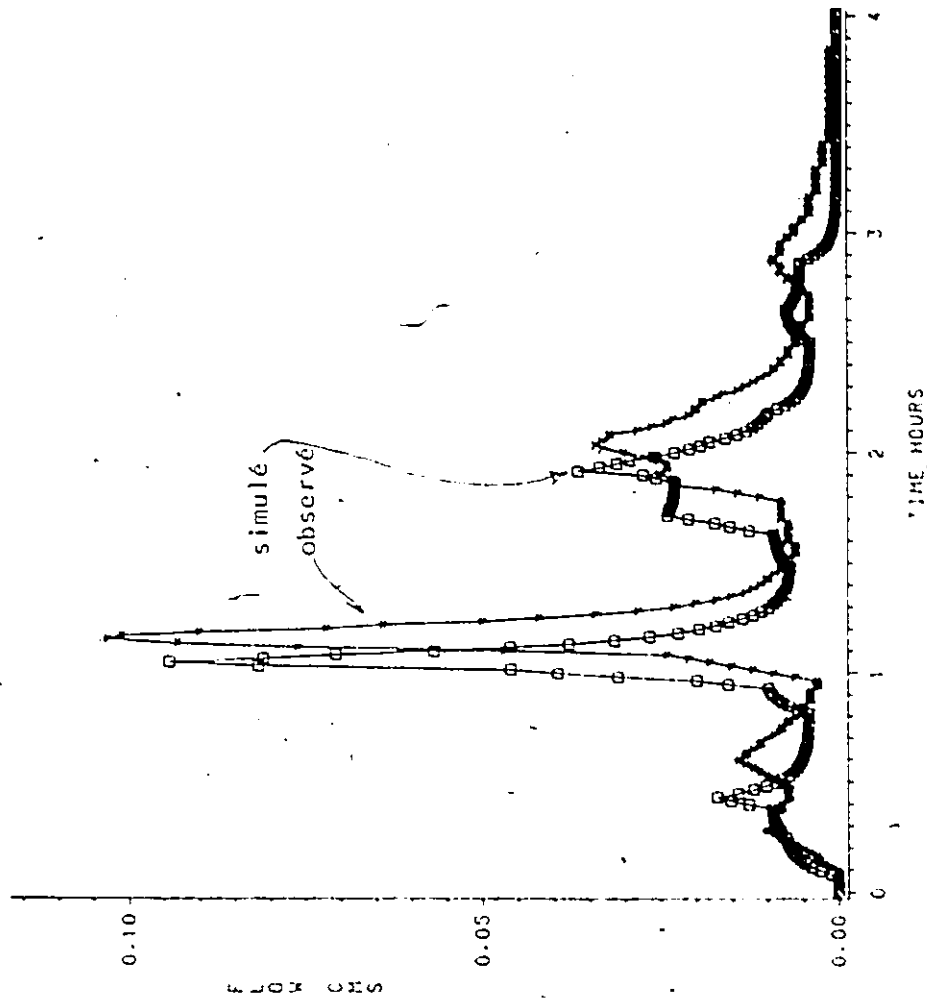


Fig. 2 Hydrographes observé et simulé avec l'ajustement de la longueur (100. m) et avec l'intensité maximum sur 5 minutes. Averse 1.

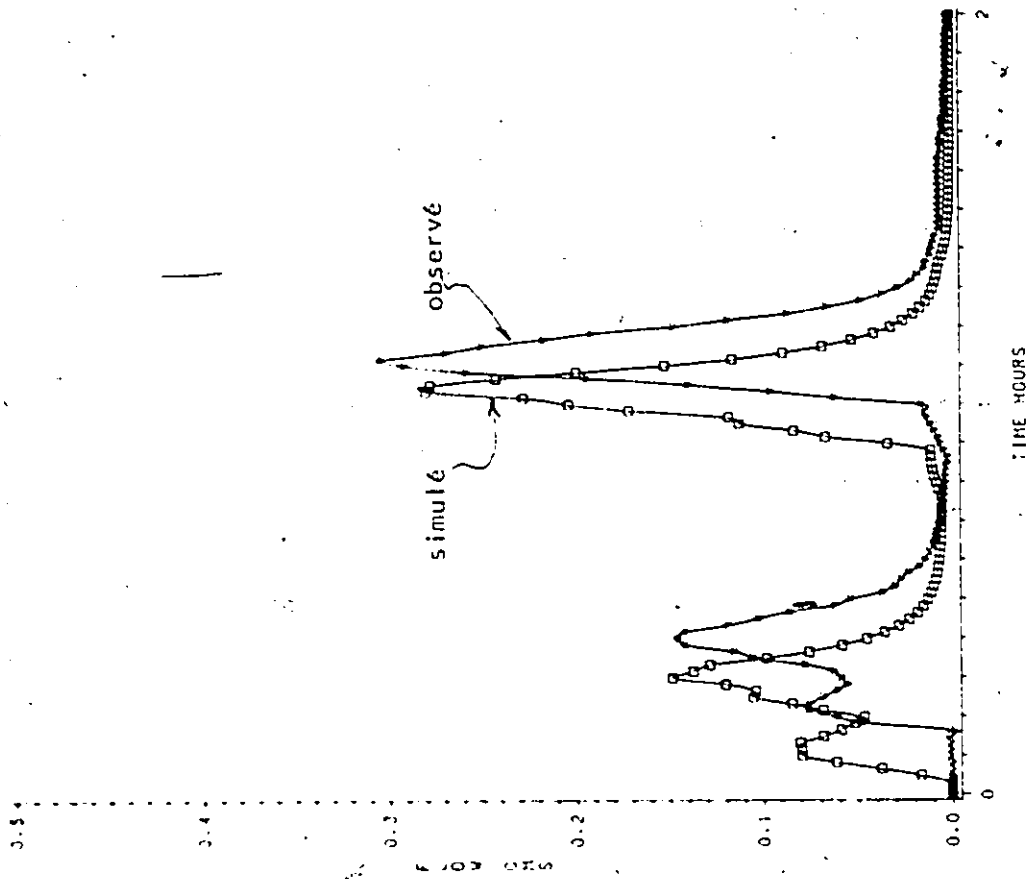


Fig. 3 Hydrogrammes observé et simulé avec l'ajustement sur la longueur (100. m) et avec l'intensité maximum de la pluie sur 5 minutes. Averse 8.



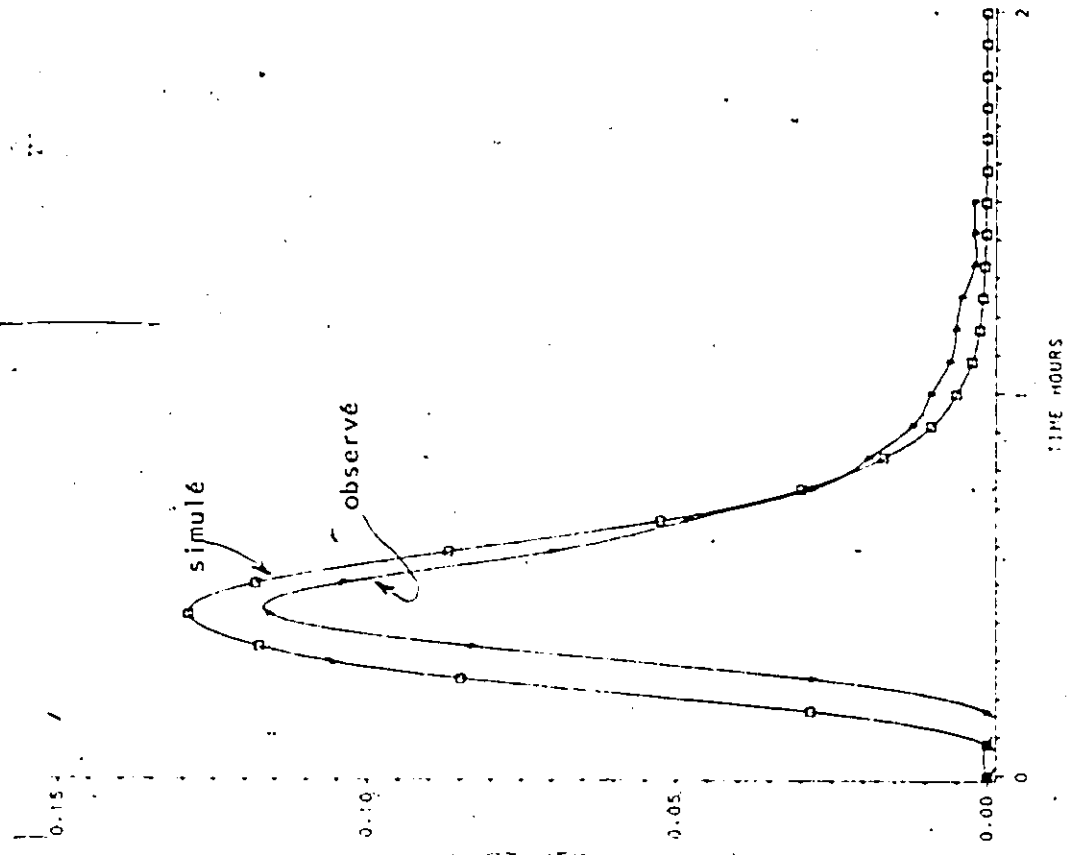


Fig. 2 Hydrographes observé et simulé avec l'ajustement sur la longueur (200. m) et l'intensité sur 5 minutes. Averse 2.

Description détaillée du bassin de King's Creek1. Données générales.

Situation	Florida, Etats-Unis
Source des données	Maksimovic et Radcjkovic, 1986
Surface	5.95 ha.
Pente moyenne	0.70 ‰
Surface imperméable totale	4.20 ha.
Surface imperméable directement connectée au réseau	2.91 ha.
Taux d'imperméabilité effective	49.0 ‰
Occupation des sols	Appartements, résidences multi-familiales
Type de sol	Type D. Faible capacité d'infiltration
Type de réseau	Séparatif

La figure 1. montre un plan de situation ainsi que les caractéristiques essentielles du bassin versant. Il existe un collecteur principal qui évacue les eaux de ruissellement de chaque côté du bassin, vers l'exutoire.

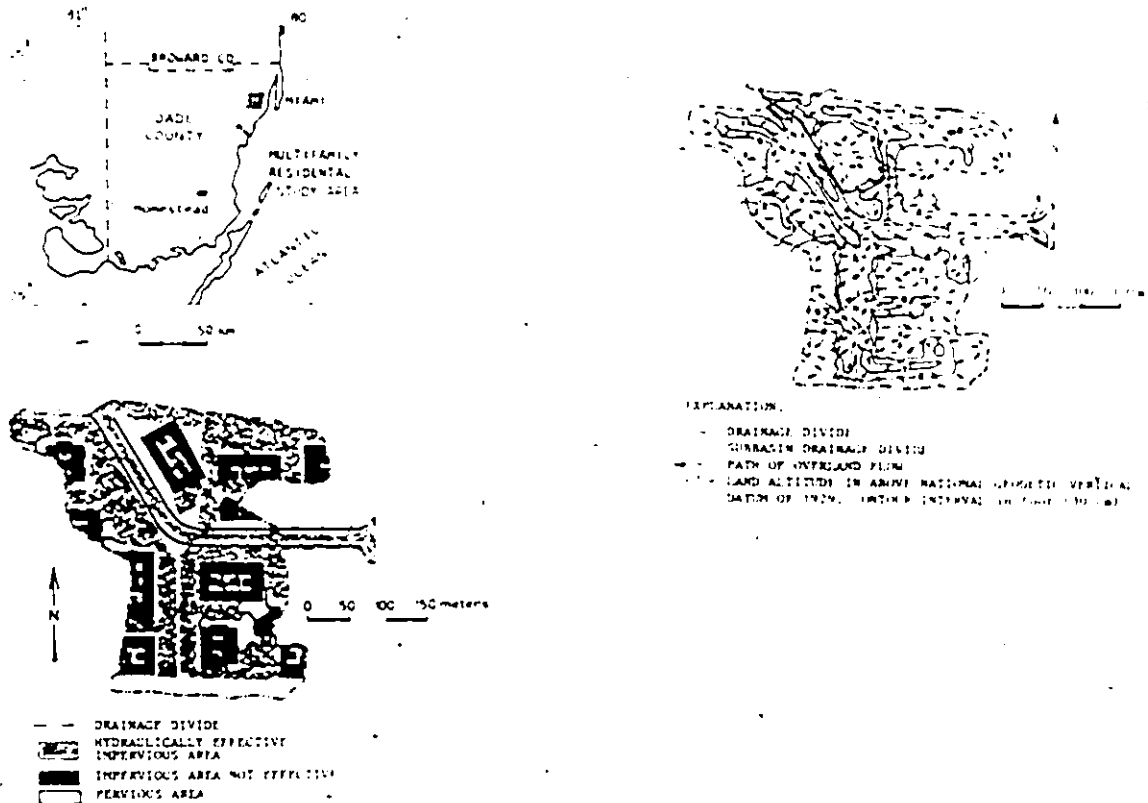


Fig. 1. Plan de situation et caractéristiques essentielles du bassin de King's Creek.

La figure 2. montre la Schématisation du bassin versant proposée par Maksimovic et Radujkovic (1986).

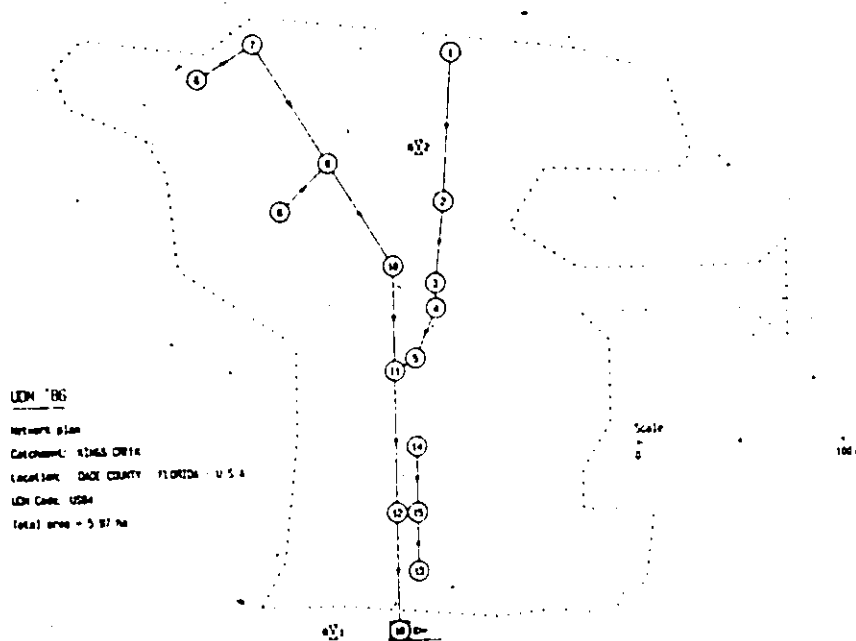


Fig. 2. Schématisation du bassin de King's Creek.

