



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services Branch

Direction des acquisitions et
des services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa, Ontario
K1A 0N4

395, rue Wellington
Ottawa (Ontario)
K1A 0N4

Your file - Votre référence

Our file - Notre référence

NOTICE

AVIS

The quality of this microform 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.

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

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

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

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.

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.

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

La reproduction, même partielle, de cette microforme est soumise à la Loi canadienne sur le droit d'auteur, SRC 1970, c. C-30, et ses amendements subséquents.

Canada

**Validation d'un modèle de ruissellement urbain
et l'acheminement de l'eau dans les canaux**

**par
Yassine Djebbar**

**Thèse
présentée à l'école des études supérieures de l'
Université d'Ottawa comme exigence partielle
pour l'obtention du grade de Maîtrise ès
Sciences Appliquées en Génie Civil**

**Département de Génie Civil
Université d'Ottawa
Ottawa, Ontario, Canada**



Yassine Djebbar, Ottawa, Canada, 1992



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services Branch

395 Wellington Street
Ottawa, Ontario
K1A 0N4

Bibliothèque nationale
du Canada

Direction des acquisitions et
des services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa (Ontario)
K1A 0N4

Vous le / Votre référence

Our file / Notre référence

The author has granted an irrevocable non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of his/her thesis by any means and in any form or format, making this thesis available to interested persons.

L'auteur a accordé une licence irrévocable et non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de sa thèse de quelque manière et sous quelque forme que ce soit pour mettre des exemplaires de cette thèse à la disposition des personnes intéressées.

The author retains ownership of the copyright in his/her thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without his/her permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège sa thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

ISBN 0-315-85758-7

Canada



UNIVERSITÉ D'OTTAWA
UNIVERSITY OF OTTAWA

A:

mes parents...

mes soeurs... et

mes frères.

Résumé

Cette étude comporte deux parties: La première traite le problème du ruissellement dans les zones urbaines et la deuxième est consacrée à l'acheminement naturel de l'eau dans les canalisations.

La première partie de cette thèse évalue les méthodes et modèles les plus utilisés au Canada dans le domaine du ruissellement urbain en comparant leurs aptitudes relatives à reproduire les mesures des événements réels dans des bassins sélectionnés à travers le monde. Cette analyse a révélé que la nouvelle méthode STANDHYD pour le calcul du ruissellement urbain arrive à mieux reproduire les ruissellements observés que les méthodes précédentes, d'une manière indépendante de la taille du bassin versant. Ceci constitue une amélioration majeure dans ce domaine. D'un autre côté, Cette étude a montré qu'avec un minimum d'effort de calibrage, les événements à faible volume de précipitation peuvent être reproduits. Une méthode simple pour l'évaluation des modèles, lorsqu'un bon nombre d'événements observés est disponible, est présentée. Dans cette même partie l'effet de la variation de la distribution spatiale de la pluie est examinée.

La deuxième partie de la thèse explore la méthode d'acheminement dans les canaux (la méthode VSC; Variable Storage Coefficient) dans les modèles du type HYMO (HYMO, OTTHYMO, etc.). Cette étude a révélé que la méthode VSC surestime l'atténuation des ondes traversant un canal. Son remplacement par la méthode VTT (Variable Travel Time) en utilisant une nouvelle formule pour la détermination des dimensions des mèches de simulation lui a permis de donner des résultats très comparables à ceux donnés par les modèles dynamiques plus complexes.

Table des matières

<u>Thème</u>	<u>Page</u>
Résumé	ii
Liste des Figures	vii
Liste des Tableaux	viii
Chapitre 1 - Introduction	1
1.1 Motivation	1
1.2 Objectifs de la recherche	5
Première Partie: Ruissellement Urbain	
Chapitre 2 - Développement théorique	6
2.1 Développement théorique :	8
2.1.1 Concepts de base	8
2.1.1.1 Relations hydraulique pour le ruissellement	8
2.1.1.2 Relations conceptuelles	9
2.1.2 Détermination du coefficient de stockage	11
2.1.2.1 Relations empiriques	12
2.1.2.2 Relations hydrauliques	12
2.2 Modèle à deux réservoirs linéaires	13
2.2.1 URBHYD	13
2.2.2 Réservoir Linéaire	14
2.2.3 STANDHYD	14
Chapitre 3 - Vérification des hydrogrammes unitaires linéaires	19

3.1	Vérification des trois modèles de ruissellement Urbains	19
3.2	La variation spatiale de l'orage	21
3.2.1	Bassin à plusieurs points de jaugeage	22
. . .	3.2.1.1 Étude de Schiling et Fushs (1986)	22
. . .	3.2.1.2 Le bassin de Kings et la variation spatiale de l'orage	23
3.3	La méthodologie de calibration dans l'analyse comparative	25
3.4	Exemple du bassin de Vine	27
3.5	Cas des événements à faible volume de précipitation	31
. . .	3.5.1 Le bassin de Luzzi	32
. . .	3.5.2 Le bassin de St-Denis	32
3.6	Orage de conception	34
Chapitre 4 - Analyse des résultats et discussion		36
4.1	Analyse statistique	36
4.2	Analyse des résultats	38
. . .	4.2.1 Analyse statistique des résultats	38
. . .	4.2.2 Analyse et interprétation des résultats	47
Deuxième partie: Acheminement		
Chapitre 5 - Définition de la problématique		51
5.1	Introduction	51
5.2	Complexité du phénomène naturel "Acheminement"	53
5.3	Développement des équations du mouvement	55
. . .	5.3.1 Théorème de transport de Reynolds	56
5.4	Acheminement déterministe	58
. . .	5.4.1 Les formules empiriques	58
. . .	5.4.2 Acheminement hydraulique ou distribué	58

. . .	5.4.2.1 Acheminement dynamique	58
. . .	5.4.2.2 Acheminement diffusif	58
. . .	5.4.2.3 Acheminement cinématique	59
. . .	5.4.3 Acheminement hydrologique	60
. . .	5.4.3.1 La méthode VSC	61
. . .	5.4.3.2 La méthode VTT	65
Chapitre 6 - Théorie de la stabilité et de la convergence et revue de la littérature		64
6.1	Choix des dimensions des mèches de simulation	64
6.2	Détermination des dimensions des mèches de calcul	64
. . .	6.2.1 Analyse de stabilité	64
. . .	6.2.2 Analyse de convergence	65
6.3	La méthode cinématique généralisée	66
6.4	Critère de stabilité et de convergence de certains modèles d'acheminement	69
6.5	Acheminement par le VSC:	70
. . .	6.5.1 Critique de la méthode VSC	70
. . .	6.5.2 Proposition d'une méthode d'acheminement	73
6.6	Etudes antérieures sur le VTT	74
. . .	6.6.1 Effet du pas du temps	74
. . .	6.6.2 Effet de la longueur de simulation	75
Chapitre 7 - Acheminement par VTT: Analyse de stabilité et de convergence		77
7.1	Evaluation de l'effet du pas du temps	77
. . .	7.1.1 Choix de la longueur de simulation	80
7.2	Validation de VTT par rapport au choix de Δx	82
7.3	Comparaison du modèle VTT amélioré avec d'autres modèles	89

Chapitre 8 - Conclusion et recommandations	94
8.1 Conclusions générales	94
8.2 Recommendations pour les travaux de recherche ultérieurs	97
Chapitre 9 - Annexes	1
A Annexe A: Bibliographie	2
B Annexe B: Tableaux	11
C Annexe C: Figures	31
D Annexe D: La méthode Muskingum-Cunge et les méthodes dynamiques Extran et Mouse	68
E Annexe E: Listing du programme du VTT	75

Liste des Figures

Figure 1-1 Modélisation du ruissellement dans un bassin urbain	3
Figure 2-1 Formes des trois HUI du type réservoir linéaire	17
Figure 4-1 Droites de "best fit" pour les débits de pointe	41
Figure 4-2 Intervalles de confiance de 95% (débit de pointe)	42
Figure 4-3 Droites de "best fit" pour les temps de pointe	43
Figure 4-4 Intervalles de confiance de 95% (temps de pointe)	44
Figure 4-5 Droites de "best fit" pour le coefficient de ruissellement	45
Figure 4-6 Intervalles de confiance de 95% (coefficient de ruissellement)	46
Figure 5-1 Méandre du canal naturel	54
Figure 5-2 Exfiltration et infiltration à travers la section mouillé	55
Figure 5-3 Autres problèmes d'acheminement	56
Figure 5-4 Présentation schématique de la solution par VSC	63
Figure 6-1 Définition de la mèche utilisée dans le procédé de Smith	67
Figure 6-2 Critère de stabilité en fonction de la position du noyau de la mèche	68
Figure 6-3 Comparaison entre le VSC et Extran	71
Figure 6-4 Exemple d'instabilité du modèle VSC	72
Figure 6-5 Comparaison d'hydrogramme acheminé dans un canal rectangulaire par VTT et un modèle implicite	74
Figure 7-1 VTT et l'effet du pas de temps de simulation	79
Figure 7-2 VTT et l'effet des pas des longueurs de simulation	81
Figure 7-3 Acheminement sans sous-division du canal	83
Figure 7-4 Sous-division du canal selon Terzedis	85
Figure 7-5 L'atténuation est inversement proportionnelle au morecellement du réservoir	86
Figure 7-6 Sous-division du canal selon la formule proposée	87
Figure 7-8 Comparaison du VTT avec les modèles indiqués	90
Figure 7-9 Comparaison du VTT avec les modèles indiqués	91
Figure 7-7 Présentation schématique de la solution par VTT	88

Liste des Tableaux

Tableau 2-1 Valeurs à défaut des modèles STANDHYD et URBHYD	16
Tableau 3-1 Description générale des bassins utilisés dans cette études	19
Tableau 3-2 Présentation des événement à deux stations de jaugeage	22
Tableau 3-3 Résultats de la première étape de calibration	26
Tableau 3-4 Résultats de simulation de deuxième étape de calibration	27
Tableau 3-5 Résultats finaux de la calibration dans le bassin de Vine (Australie)	28
Tableau 3-6 Erreur de simulation dans le bassin de Vine	29
Tableau 3-7 Résultats de simulation ans le bassin de Luzzi avec une valeur à défaut de $I_a=1.5$	30
Tableau 3-8 Résultats de simulation pour les petits événements du bassin de Seine Saint-Denis	30
Tableau 3-9 Résultats statistiques des 24 événements considérés dans cette étude	32
Tableau 4-1 Caractéristiques des bassins utilisés	40
Tableau 4-2 Caractéristiques des HU de Nash utilisé	40
Tableau 4-3 Valeur de N (Nombre de réservoir) pour des résultats similaires entre les modèle Nash et Triangulaire	41
Tableau 4-4 Comparaison des débits de pointe donnés par les trois modèles	43
Tableau 4-5 Intensité effective pour le calcul du coefficient de stockage calculé par les trois modèles	44
Tableau 4-6 Comparaison des constantés de l'analyse de régression linéaire des résultats des trois modèles	46
Tableau 6-1 Critères de stabilité de quelques modèles	68
Tableau 7-1 Effet du pas du temps et d'espace sur le VTT selon Williams	77
Tableau 7-2 VTT et l'effet du pas du temps selon Kowen	78
Tableau 7-3 Effet de Δx sur le VTT selon Williams	80

Chapitre 1

Introduction

1.1. Motivation

L'accroissement récent de l'intérêt quantitatif et surtout environnemental pour l'hydrologie urbaine a engendré une augmentation du nombre d'études et de recherches concernant le traitement du ruissellement urbain. Cette situation a conduit au développement de plusieurs modèles hydrologiques et à l'apparition de nombreuses questions concernant par exemple le choix d'un modèle, les différences entre les modèles, ce qu'est un bon modèle et les critères de comparaison entre les modèles.

Généralement, un modèle, comme le montre la Figure(1,1), est composé des trois parties principales suivantes:

1. L'orage, synthétique ou réel, et le calcul des pertes de pluie par infiltration.
2. La transformation pluie effective-ruissellement.
3. Acheminement des écoulements dans les canaux et rivières.

Le développement rapide de la science et l'apport constant de la recherche incitent les concepteurs de modèles à une mise à jour rigoureuse de leurs modèles tout en leur imposant une évaluation systématique. D'après Dawdy (1969) et Linsley (1981), un modèle doit satisfaire les conditions suivantes: (i) une facilité et une flexibilité dans l'utilisation, (ii) une garantie de résultats

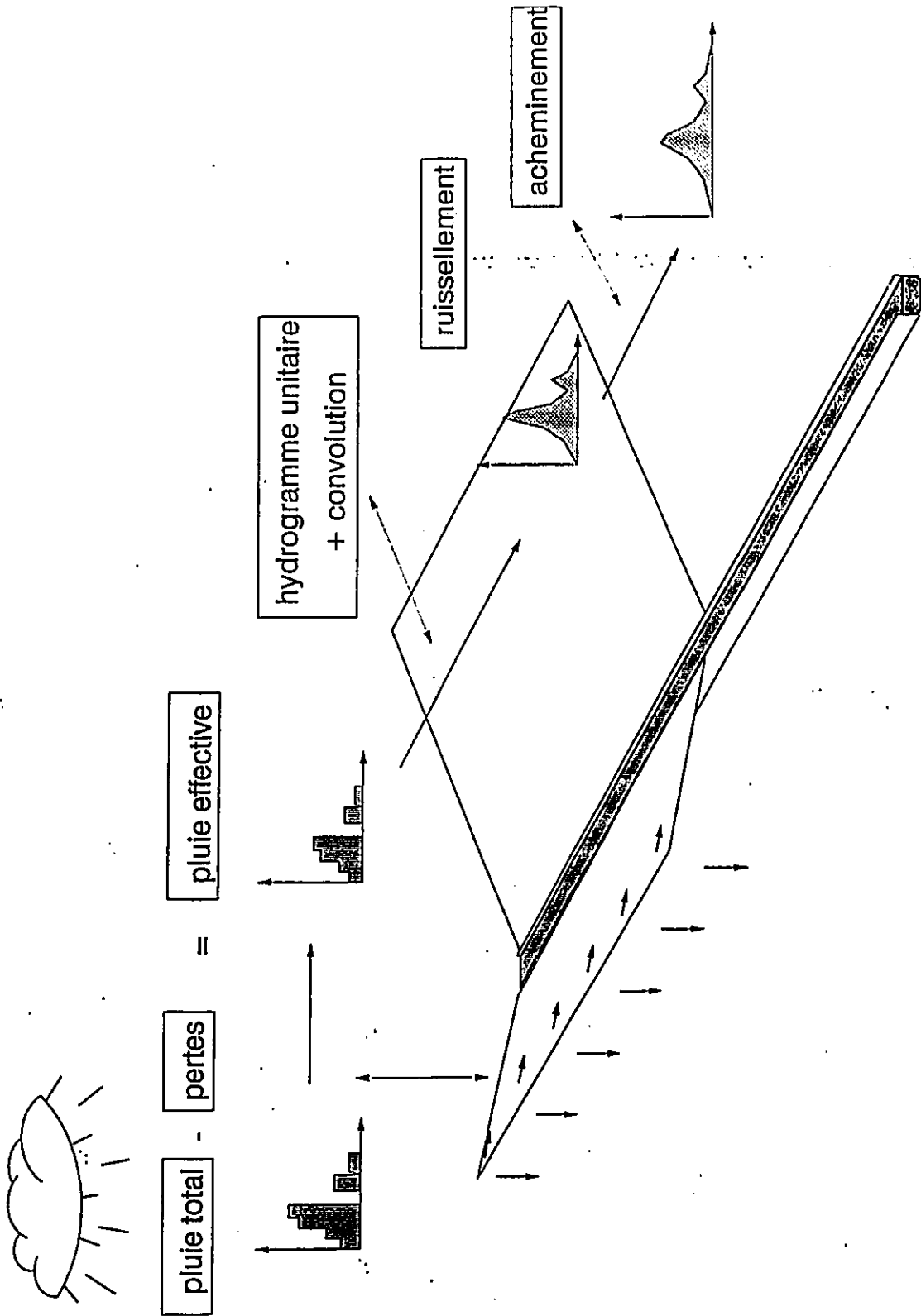


Figure (1-1) Modélisation du ruissellement dans un bassin

acceptables dans les conditions normales d'utilisation, et (iii) le modèle doit être assez général pour ne pas être utilisé que dans des conditions particulières.