La figure 3. montre les variations des coefficients de ruissellement observés en fonction de la hauteur totale de la pluie.

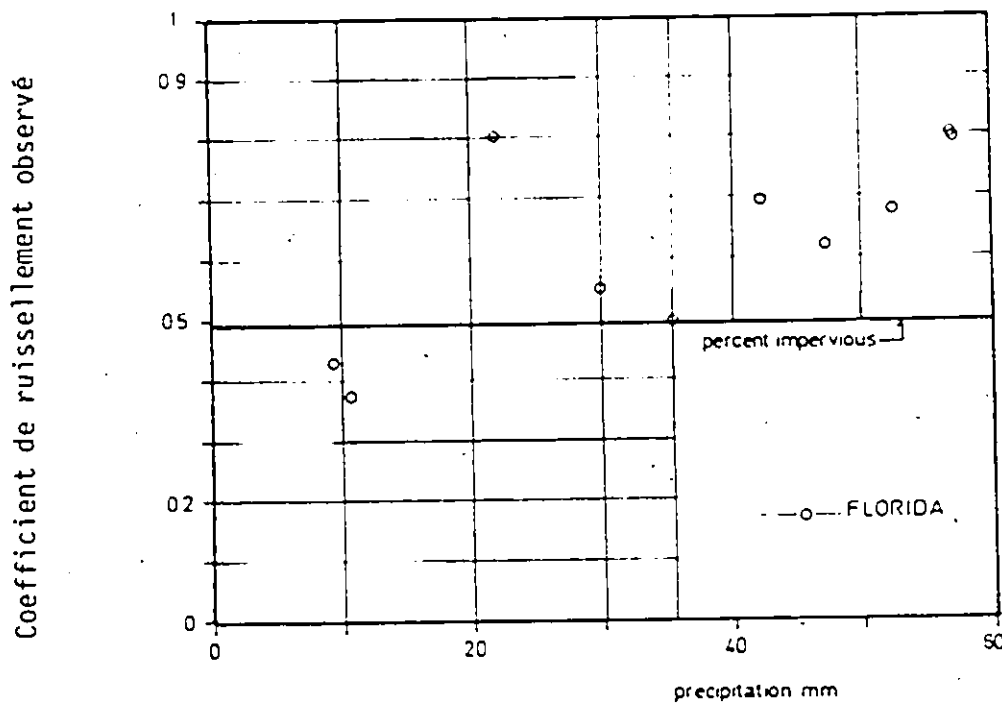


Fig. 3. Variations des coefficients de ruissellement observés avec la pluie totale.

Le tableau 1. montre les variations de l'intensité maximum de la pluie en fonction du pas de temps.

Evénement n <sup>o</sup>	Intensité maximum sur (min) mm/h	1	2	5.
5		128.34	126.03	90.01
2		76.20	76.20	73.15
3		231.06	152.88	105.03
4		58.38	57.15	53.22
1		219.30	156.36	144.68

Tableau 1. Variations de l'intensité maximum de la pluie en fonction du pas de temps.

Bassin de King's Creek

Comportement du modèle URBHYD. Paramètres à défaut.

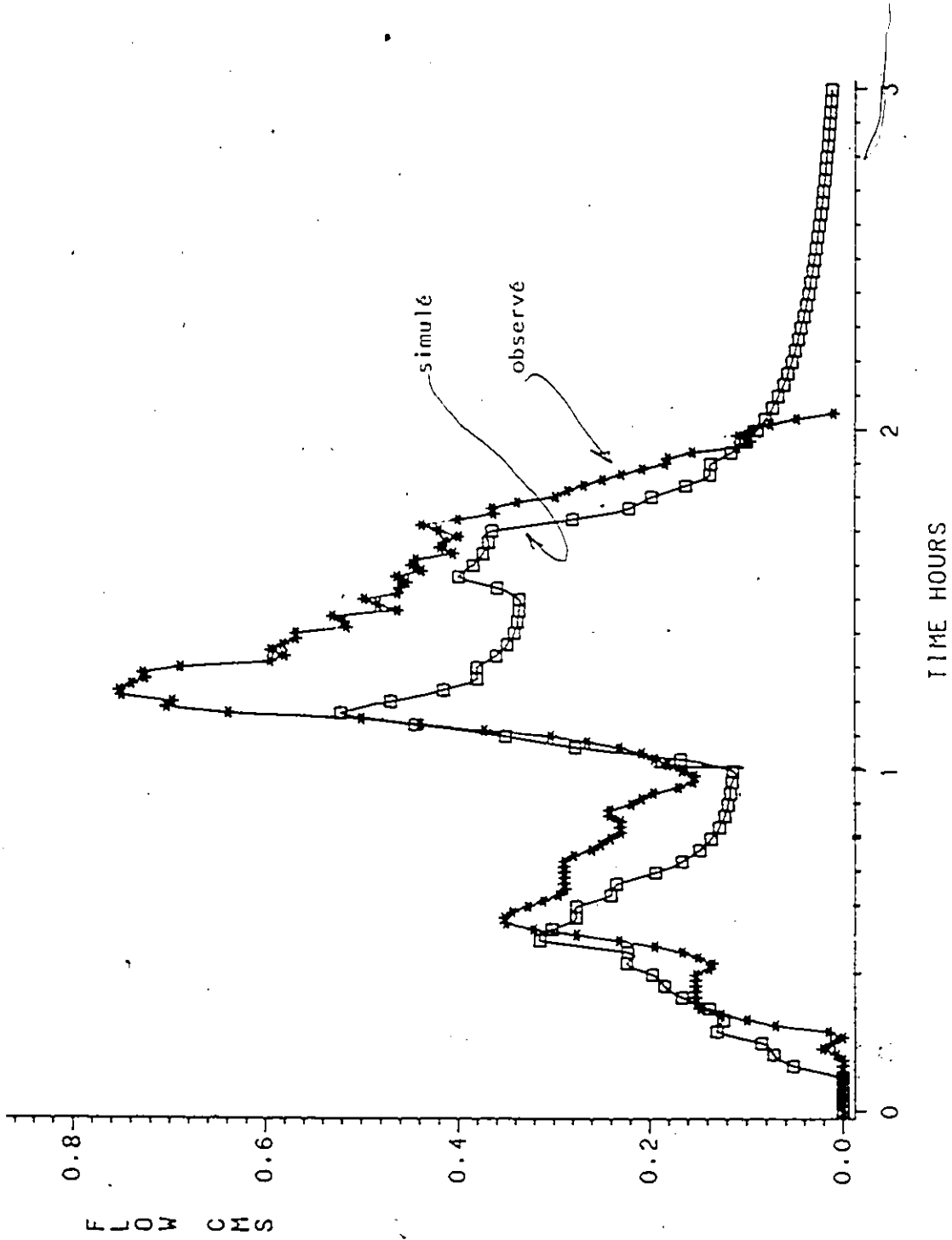


Fig. 1 Hydrogrammes observé et simulé avec les valeurs à défaut de URBHYD. Averse 2

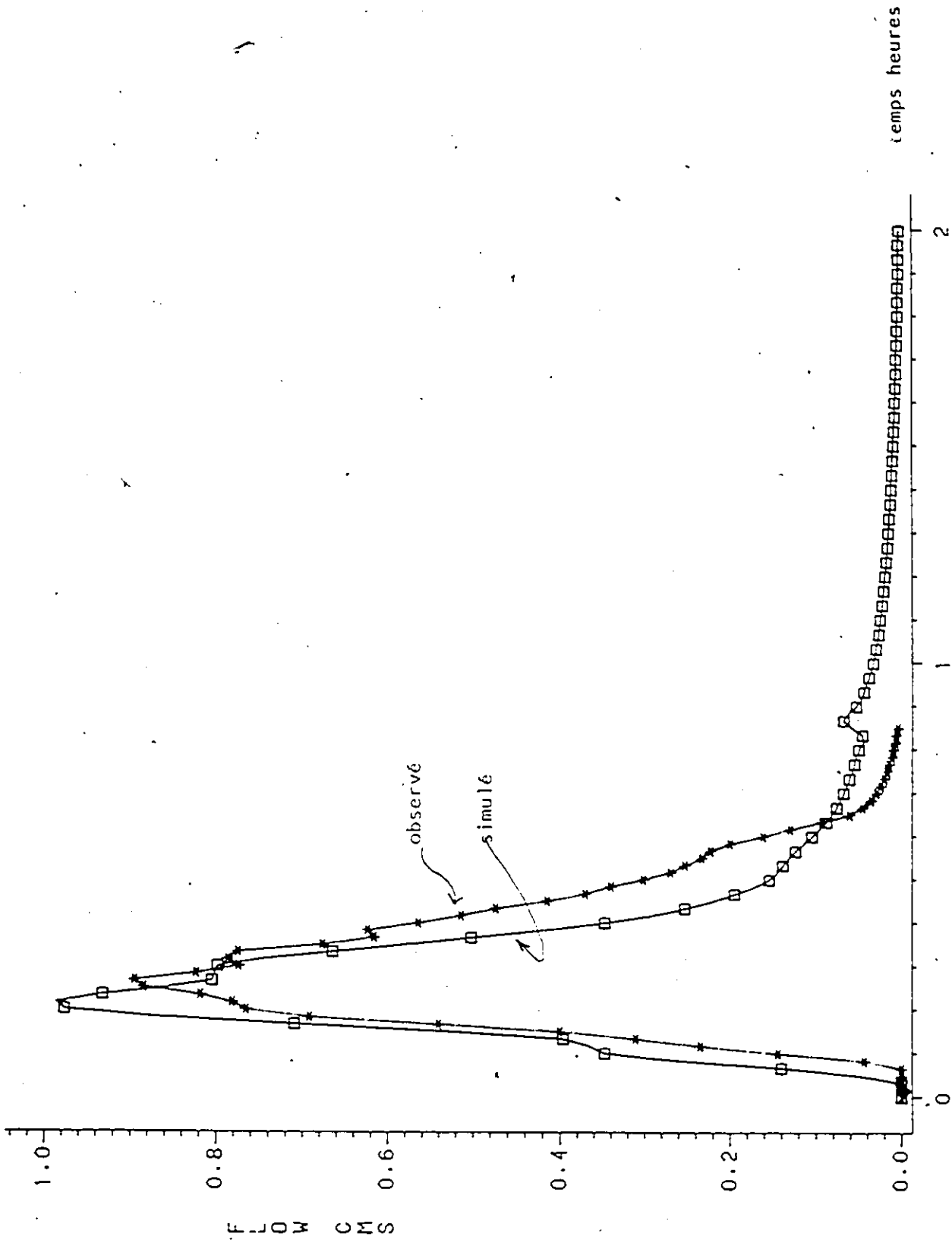


Fig. 2 Hydrographes observé et simulé avec les paramètres à défaut de URHVD. Averse 1

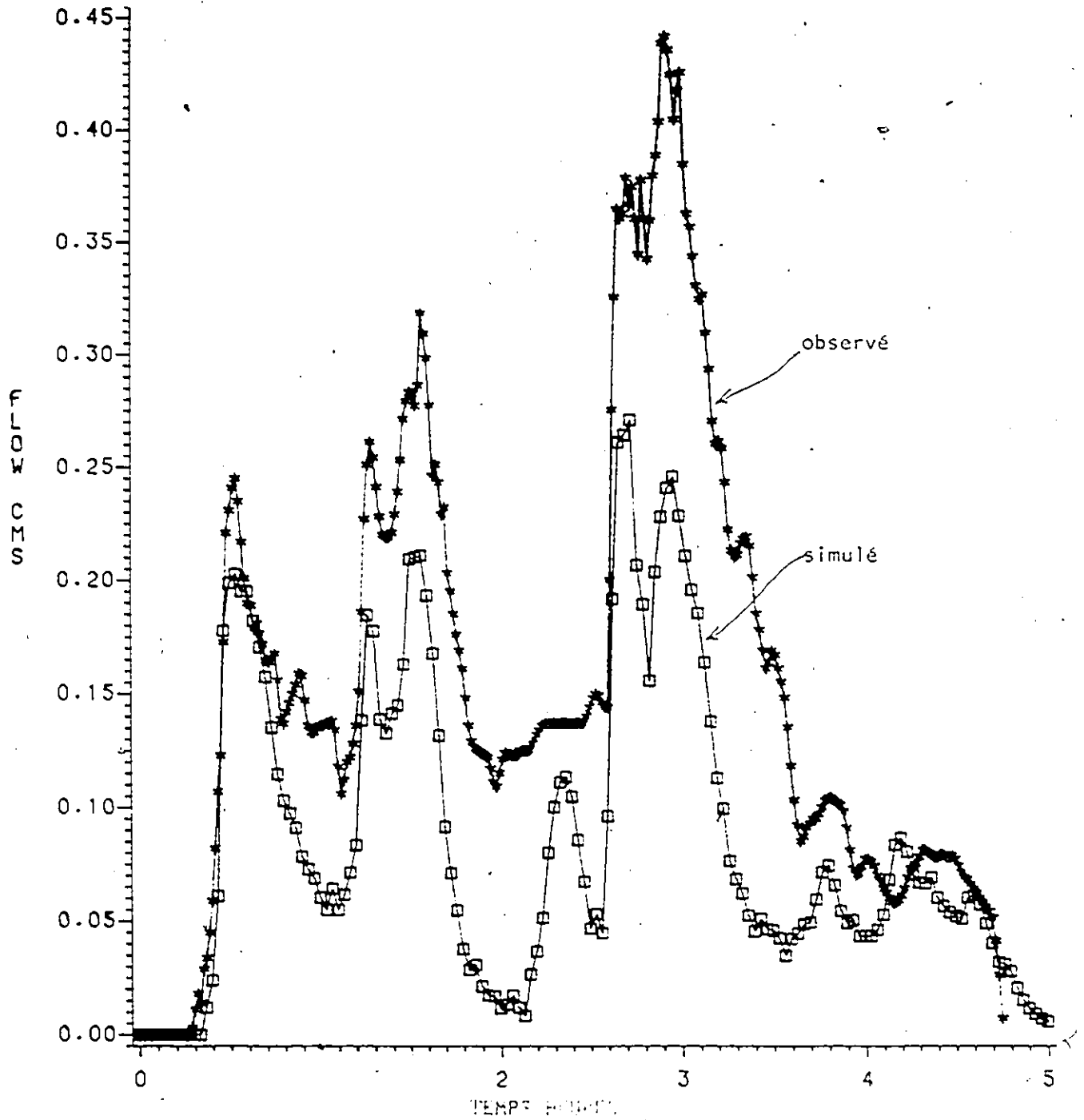


Fig. 3 Hydrogrammes observé et simulé avec les paramètres à défaut de URBHYD Averse 4

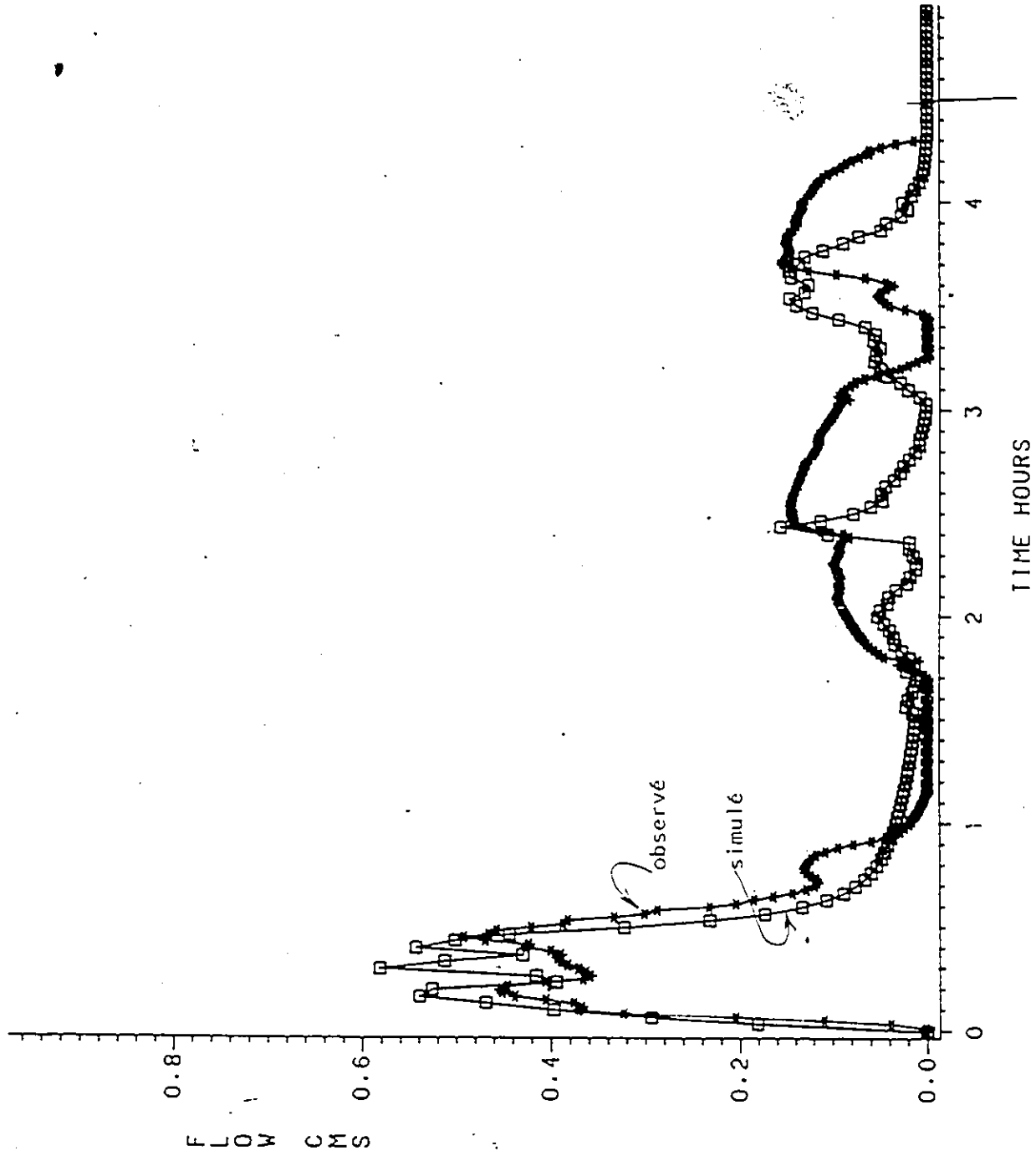


Fig. 4 Hydrogrammes observé et simulé avec les paramètres à défaut de URBIYD. Averse 3

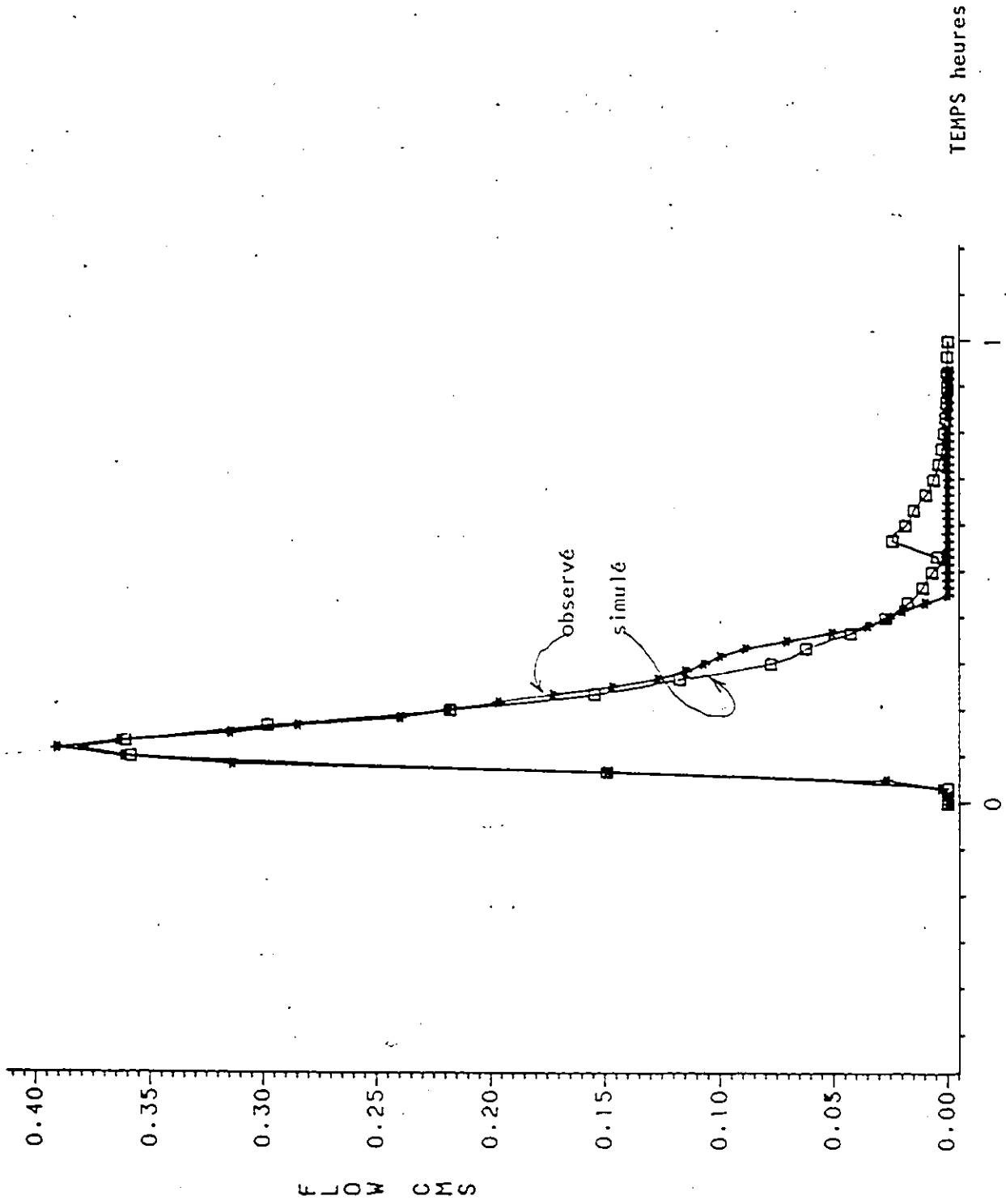
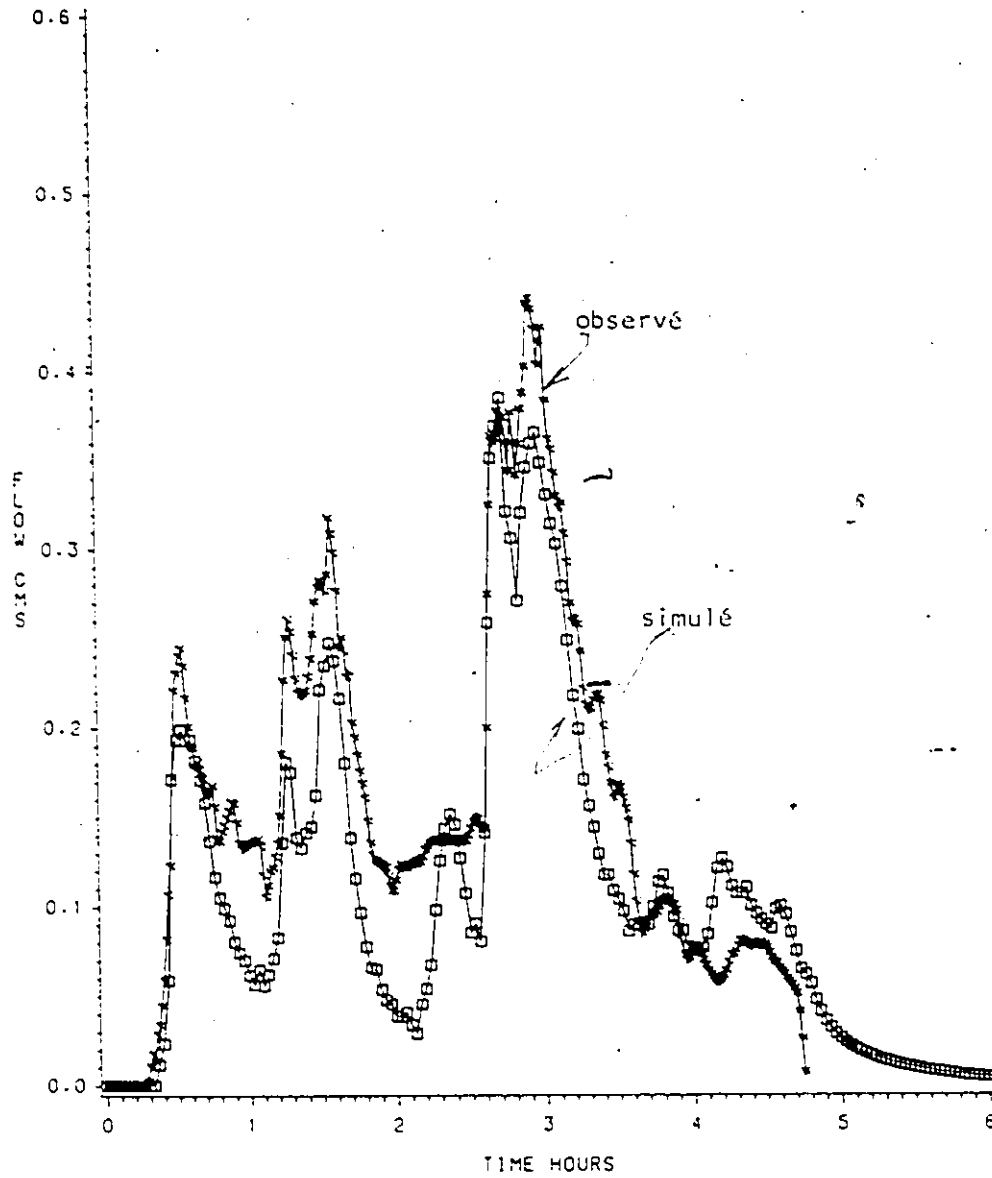


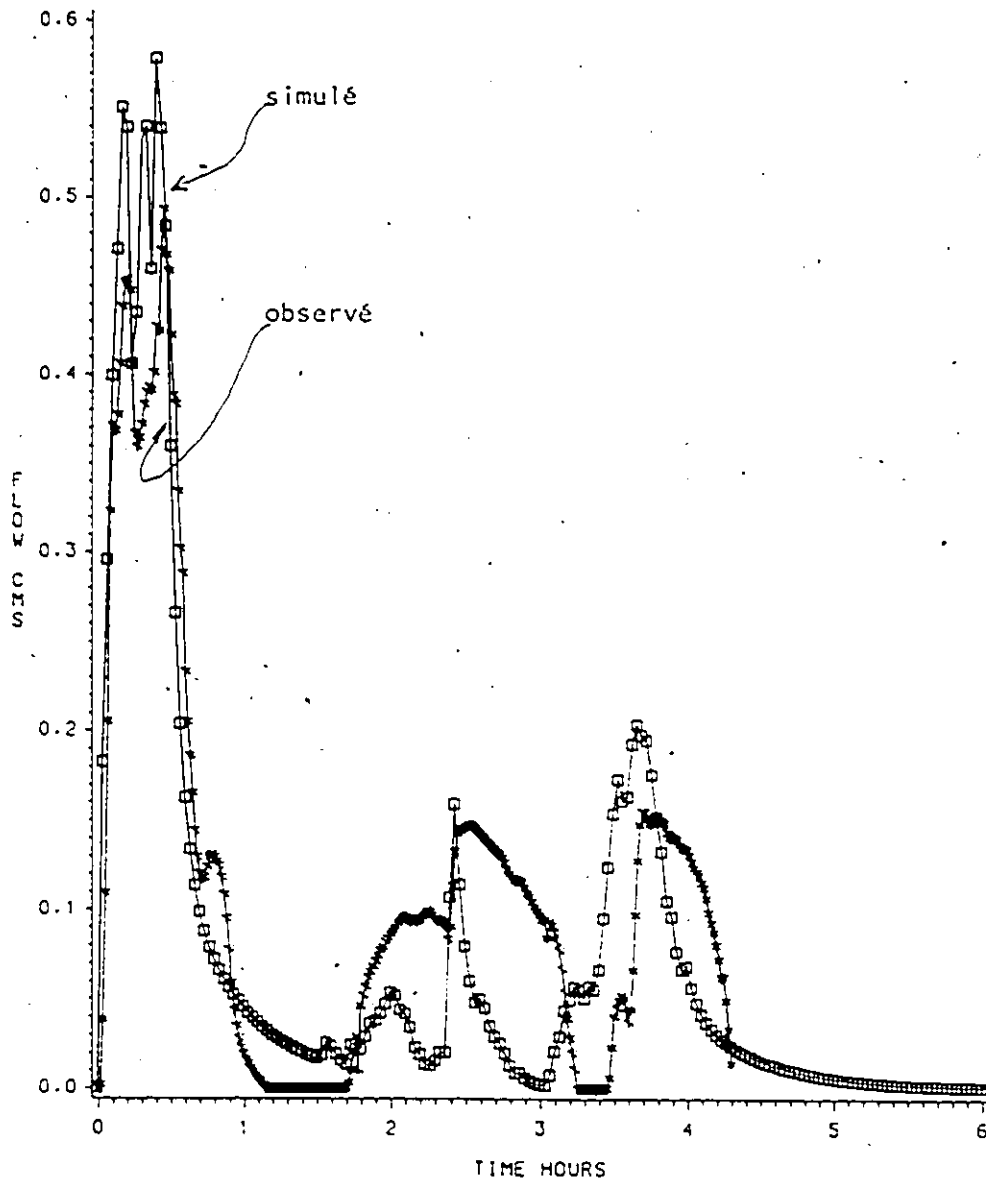
Fig. 5 Hydrogrammes observé et simulé avec les paramètres à défaut de URBIYD. Averse 5

Hydrogrammes observé et simulé avec URBHYD avec l'ajustement sur le paramètre  $f_c$  et l'intensité moyenne sur 5 minutes. Averse 4.