Alors que le développeur est préoccupé plutôt par les méthodes de développement des modèles, l'utilisateur est concerné par le degré de satisfaction et d'exactitude des résultats que ce modèle peut, avec le minimum d'intervention de sa part, lui garantir. L'utilisateur a donc besoin d'établir une certaine confiance dans le modèle à employer. Ceci est accompli par une validation approfondie des modèles basée sur une comparaison avec des observations couvrant les conditions très variées tant hydrologiques qu'hydrauliques. Comme l'a indiqué Pederson (1980), "le meilleur moyen pour valider un modèle hydrologique est d'évaluer son aptitude à reproduire les événements observés".

Plusieurs hydrogrammes unitaires ont été développés dernièrement pour modéliser le ruissellement. Toute fois, il existe un manque général de données de précipitations et de ruissellements correspondants dans les zones urbaines. L'évaluation de ces hydrogrammes unitaires sur la base des données réelles demeure un domaine qui n'est pas bien exploré. La transformation pluie effective-ruissellement ou le calcul du ruissellement dans les zones urbaines est fréquemment simulé par l'hydrogramme unitaire de type réservoir linéaire (Viessman, 1966; Pederson et al., 1980). Cet hydrogramme unitaire est basé sur l'analogie avec la réponse d'un réservoir à une crue.

Au Canada, trois formes de l'hydrogramme unitaire du type réservoir linéaire sont actuellement les plus utilisées. Ces trois hydrogrammes unitaires sont implantés dans trois différents modèles:

- URBHYD (Viessman, 1966; P'ng, 1982) ce réservoir linéaire est implanté dans le modèle OTTHYMO.83 (P'ng, 1982).

- Réservoir Linéaire (Pederson et al., 1980) implanté dans le modèle MIDUSS (Smith, 1987).

- STANDHYD (Harms, 1984) implanté dans les modèles HYSTEM (Harms,

1984) et INTERHYMO (Wisner et al., 1989).

L'hypothèse de linéarité du processus de ruissellement, comme son nom l'indique (réservoir linéaire), a été le sujet de plusieurs critiques (Pederson et al., 1980; Nash et Foley, 1981; Singh, 1988). La linéarité implique l'indépendance du processus vis-à-vis des caractéristiques de la pluie et du bassin.

Tandis que l'hydrogramme unitaire Réservoir Linéaire a été testé et évalué d'une manière limitée dans les conditions urbaines, URBHYD l'a été largement, principalement pour les pluies petites et moyennes ($P_i < 15$ mm) où la contribution des parties perméables est presque nulle (P'ng 1982, Pankratz 1987, Consuegra 1987). Ces deux modèles sont sensibles au pas de temps de simulation (Pederson et al., 1980). Le modèle STANDHYD a été proposé par Harms (1984) pour principalement surmonter le problème de sensibilité au pas de temps de simulation. Il a été utilisé en premier dans le modèle allemand HYSTEM (Harms, 1984). Les améliorations qui lui ont été apportées par Wisner et al. (1989) n'ont pas été testées ou évaluées.

Maksimovic et Radojkovic (1986) ont publié récemment un assez important nombre de données de précipitation et de ruissellement dans divers bassins urbains et ruraux, naturels et expérimentaux ayant différentes caractéristiques hydrologiques, hydrauliques et géographiques. Cette collection de différents coins du monde des bassins et des événements correspondants leur assure des caractéristiques variées. Cette diversité constitue un facteur parmi d'autres qui motivent cette recherche en évaluant et en testant la performance des trois hydrogrammes unitaires Réservoir Linéaire, URBHYD et STANDHYD. En effet, la première partie de cette thèse est consacrée à la validation et à l'évaluation du niveau d'amélioration apporté par STANDHYD relativement aux autres hydrogrammes unitaires (URBHYD et Réservoir Linéaire) d'après son aptitude à simuler correctement le ruissellement urbain.

Pour une simulation meilleure de son ruissellement, la connaissance des caractéristiques dynamiques de la pluie est essentielle, surtout

lorsque le bassin devient de plus en plus grand. Certains bassins dans la collection de Maksimovic et Radojkovic (1986) ont plusieurs points de jaugeage pour la mesure des précipitations. Ceci nous permettra l'évaluation de l'effet de la non uniformité de la distribution spatiale de la pluie.

La troisième composante des modèles hydrologiques est l'acheminement des eaux dans les rivières, les canaux et les conduites. Cette composante est difficile et complexe à modéliser. Elle a fait l'objet de plusieurs recherches pour une solution ou une méthode de traitement plus simple dans sa formulation et dans son utilisation. Or, celles-ci devraient être "exactes" ou plutôt acceptables.

Pour acheminer les écoulements à surface libre, la méthode VSC (Coefficient de Stockage Variable) modifiée pour tenir compte de la variation de la pente de la surface de l'eau (Williams, 1969, 1975) est utilisée dans plusieurs modèles hydrologiques (HYMO (Williams, 1975); "Water Utilities" (Kouwen, 1984); INTERHYMO (Wisner et al., 1989)). La méthode VSC n'a pas été suffisamment validée et testée. Certains chercheurs (Kouwen, 1984) l'ont trouvée inadéquate pour les conditions d'écoulements supercritiques. Le critère proposé par Williams (1969) pour le choix de la longueur de simulation (Δx) n'est pas considéré comme pratique. En plus, la méthode est sujété à des instabilités numériques dans certaines conditions d'écoulements. La deuxième partie de cette recherche se fixe comme objectif l'évaluation de cette méthode d'acheminement et de son amélioration tout en gardant l'esprit sur lequel le VSC a été fondé et utilisé à savoir: (i) simplicité dans l'utilisation et (ii) résultats véridiques.

1.2 Objectifs de la recherche

Sur la base de ce qui a été présenté, les objectifs suivants ont été fixés:

- 1- L'évaluation de trois hydrogrammes unitaires de ruissellement

urbain; Réservoir Linéaire, URBHYD et STANDHYD en utilisant: (a) les pluies réelles et (b) l'orage de conception sur la base des trois caractéristiques principales de conception d'un hydrogramme de ruissellement à savoir: débit de pointe, temps de pointe et coefficient de ruissellement.

2- L'évaluation de l'effet de la distribution spatiale de la pluie sur les résultats des simulations.

3- Evaluation de l'acheminement à surface libre par la méthode VSC.

4- Proposition et amélioration d'un modèle d'acheminement.

5- Validation du modèle d'acheminement proposé.

Vu les deux aspects du modelage, ruissellement urbain et acheminement, cette thèse est divisée en deux grandes parties ce qui nous permet de bien traiter chaque aspect d'une manière indépendante. Notons enfin que la première partie sera consacrée au ruissellement urbain en ce qui concerne l'évaluation des hydrogrammes unitaire pour le ruissellement urbain et la validation de STANDHYD. La deuxième partie, par ailleurs, traitera de l'acheminement dans les canaux et rivières. Chaque partie commence par une revue de la littérature spécifique aux problèmes discutés.

Première Partie

Ruissellement Urbain

Chapitre 2

Développement théorique et revue de la littérature

2.1 Développement théorique

2.1.1 Concepts de base

La linéarité d'un processus représente l'hypothèse la plus simple d'une relation cause-effet entre une entrée $x(t)$ (ou cause) et une sortie $y(t)$ (ou effet). Toute les deux, $x(t)$ et $y(t)$, sont fonctions du temps. Ceci implique que (i) l'effet d'une entrée particulière sera la même indépendamment du temps d'application et de l'état de l'entrée ou de la sortie existante dans le système à ce moment là et (ii) l'effet $y(t)$ est proportionnel à la sortie.

Plusieurs modèles hydrologiques utilisent le principe de linéarité de la réponse d'un réservoir à une crue pour l'appliquer à un bassin versant. Le fait que le temps de pointe est pris égale au pas du temps de simulation dans l'HUI du type réservoir linéaire constitue la source des critiques limitant ainsi son utilisation à des petits bassins urbains (Pederson, 1980; P'ng, 1982; Consuegra, 1987). D'autre coté, l'HU en cascade de réservoirs linéaires (Nash, 1957) qui est définie par ses deux paramètres, temps de pointe et coefficient de stockage, permet à priori une plus grande flexibilité pour reproduire le ruissellement. Par ailleurs, les bassins urbains sont caractérisés par une réponse rapide et instantanée que seulement l'HU de type réservoir linéaire

arrive à mieux reproduire. Dans une analyse comparative sur la base d'événements réels, Pankratz (1987) a trouvé que l'HU du type réservoir Linéaire donne de meilleurs résultats que l'HU en cascade de réservoirs linéaires de Nash. Ainsi, l'HU en cascade de réservoirs linéaires ne sera pas considéré dans cette étude.

L'équation de continuité pour un réservoir peut être écrite sous la forme suivante:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS(t)}{dt} \quad (2-1)$$

où $I(t)$ est le débit à l'entrée, $Q(t)$ est le débit à la sortie et $S(t)$ est le stockage au temps t . Cette relation peut être utilisée suivant deux méthodes:

- Relations hydrauliques
- Relations conceptuelles

2.1.1.1 Relations hydrauliques pour le ruissellement

Comme dans le cas du modèle SWMM (Huber et al., 1988), le débit à la sortie est basé sur une relation d'écoulement uniforme. Cette relation est calculée à partir de la relation de Manning pour un bassin rectangulaire équivalent, d'une longueur L ($A = 1.5L^2$, où A est la surface du bassin) et une pente s

$$Q = \frac{L}{n} d^{\frac{5}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (2-3)$$

dans laquelle d est la profondeur d'écoulement et n le coefficient de Manning. Puisque le stockage par unité de longueur est égale à la profondeur d , il est évident que le modèle SWMM, comme indiqué dans son manuel d'utilisation (Huber et al., 1988), utilise une relation non-linéaire entre le débit en sortie et le stockage.

Les modèles basés sur l'onde cinématique appliquent des relations hydrauliques qui considèrent la non-uniformité de l'écoulement le long du bassin versant.

Il est à rappeler que dans le bloc de ruissellement de SWMM, la relation (2-3) est appliquée dans les parties perméables et

impermeables séparément. Le modèle SWMM a donc deux réservoirs non-linéaires parallèles.

2.1.1.2 Relations conceptuelles

Dans ce cas, la relation entre S et Q est définie indépendamment de l'analogie physique avec l'écoulement. La relation la plus simple est du type:

$$S = kQ \quad (2-4)$$

où k est le coefficient de stockage ayant la signification d'un temps de résidence moyen dans le réservoir (Singh, 1988).

Si le débit à l'entrée est une impulsion unitaire de durée Δt , le débit en sortie du réservoir est alors un hydrogramme unitaire qui est donné par les relations suivantes:

$$\begin{aligned} Q(t) &= I \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{k}\right)\right) & t \leq \Delta t \\ Q(t) &= Q_p \exp\left(-\frac{(t-\Delta t)}{k}\right) & t > \Delta t \end{aligned} \quad (2-5)$$

Dans ces équations le débit de pointe est donné par la relation suivante:

$$Q_p = I \left(1 - \exp\left(-\frac{\Delta t}{k}\right)\right) \quad (2-6)$$

Un modèle conceptuel nonlinéaire peut être introduit par une relation simple de type:

$$S = kQ^n \quad (2-7)$$

où n est un nombre supérieur à un. Un exemple d'un tel modèle est le VUH (Variable Unit Hydrograph) (Ding, 1974).

Si la vraie relation non linéaire entre "la pluie effective" et le ruissellement ne sera jamais déterminée à cause de sa complexité (Nash et Foley, 1981), l'évaluation du ruissellement sur la base d'un modèle linéaire est une approximation très acceptable. De plus il a été démontré que les modèles non-linéaires sont très sensibles au choix des paramètres k et n (Wisner et Fraser, 1983). Reconnaisant l'aspect de non linéarité du système hydrologique, une approche quasi-linéaire

(Dooge, 1973; Diskin, 1972) est généralement utilisée. Dans un système quasi-linéaire la réponse de ce dernier est supposée linéaire pendant un événement et non-linéaire d'un événement à l'autre. Ce type de modèle utilise dans l'équation de l'hydrogramme unitaire un coefficient de stockage considéré comme étant la source de non linéarité (Diskin, 1981). Dans une analyse comparative, Delleur et al. (1975) ont montré que l'approche quasi-linéaire donne des résultats plus satisfaisants qu'une approche non-linéaire simplifiée qui constitue la base de la majorité des hydrogrammes unitaires non linéaires actuellement développés.

Le modèle quasi linéaire est fréquemment utilisé (Nash, 1957; Pederson et al., 1980; parmi d'autres). Celui-ci pouvant être conceptualisé par un ou plusieurs réservoirs en série égaux ou non. Le réservoir linéaire est un hydrogramme unitaire complètement défini par son coefficient de stockage k .