Bassin de King's Creek.



Hydrogrammes observé et simulé avec URBHYD avec l'ajustement sur le paramètre  $f_c$  et l'intensité moyenne sur 5 minutes. Averse 3  
Bassin de King's Creek.



OTTHYMO-LOTUS . MANUEL DE L'USAGER



## OTTHYMO-LOTUS: MANUEL DE L'USAGER

### i) Remarques préliminaires

Ce rapport est le manuel de l'utilisateur du modèle OTTHYMO-LOTUS. Ce modèle représente à notre avis une nette amélioration de la gestion des données d'entrée et de sortie d'un modèle hydrologique.

La nouveauté essentielle se situe au niveau de l'utilisation du programme de gestion LOTUS 1-2-3 pour l'entrée et la manipulation de la plupart des données générées par le programme. Le modèle OTTHYMO-LOTUS a été spécialement conçu pour disposer d'une mise en oeuvre souple et facile. La connaissance de LOTUS 1-2-3 n'est pas un facteur prioritaire. En effet, le modèle ne requiert que l'utilisation d'un nombre restreint de commandes, toutes décrites dans ce manuel. Nous tenons à souligner que pour une exploitation complète des capacités de LOTUS 1-2-3, l'opérateur a besoin du manuel de l'utilisateur correspondant. Le contenu du présent rapport est divisé de la façon suivante:

1. Description relative à l'entrée et à la manipulation des données d'entrée. Les instructions nécessaires pour l'utilisation de LOTUS 1-2-3 sont aussi présentées;
2. La mise en oeuvre du modèle OTTHYMO-LOTUS;
3. Description, interprétation et manipulation des données de sortie;

Pour une description des principes de base du modèle, le lecteur est prié de se référer au chapitre 6.

ii) Equipement requis

L'utilisation du modèle OTTHYMO-LOTUS requiert l'équipement suivant:

1. Ordinateur IBM PC ou compatible avec imprimante et deux unités lectrices de disques souples. Une configuration avec un disque dur et un disque souple est aussi adéquate;
2. Une capacité de mémoire équivalente à 300K;
3. Une table traçante (optionnel);
4. Le programme de gestion LOTUS 1-2-3;
5. Le programme OTTHYMO-LOTUS est réparti sur deux diskettes. L'une contient les différents modules de programmation. L'autre contient tous les fichiers de

données nécessaires à la mise en oeuvre du modèle. En fonction des limitations d'espace sur la diskette, nous conseillons d'associer un seul projet par diskette.

Avant de démarrer l'exécution du modèle, suivre les démarches suivantes:

1. La diskette A contient un fichier d'exécution appelé RUN.BAT. Copier ce fichier sur la diskette contenant le programme LOTUS 1-2-3 (System Disk);
2. Insérer la diskette A dans l'unité lectrice A. Placer la diskette contenant les données dans l'unité lectrice B;
3. Pour démarrer l'exécution du modèle OTTHYMO-LOTUS, il suffit de taper en mode "system" la commande RUN.

iii) Rappel des méthodes de calcul du modèle OTTHYMO-LOTUS

Le tableau I décrit de façon sommaire les différentes options hydrologiques incluses dans le modèle. Il présente aussi les différents paramètres nécessaires à sa mise en oeuvre.

Phénomène simulé	Méthodes et équations	Paramètres
Ruissellement rural	<p>Pertes. (Méthode SCS) <math>Q = (P - Ia)^2 / P - Ia \cdot S</math></p> <p><math>CN = 25400 / 254 \cdot S</math></p> <p>Hydrogramme unitaire. (Cascade de réservoirs linéaires) Modèle de Nash.</p> $q = q_p \left( \frac{t}{t_p} \right)^n e^{-(n-1)(t/t_p - 1)}$	<p>(1) Ia = Abstraction initiale lae0.28 Valeur à défaut = 1 mm.</p> <p>(2) Q = lame de ruissellement (mm). P = Précipitation totale (mm). S = Stockage de surface (mm). CN = "Curve Number"</p> <p>(3) q = Coordonnée de l'hydrogramme unitaire au temps t. q<sub>p</sub> = Débit de pointe de l'hydrogramme unitaire n = Nombre de réservoirs. Valeur à défaut = 1.0 t<sub>p</sub> = Temps de montées de l'hydrogramme unitaire.</p>
Ruissellement urbain	<p>Hydrogramme unitaire. (Deux réservoirs en parallèle pour simuler séparément les contributions des parties perméables et imperméables)</p> $q_p = I (1 - e^{-(DT/K)})$ $q = q_p e^{-(t-DT)/K}$ <p>Pour chaque réservoir:</p> $K = a \cdot L \cdot \frac{0.6}{n} \cdot 0.6 \cdot 1 - 0.4 \cdot S - 0.1$ <p>Calcul des pertes. Zone imperméable: Pertes par stockage de surface Zone perméable: Pertes par stockage de surface et une fonction d'infiltration au choix: a) equation de Horton</p> $f_t = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}$ <p>b) equation (1)</p>	<p>(4) I = Débit d'entrée DT = Pan de temps.</p> <p>(5) K = Coefficient de stockage pour chaque réservoir.</p> <p>(6) L = Longueur du bassin. Valeur à défaut = (0.6 Surface)<sup>0.5</sup>. n = Coefficient de rugosité. Valeur à défaut: imperméable = 0.013 perméable = 0.250 S = Pente du bassin. I = Intensité maximum de la pluie a = Facteur de conversion.</p> <p>Valeur à défaut = 1.57 mm. Valeur à défaut = 4.07 mm.</p> <p>(7) f<sub>t</sub> = Taux d'infiltration au temps t. f<sub>0</sub> = Taux d'infiltration initial. Valeur à défaut = 76.2 mm/h. f<sub>c</sub> = Taux d'infiltration final. Valeur à défaut = 11.2 mm/h. k = Facteur de décroissance. Valeur à défaut = 4.14 1/h.</p>
Acheminement dans les réservoirs	Méthode: Storage Indication.	
Acheminement dans les canaux et conduites	<p>Méthode Muskingum. (forme intégrale)</p> $Q(t) = C_1 I(t-DT) + C_2 I(t) + C_3 Q(t-DT)$ $C_1 = (x/x-1) e^{-(DT/TP(1-x))}$ $C_2 = 1 - (1/1-x) e^{-(DT/TP(1-x))}$ $C_3 = e^{-(DT/TP(1-x))}$	<p>(8) x = Facteur de proportionnalité. Valeur à défaut = 0.2.</p> <p>(9) TP = Temps moyen de parcours.</p> <p>(10) I(t) = Débit d'entrée au temps t.</p> <p>(11) Q(t) = Débit de sortie au temps t.</p>

Tableau 1. Présentation des différentes méthodes de calcul de OTTHYMO-LOTUS

## 1. Description des données d'entrée

### 1.1 Utilisation de LOTUS 1-2-3

#### 1.1.1 Les données bassin

L'opérateur se trouve maintenant dans le module de gestion générale dont le menu principal est montré à la figure 1. Il peut visualiser les différentes options disponibles. Ces options sont regroupées selon trois catégories:

OTTHYMO - LOTUS	
ENTER DATA:	PRINT / LIST DATA:
Storm	Storm
Hydrograph	Hydrograph
Outflow Storage Curve	Outflow Storage Curve
Channel data	Channel data
OTHER OPTIONS:	
Others (not available)	
Directory of files on logged disk	
Edit 'Basin' and/or 'Network' files	
Run OTTHYMO - LOTUS	
Go to LOTUS 1-2-3	
Quit	
Select a category (E, P, O): 0	
<I> to cancel	Select the option : G

Fig. 1 Menu principal du programme de gestion générale

a) OPTIONS POUR L'ENTREE DES DONNEES A PARTIR DU MODULE DE GESTION GENERALE:

- i) entrée au clavier d'un hyétogramme de pluie;
- ii) entrée au clavier d'un hydrogramme injecté à un noeud en particulier;
- iii) entrée au clavier d'une section transversale d'un canal naturel;
- iv) entrée au clavier d'une courbe stockage-débit sortant pour le calcul d'un réservoir de retenue.

Pour utiliser ces options, il faut d'abord taper la lettre E et ensuite la lettre correspondant au choix voulu.

b) OPTIONS POUR IMPRIMER DES FICHIERS CONTENANT DES DONNEES D'ENTREE OU DE SORTIE:

- i) afficher sur écran ou imprimante un hyétogramme de pluie;
- ii) afficher sur écran ou imprimante un hydrogramme;
- iii) afficher sur écran ou imprimante une section transversale d'un canal naturel;
- iv) afficher sur écran ou imprimante des courbes stockage-débit sortant.

Pour utiliser ces options, il faut d'abord taper la lettre P, suivie de la lettre correspondant à l'option choisie.

c) AUTRES OPTIONS:

- i) affichage sur écran de tous les fichiers de données;

- ii) affichage sur écran et modification des fichiers créés avec LOTUS 1-2-3;
- iii) accès au programme LOTUS 1-2-3;
- iv) démarrer l'exécution du modèle OTTHYMO-LOTUS;
- v) fin de l'utilisation du modèle.

Pour utiliser ces options, il faut taper la lettre 0 et, par la suite, taper la lettre correspondant à l'option choisie. Des sélections erronées peuvent être corrigées en tapant la lettre X.

Nous reviendrons plus tard sur la description détaillée de ces diverses options. Concentrons-nous pour l'instant sur l'option qui donne accès au programme LOTUS 1-2-3. Cette option permet à l'utilisateur de sortir du programme de gestion générale pour accéder à LOTUS 1-2-3.

Une fois cette option choisie, le programme répond avec le message suivant:

- b) pause insert LOTUS 1-2-3 diskette in drive A or type CTRL-BREAK to end.

L'utilisateur peut maintenant terminer l'exécution du programme en tapant simultanément les touches CTRL et BREAK. S'il désire continuer, il place la diskette avec le programme LOTUS 1-2-3 (System Disk) et tape sur une touche

quelconque pour continuer. On accède ainsi au programme LOTUS 1-2-3. Il peut maintenant visualiser le menu principal correspondant (Fig. 2).

```

Lotus Access System  V.1A  (C)1983 Lotus Development Corp.                MENU
-----
1-2-3 File-Manager  Disk-Manager  PrintGraph  Translate  Exit
Enter 1-2-3 -- Lotus Spreadsheet/Graphics/Database program
-----

```

Choisir option 1-2-3

Tue 01-Jan-80  
0:07:51am

Use the arrow keys to highlight command choice and press [Enter]  
Press [Esc] to cancel a choice; Press [F1] for information on command choices

Fig. 2. Menu principal de LOTUS 1-2-3

L'opérateur peut déplacer le curseur en utilisant les touches avec les flèches situées à droite de son clavier. Il faut maintenant choisir l'option 1-2-3. A ce moment, on peut abandonner LOTUS 1-2-3 en indiquant l'option EXIT. Le programme répond alors avec le message suivant:

a) pause insert OTTHYMO-LOTUS diskette in drive A or  
type CTRL-BREAK to end.

On remplace la diskette LOTUS 1-2-3 par la diskette contenant les programmes d'exécution du modèle OTTHYMO-LOTUS. Après quelques instants, il pourra revoir le menu de la figure 1.

Si, par contre, il décide de continuer, une grille de coordonnées apparaîtra sur l'écran. La touche / montrera à l'opérateur les différents choix possibles.

Nous tenons à souligner à nouveau, que l'utilisation du modèle OTTHYMO- LOTUS ne requiert qu'un nombre limité de toutes ces options. Nous allons en conséquence décrire celles que nous considérons les plus utiles. LOTUS 1-2-3 offre à n'importe quelle phase d'opération la possibilité de consulter un menu aide, moyennant la touche F1. On peut revenir de ce menu aide à l'aide de la touche ESC (Escape).

Dans le disque souple contenant les données, il existe deux fichiers BTEMET1 et NTEMET1 qui contiennent une tabulation spécialement conçue pour les besoins du modèle OTTHYMO-LOTUS. Les fichiers BTEMET1 et NTEMET1 doivent être utilisés dans le système métrique. Pour le système impérial, il faut utiliser les fichiers BTEIMP1 et NTEIMP1. En utilisant l'option FILE suivie de l'option RETRIEVE, l'opérateur pourra visualiser dans la partie supérieure de l'écran les noms de ces fichiers. Avec les touches flèches, il doit choisir le fichier BTEMET1. Il s'agit du fichier contenant les données bassin. La figure 3 montre un exemple typique de fichier avec les données bassin. Les premières rangées de ce fichier sont protégées de façon à éviter des effacements involontaires. Pour placer le curseur à l'origine de la tabulation, on doit utiliser la touche HOME.

Pour inscrire une valeur dans une case quelconque, il suffit de positionner le curseur là où on le désire. On tape ensuite la valeur suivie de la touche RETURN (CR). Pour pouvoir remplir les cases du tableau, il faut que l'opérateur soit dans le mode READY, tel qu'indiqué au coin supérieur droit de l'écran. Pour passer au mode MENU, il suffit de taper la touche /. Si, par la suite, on désire retaper des valeurs, il faut revenir au mode READY, moyennant la touche ESC.



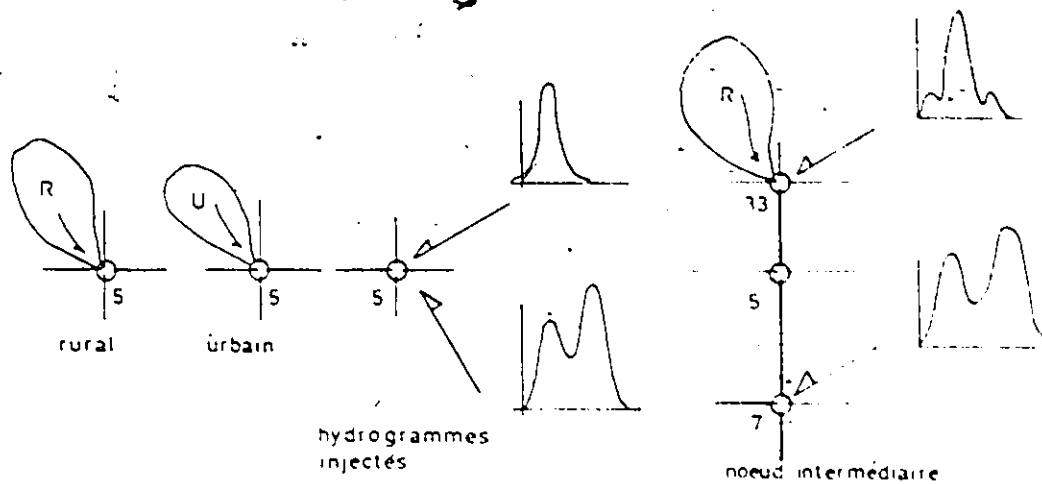
Les différents paramètres sont décrits au tableau 1. Chaque rangée représente un noeud. En remplissant les différentes cases, l'opérateur doit tenir compte des critères suivants:

- Colonne 1. Numéro du noeud à traiter (peut varier entre 1 et 9999).
- Colonne 3. Pour un bassin rural, cette colonne indique le temps de montée de l'hydrogramme unitaire de Nash (cf. tableau 1). Pour un bassin urbain, la même colonne représente la pente moyenne.
- Colonne 4. Pourcentage d'imperméabilité pour un bassin urbain. Pour une zone rurale, inscrire "0".
- Colonne 5. Paramètres d'infiltration de l'équation de
6. HORTON en zone urbaine (cf. tableau 1). On peut
7. aussi utiliser la méthode du SCS en indiquant
8. une valeur de -1 pour  $f_0$ . Dans ce cas, les colonnes 6 et 7 deviennent les valeurs du CN et de  $I_a$  (cf. tableau 1). Si  $I_a=0$ , alors l'hypothèse  $I_a=0.2 S$  est utilisée. Avec la méthode SCS, on indique "0" dans la colonne 8. Pour les bassins ruraux, l'opérateur doit remplir ces colonnes avec des "0".
- Colonne 9. Pertes par stockage de surface en zone urbaine
10. (cf. tableau 1). Si l'option SCS est utilisée,

la colonne 10 devient inutile, (inscrire °°0°°).  
Pour des bassins ruraux, taper "0" dans les deux colonnes.

- Colonne 11. Coefficients de stockage des réservoirs quasi-  
12. linéaires en zone urbaine. Si l'opérateur indique des valeurs nulles, le modèle calculera ces paramètres avec l'équation décrite au tableau 1. Si, par contre, d'autres valeurs sont spécifiées, le modèle les utilisera dans les calculs (taper "0" pour des bassins ruraux). Les valeurs spécifiées sont en heures.
- Colonne 13. Coefficients de rugosité pour les zones  
14. urbaines ("0" pour les bassins ruraux).
- Colonne 15. Valeur du paramètre CN pour les bassins ruraux ("0" pour les bassins urbains).
- Colonne 16. Nombre de réservoirs de l'hydrogramme unitaire de Nash (cf. tableau 1) ("0" pour les bassins urbains).
- Colonne 17. Abstraction initiale (Ia) pour les bassins ruraux. Si la valeur "0" est indiquée, l'hypothèse  $Ia=0.2 S$  est utilisée. Pour les bassins urbains, ce paramètre n'est pas considéré.
- Colonne 18. Cette colonne est réservée pour identifier le type de noeud à traiter. Le modèle distingue quatre types de jonctions différentes notées

1, 2, 3 et 4. La figure 4 illustre les différentes possibilités.



Code            1            2            3            4    pour noeud 4

Fig. 4 Identification des différents types de noeuds.

La figure 5 présente un cas où un noeud est l'exutoire de plusieurs surfaces tributaires. Le nombre maximum de surfaces tributaires est limité à 10. Il y a aussi un hydrogramme injecté à cette jonction. La figure 6 montre la disposition des données d'entrée, nécessaire à la mise en oeuvre du modèle OTTHYMO-LOTUS. Les paramètres montrés à la figure 6 sont des valeurs à défaut. Leur utilisation n'est pas obligatoire. S'il le désire, l'opérateur peut les modifier. Le nombre de rangées dans un fichier est limité à 100.



Une fois le processus d'entrée des données bassin complété, l'opérateur doit stocker le fichier sur disque.

La démarche à suivre est la suivante:

- a) revenir au mode MENU en utilisant la touche /;
- b) choisir l'option FILE;
- c) indiquer l'option SAVE;
- d) LOTUS 1-2-3 rappelle le nom du fichier en cours de traitement. Si l'opérateur décide de garder ce même nom, il tape RETURN en indiquant par la suite l'option REPLACE. Si par contre il veut rebaptiser le fichier, il indique le nouveau nom, suivi de la touche RETURN. Le nom de tous les fichiers bassin doit commencer par la lettre "B";
- e) ce nouveau fichier servira plus tard pour d'éventuelles modifications;
- f) revenir au mode MENU avec la touche /;
- g) choisir l'option PRINT, suivie de l'option FILE. On se prépare maintenant à stocker le même fichier, mais sous un code différent, de façon à ce que OTTHYMO-LOTUS puisse utiliser son contenu. Choisir le même nom que celui utilisé dans l'étape d). Il faut maintenant spécifier le RANGE. Il s'agit de définir la largeur et la longueur du fichier étudié. Pour le cas de la figure 6, le RANGE est A1..R19. Le RANGE doit être correctement spécifié. L'opérateur doit vérifier que le nombre

de colonnes et de rangées, définit exactement les dimensions du fichier. Par la suite, l'opérateur choisit l'option GO, suivie de l'option QUIT;

- h) avec la touche /, on revient au mode MENU de LOTUS 1-2-3. Avec l'option QUIT, on revient au menu de la figure 2. Avec l'option EXIT, on est prêt pour accéder à nouveau, le programme de gestion générale du modèle OTTHYMO-LOTUS.

#### 1.1.2 Les données réseau

Avec une méthodologie semblable à celle décrite dans le paragraphe précédent, nous pouvons maintenant accéder au fichier NTEMET1, contenant les données réseau. La figure 7 montre un exemple de fichier de données réseau.



tion. Le code "0" signifie qu'il n'y a pas de propagation. Les hydrogrammes sont automatiquement, additionnés à la jonction à l'aval.

La signification des autres codes est la suivante.

1; acheminement par un réservoir.

2; propagation dans un canal naturel.

3; propagation dans une conduite.

Colonne 7. Longueur de la conduite ou du canal ("0", s'il n'y a pas lieu).

Colonne 8. Valeur de coefficient "x" dans la méthode du Muskingum (cf. tableau 1) ("0", s'il n'y a pas lieu).

Colonne 9. Pente moyenne de la conduite ou du canal naturel.

Colonne 10. Diamètre de la conduite. Pour un dimensionnement automatique, taper -1 ("0", s'il n'y a pas lieu). Le modèle travaille avec des conduites circulaires dont les caractéristiques sont stockées dans une bibliothèque. Les diamètres disponibles sont:

Système métrique (mètres):

.2, .3, .4, .5, .6, .7, .8, .9, 1., 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2., 2.2, 2.5, 3.

Système impérial (pouces):

8., 12., 16., 21., 24., 28., 30., 36., 42., 48.,  
57., 64., 72., 80., 90., 108., 120.

Les noeuds dans les fichiers bassin et réseau doivent être indiqués de façon cohérente avec le processus simulé. L'ordre de simulation doit, dans la mesure du possible, s'effectuer de l'amont à l'aval. La figure 8 montre un exemple de codage des données pour le cas de la figure 9. Il faut noter que la jonction 1 possède trois antécédents. Pour éviter des erreurs dans le processus de simulation, il faut que le modèle ait calculé au préalable les hydrogrammes correspondant aux jonctions 55, 56 et 57.



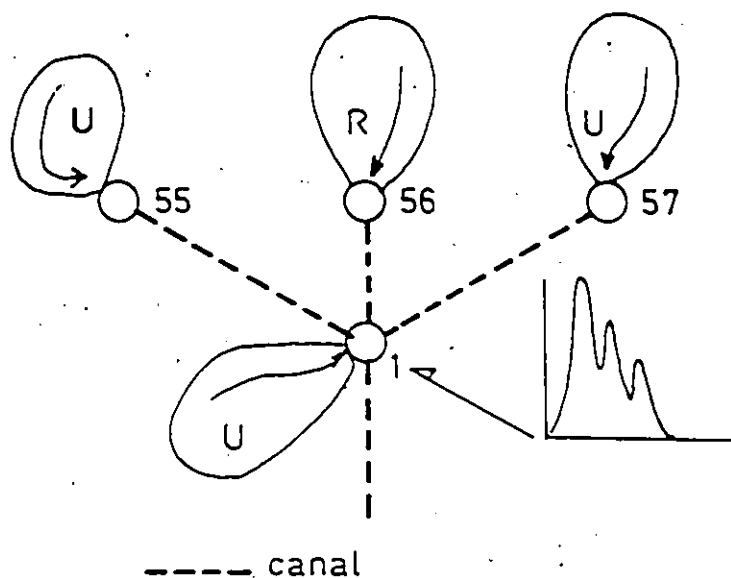


Fig. 9 Schéma pour illustrer le codage des données dans les fichiers bassin et réseau

La figure 10a montre le cas, où noeud possède plus que 3 antécédents. La figure 10b montre la méthodologie pour résoudre des problèmes de ce genre. Il suffit de créer un noeud intermédiaire (#2). L'hydrogramme total à la jonction 1 sera automatiquement additionné à celui en provenance du noeud 58. Ces deux hydrogrammes sont injectés, sans acheminement au noeud 2. L'hydrogramme résultant sera acheminé à travers le canal vers le noeud 3. Les figures 11a et 11b montrent la disposition des données dans les fichiers bassin et réseau respectivement.

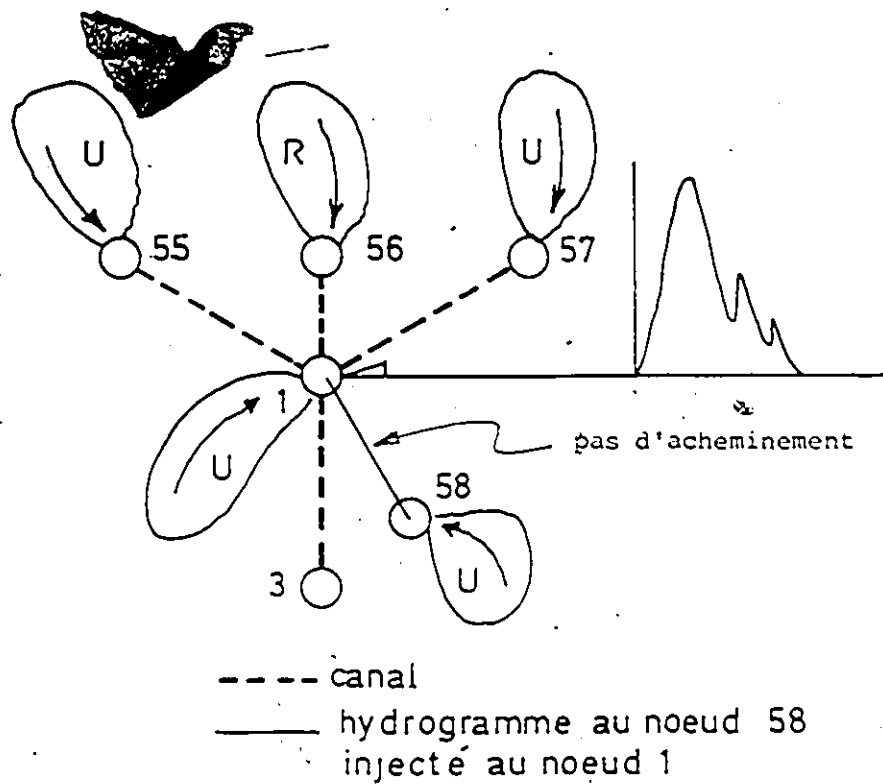


Fig. 10a Schéma où un noeud présente plus que 3 antécédents.