2.1.2 Détermination du coefficient de stockage

Selon Schlutz et Lopez (1974), le paramètre qui caractérise le temps le plus stable dans un hydrogramme unitaire (HU) est le temps de réponse T_r , défini comme étant la différence entre les abscisses (temps) des centres de gravité de la pluie effective et du ruissellement direct. Pour un réservoir linéaire simple, cette différence est égale au coefficient de stockage k . Le temps de réponse a été aussi défini (T_r') (Snyder, 1938) comme la différence entre le temps de débit de pointe et l'abscisse du centre de gravité de la pluie effective. Pour un hydrogramme unitaire du type SCS (Soil Conservation Service, 1975) avec 37.5 % du volume sous la partie de montée de l'hydrogramme on a:

$$T_r' = 1.176 T_r \quad (2-8)$$

Le temps de réponse peut être relié au temps de concentration dans l'hydrogramme unitaire du SCS selon:

$$T_c = 1.67 T_r \quad (2-9)$$

En remplaçant T_r' par sa valeur dans (2-11), on obtient:

$$T_c = 1.417 T_r' \approx 1.4k \quad (2-10)$$

Cette relation paraît en accord avec l'analyse des données de 39 bassins versants conduite par McCuen et al. (1984). Il est donc possible d'appliquer les relations existantes pour T_r et T_c pour calculer le coefficient de stockage k . Deux types de relations peuvent être utilisés; relations empiriques et relations hydrauliques.

2.1.2.1 Relations empiriques

Ces relations sont obtenues à partir de l'interprétation des mesures et des observations. Dans cette catégorie on peut nommer les études les plus connues telles que celle de Sarma et al (1969), Desbordes (1978) et plus récemment celle de McCuen et al. (1984). Les derniers, par exemple, ont donné la relation suivante:

$$T_c = .00386 \frac{L^{.5552}}{I_2^{.7164} S^{.207}} \quad (2-11)$$

où s est la pente du canal, L est la longueur d'écoulement et I_2 est l'intensité moyenne sur T_c d'une pluie ayant une période de retour de 2 ans.

2.1.2.2 Relations hydrauliques

Elles sont basées sur l'acheminement du ruissellement par la méthode de l'onde cinématique (Neumann, 1977; Agirlioglu et Singh, 1980; Pederson et Helweg, 1980). Par exemple la relation proposée par Agirlioglu et Singh (1980) est:

$$T_c = \alpha \frac{L^{.6} n_m^{.6}}{I^{.4} S^{.3}} \quad (2-12)$$

où α est un coefficient de normalisation des unités et n le coefficient de Manning. Puisque n peut-être déterminé pour un bassin versant quelconque, il est facile de voir que les structures des relations (2-11) et (2-13) sont similaires. Il est important d'observer que le temps

de concentration varie dans les deux cas avec l'intensité de la pluie. Si cette approche est introduite dans l'hydrogramme unitaire, ou l'hydrogramme unitaire instantané (HUI), la forme de ce dernier sera la même pendant une pluie mais variera d'une pluie à une autre. Neuman (1977) a dérivé une relation qui détermine k à partir du temps d'équilibre (où $I=Q$) de l'onde cinématique. Il a trouvé:

$$k = \beta \frac{L^{.593} n^{.605}}{I^{.308} S^{.3}} \quad (2-13)$$

où β est un coefficient de normalisation des unités. On remarque que la relation (2-12) est pratiquement identique à la relation (2-13).

2.2 Modèle à deux réservoirs parallèles

L'approche utilisée dans un modèle à deux réservoirs linéaires parallèles pour les surfaces perméables et imperméables, dans les systèmes urbanisés, tient compte du fait que les surfaces imperméables sont directement connectées ou non aux réseaux de drainage. Parmi ce type de modèles, on peut citer les trois suivants:

- URBHYD (Viessman, 1966, P'ng, 1982)
- STANDHYD (Harms, 1984)
- Réservoir Linéaire (Pederson et al., 1980)

2.2.1 URBHYD (URBan HYDrograph)

P'ng (1982) a élaboré un hydrogramme unitaire instantané (HUI) linéaire en se basant sur des études antérieures par Viessman (1966) dans lesquelles le pas du temps de convolution Δt est pris égal à la durée D de l'impulsion.

Les équations suivantes (dans lesquelles $t_p = \Delta t$) décrivent la montée linéaire suivie d'une descente exponentielle (Figure (2-1)) du modèle URBHYD:

$$Q = \begin{cases} Q_p \frac{t}{k} & t \leq \Delta t \\ Q_p \exp\left(-\frac{t-\Delta t}{k}\right) & t > \Delta t \end{cases} \quad (2-14)$$

URBHYD a été développé pour donner des résultats principalement

comparables à ceux de SWMM (Huber et al., 1988). Cette concordance est basée sur la comparaison des deux modèles en utilisant l'orage de conception de Chicago (P'ng, 1982) où il est supposé que l'intensité dominante de court terme correspond à une durée égale au pas du temps. Dans ce cas, la pointe des débits de HUI varie avec Δt , qui devient alors un paramètre de simulation. Viessman (1966) a utilisé cette méthode pour développer un hydrogramme unitaire pour un Δt d'une minute et une surface inférieure à .4 ha.

Pour une surface maximale de 10 ha avec un orage synthétique du type Chicago et un petit pas de temps, P'ng (1982) a trouvé que les résultats donnés par URBHYD sont semblables à ceux obtenus par le modèle de ruissellement SWMM. Ceci est vrai si le coefficient de stockage est basé sur le modèle de l'onde cinématique et si les ruissellements dans les parties perméables et imperméables sont séparément simulés. Cet hydrogramme unitaire est inclu dans le modèle OTTHYMO-83 (P'ng, 1982).

2.2.2 Réservoir linéaire

A la différence d'URBHYD, le Réservoir Linéaire a plutôt une montée courbe selon les équations suivantes:

$$Q = \begin{cases} I (1 - \exp(-\frac{t}{k})) & t < \Delta t \\ Q_p \exp(-\frac{t-\Delta t}{k}) & t > \Delta t \end{cases} \quad (2-15)$$

où I est l'intensité instantanée de la pluie. Cette montée courbe n'affecte pas le ruissellement puisque la convolution se fait à un pas de temps Δt . Cet hydrogramme est ensuite acheminé dans le réservoir que constitue le bassin versant (Figure (2-1)) selon les relations:

$$Q_2 = C_1 \frac{I_2}{2} - C_2 Q_1, \text{ dans laquelle } C_1 = 2 \frac{\Delta t}{k + \Delta t} \text{ et } C_2 = \frac{k - \Delta t}{k + \Delta t} \quad (2-16)$$

Suivant l'ordre d'application des processus d'acheminement et de convolution, deux possibilités se présentent:

- a. Acheminer l'hydrogramme et ensuite faire la convolution ou
- b. Déterminer l'hydrogramme total à l'exutoire par convolution et ensuite l'acheminer selon (2-16).

Que l'on utilise l'option (a) ou l'option (b), le résultat ne change pas à cause de la linéarité du processus. En vérité, le modèle MIDUSS utilise l'option (b) (Smith, 1987).

La seule différence entre les deux hydrogrammes unitaires URBHYD et Réservoir Linéaire est que le second suit la convolution par l'acheminement selon l'équation (2-16).

2.2.3 STANDHYD (STANDARD HYDROGRAPH)

Harms (1984) a proposé un hydrogramme unitaire (Figure (2-1)) 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 (équation 2-17) qui sont fonction de la surface du bassin A_B .

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A_B}{3.6 \left(\frac{t_p}{2} + .99k \right)} \\ t_p &= \frac{A_B}{(1.8Q_p)} - 1.98k \\ k &= \frac{1}{.99} \left(\frac{A_B}{(3.6Q_p)} - \frac{t_p}{2} \right) \end{aligned} \quad (2-17)$$

La solution simultanée des trois équation (2-17) permet de définir l'hydrogramme unitaire STANDHYD. Cet hydrogramme est caractérisé par une montée en ligne droite d'une manière similaire à celle du modèle URBHYD. Il est fonction, comme le montre l'équation (2-17), des caractéristiques du bassin, principalement sa surface. La différence principale entre STANDHYD d'un côté et URBHYD et Réservoir Linéaire de l'autre réside dans le fait que le temps de montée t_p est différent du pas du temps Δt .

L'hydrogramme unitaire du type réservoir linéaire est très sensible au pas du temps de simulation qui est généralement pris inférieur au temps caractéristique du bassin (temps de concentration, coefficient de stockage). Pour cette raison, cette hydrogramme unitaire est recommandé pour les petits bassins urbains (Viessman, 1966; Pederson et al., 1980; Nash, 1981). Pour que cet hydrogramme unitaire soit applicable à des bassins plus larges, son temps de montée doit être du

même ordre de grandeur que le temps caractéristique du bassin. C'est le même principe sur lequel est fondé l'acheminement hydrologique dans les rivières et les réservoirs où le pas de temps d'acheminement doit être "égal" au temps de parcours dans le canal ou dans le réservoir. Les recherches conduites par Wisner et al. (1989) par des comparaisons avec des simulations détaillées leur ont permis l'utilisation d'une version modifiée du réservoir linéaire STANDHYD (Figure (2-1)). Le coefficient de stockage et le temps de montée sont déterminés itérativement comme suit (à noter que le coefficient de stockage k est calculé par la relation de Pederson et al. (1980) et non pas selon Harms (1984)):

1. Avec le pas du temps Δt , on calcule le coefficient de stockage k_1 (Pederson, 1980) avec la pluie effective maximum sur Δt .
2. Si k_1 est presque égal à Δt , alors $k=k_1$.
3. Dans le cas contraire, on calcule la pluie effective sur une durée k_1 et on recalcule le coefficient de stockage k_2 .
4. Si k_2 est égal à k_1 à un Δt près, alors k est pris égal à k_2 et le processus itérative est terminé, sinon $k_1=k_2$.
5. Les étapes (3) et (4) sont répétées jusqu'à ce que le coefficient de stockage ne change pas de manière très significative (à un Δt près).

Ce processus permet d'introduire un acheminement implicite dans le modèle URBHYD. A travers ce processus d'acheminement, les caractéristiques hydrologiques du bassin (l'étendue du bassin à travers sa longueur L), et de l'événement (l'intensité moyenne calculée sur la durée caractéristique) sont prises en compte implicitement. En plus, les hydrogrammes unitaires résultants de STANDHYD pour les surfaces perméables et imperméables, contrairement à URBHYD et Réservoir Linéaire, ont des temps de pointe généralement différents. Bien entendu, ceci a plus de signification physique et son l'impact sur les résultats de simulation mérite d'être évalué.

D'un autre coté, ce processus itératif permet de renforcer le principe de non linéarité du ruissellement d'une manière plus concrète que dans

les autres hydrogrammes unitaire linéaires. On remarque aussi que dans les équations de calcul du coefficient de stockage, ce dernier est fonction de l'intensité effective moyenne sur une durée caractéristique. Dans leurs formulations mathématiques respectives, les trois modèles (STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire) diffèrent entre eux essentiellement au niveau du calcul de l'intensité effective maximale moyenne (I) pour le calcul du coefficient de stockage k (équation 2-12).

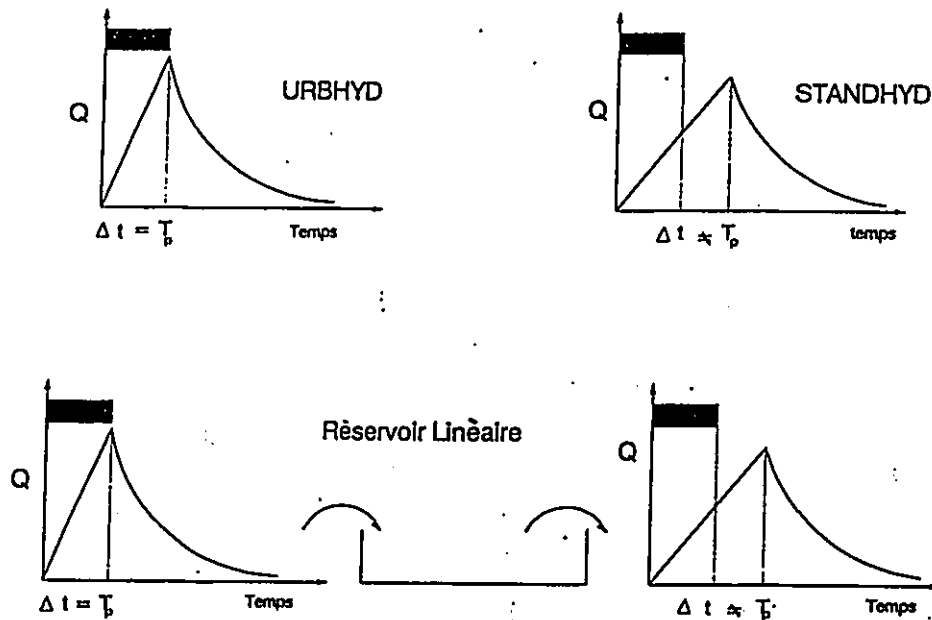


Figure (2-1) Forme des trois HUI du type réservoir linéaire

Sur la base de l'expérience avec le modèles des ruissellements urbains et ruraux, des valeurs par défaut peuvent être utilisées pour déterminer l'hydrogramme unitaire dans les bassins non jaugés et où les données font défaut (Soil Conservation Service, 1975; Hubert et al., 1988; Wisner et al. 1989). Ces valeurs sont présentées dans le Tableau (2-1).

Le chapitre suivant est consacré à la vérification et l'évaluation des trois hydrogrammes unitaires (Réservoir Linéaire, STANDHYD et URBHYD) sur la base de leurs aptitudes relatives à simuler les ruissellements observés et l'évaluation du niveau d'amélioration apporté par STANDHYD s'il existe.

Tableau (2-1) Valeurs par défaut dans les modèles: URBHYD et STANDHYD (Llot est la longueur moyenne d'écoulement dans les surfaces perméables), (Wisner et al., 1989)

Légende	Description	URBHYD	STANDHYD
Equation de Horton	Taux d'infiltration max. FO mm/hr	76.20	50.00
	Taux d'infiltration min. FC mm/hr	13.20	7.50
	Constante de décroissance Dc (1/hr)	4.14	2.00
	Humidité initiale du sol F (mm)	0.00	0.00
Perméable	Stockage par dépression DPSP (mm)	4.67	1.50
	Llot LOT (m)	Calculé	40.00
	Coefficient de Manning MNP	0.25	0.25
Imperméable	Stockage par dépression DPSI (mm)	1.57	0.80
	Limper.=(surface/CLI) ² CLI	1.50	1.50
	Coefficient de Manning MNI	0.01	0.01

Chapitre 3

Vérification des hydrogrammes unitaires linéaires

"Le meilleur moyen pour tester un modèle hydrologique est d'évaluer son aptitude à reproduire les événements observés" (Pederson et al., 1980).

Une question fondamentale reste, par contre, sans réponse définitive; faut-il évaluer un modèle sur la base des données réelles physiques du problème, ou faut-il déterminer les valeurs des propriétés physiques du problème avec lesquelles le modèle donne de bon résultats, indépendamment de leurs significations physiques? Dans les deux cas une éventuelle différence entre les valeurs observées et simulées doit être interprétée.

3.1 Vérification des trois modèles de ruissellement urbains (Réservoir Linéaire, STANDHYD et URBHYD)

Pour évaluer les aptitudes relatives des trois modèles, quatre bassins versants ayant des caractéristiques hydrauliques, hydrologiques, météorologiques et géographiques différentes, telles qu'indiquées au Tableau (3-1) ont été utilisés. Ces bassins ont été choisis de la collection de Maksimovic et Radojkovic (1986) pour constituer les sites de tests. Ce choix tient compte de la diversité géographique, étendue du bassin et du volume totale de la pluie. Le nombre et les caractéristiques des données des pluies utilisées dans cette évaluation sont présentés dans l'annexe (B).

Le bassin italien de Luzzi (1.74 ha) est un bassin typique des petits bassins versant urbains. Les deux bassins St-Denis (253 ha) et Vine (70 ha) ont été considérés dans cette comparaison comme étant typiques pour les grands et moyens bassins, respectivement. Le bassin de Vine se caractérise par des événements de longues durées parmi lesquels des précipitations assez élevées ont été enregistrées.

Tableau 3-1 Description générale des bassins utilisés dans cette étude (Maksimovic et Radojkovic, 1986).

Bassin	Site	Surface (ha)	Pente (%)	Imperméabilité (%)
Luzzi	Italie	1.734	22	85
Kings	U.S.A.	5.95	.7	49
Vine	Australie	70	.7	31
St. Denis	France	250.5	.9	33

Le point faible de l'analyse de la transformation pluie-ruissellement est la détermination de la pluie effective (Delleur, 1975). Plusieurs procédés empiriques et théoriques ont été proposés pour l'évaluation des pertes. Nos premiers tests avec les bassins de Vine et de Kings indiquent que lorsque la relation de Horton est utilisée pour le calcul des pertes par infiltration, les trois modèles (Réservoir Linéaire, URBHYD et STANDHYD) n'arrivent pas à bien reproduire les ruissellements observés. Consuegra (1987) a effectué une étude comparative entre cinq modèles de calcul des pertes (CNⁿ, Green Ampt, proportionnel, W et Holton) en utilisant le réservoir linéaire (URBHYD) pour le calcul du ruissellement. La méthode CNⁿ est basée sur la méthode CN du "Soil Conservation Services" (1975) dans laquelle l'abstraction initiale est fonction de l'indice de précipitation antécédente. Il a trouvé que CNⁿ possède les meilleures aptitudes à reproduire les débits de pointe ainsi que la forme des hydrogrammes observés.

Du fait que notre but consiste plutôt à évaluer les hydrogrammes unitaires, le traitement du calcul des pertes et les méthodes utilisées ne seront pas considérés et nous avons alors décidé d'effectuer toutes les simulations en utilisant la méthode CNⁿ sans considération de l'état d'humidité du sol (AMCI, AMCII, AMCIII), surtout lorsque l'en ne connaît pas cette état. De plus, le but de cette étude est l'évaluation du ruissellement et non pas le calcul des pertes.

La comparaison des trois modèles est effectuée par l'évaluation des paramètres qui gouvernent le volume ruisselant (coefficient de ruissellement) et plus spécialement le taux d'imperméabilité (Imp), le nombre CNⁿ caractéristique des pertes par infiltration et le paramètre des pertes initiales Ia. En effet, l'abstraction initiale (Ia) n'est pas prise égale à .2S (où S est la perte maximale potentielle) selon l'hypothèse du SCS (Soil Conservation Service, 1975). Cette hypothèse surestime les pertes initiaux (Golding, 1979). D'autre coté, l'expérience a montré que les valeurs par défaut du Tableau (2-1) donne des résultats "acceptable" (Hubert et al., 1988; Wisner et al., 1989).

Sauf indication contraire, la même imperméabilité des bassins est prise pour les trois modèles (Réservoir Linéaire STANDHYD et URBHYD). La valeur de CNⁿ a été calibrée d'une pluie à une autre pour obtenir un coefficient de ruissellement aussi proche que possible de la valeur observée.

Les paramètres reliés aux caractéristiques de l'HUI, tels que L et n, respectivement longueur d'écoulement et rugosité du bassin, ont été utilisés, sauf indication contraire, avec leurs valeurs par défaut présentées dans le Tableau (1-1).

Parmi les quatre bassins, celui de Kings présente une particularité car quatre des six événements considérés dans cette analyse ont deux points de jaugeage. C'est ainsi qu'est devenu nécessaire l'examen de ce point en premier.

3.2 La variation spatiale de l'orage

La non-uniformité dans la distribution spatiale de la pluie affecte la forme et le volume de l'hydrogramme de ruissellement (Schilling, 1984). Par exemple, si une intensité élevée apparaît près de l'exutoire du bassin, l'hydrogramme résultant donne une montée très rapide et une pointe aigue alors que dans le cas contraire l'hydrogramme serait plutôt caractérisé par une montée ainsi qu'une récession plus lentés et une pointe de débit plus petite. Des records de précipitation ont montré une différence de 20% et même plus dans un bassin où les points de jaugeage sont disposés à 6.5 mètres d'intervalles. Une discrétisation du bassin en sous bassins dans lesquels la pluie peut être considérée uniforme peut minimiser l'erreur.

3.2.1 Bassin à plusieurs points de jaugeage

La détermination de l'hyétogramme de pluie dans un bassin où plusieurs points de mesures y sont implantés se fait généralement par l'une des trois méthodes suivantes:

- moyenne arithmétique
- méthode de Thiessen
- méthode des isohyètes

Plusieurs facteurs influencent le choix de la méthode à utiliser tels que l'uniformité de la distribution des stations de mesures dans le bassin, la topographie, le but des résultats, etc.

Grâce aux progrès techniques, de nouvelles méthodes telle que le GIS (Système d'Information Géographique) utilisant des radars et satellites, peuvent quantifier la distribution spatiale de la pluie. L'enregistrement et le traitement des données se fait alors d'une manière automatique. Plusieurs études et recherches ont été entreprises pour évaluer l'effet de la variabilité spatiale de la distribution de la pluie. Parmi celles-ci on va présenter comme exemple celle de Schilling et Fuchs (1986).

3.2.1.1 Etude de Schilling et Fuchs (1986)

Dans un essai pour quantifier l'erreur due à l'insuffisance

d'information sur la variabilité spatiale de l'orage, Schilling et Fuchs ont utilisé des données de précipitations dérivées des données réelles enregistrées par radar. Ceci permet l'estimation des caractéristiques spatiales de la pluie. En tout, 27 événements ont été considérés. Un bassin conceptuel de 719 ha de surface est utilisé pour trois séries de tests. Ces derniers consistent à subdiviser le bassin en un, 9, et 81 sous-bassin. La distribution de la pluie pour chaque sous-bassin est dérivée à partir de données enregistrées par le radar. Les hydrogrammes simulés pour chaque série ont été comparés sur la base des débits de pointe, temps de pointe et le volume de ruissellement. La Figure (3-1) présente un exemple d'une telle comparaison où les résultats de simulation pour 81 subdivisions sont comparés avec ceux du bassin total comme une seule unité.

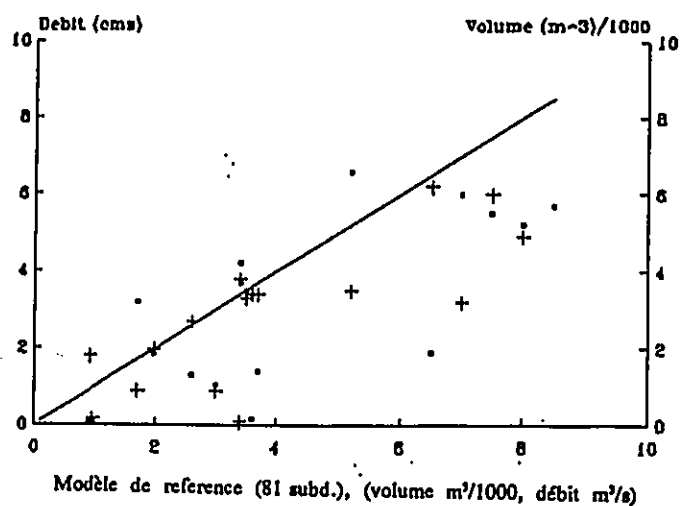


Figure (3-1) Effet de la résolution spatiale de la pluie sur le débit de pointe et le volume de ruissellement.

3.2.1.2 Le bassin de Kings et la variation spatiale de la pluie

Avec une petite surface de 5.95 ha et deux stations de mesures, le bassin de Kings ne donne pas à première vue l'impression de créer des problèmes concernant la distribution spatiale de la pluie. La banque des données hydrologiques donne la description de quatre événements

ayant chacun deux stations de jaugeage (Tableau (3-2)). Dans tous ce qui suit les débits sont en metre cube par seconde (cms) et les temps de pointe en heures.

Les Figures 23 et 24 de l'Annexe D, présentent un exemple d'enregistrement par les deux stations de la précipitation de l'événement six (6).

Tableau (3-2) Présentation des événements à deux stations de jaugeage (Pt est la pluie totale, I_{max} est l'intensité maximale de la pluie sur Δt , Q_p est le débit de pointe et Cr le coefficient de ruissellement)

Date Event.	Pt (mm)	I _{max} mm/mn	Q _p (cms)	Cr
3 01-06-77	47.30	3.85	.493	.624
	42.40	2.57	.493	.696
4 02-06-77	57.10	1.05	.441	.800
	57.29	1.13	.441	.797
5 04-06-77	10.77	2.14	.391	.376
	9.41	1.63	.391	.431
6 20-06-77	22.02	1.44	.451	.804
	35.51	2.26	.451	.498

On remarque dans le Tableau précédent (ie; l'événement six (6)) une grande et nette différence entre les enregistrements des deux stations de jaugeage. Par exemple, dans le cas du sixième événement la première station enregistre une précipitation de 61% plus petite que la seconde et fournit un volume de ruissellement de 51.5% de moins. Une telle situation montre que l'enregistrement de précipitation pris avec les moyens traditionnels (stations de jaugeage) doivent être toujours pris en compte avec réserve.

Trois séries de simulations ont été effectuées, une pour chaque enregistrement et la troisième pour la précipitation moyenne (méthode

des moyennes arithmétiques). Etant donné qu'aucune indication n'est donnée sur l'emplacement des points de mesures dans le bassin, la méthode des moyennes arithmétiques est utilisée pour déterminer la précipitation moyenne dans le bassin.

Cette méthode minimise au moins l'erreur qu'induit la considération d'un seul enregistrement. Le Tableau (3-2a) donne un résumé des résultats de ces simulations et compare les débits et temps de pointe ainsi que les volumes de ruissellement engendrés.

L'examen des résultats, nous permet de tirer les conclusions suivantes:

- La détérioration de la résolution spatiale de l'orage peut causer de graves erreurs. L'utilisation, pour une plus grande performance, de méthodes plus sophistiquées ne peut pas à elle seule remédier à de telles erreurs.

- L'exemple du bassin de Kings nous montre qu'il n'y a pas de limite inférieure sur la surface du bassin quant aux problèmes reliés à la distribution spatiale de la pluie.

- La variation spatiale de la pluie, la non-homogénéité du sol quant à sa rugosité et à sa perméabilité, la variation de la topographie et le mouvement de l'orage sont parmi plusieurs facteurs qui incitent à un plus grand raffinement des données hydrologiques, à une discrétisation plus ou moins détaillée du bassin, et sur l'utilisation des modèles plus sophistiqués et à haute résolution reliés au GIS, au contrôle en temps réel, à la télédétection, etc.

3.3 La méthodologie de calibrage dans l'analyse comparative

(des trois modèles, Réservoir Linéaire, STANDHYD et URBHYD)

Une analyse de sensibilité effectuée sur les trois modèles où la procédure CNⁿ est employée indique que les caractéristiques de l'hydrographe de ruissellement, telles que le coefficient de ruissellement, le temps et la pointe des débits, sont principalement affectés par le degré d'imperméabilité du bassin (Imp) et d'une manière moindre par la valeur de CNⁿ. Les caractéristiques du sol comme son type d'utilisation sont décrites dans Maksimovic et Radojkovic (1986).

Sur la base de ce type d'information, une estimation de CN est obtenue (SCS, 1975), la valeur de CN^{*}, par contre, peut être déterminée en tenant compte de l'humidité antérieure moyenne du sol. Malheureusement, les mesures de précipitation précédant l'événement en question n'existent pas, une estimation de CN^{*} basée sur l'Indice de Précipitation Antérieure (IPA) n'est donc pas possible. Ceci a conduit à la considération de CN^{*} comme un paramètre de calibration.

Tableau (3-2a) Effet de la distribution spatiale de la pluie, cas du bassin de Kings (C1 et C2 sont les coefficients de ruissellement observés pour les deux stations de jaugeage. 1, 2 et moy. pour les stations 1 et 2 et la moyenne arithmétique)

Event. #		3	4	5	6
observé	Qp	0.493	0.441	0.391	0.451
	C1	0.62	0.8	0.376	0.804
	C2	0.7	0.8	0.431	0.498
	Tp	27	177	7	52
Qp	1	0.59	0.359	0.42	0.327
	2	0.553	0.386	0.351	0.657
	moy.	0.57	0.372	0.382	0.46
coef. de ruis.	1	0.63	0.8	0.36	0.81
	2	0.67	0.79	0.44	0.5
	moy	0.62	0.79	0.45	0.81
temps de (mn) pointe	1	14	181	10	26
	2	14	181	11	57
	moy	14	181	11	56

D'un autre côté, la surface imperméable peut être connectée soit directement au réseau de drainage du bassin, soit indirectement en passant d'abord par une surface perméable avant d'atteindre le réseau de drainage. Les informations concernant l'état de connexion des surfaces imperméables ne sont souvent pas explicites dans la

littérature, ceci les rend incertaines. Les toitures des maisons présentent un tel exemple d'état de connectivité. Ces toitures sont souvent connectées aux égouts de drainage, alors qu'elles devraient être drainées dans les espaces verts entourant les maisons. En plus de la difficulté dans l'évaluation du taux de l'imperméabilité, ce dernier change d'une pluie à une autre. La globalisation des surfaces perméables et imperméables, d'autre côté, rend ce paramètre (imp) un facteur à calibrer. De ce fait, le pourcentage d'imperméabilité du bassin serait le deuxième paramètre à évaluer.