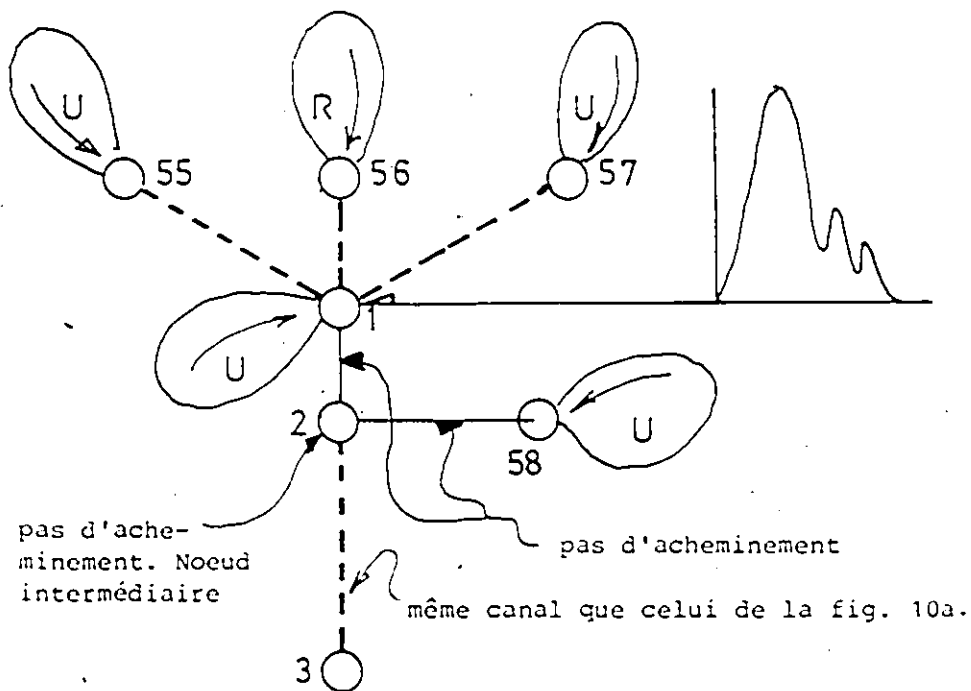


Fig. 10b Schématisation proposée dans les cas où un noeud a plus que 3 antécédents.



Pour stocker les fichiers réseau, il suffit de suivre les mêmes étapes que pour les fichiers bassin. Le nom des fichiers réseau doit commencer par la lettre "N".

## 1.2 Description détaillée du programme de gestion générale

### 1.2.1 Options pour l'entrée des données

#### 1.2.1.1 Hyétogramme de pluie

Cette option permet l'entrée d'un hyétogramme quelconque au clavier. La figure 12 montre le menu de cette option. L'opérateur indique le nom de la pluie, le pas de temps et les unités. Dans la partie inférieure de l'écran, l'opérateur peut voir les fichiers pluie qui sont déjà stockés sur disque souple. Par la suite, il suffit de compléter la grille avec les valeurs du hyétogramme de pluie. Le nombre maximum d'incrémentes est limité à 199. Sur une même page, l'utilisateur peut taper 40 valeurs. Les valeurs erronées peuvent être modifiées avec la touche "B". Une fois les 40 premières valeurs spécifiées, le programme montrera une nouvelle tabulation pour taper les 40 prochaines. Il est à noter que chaque fois que l'on change de tabulation, les valeurs indiquées au préalable ne sont plus modifiées.

OTTHYMO LOTUS

ENTER STORM :

Press 'RETURN' after each input.

---

Enter STORM filename : TEST  
 Time increment (hrs) : 0.100  
 RAIN: A)mm/hr. B)in/hr. : A

---

	Time hrs	Rain mm/hr		Time hrs	Rain mm/hr		Time hrs	Rain mm/hr		Time hrs	Rain mm/hr
1)	0.17	2.4	11)			21)			31)		
2)	0.33	4.5	12)			22)			32)		
3)	0.50		13)			23)			33)		
4)			14)			24)			34)		
5)			15)			25)			35)		
6)			16)			26)			36)		
7)			17)			27)			37)		
8)			18)			28)			38)		
9)			19)			29)			39)		
10)			20)			30)			40)		

NOTE: Enter 'E' to beclur one RAIN input.  
 Enter a '-1' when finished.

Fig. 12 Menu principal pour l'entrée au clavier d'un hyétogramme de pluie.

#### 1.2.1.2 Hydrogrammes injectés

La figure 13 montre le menu de cette option. L'utilisateur doit spécifier la jonction et le nombre d'hydrogrammes à être injectés, ainsi que le système d'unités voulu. Le nombre maximum d'hydrogrammes injectés, à un seul noeud, est limité à 3.

<< OTTHYMO LOTUS >> : ENTER HYDROGRAPHS :

Press 'RETURN' after each input.

-----

'M' for MENU

HYDROGRAPHS for which junction: 1                    INPUT HYDROGRAPH # 1  
 How many hydrographs to input : 3                !    Contributing AREA (ha) = 300  
 FLOW:    A)cms,    B)cf's    A/B: A            !    Time increment (hrs) = 0.1667

-----

	Time	Flow	!	Time	Flow	!	Time	Flow	!	Time	Flow
	hrs	cms	↓	hrs	cms	↓	hrs	cms	↓	hrs	cms
1)	0.17	0.8	!	11)		!	21)		!	31)	
2)	0.33	1.2	!	12)		!	22)		!	32)	
3)	0.50	4.6	!	13)		!	23)		!	33)	
4)	0.67		!	14)		!	24)		!	34)	
5)			!	15)		!	25)		!	35)	
6)			!	16)		!	26)		!	36)	
7)			!	17)		!	27)		!	37)	
8)			!	18)		!	28)		!	38)	
9)			!	19)		!	29)		!	39)	
10)			!	20)		!	30)		!	40)	

NOTE: Enter 'B' to backup one FLOW input.  
 Enter a '-1' when finished.

Fig. 13 Menu principal pour l'entrée au clavier d'un hydrogramme injecté à un noeud.

Pour chaque hydrogramme, il faut indiquer la surface tributaire et le pas de temps. Une tabulation identique à celle du paragraphe précédent permet l'entrée des coordonnées de l'hydrogramme. Le nombre maximum de coordonnées est limité à 300. Le pas de temps des hydrogrammes doit être le même que celui utilisé pour définir le hydrogramme de pluie.

Les hydrogrammes injectés sont stockés sous la forme suivante:

- 1er hydrogramme injecté à la jonction x: FHx
- 2ème hydrogramme injecté à la jonction x: SHx
- 3ème hydrogramme injecté à la jonction x: THx.

Les prochains paragraphes décrivent les modes d'entrée des ouvrages spéciaux tels que réservoirs ou canaux. Il est important de noter que ceux-ci sont interprétés par le modèle comme étant juste à l'aval du noeud traité.

#### 1.2.1.3 Courbes stockage-débit sortant pour les réservoirs de retenue

La figure 14 montre le menu de cette option. Il faut spécifier la jonction où se trouve le réservoir de retenue, ainsi que les unités voulues. Dans ce cas, le réservoir est situé immédiatement à l'aval de la jonction 1.

<< OTTHYMO LOTUS >>                    ENTER OUTFLOW/STORAGE CURVE :  
 Press 'RETURN' after each input.

-----  
 'M' for MENU  
 Reservoir is downstream of which JUNCTION No.                    1  
 STORAGE / OUTFLOW: A) m-cms    B) ac-ft/cfs    A/B: A

-----

	STORAGE	OUTFLOW		STORAGE	OUTFLOW
	m	cms		m	cms
1)	0	0		11)	
2)	1	0.5		12)	
3)	1.5			13)	
4)				14)	
5)				15)	
6)				16)	
7)				17)	
8)				18)	
9)				19)	
10)				20)	

NOTE: Enter a 'B' to backup one input.  
 To finish enter a '1' at the end of the list

Fig. 14 Menu principal pour l'entrée au clavier d'une courbe stockage-débit sortant.

L'hydrogramme total calculé à la jonction 1 sera acheminé par un réservoir dont les caractéristiques sont montrées à la figure 14. Avec une tabulation identique à celle des paragraphes précédents, il faut maintenant taper les coordonnées de la courbe stockage-débit sortant. Le nombre de points maximum de cette courbe est limité à 19. Les deux premières coordonnées de la courbe doivent être "0" et "0". Les fichiers contenant des courbes stockage-débit sortant sont stockés sous le code Rx, où x représente le numéro de la jonction où se trouve le réservoir.

#### 1.2.1.4 Données relatives à un canal naturel

La figure 15a montre le menu de cette option. L'utilisateur indique le noeud où se retrouve la section transversale du canal, ainsi que les unités. Avec une tabulation identique à celle des paragraphes précédents, on spécifie les coordonnées de la section transversale de gauche à droite. Le nombre de coordonnées est limité à 19. Chaque section transversale peut avoir un maximum de trois segments auxquels on peut associer des coefficients de rugosité différents.

Avec ces données, le modèle calcule la courbe de tarage correspondante, par unité de pente. La figure 15b montre les coordonnées de la courbe de tarage correspondant à la section transversale de la figure 15a. La figure 15c montre une représentation graphique de la section transversale, générée par le modèle.

<< OTTHYMO LOTUS >> : ENTER CHANNEL DATA :

Press 'RETURN' after each input.

```
-----
This X-section is at  JUNCTION NO. : 1          Dist      Manning's
X-Section is entered per unit slope :          0.00   8.00   0.07
ELEV/DIST:  A) m   B) ft   A/B : A          8.00  58.00   0.03
                                         58.00 200.00   0.08
-----
      Elev.   Dist.   Elev.   Dist.
      m       m       m       m
1) 5         0         11)
2) 4         8         12)
3) 2.5       12.48    13)
4) 1         45         14)
5) 3         58         15)
6) 4         108        16)
7) 5         200        17)
8) -1        18)
9)           19)
10)          20)
-----
Maximum number of coordinates=19
coordinate 20)=-1
```

Fig. 15a Menu principal pour l'entrée au clavier d'une section transversale d'un canal naturel.

<< OTTHYMO LOTUS >> : ENTER CHANNEL DATA :

Press 'RETURN' after each input.

```
-----
This X-section is at  JUNCTION NO. : 1          Dist      Manning's
X-Section is entered per unit slope :          0.00   8.00   0.07
ELEV/DIST:  A) m   B) ft   A/B : A          8.00  58.00   0.03
                                         58.00 200.00   0.08
-----
Water Depth   Flow Area   Flow Rate   Water Depth   Flow Area   Flow Rate
(m)           (sqm)       (cms)       (m)           (sqm)       (cms)
0.00          0.00        0.00        2.11          58.87       2249.60
0.21          0.62        4.59        2.32          71.08       2904.65
0.42          2.48        29.17       2.53          85.65       3643.67
0.63          5.58        86.02       2.74          102.58      4471.96
0.84          9.92        185.25      2.95          121.86      5394.23
1.05          15.49       335.87      3.16          144.09      6440.98
1.26          22.31       546.17      3.37          170.68      7617.56
1.47          30.37       823.85      3.58          201.70      8926.12
1.68          39.35       1219.10     3.79          237.16     10375.64
1.89          48.78       1690.25     4.00          277.05     11974.88
-----
Do you want a plot (Y/N) : Y
```

Fig. 15b Calcul de la courbe de tarage de la section transversale indiquée à la figure 15a.

<< OTTHYMO LOTUS >> : CHANNEL SECTION & RATING CURVE :

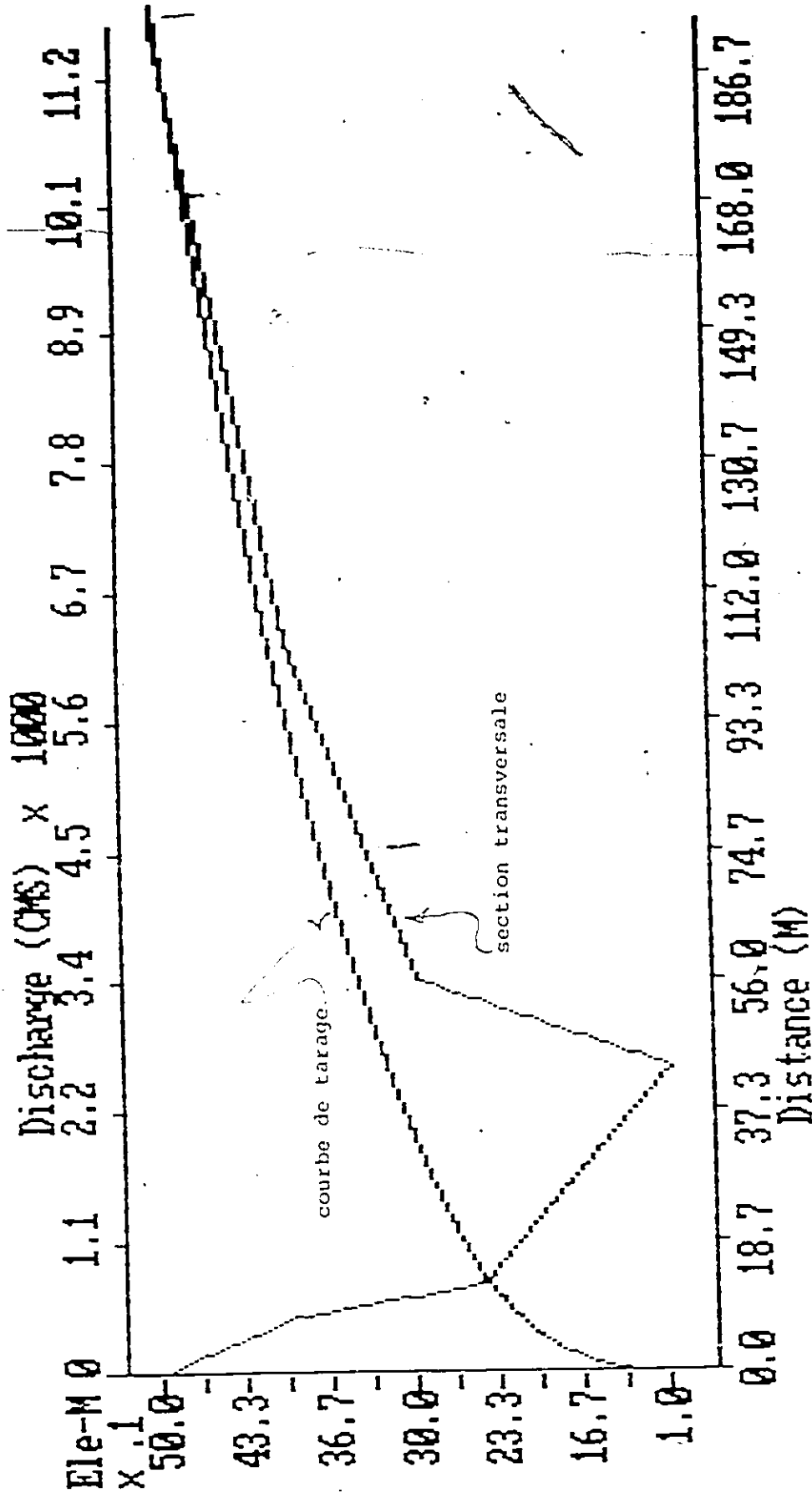


Fig. 15c Représentation graphique de la section transversale et de la courbe de tarage

### 1.2.2 Options pour l'impression des résultats et des données d'entrée

Nous ne discuterons pas dans ce manuel les options pour imprimer les hyétogrammes de pluie, les courbes stockage-débit sortant et les données relatives aux canaux naturels. L'utilisation de ces options est relativement facile. Cependant, nous tenons à décrire plus en détail l'option qui permet d'imprimer tous les hydrogrammes injectés et calculés par le programme. Les fichiers contenant des hydrogrammes calculés par le modèle sont stockés avec les codes suivants:

- JNx représente un hydrogramme total à la jonction x
- JNRx est le résultat de la propagation de l'hydrogramme JNx.