Le processus d'évaluation consiste dans sa première étape à utiliser la perméabilité physique du terrain telle que donnée dans Maksimovic et Radojkovic (1986). La valeur de CN^r est ensuite variée afin d'atteindre une meilleure reproduction du volume du ruissellement (coefficient de ruissellement). Alors que ce procédé donnait de bons résultats dans plusieurs cas, une tendance générale à surestimer les pointes des hydrographes de ruissellement est observée.

Ces débits de pointe surestimés ne peuvent être ajustés qu'à travers la variation du pourcentage des surfaces imperméables du bassin. Ceci nous mène à la deuxième étape de l'évaluation. En gardant constante la valeur de CN^r , trouvée dans la première étape, la valeur appropriée de l'imperméabilité du bassin, qui produit aussi bien que possible le débit de pointe sans trop altérer la forme et le volume de ruissellement, est alors déterminée pour chaque événement.

L'étape finale dans ce processus d'évaluation consiste à déterminer la valeur moyenne (arithmétique) de l'imperméabilité (Imp) en se basant sur les différents événements considérés dans ce bassin. Puisque cette valeur ne doit pas changer d'un événement à un autre, elle a été gardée constante pour le reste de l'analyse. Bien entendue, la valeur de CN^r change d'un événement à l'autre.

3.4 Exemple du bassin de Vine:

Pour illustrer le processus de calibration, on présente ici uniquement

l'exemple du bassin de Vine (Australie) avec l'hydrogramme unitaire STANDHYD. Il est à noter que la même procédure a été suivie pour les Hydrogrammes unitaire URBHYD et Réservoir Linéaire. Pour le restant des bassins, seulement les résultats finaux seront présentés.

Le bassin de Vine est caractérisé par un sol plastique argileux ce qui le classifie selon TR55 (SCS, 1975) dans la catégorie des sols du type C ou D. La structure urbaine essentiellement composée par des maisons résidentielles et individuelles ayant une imperméabilité de 31%, ceci donne à CN une valeur entre 83 et 87.

Bien que cette valeur soit basée sur un $I_a = .2S$, où S est le volume de stockage disponible dans le sol (hypothèse de la méthode SCS) et I_a l'abstraction initiale, elle forme l'estimation de départ de CN. Les six événements de Vine sont tous considérés, le Tableau (3-3) résume leurs caractéristiques. L'imperméabilité physique telle qu'indiquée dans Maksimovic et Radojkovic (1986) est utilisée pour estimer l'imperméabilité réelle du bassin. La valeur de CN est alors variée afin de reproduire le volume de ruissellement observé le plus fidèlement possible. Le Tableau (3-3) présente un résumé de cette étape:

Tableau (3-3) Résultats de la première étape de calibration

Evenement	Date	Pt. (mm)	CN	Cobs	Csim	Qobs	Qsim
1	15-05-74	81.9	84	.73	.75	1.75	1.68
2	11-10-75	14.2	87	.48	.47	1.61	1.66
3	29-12-75	29.5	20	.22	.32	1.57	2.35
4	02-11-76	39.8	15	.25	.32	1.64	2.59
5	07-04-77	112.6	31	.45	.43	2.16	2.30
6	15-10-83	122.4	20	.64	.68	1.74	1.74

Dans ce tableau, Cobs, Csim, Qobs et Qsim représentent respectivement les coefficients du ruissellement simulé et observé et les débits simulés et observés. Comme on peut le remarquer, bien que le modèle

reproduise assez bien le volume de ruissellement, la pointe des débits quant à elle reste généralement surestimée.

La deuxième étape consiste à varier le pourcentage de perméabilité dans le sens à diminuer le débit de pointe et à améliorer le coefficient de ruissellement simulé. Le Tableau (3-4) résume les résultats de cette étape.

On remarque que pour les événements 3, 4 et 5, la valeur de CN trouvée dans la première étape d'évaluation peut être considérée à première vue comme étant illogique comparativement à celles données par le procédé SCS concernant ce type de sol. Les informations tirées de Maksimovic et Radojkovic (1986) sur le sol du bassin de Vine indiquent en effet que cet argile volcanique présente une contraction ("shrinkage") et un gonflement ("swelling") avec un changement d'humidité causant des fissures qui se développent pendant les périodes sèches.

Tableau (3-4) Résultats de simulation de la deuxième étape de calibrage (Imp est le pourcentage de la surface imperméabilité).

Événement	CN	Imp %	Cobs	Csim	Qobs	Qsim
1	84	31	.73	.73	1.75	1.68
2	87	30	.48	.46	1.61	1.67
3	20	19	.22	.22	1.57	1.56
4	40	19	.25	.26	1.64	1.64
5	50	21	.45	.45	2.16	2.17
6	61	31	.64	.67	1.74	1.40

La grande variation de CN d'un événement à un autre peut être expliquée par la grande variation de la valeur du potentiel d'infiltration du sol d'une pluie à une autre (IPA) et d'une saison à une autre.

D'un point de vue physique, la valeur de l'imperméabilité du bassin ne peut pas changer d'un événement à un autre sauf à long terme dans le

cadre du changement du type d'utilisation du sol. Dans une durée courte comme celle pendant laquelle les six événements ont été observés, la dernière hypothèse est loin d'être satisfaite. En conséquence, une valeur moyenne de l'imperméabilité est calculée (Imp. moyenne = 25) sur la base des résultats de la deuxième étape de calibrage.

Une troisième série de simulations où la valeur de CN est légèrement variée pour mieux reproduire le volume de ruissellement est alors entreprise. Le Tableau (3-5) montre les résultats finaux de cette série de simulation et du processus d'évaluation.

Il est à remarquer qu'avec une imperméabilité variable (Tableau (3-4)), les résultats sont plus proches des valeurs observées que dans le cas d'une imperméabilité constante (Tableau (3-5)). Dans un souci de consistance ainsi que pour une concordance avec la réalité physique, les simulations doivent être conduites avec une imperméabilité moyenne.

Tableau (3-5) Résultats finaux de la calibration dans le bassin de Vine (Australie). (Tsim et Tobs représentent les temps de pointe simulé et observé respectivement)

Evénement	CN	Csim	Cobs	Qsim	Qobs	Tsim	Tobs
1	87	.73	.74	1.75	1.63	8.6	8.8
2	93	.48	.50	1.61	1.41	0.9	0.8
3	20	.22	.25	1.57	1.81	0.5	0.5
4	15	.32	.25	1.64	1.99	13.4	13.4
5	47	.45	.45	2.16	2.22	6.4	6.3
6	78	.64	.63	1.74	1.32		23.2

Ces dernières sont indiquées dans l'Annexe B. En générale, l'imperméabilité effective est plus petite que celle observée et qui est donnée au Tableau (3-1). Dans la dernière étape de calibration, les

différences (erreurs) entre les hydrographes simulés et ceux observés ont été minimisées par le biais de cette méthodologie comme le montre le Tableau (3-6). La même procédure a été suivie pour les autres bassins et événements relatifs à l'exception des petits événements des bassins de Luzzi (Italie) et St-Denis (France).

Tableau (3-6) Erreurs de simulation dans le bassin de Vine pour STANDHYD.

Événements	Erreur sur Q en %	Erreur sur Cr en %	Erreur sur Tp en %
1	6.8	1.3	2.3
2	12.4	4.1	11.1
3	15.0	13.6	0.0
4	20.0	0.0	0.0
5	2.8	0.0	1.5
6	24.0	1.5	2.1

3.5 Cas des événements à faible volume de précipitation

Trois événements dans chacun des bassins, Luzzi et St-Denis pour URBHYD et STANDHYD et les six événements de St-Denis, les trois premiers de Kings et les événement 1,2 et 6 de Luzzi pour Réservoir Linéaire, présentent un comportement particulier. Vu le faible volume de précipitation enregistré, les fonctions de transfert pluie totale-pluie effective n'arrivent pas à bien simuler ce processus de transfert. Ce comportement n'est pas lié uniquement à la quantité de pluie qui est tombée, mais il est aussi fonction de l'étendue du bassin, du type de sol et des caractéristiques hydrauliques du bassin. La détermination de la limite à partir de laquelle un bassin présente ce comportement

varie donc d'un bassin à un autre. Sa détermination passe par l'analyse de la réponse de ce bassin à différents événements ayant différentes caractéristiques.

3.5.1 Le bassin de Luzzi

Dans les bassins très urbanisés tel que Luzzi, pour des pluies de courte durée et de faible intensité, les conditions initiales de l'état d'humidité du sol sont très importantes. Cet état n'est pas mentionné dans la littérature, c'est pourquoi l'abstraction initiale I_a a été calibrée pour reproduire les observations. Le Tableau suivant donne les résultats de simulation avec la valeur par défaut de I_a (.8 mm).

La correction de I_a ($I_a=.04\text{mm}$ pour STANDHYD et $I_a=.06\text{mm}$ pour URBHYD) pour les trois événements améliore fortement les résultats de simulation. Le Réservoir Linéaire, quand à lui, même avec un I_a de 0. mm n'arrive pas à bien reproduire le ruissellement observé.

Tableau (3-7) Résultats de simulation dans le bassin de Luzzi avec une valeur par défaut de $I_a=1.5\text{mm}$.

Événement	Observé				STANDHYD			URBHYD		
	Pt	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr
1	1.4	.023	.08	.59	.020	.08	.54	.016	.08	.54
2	3.6	.072	.08	.71	.060	.08	.64	.057	.08	.60
6	2.6	.042	.08	.58	.033	.08	.58	.030	.08	.58

3.5.2 Le bassin de St-Denis (France)

L'imperméabilité effective de ce bassin a été prise de 18.5% pour

STANDHYD et URBHYD et de 25% pour Réservoir Linéaire. Pour ce type de bassin à grande surface, STANDHYD arrive à bien simuler les averses à grand volume de précipitation comme montré dans l'Annexe B-4. Pour les bassins à grande surface, les changements introduits dans STANDHYD ont un effet semblable à celui de URBHYD (avec le coefficient de stockage calibré, Consuegra 1987). L'acheminement implicite de STANDHYD tend à surestimer l'atténuation de l'hydrogramme unitaire et par conséquence de l'hydrogramme résultant. Consuegra (1987) propose dans son étude l'utilisation d'un CLI, ($CLI=A/L^2$, où L est la longueur d'écoulement dans le bassin et A sa surface) de 6.0 pour les bassins à grandes surfaces. Pour le bassin de St-Denis, il propose de calculer le coefficient de stockage sur la base de l'intensité effective de la pluie moyenne sur 20 mn. URBHYD a été donc utilisé avec un CLI=6. Pour l'hydrogramme unitaire STANDHYD, une valeur de CLI de 3.5 a été trouvée capable de donner des résultats très satisfaisants. Par contre, même avec un CLI de huit (8) l'hydrogramme unitaire Réservoir Linéaire n'arrive pas à donner de bons résultats. Il est à noter que la valeur par défaut de CLI est de 1.5 (Soil Conservation Service, 1975) Cette même valeur est utilisée dans les modèle SWMM (Hubber, 1988) et INTERHYMO (Wisner et al.; 1989).

Les résultats de simulation avec les valeurs par défaut pour les deux modèles STANDHYD et URBHYD sont présentés dans le Tableau (3-8).

Les résultats finaux des trois modèles sont présentés dans le Tableau B.4 dans l'Annexe B.

Tableau (3-8) Résultats de simulation pour les petits événements du bassin de Saint-Denis pour les HU STANDHYD et URBHYD.

Evènement	Observé				STANDHYD			URBHYD		
	Pt	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr
1	7.3	.985	.83	.18	.92	1.25	.20	1.07	.92	.18
2	6.2	.90	1.4	.20	.71	1.75	.20	.92	1.33	.15
6	4.3	.69	.42	.19	.53	.67	.19	.75	.33	.18

Concernant la formulation mathématique des hydrogrammes unitaires, l'analyse effectuée dans les sections précédentes est du type "boite noire". C'est-à-dire, imposer une cause et observé l'effet sans le relier d'une manière claire aux caractéristiques mathématiques des hydrogrammes unitaires. Pour élaborer ce dernier point, une seconde série de simulations est effectuée. On a mentionné précédemment que l'intensité effective moyenne dans l'expression du coefficient de stockage joue un rôle important dans le comportement de l'hydrogramme unitaire. L'orage de conception de Chicago est caractérisé par une pointe très aiguë qui varie avec le pas du temps choisi. L'orage de Chicago sera donc utilisé pour évaluer la sensibilité des réservoirs linéaires à ce type de pointes.

3.6 Orage de conception

L'orage: IDF (Intensité Durée Fréquence) de la région de Toronto avec une période de retour de 10 ans, une durée de base de 3 heures est utilisé. L'intensité de cette orage est donnée par l'équation (3-1).

$$i = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (3-1)$$

où i est l'intensité de la pluie sur une durée t . Les coefficients qui décrivent la courbe sont: $a=1140$, $b=6$, $c=.7$ et $r=.33$.

Deux bassins de drainage ont été utilisés. Le premier ayant une surface de 10 ha (petit bassin urbain) et le deuxième possédant une surface de 100 ha (grand bassin urbain). En ce qui concerne l'imperméabilité, deux taux d'urbanisation sont considérés: 20% pour un bassin à faible urbanisation et 70% pour un bassin fortement urbanisé.

Comparé au Réservoir linéaire et STANDHYD, URBHYD donne des débits pointe plus élevés comme indiqué au Tableau (3-9).

Pour pouvoir expliquer ces différences, l'intensité effective maximale moyenne, sur une durée caractéristique utilisée dans le calcul des hydrogrammes unitaires, est indiquée au Tableau (3-10). Il est à noter que la durée caractéristique est de k (coefficient de stockage) pour

STANDHYD et At pour URBHYD et Réservoir Linéaire

Tableau (3-9) Comparaison des débits de pointe (m³/s) donnés par les trois modèles (orage de Chicago).