La figure 16 montre les résultats obtenus après l'impression de l'hydrogramme JNR1. En plus d'imprimer les coordonnées de cet hydrogramme, le modèle édite un résumé des résultats principaux:

- surface tribulaire
- débit de pointe
- temps de montée de l'hydrogramme de ruissellement
- hauteur de la lame ruisselée
- identification de l'hydrogramme.

-----

HYDROGRAPH name : JRR1

TOTAL AREA = 38.00 HA  
 PEAK FLOW = 2.22 CMS  
 TM TO PEAK = 12.20 HRS  
 RUNOFF VOL. = 73.48 MM  
 ROUTED HYDRO. FROM JUNCT: 1

TIME:	0.000	0.200	0.400	0.600	0.800	1.000	1.200	1.400
FLOW:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TIME:	1.600	1.800	2.000	2.200	2.400	2.600	2.800	3.000
FLOW:	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04
TIME:	3.200	3.400	3.600	3.800	4.000	4.200	4.400	4.600
FLOW:	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08
TIME:	4.800	5.000	5.200	5.400	5.600	5.800	6.000	6.200
FLOW:	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11	0.11
TIME:	6.400	6.600	6.800	7.000	7.200	7.400	7.600	7.800
FLOW:	0.11	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
TIME:	8.000	8.200	8.400	8.600	8.800	9.000	9.200	9.400
FLOW:	0.13	0.13	0.14	0.15	0.15	0.16	0.16	0.17
TIME:	9.600	9.800	10.000	10.200	10.400	10.600	10.800	11.000
FLOW:	0.17	0.17	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28
TIME:	11.200	11.400	11.600	11.800	12.000	12.200	12.400	12.600
FLOW:	0.32	0.42	0.73	1.59	2.16	2.22	2.19	2.12
TIME:	12.800	13.000	13.200	13.400	13.600	13.800	14.000	14.200
FLOW:	2.03	1.93	1.74	1.47	1.30	1.20	1.10	1.00
TIME:	14.400	14.600	14.800	15.000	15.200	15.400	15.600	15.800
FLOW:	0.91	0.83	0.77	0.71	0.66	0.62	0.59	0.56

-----

Fig. 16 Résultats obtenus après impression d'un hydrogramme

Les identifications possibles sont:

- FIRST INPUT HYDROGRAPH AT JUNCTION = 2 (1)
- SECOND INPUT HYDROGRAPH AT JUNCTION = 2 (2)
- THIRD INPUT HYDROGRAPH AT JUNCTION = 2 (3)
- RUNOFF HYDROGRAPH AT JUNCTION = 2 (4)
- ROUTED HYDROGRAPH FROM JUNCTION = 2 (5)

Les codes 1, 2 et 3 correspondent aux premier, deuxième et troisième hydrogrammes injectés au noeud 2, en utilisant l'option décrite dans le paragraphe 1.2.1.2. Les codes 4 et 5 correspondent aux hydrogrammes de ruissellement (4) au noeud 2 et à la propagation de celui-ci vers l'aval (5). Ces deux derniers hydrogrammes sont calculés de façon interne.

### 1.2.3 Autres options

Nous discuterons en détail l'option qui permet de modifier les fichiers créés avec LOTUS 1-2-3. On peut modifier des fichiers bassin et réseau. Nous conseillons d'utiliser cette option quand il faut modifier un nombre limité de paramètres. Pour utiliser cette option, l'opérateur doit avoir en main la schématisation du bassin versant. La figure 17 montre le menu pour la modification des données d'un fichier bassin. Au bas de l'écran se trouvent les différentes options. L'utilisateur doit d'abord indiquer le numéro de la jonction à partir de laquelle il désire faire des modifications. Dans le cas de la figure 17, l'opérateur a indiqué que les modifications vont se faire à partir de la jonction 1. Il voit alors apparaître sur l'écran les quatre premières lignes du fichier à partir de la jonction qu'il a choisie. Pour modifier un paramètre, il suffit

d'indiquer la colonne et la rangée où il est situé. Dans le cas de la figure 17a, on veut modifier l'imperméabilité de la première surface tributaire, c'est-à-dire: colonne 1 et rangée 4. Le programme imprime alors la valeur actuelle du paramètre et demande à l'utilisateur de spécifier la nouvelle valeur. Des choix erronés peuvent être corrigés avec la touche "C". L'option "M" renvoie directement au menu principal du programme de gestion générale en perdant tous les changements effectués. L'option "Q" stocke directement sur disque le fichier avec les modifications. La figure 17b montre le menu correspondant quand il s'agit de modifier des fichiers réseau.

« OTTHYMO LOTUS »		EDITING FILE * BTEMP1			
1) Junction No.	1.000	1.000	1.000	2.000	
2) Surface	47.210	60.530	57.500	0.000	
3) Slope in %	1.200	1.300	1.600	0.000	
4) Imperviousness %	0.000	27.000	70.000	0.000	
5) Fc or (-1 for CN opt)	0.000	76.200	76.200	0.000	
6) Fc or (CN*)	0.000	13.200	13.200	0.000	
7) Decay value or (la)	0.000	4.140	4.140	0.000	
8) Cumulative infil.	0.000	0.000	0.000	0.000	
9) Depression sto. imp	0.000	1.575	1.575	0.000	
10) Depression sto. perv	0.000	4.674	4.674	0.000	
11) Storage coeff. imp.	0.000	0.000	0.000	0.000	
12) Storage coeff. perv	0.000	0.000	0.000	0.000	
13) Manning's 'n' imp.	0.000	0.013	0.013	0.000	
14) Manning's 'n' perv.	0.000	0.250	0.250	0.000	
15) CN number	61.000	0.000	0.000	0.000	
16) Number of nash reservoirs	3.000	0.000	0.000	0.000	
17) Initial abstraction	1.500	0.000	0.000	0.000	
18) Basin type	1.000	2.000	2.000	4.000	
-----					
<Q>Quit and save	START AT JK: 1	Col. No.: 1	Old value is	0.000	
<M> for menu		Line No.: 4	New value is	*13	
<C>Cancel					

Fig. 17a Menu principal pour modifier à partir du module de gestion générale un fichier bassin.



passe alors au module d'exécution. Ce module ne doit être exécuté qu'une fois le processus d'entrée des données complété. Pour démarrer l'exécution du modèle, il faut spécifier les noms des fichiers bassin, réseau et pluie, tel qu'indiqué à la figure 18. Avant de commencer l'exécution du modèle, l'imprimante doit être en marche. Le modèle permet à l'utilisateur de taper des commentaires relatifs à la simulation qui va débiter. A partir de ce moment, il n'y a plus d'interaction avec l'utilisateur. Le modèle imprime sur écran des messages qui sont uniquement des points de repère pour l'utilisateur. Il imprime aussi les fichiers bassin, réseau et pluie.

```

<< OTTHYMO LOTUS >>                                << MAINDRIVER >>

Press 'RETURN' after each input
-----
                                'B' for MENU
Enter sub-basin file name : B4
Enter network file name   :
Enter storm file name    :

Network files on logged disk:
NTEHP1                    N1
  
```

Fig. 18 Menu principal du module d'exécution.

En début d'exécution, le modèle identifie les unités du fichier avec les données bassin. Ces unités servent de référence pour tous les autres fichiers que le modèle va utiliser en cours de simulation. Une quelconque incompatibilité au niveau des unités arrêtera les calculs. L'exécution du modèle sera aussi interrompue si les noeuds n'ont pas été identifiés, c'est-à-dire si, dans la dernière colonne du fichier avec les données bassin (fig. 4), le type de noeud n'est pas indiqué. Au cours de la simulation des bassins ruraux, l'exécution du modèle s'arrêtera si le temps de montée de l'hydrogramme unitaire de Nash (cf. tableau 1) est inférieur au pas de temps de la pluie. Dans le modèle OTTHYMO-LOTUS, le pas de temps de la pluie impose la discrétisation de tous les hydrogrammes aussi bien calculés qu'entrés au clavier. L'utilisation du modèle demande donc le même pas de temps partout. Si, à une jonction donnée, le modèle trouve plus que trois hydrogrammes injectés, l'exécution sera interrompue. Un message d'erreur sera aussi imprimé sur l'écran si le modèle ne peut pas trouver un fichier que l'opérateur lui a demandé d'utiliser. Pendant l'acheminement des hydrogrammes à travers des canaux, les calculs seront interrompus si la capacité maximum du canal est dépassée.

La figure 19 montre, de façon schématique, le processus de simulation. A chaque noeud, le modèle identifie le type, le nombre et les caractéristiques des sous-bassins tributaires. Si nécessaire, les hydrogrammes de ruissellement sont calculés. Ceux-ci sont stockés temporairement dans des fichiers du type Fx, où x représente le numéro du sous-bassin (varie de 1 à 10). Par la suite, le modèle additionne toutes ces contributions, tout en vérifiant l'existence d'hydrogrammes injectés ou en provenance de l'amont. L'hydrogramme total est stocké dans un fichier appelé JNx, où x est le numéro du noeud en cours de traitement. Pendant l'exécution, le modèle imprime les résultats principaux obtenus après le calcul de chaque surface tributaire, ainsi que les caractéristiques essentielles de l'hydrogramme total. Ces résultats seront décrits en détail dans le prochain paragraphe.

L'hydrogramme total peut éventuellement être acheminé à travers un canal, un réservoir ou une conduite. L'hydrogramme de propagation est stocké dans un fichier appelé JNRx, où x représente le numéro de la jonction à partir de laquelle la propagation a eu lieu. Par exemple, le fichier JN2 contient l'hydrogramme total au noeud 2, tandis que le fichier JNR2 contient le résultat de la propagation de celui-ci. Dans les cas où l'acheminement d'un hydrogramme

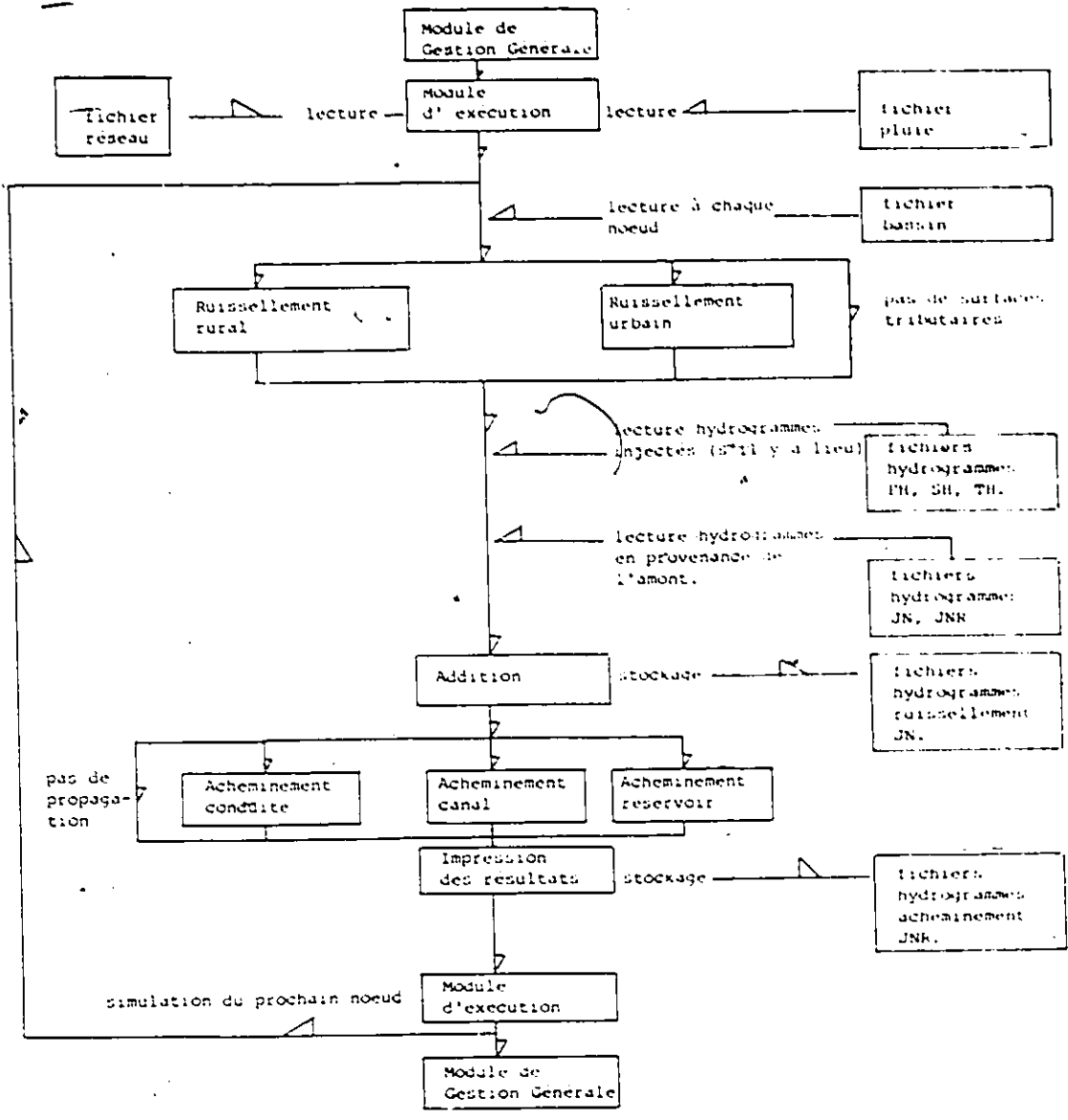


Fig. 19 Processus de simulation du modèle OTTHYMO-LOTUS

vers l'aval se ferait sans calcul de la propagation, le contenu des fichiers JNx et JNRx est le même. Le processus de simulation recommence pour le prochain noeud à l'aval, en suivant les mêmes étapes.