Légende	A = 10 ha Imp=20%	A = 100 ha	
		Imp = 20 %	Imp= 70 ha
STANDHYD	.84	6.65	17.6
Res. Lin.	.84	6.08	15.7
URBHYD	1.2	12.42	20.84

Tableau (3-10) L'intensité effective (mm/hr) pour le calcul du coefficient de stockage pour les trois modèles (imp= imperméable; per= perméable).

Modèle	t _p		i _{eff}		pointe de l'HUI	
	imp.	per.	imp.	per.	imp.	per
STANDHYD	10	5	107	61.41	.113	.08
Réservoir Linéaire	5	5	152	61.03	.18	.14
URBHYD	5	5	152	61.03	.18	.14

Comme le montre le Tableau (3-10), les modèles URBHYD et Réservoir Linéaire utilisent les mêmes intensités pour le calcul du coefficient de stockage sauf que le Réservoir Linéaire suit la convolution par l'acheminement, ce qui rapproche ses résultats à ceux de STANDHYD. La cause de la différence entre les débits de pointe de chaque hydrogramme unitaire est le temps (Tableau 3-10) sur lequel cette intensité effective a été calculée.

Chapitre 4

Analyse des résultats et discussion

Les modèles réagissent différemment à différents types d'orages. La majorité des paramètres des modèles sont fixes (surface, pente, rugosité), ceux qui varient dépendent de l'événement en question (abstraction initiale, CN). En conséquence, il n'y a que le Imp (le taux d'imperméabilité du bassin) qui peut servir à une prédiction sur laquelle la performance des modèles pourrait être évaluée. Pour bien valider notre calibration il faudrait donc faire des prédictions sur de nombreux orages de différentes intensités et durées pour le même bassin. Dans notre cas, le fait de laisser un certain nombre d'événements pour la prédiction (exemple deux événements sur les six disponibles) implique une grande perte d'information qui met en doute la validité de la calibration et de la prédiction. L'évaluation des trois modèles, Réservoir Linéaire, URBHYD et STANDHYD, sera effectuée sur la base des 24 événements ultérieurement considérés.

4.1 Analyse statistique

Pour quantifier les performances relatives des trois modèles vis-à-vis de leurs aptitudes à reproduire les ruissellements urbains observés, la régression linéaire et l'analyse des erreurs sont utilisées. La courbe de lissage est déterminée à travers la méthode des moindres carrées. Cette droite est donnée par les équations suivantes

où

$$y_i = a + bx$$

$$a = \frac{\sum x^2 \sum y - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad (4-1)$$

et

$$b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

où y est la valeur observée ou dépendante, x la valeur assignée à y ou indépendante, a et b sont les coefficients de régression de la droite donnant la meilleure reproduction des résultats et n est le nombre d'observations. Dans notre cas x est la valeur observée et y est la valeur observée ou simulée du débit de pointe, du temps de pointe ou du coefficient de ruissellement.

Le coefficient de régression, donné par l'équation (4-2), évalue le niveau de reproduction (de la droite de "best fit ou du 45°) des résultats de simulation.

$$R^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{\sum (y - \bar{y})^2} \quad (4-2)$$

où y est la moyenne des valeurs observées, y_i la valeur prédite par l'équation (4-1). La valeur de R (coefficient de corrélation) doit être, pour un niveau de signification de 95% et un degré de liberté de $24-2=22$, supérieur à .404 (Tableaux statistiques). La comparaison des modèles sur la base de la courbe de régression donnée par l'équation 4-1 est difficile du fait que les deux paramètres a et b sont interdépendantes. La détermination du coefficient de régression vis-à-vis de la droite de 45° permet une meilleure évaluation de la performance de ces modèles.

L'intervalle de confiance pour un certain degré de signification constitue un autre moyen de vérification et de comparaison. Cette intervalle est déterminé par les équations suivantes pour les

coefficients de la régression linéaire a et b et pour chaque point y:

$$\begin{aligned}
 a + t_{\alpha/2} s_b &< a_o < a + t_{1-\alpha/2} s_b \\
 b + t_{\alpha/2} s_b &< b_o < b + t_{1-\alpha/2} s_b \\
 y + t_{\alpha/2} s_{y,x} \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x-\bar{x})^2}{(n-1) s_x^2}} &< y_o < y + t_{1-\alpha/2} s_{y,x} \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x-\bar{x})^2}{(n-1) s_x^2}}
 \end{aligned}
 \tag{4-3}$$

où $t_{\alpha/2}$ et $t_{1-\alpha/2}$ sont les valeurs de la distribution de t pour un degré de liberté de n-2 et un pourcentage de points de $\alpha/2$ et $1-\alpha/2$ et y_o est la moyenne d'un échantillon de valeurs de y correspondant au point x. $s_{y,x}$ est l'écart type de l'échantillon par rapport à la droite de "best fit" ou de 45°. s_a et s_b sont donnés par l'équation (4-4).

$$\begin{aligned}
 s_a &= \frac{s_{y,x} \sqrt{\sum x^2}}{s_x \sqrt{n(n-1)}} \\
 s_b &= \frac{s_{y,x}}{s_x \sqrt{n-1}} \\
 s_{y,x}^2 &= \frac{1}{n-2} \sum (y_i - \bar{y})^2
 \end{aligned}
 \tag{4-4}$$

où s_x est l'écart-type des valeurs observées. Les résultats d'application des équations précédentes sur les résultats de chaque hydrogramme unitaire pour le débit de pointe, temps de pointe et coefficient de ruissellement sont illustrés aux Figures 4-1 à 4-6 ainsi qu'à l'Annexe C.

L'erreur sur chaque événement ainsi que l'erreur moyenne sont déterminés par les formules suivantes:

$$\begin{aligned}
 Err. &= \frac{Obse. - Simu.}{Obse.} 100 \\
 E_m &= \frac{1}{n} \sum_n |Err.|
 \end{aligned}
 \tag{4-5}$$

dans lesquelles, Obse. et Simu. sont respectivement les valeurs observées et simulées et Err. et E_m sont les erreurs en un point et moyenne sur l'échantillon de taille n respectivement.

4.2 Analyse des résultats

Pour que l'image de la comparaison soit claire et complète, l'analyse de cette étude évaluative sera présentée en deux parties. La première est basée sur l'analyse statistique avec la détermination entre autres des erreurs des simulations vis-à-vis des valeurs observées, intervalle de confiance et courbes de lisage. La deuxième explique le comportement de chaque modèle sur la base des formulations mathématiques de chacun d'eux ainsi que des conditions physiques du problème. L'intervalle de confiance de 90% est considérée dans cette analyse pour une évaluation qualitative car dans le calcul du ruissellement, une erreur de 20% est généralement considérée comme acceptable.

4.2.1 Analyse statistique des résultats

L'application de l'équation (4-5) pour la détermination de l'erreur de simulation dans chaque modèle conduit aux résultats du Tableau (4-1)

Tableau (4-1) Erreur (%) moyenne de chaque modèle pour le temps de pointe (Tp), débit de pointe (Qp) et coefficient de ruissellement (Cr).

modèle	Tp	Qp	Cr
STANDHYD	16.10	10.40	6.14
URBHYD	17.57	22.20	7.51
Rés. Lin.	49.00	23.34	18.14

On remarque dans ce tableau une performance similaire entre URBHYD et STANDHYD sauf pour les débits de pointe où STANDHYD donne des résultats meilleurs (de 50%). Par contre, le Réservoir Linéaire ne réussit pas à bien reproduire les observations et donne une erreur moyenne pour le calcul des débits de 49%. Les résultats d'application des équations (4-1) et (4-2) pour la détermination des droites de "best fit" sont présentés aux Figures (4-1), (4-3) et (4-5). On remarque que toutes les coefficients de corrélation (Annexe C.1 et C.2) sont supérieurs à la

valeur critique de R ($R_c=0.404$). Il est à remarquer que dans les cas d'URBHYD l'intervalle de confiance (90%) sur les coefficients a et b pour le débit de pointe et temps de pointe (Annexe C) n'inclue pas la valeur théorique de b (valeurs théoriques: a=0 et b=1).

Le Réservoir Linéaire présente une tendance générale à sous-estimer les débits de pointe. Ceci a donné résultat à une droite parallèle à la droite de 45°. URBHYD, par contre, présente une tendance systématique à surestimer les débits de pointe et à sous-estimer les temps de pointe. On remarque aussi que URBHYD donne de bons résultats pour les petits temps de pointe. Si la forme de la pluie n'est pas considérée, un temps de pointe petit est une caractéristique du bassin versant petit aussi. En effet, URBHYD a été développé et validé pour les petits bassins versants (Viessman, 1966; P'ng, 1982).

La Figure (4-5) illustre le comportement des trois modèles quand à la simulation du coefficient de ruissellement. Le Réservoir Linéaire présente des problèmes concernant la conservation de la masse. La même fonction de calcul des pertes a été utilisée (méthode CN) pour les trois modèles et même avec des pertes initiales plus petites pour le modèle Réservoir Linéaire. La seule raison pour cette perte de masse est l'acheminement effectué par cette méthode. Singh (1988) a indiqué que le fait que le stockage ne soit pas considéré dans sa formulation mathématique (équation (2-16)), cette méthode est sujette à des pertes ou des gains de volume.

En effet cette acheminement n'est pas conservateur et les pertes de masse se sont reproduites dans un coefficient de ruissellement généralement inférieur à celui observé. Cette méthode d'acheminement n'est pas adéquat et doit, en conséquence, être substitué par une qui assure la conservation de masse et assure un acheminement plus correcte.

La tendance d'URBHYD à sous-estimer le temps de pointe ou à surestimer le débit de pointe a pour résultat que l'intervalle de confiance devient très large (Figure 2-2 et 2-4). La courbe de lissage reproduit

bien les résultats d'URBHYD ($R^2 = .906$ pour le temps de pointe et $R^2 = .9065$ pour les débits de pointe). Mais lorsque l'intervalle de confiance est pris par rapport à la droite de 45° , il devient très large. Ceci est principalement dû au fait que la droite de "best fit" fait un angle très différent de 45° (pentes de 1.38 pour les débits et .69 pour les temps de pointe) contrairement à STANDHYD (.998 pour les débits de pointe et 1.018 pour les temps de pointe) et Réservoir Linéaire (.976 pour les débits de pointe et .999 pour les temps de pointe).

Par ailleurs, le calcul de l'erreur moyenne pour chaque modèle, lorsque le bassin de St-Denis et les trois petits événements de Luzzi (# 1, 2 et 6) ainsi que les trois petits événements de Kings (# 1, 2 et 3) ne sont pas pris en compte (12 événements), donne lieu aux résultats présentés au Tableau (4-2).

Tableau (4-2) Erreur (%) moyenne de chaque modèle pour le temps de pointe (Tp), débit de pointe (Qp) et coefficient de ruissellement (Cr), pour 12 événements.

modèle	Tp	Qp	Cr
STANDHYD	18.00	9.78	6.96
URBHYD	20.06	27.43	6.76
Rés. Lin.	17.90	13.00	6.72

Le modèle Réservoir Linéaire présente donc deux aspects très différents l'un de l'autre lorsqu'on compare les Tableaux (4-1) et (4-2). Alors que les deux modèles STANDHYD et URBHYD présentent une stabilité relative dans leurs résultats, le Réservoir Linéaire, par contre, améliore ses résultats de 64% 60% et 63% pour les temps de pointe, débits de pointe et volumes de ruissellement respectivement.

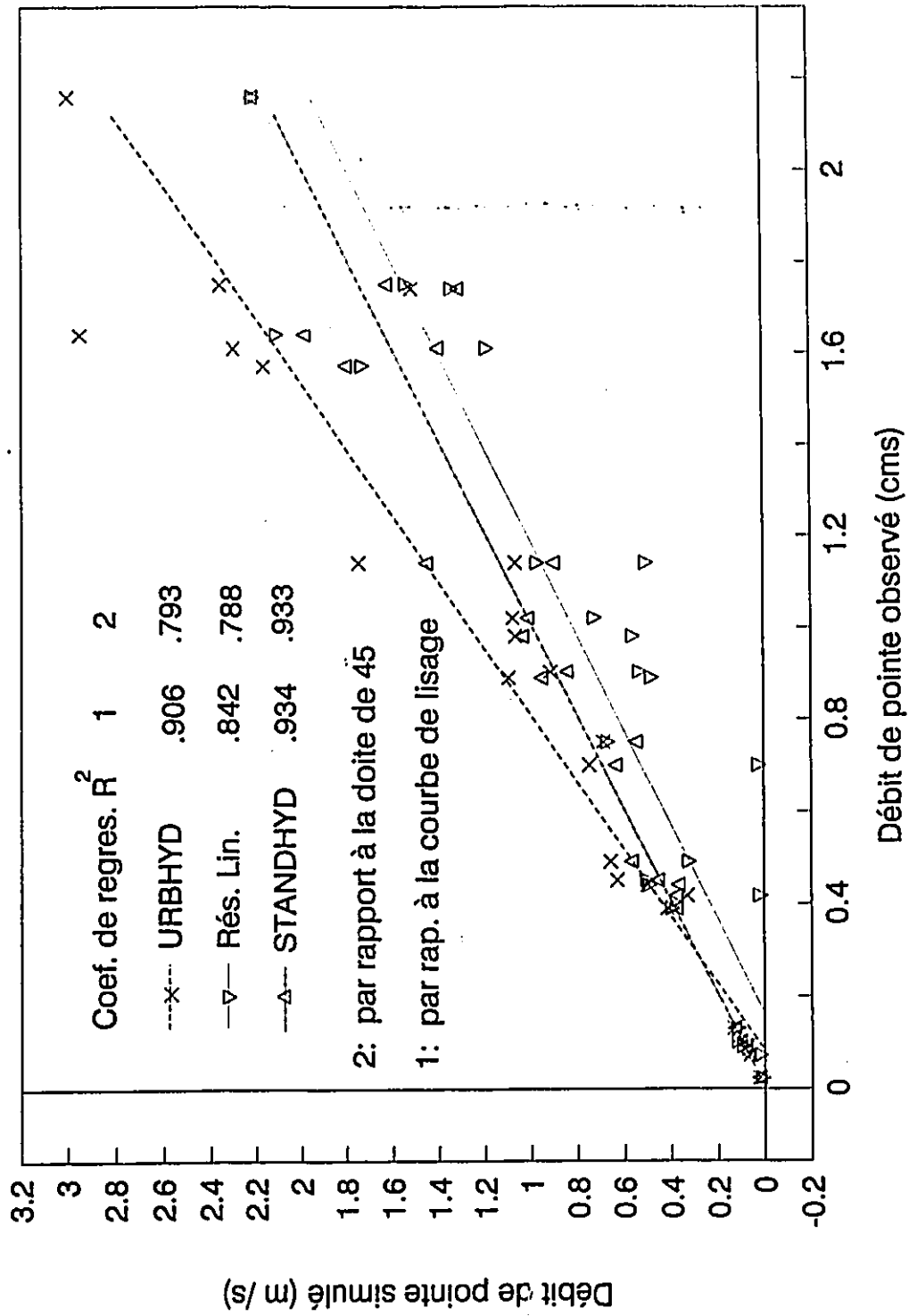


Figure (4-1) Valeurs simulées et la courbe de lisage correspondante pour les débits de pointe.