Durant l'exécution du modèle, l'opérateur pourra observer sur l'écran l'impression de messages indiquant les différentes étapes de la simulation. Tout au cours de ce processus, l'interaction avec l'utilisateur n'est pratiquement pas requise. La figure 20 illustre le seul cas où le modèle va demander l'intervention de l'utilisateur.

L'hydrogramme total après sommation au noeud 2 est acheminé vers le noeud 3 à travers une conduite dont la capacité est insuffisante. Le modèle avertit l'utilisateur de ce fait, et effectue un redimensionnement automatique. Les calculs indiquent que le diamètre requis dépasse 3 mètres. Dans ce cas, le modèle suggère à l'utilisateur de modifier la pente de la conduite. La nouvelle pente spécifiée est 0.015 m/m. Avec cette nouvelle valeur, le diamètre nécessaire pour véhiculer le débit maximum est calculé de façon interne et le processus de simulation se poursuit. Le modèle imprimera les résultats essentiels de la propagation.

```

Now computing.....
Now in URBHYD at jn= 1 sub-basin= 1
Now in ADDHYD at Jn= 1
Now in reservoir routing from Jn 1 to Jn 2
Now in NASHYD at JN= 56 and sub-basin No= 1
Now in ADDHYD at Jn= 56
Now in URBHYD at jn= 57 sub-basin= 1
Now in ADDHYD at Jn= 57
Now in ADDHYD at Jn= 2
Number of input hydrographs at junction 2 are = 2
Now in pipe/channel routing from Jn 2 to Jn 3
Pipe diameter and slope = 1 and .0001 meters and meters/meters
Conduit at junction= 2 ..SURCHARGED
Pipe at junction= 2 requires a diameter higher than 3 meters
It is recommended to increase the slope..pipe will be sized internally
Input new slope : 0.015

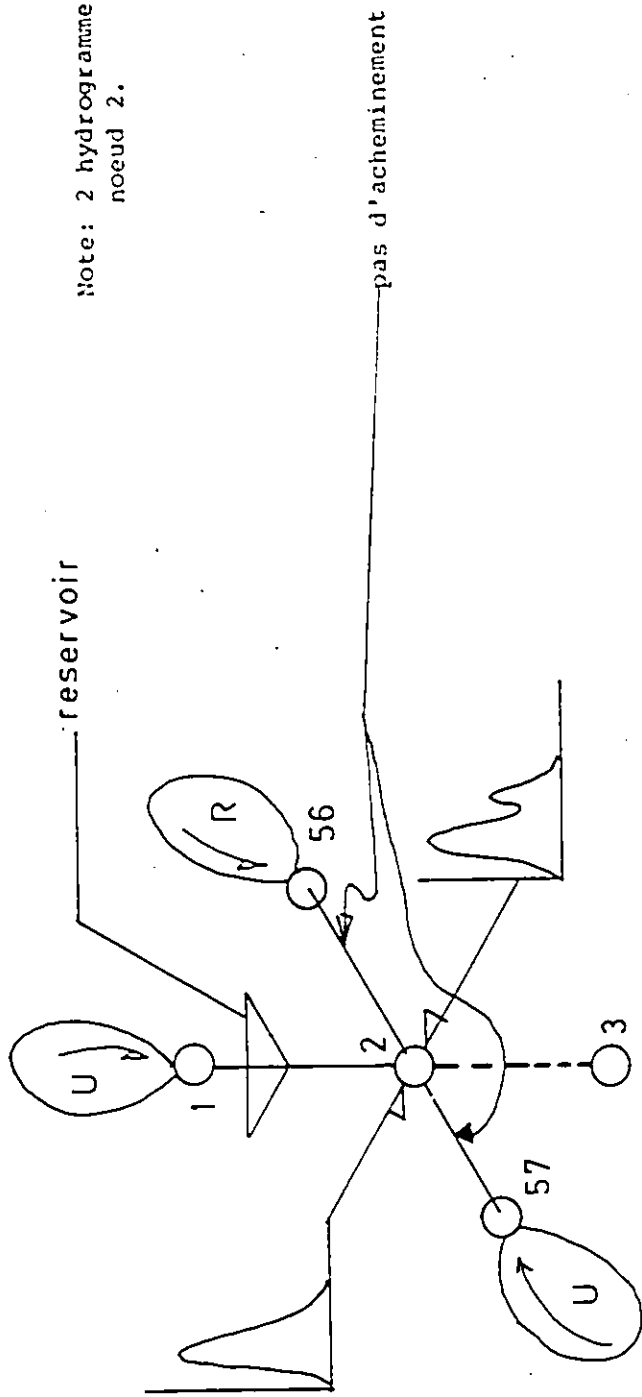
```

Fig. 20 Exemple d'interaction avec l'utilisateur pendant le processus d'exécution.

### 3. Description des données de sortie

#### 3.1 Les données sur imprimante

Nous allons décrire les données de sortie du modèle OTTHYMO-LOTUS avec un exemple pratique. La figure 21 montre une schématisation simplifiée. Les figures 22 et 23 montrent les fichiers bassin, réseau et les résultats calculés par le modèle. Le prochain paragraphe décrira comment exploiter les résultats obtenus, avec LOTUS 1-2-3.



Note: 2 hydrogrammes injectés au noeud 2.

Fig. 21 Application pratique du modèle OTTYHO-LOTUS



```

AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAA
A
NETWORK INPUT FILE
A
AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAA
A
Route
A
Aunct. Aunct. Aunct. A Res=1 A reach. A musk. A Pipe
A no. A upst. A upst. A donx. A Cha=2 A len. A rout. A Slope Diam
A A no.1 A no.2 A no.3 A no. A Con=3 A m. A X A % Ain/m
AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAA
A
A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A A
A
1 0 0 0 2 1 0 0 0 0 0 0
56 0 0 0 2 0 0 0 0 0 0 0
57 0 0 0 2 0 0 0 0 0 0 0 0
2 56 57 1 3 3 1000 0.2 0.0001 1
3 2 0 0 0 0 0 0 0 0 0

```

Fig. 22b Contenu du fichier réseau pour le schéma de la figure 21

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 2

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CM*	S/TP % or hr	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL mm
INPUT HYD	45.00	**	**	**	1.00	0.40	6.40
INPUT HYD	60.00	**	**	**	2.00	0.60	20.40
J/S JH No 56	47.21	**	**	**	1.39	13.00	42.66
J/S JH No 57	57.50	**	**	**	14.27	11.80	84.19
J/S JH No :	60.53	**	**	**	2.53	12.40	53.30
TOTAL*	270.24	**	**	**	16.32	11.80	43.43

PIPE 60.10 3 Pipe was surcharged ..required diameters 2 Meters  
 Average velocity = 4.29 (m/s) .. Travel time (minutes) = 3.68  
 270.24 \*\* \*\* 13.47 11.80 43.43

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 3

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CM*	S/TP % or hr	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL mm
U/S JH No 2	270.24	**	**	**	13.47	11.80	43.43
TOTAL*	270.24	**	**	**	13.47	11.80	43.43

STORM HYETOGRAPH

METRIC UNITS	TIME STEP (HOURS)	1	2
1.05	1.05	1.05	1.05
1.05	1.05	1.05	1.05
1.05	2.10	2.10	2.10
2.10	2.10	2.10	2.10
3.15	2.10	2.10	3.15
3.15	3.15	3.15	3.15
5.78	5.78	5.78	11.56
26.27	26.27	16.55	12.34
5.56	5.56	5.56	5.56
5.56	5.56	5.56	5.56
5.56	0.00	0.00	0.00

SUMMARY OUTPUT FOR NETWORK

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CM*	S/TP % or hr	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL mm
Urban	60.53	30	**	1.2	9.52	11.80	53.30
TOTAL*	60.53	**	**	**	9.52	11.80	53.30
ROUTE TO 2	60.53	**	**	**	2.53	12.40	53.30

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 56

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CM*	S/TP % or hr	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL mm
Urban	47.21	**	61	1.2	1.39	13.00	42.66
TOTAL*	47.21	**	**	**	1.39	13.00	42.66

SUMMARY OUTPUT FOR JUNCTION POINT NO. 57

WATERSHED	AREA ha.	IMP %	CM*	S/TP % or hr	PEAK cms	TPEAK hrs	RUNOFF VOL mm
Urban	57.50	70	**	1.6	14.27	11.80	84.18
TOTAL*	57.50	**	**	**	14.27	11.80	84.19

Légende IMP

- : Pourcentage d'imperméabilité
- : "Curve Number"
- : Pente pour un bassin urbain ou temps de montée de l'hydrogramme unitaire de Nash pour les bassins ruraux
- : Débit de pointe m<sup>3</sup>/s
- : Temps de montée de l'hydrogramme de ruissellement

Fig. 23 Données de sortie générées par le modèle OTTHYMO-LOTUS pour le schéma de la figure 21

### 3.2 Exploitation des données de sortie avec LOTUS 1-2-3

A la fin du processus d'exécution, le modèle crée un fichier contenant pour chaque jonction l'hydrogramme total (JNx) et celui de propagation (JNRx). Ce fichier est construit de façon à obtenir un accès rapide aux graphiques avec LOTUS 1-2-3. La figure 24 montre un fichier de ce type. Le nom de ce fichier est toujours HYDTEM. La première colonne représente le temps en heures. La méthodologie pour accéder au programme LOTUS 1-2-3 a déjà été décrite (cf. paragraphe 1.1). Une fois dans le programme LOTUS 1-2-3, et pour utiliser ce fichier, il suffit de suivre les démarches suivantes:

- a) choisir l'option FILE, suivie de l'option IMPORT et de l'option NUMBERS;
- b) indiquer le nom du fichier à utiliser: HYDTEM;
- c) aussitôt, l'opérateur verra sur l'écran un fichier semblable à celui de la figure 24;
- d) ce fichier peut être stocké sous un nom différent avec la méthodologie décrite au paragraphe 1.1 (étapes a à e).

Pour dessiner les hydrogrammes, il faut suivre les étapes suivantes (les indications données ici sont tout à

fait préliminaires). Pour un meilleur rendement, l'opérateur doit se servir du manuel de LOTUS 1-2-3:

- a) revenir au mode MENU dans LOTUS 1-2-3 avec la touche /;
- b) choisir l'option GRAPH;
- c) choisir l'option TYPE, suivie de l'option XY. Avec la commande XY, l'échelle des axes est calculée automatiquement;
- d) choisir l'option "X". A la question: "Enter X axis range", répondre A2..A300. Avec cette option, on vient de spécifier l'intervalle des valeurs temps en abscisse;
- e) LOTUS 1-2-3 peut dessiner jusqu'à un maximum de six hydrogrammes sur un même écran. Pour dessiner les hydrogrammes, il suffit de choisir les options A, B, C, D, E et F, en indiquant l'intervalle des valeurs voulu; par exemple, B2..B300, C2..C300, etc.;
- f) une fois ce processus complété, l'utilisateur peut regarder le dessin résultant avec l'option VIEW. Pour revenir au mode MENU, il faut taper la clé F10;
- g) le dessin généré peut être accompagné de légendes et de sous-titres. L'utilisateur doit consulter le manuel LOTUS 1-2-3. Ces dessins peuvent aussi être envoyés sur table traçante. La démarche à suivre se trouve dans le manuel LOTUS 1-2-3. La figure 23 montre quelques hydrogrammes dessinés avec LOTUS 1-2-3, en utilisant le fichier de la figure 24.



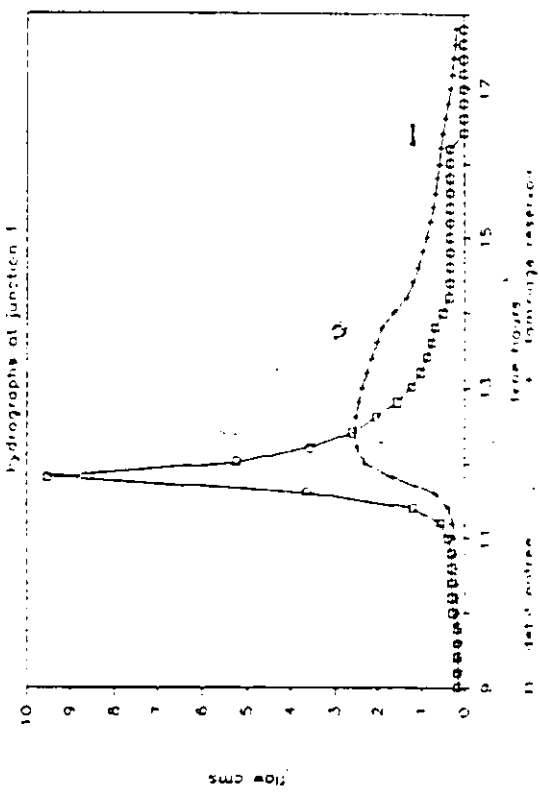
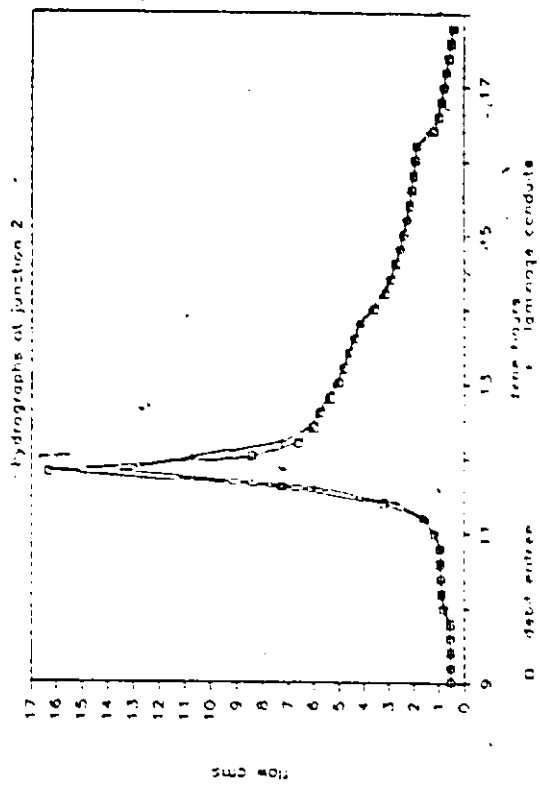


Fig. 25 Hydrographes dessinés avec LOTUS 1-2-3 à partir du fichier de la figure 24