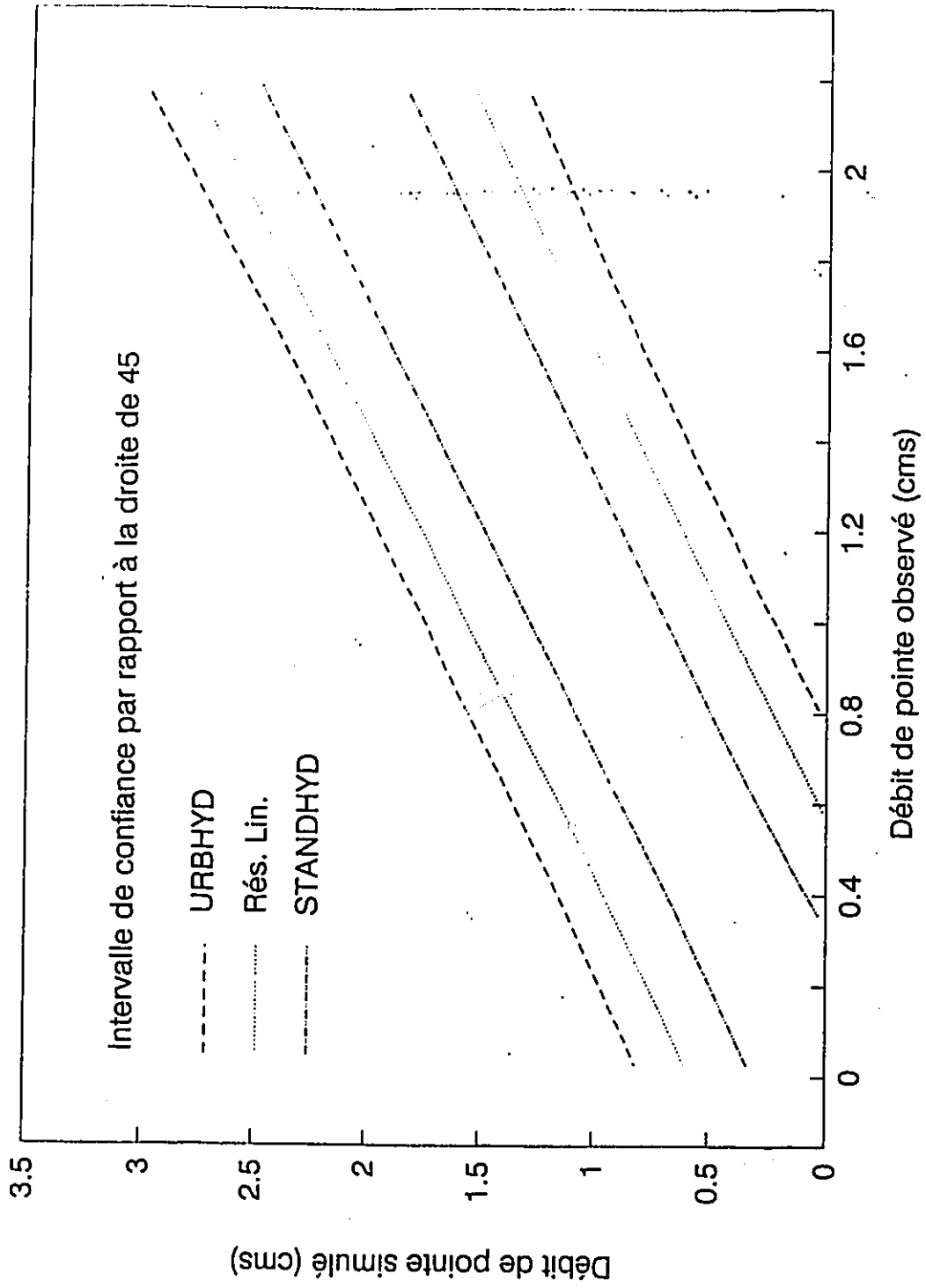


Figure (4-2) Intervalle de confiance de 90% pour la simulation des débits de pointe (pour les trois modèles).

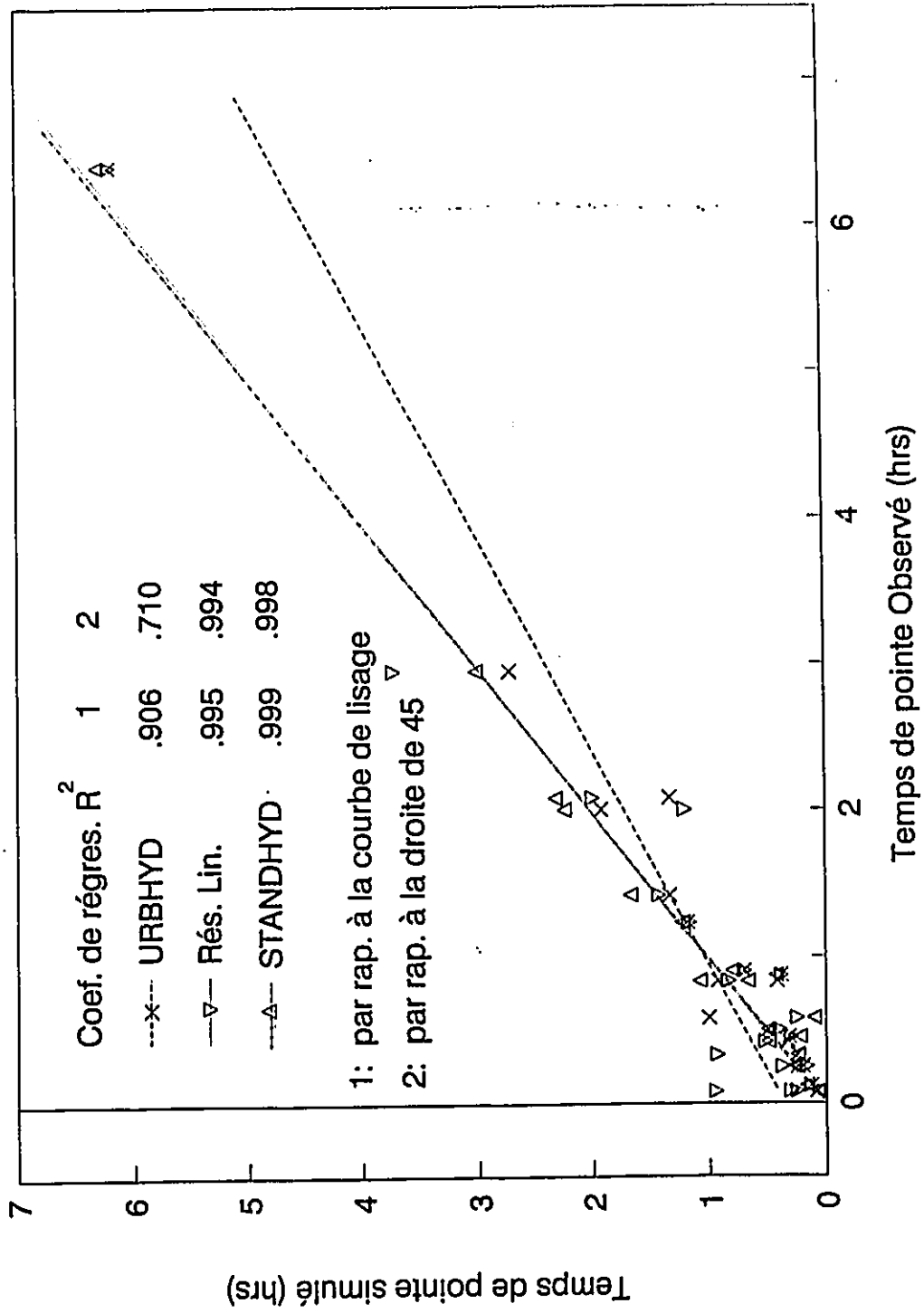


Figure (4-3) Valeurs simulées et la courbe de lisage correspondante pour les temps de pointe.

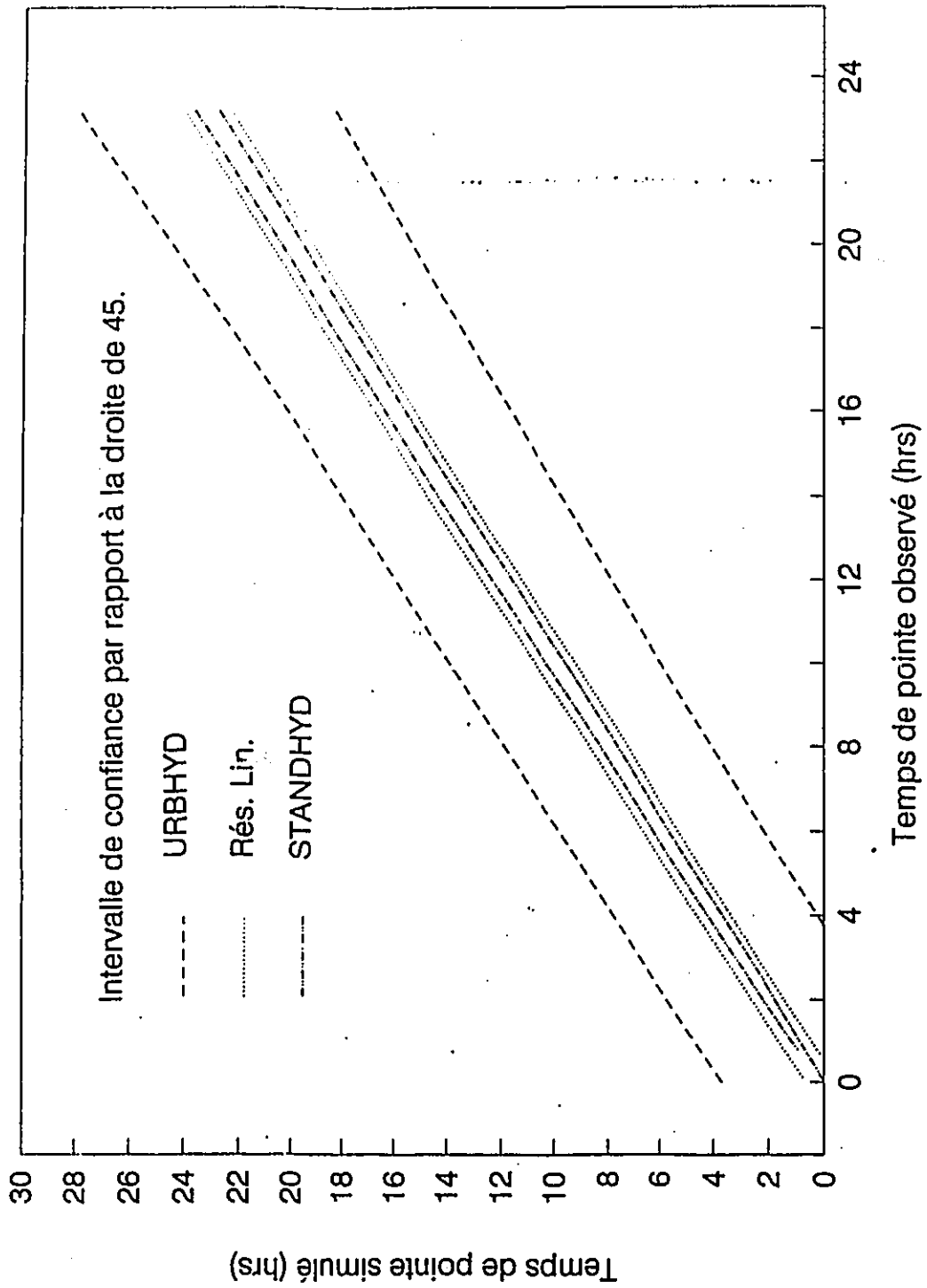


Figure (4-4) Intervalle de confiance de 90% pour la simulation des temps de pointe (pour les trois modèles).

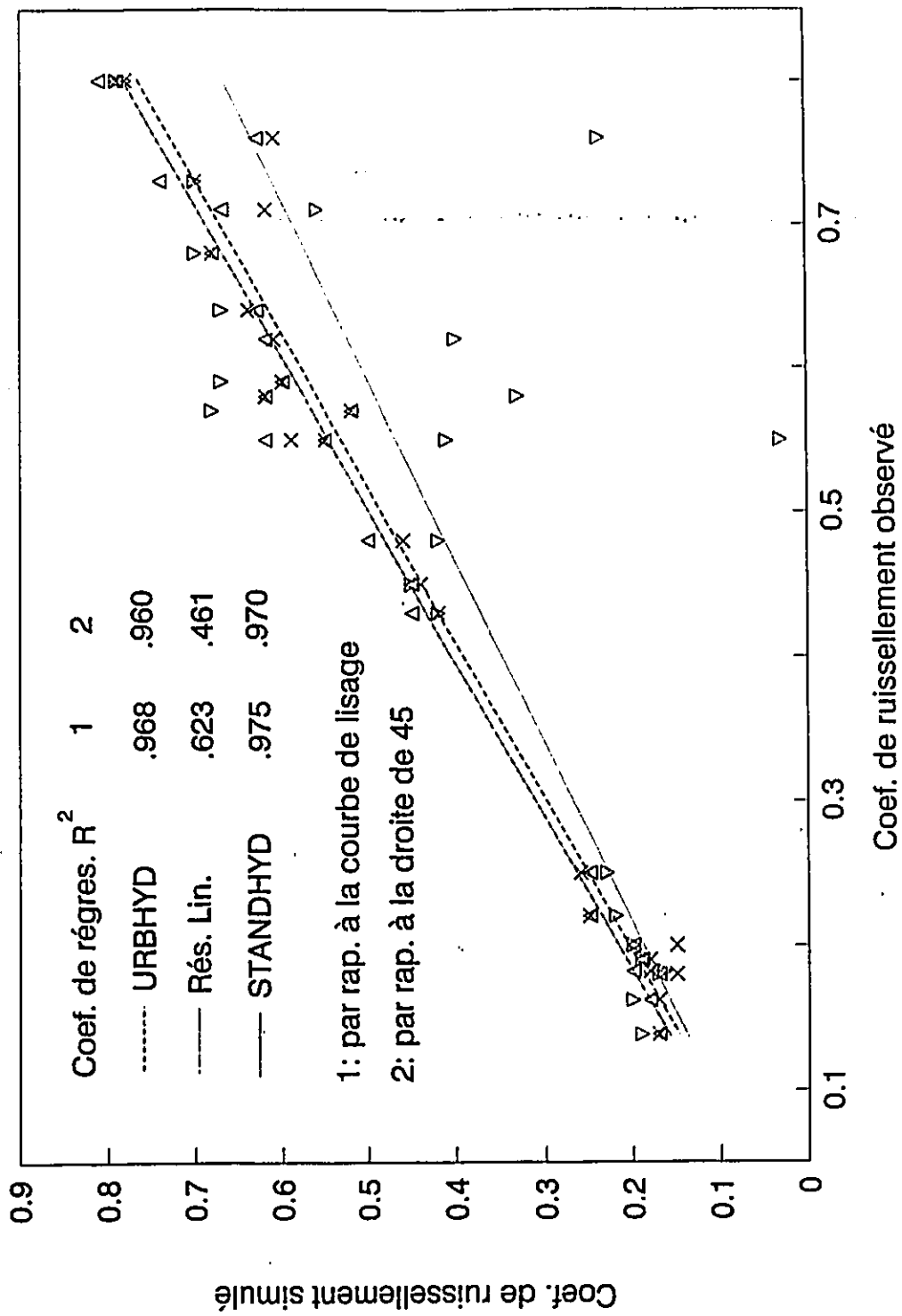


Figure (4-5) Valeurs simulées et la courbe de lisage correspondante pour les coefficients de ruissellement.

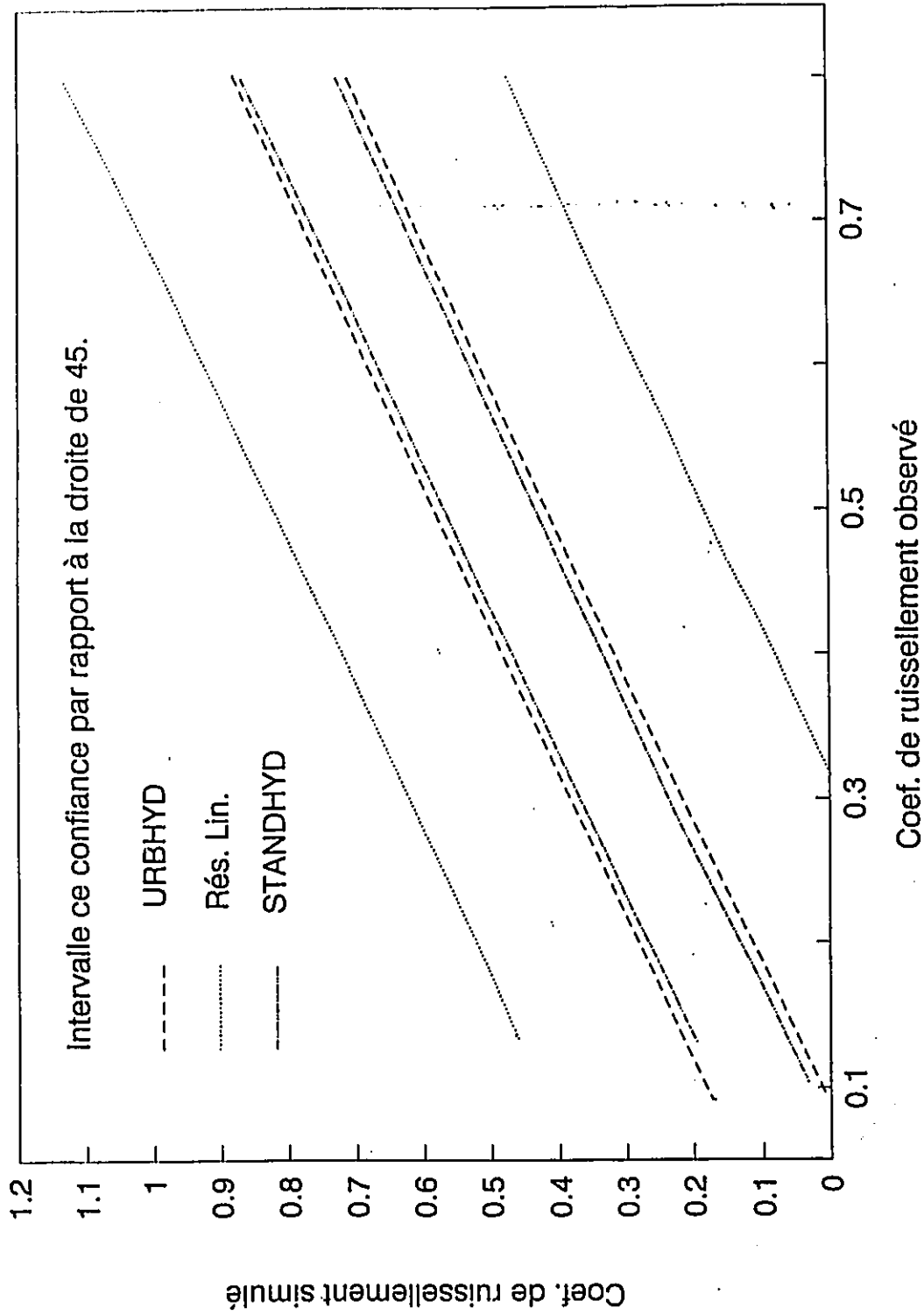


Figure (4-6) Intervalle de confiance de 90% pour la simulation des coefficients de ruissellement (pour les trois modèles).

4.2.2 Analyse et interprétation des résultats

L'état d'humidité du sol joue un rôle important dans la simulation du processus de transformation pluie-ruissellement. Le calcul des pertes par infiltration ou évapotranspiration constitue le point le plus faible de ce processus (Delleur et al., 1975). L'état d'humidité du sol n'est généralement pas connu. Il varie d'un événement à un autre et d'une saison à une autre. La bonne reproduction, surtout, des premières parties du ruissellement dépend principalement de la connaissance de cet état. Le modelage de certains événements (les six événements de St-Denis, les trois premiers de Kings et les événements 1,2 et 6 du bassin de Luzzi) avec les valeurs par défaut ($I_a=0.8\text{mm}$ pour les surfaces imperméables et $I_a=1.5\text{mm}$ pour les surfaces perméables) ne permet pas de reproduire les hydrogrammes observés. Le seul moyen pour résoudre ce problème est d'accroître ou de décroître la valeur des pertes initiales. Cette approche a donné lieu à une meilleure simulation dans les bassins de Luzzi et Kings. L'amélioration obtenue dans le bassin de St-Denis est, par contre, moins satisfaisante.

Le deuxième point qui paraît être critique dans cette étude est la valeur exacte de l'état de subdivision du bassin en ce qui concerne les parties perméables et imperméables. En effet, l'état de connectivité des surfaces imperméables, qu'elles soient directement connectées ou non au système de drainage du bassin, est un paramètre difficile à évaluer. D'un autre côté, cet état de subdivision du bassin n'est généralement pas reporté dans la littérature ou bien sa description n'est pas bien définie. En plus, des parties souvent considérées imperméables présentent un caractère perméable dû à une défectuosité ou à leur structure tel que certains types de revêtement du sol. Cet état a fait du taux d'imperméabilité du sol un paramètre à évaluer. Dans tous les cas, une valeur moyenne constante a été prise pour chaque bassin. Ces valeurs sont montrées dans l'Annexe B. À l'exception du bassin de St-Denis où une imperméabilité effective de 25% a été utilisée pour l'hydrogramme unitaire Réservoir Linéaire alors qu'elle est de 18.5% pour les hydrogrammes unitaires STANDHYD et URBHYD. Il est

à noter que l'imperméabilité reportée dans Maksimovic et Radojkovic (1986) est de 33%.

La seule différence entre URBHYD et Réservoir Linéaire réside dans le fait que le dernier achemine l'hydrogramme total résultant de la convolution. Cet acheminement ne s'est pas avéré nécessaire dans les petits bassins tels que Luzzi. Cet acheminement a deux effets dans le cas des petit événements; (a) atténuation de la pointe des débits et (b) décalage de la pointe des débits et c'est essentiellement ce qui ressort des résultats obtenus. URBHYD par contre, donne de bon résultats dans cette catégorie de bassins en ce qui concerne débits et temps de pointe et volumes de ruissellement. Dès que la surface devient de plus en plus importante, l'effet d'acheminement du ruissellement devient de plus en plus nécessaire et important. Dans cette région URBHYD surestime les débits de pointe et fait apparaître la pointe de l'hydrogramme en avance. C'est dans cette région que le Réservoir Linéaire paraît mieux placé pour donner de bon résultats.

Dans le cas du bassin de St-Denis, bien que les pertes soient minimisées, que se soit à travers la valeur de CN ou de Ia, le Réservoir Linéaire sous-estime les débits de pointe à cause d'un effet d'acheminement très prononcé.

Il est bien connu que les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire doivent varier d'un bassin à un autre et d'une averse à une autre. En conséquence, le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire doit varier aussi. Le fait que le pas de temps de la pluie soit pris égal au temps de montée de l'hydrogramme unitaire a conduit plusieurs chercheurs à affirmer que le modèle de type réservoir linéaire ne devrait pas être appliqué qu'à des bassins de petites surfaces (Sarma et al., 1972; Pederson et al., 1980, parmi d'autres).

La calibration du coefficient de stockage à travers la longueur L permet aux hydrogrammes unitaires URBHYD et Réservoir Linéaire de reproduire les débits de pointe. Dans le premier en diminuant L et dans le second en augmentant L pour contrebalancer un effet

d'acheminement excessif pour le premier et introduire un certain acheminement pour le second. La fait que le temps de montée de l'hydrogramme unitaire est pris égal au pas de temps de simulation dans URBHYD et Réservoir Linéaire l'évaluation du coefficient de stockage ne permettra pas une bonne reproduction du temps de pointe.

Grâce à cette nouvelle méthode de détermination de la valeur du coefficient de stockage k (section 2.2.3), l'hydrogramme unitaire STANDHYD a pu donner de bons résultats que se soit dans de petits bassins tels que Luzzi que dans de grands bassins tels que St-Denis. Les conclusions de l'analyse de cette première partie sont présentés dans le chapitre 8

Deuxième Partie

Acheminement

CHAPITRE 5

Définition de la problématique

5.1. Introduction:

Que ce soit un ruissellement dans un bassin versant à faible profondeur et faible vitesse ou dans les rivières, l'écoulement à surface libre constitue la partie la plus dynamique de la réponse d'un bassin versant. Cette réponse, sous forme de crue, est principalement due à la précipitation d'une pluie, fonte de neige, évacuation d'un réservoir, etc, ou à la combinaison de deux ou plus de ces derniers sources. Dans sa vie courante, l'homme est appelé à se protéger contre les dommages dus aux crues, qui peuvent l'affecter ou affecter ses biens et son environnement.

Cette protection qui peut se manifester à travers des mesures structurelles ou non structurelles doit, pour une solution économique et sécuritaire, passer par l'estimation ou l'évaluation de l'ordre de grandeur du danger qui la menace. Ce dernier passe par la détermination des caractéristiques des crues se propageant le long des rivières. Cette opération est appelée "acheminement". On peut donc définir l'acheminement comme étant:

Une procédure mathématique physiquement basée ou non, ayant pour but la détermination dans le temps et dans l'espace les caractéristiques de l'écoulement d'un hydrogramme observé (réel) ou supposé dans un point en aval. Si l'hydrogramme observé est une crue, l'acheminement est appelé "acheminement de crue".

A travers l'acheminement, le stockage et la résistance au mouvement sont exprimés à travers le changement dans la forme et dans la distribution dans le temps des débits. Par l'acheminement on détermine le débit en aval pour la conception des structures hydrauliques telles que les ponceaux, les évacuateurs des crues et les orifices. On évalue la profondeur d'écoulement pour la délimitation des zones d'inondations et l'évaluation de la hauteur des ponts, la vitesse pour le contrôle de l'érosion et le transport de sédiments, la forme et le volume de l'hydrogramme pour la conception des réservoirs et le contrôle de la qualité.

Par ailleurs, la solution de formulations mathématiques de l'acheminement peut être faite selon l'une ou l'autre des trois grandes catégories suivantes:

- . acheminement par formules empiriques basé sur les records des événements passés.

- . acheminement hydrologique basé sur l'équation de continuité

- . acheminement hydraulique basé sur les équation de St-Venant

suitant le degré de complexité, les bases de fondement et le degré de liaison aux données physiques du problème. Du fait qu'elles sont strictement liées aux conditions pour lesquelles elles ont été développées, les méthodes empiriques sont limitées dans leurs utilisations. Par contre, l'utilisation des deux autres catégories d'acheminement est très répandue. La méthode VSC (Variable Storage Coefficient, Williams 1969) comme étant une méthode hydrologique pour acheminer les écoulements a fait soulevé de nombreux problèmes concernant le crédibilité des ses résultats (Kouwen, 1984). Elle a été implantée dans plusieurs modèles hydrologiques tels que HYMO (Williams, 1975), Water Utilities (Kouwen, 1984) et INTERHYMO (Wisner et al. 1989). L'évaluation de cette méthode et son éventuelle amélioration constituent les sujets des sections ultérieures.

5.2 La Complexité du phénomène naturel "Acheminement"

Plusieurs facteurs entrent en jeu pour influencer le résultat de l'acheminement. Ces facteurs varient au niveau (i) de leur importance dans le processus d'acheminement et (ii) de leur complexité. Cette complexité provient du paramètre lui-même tel que la rugosité du canal ou des conditions existantes qui justifient sa prise en compte tel que la pression latérale dans un canal à géométrie très variable. Parmi ces facteurs on peut citer:

- La variation dans l'espace de la géométrie: le mouvement du fluide dans un canal est principalement unidimensionnel dans la direction de l'écoulement lorsque la section est prismatique. En réalité, la géométrie change dans les quatre dimensions incluant le temps dû à l'expansion et/ou à la contraction de la section, le changement de la pente du lit et le méandrement sous l'effet du mouvement de sédiments. La subdivision du canal en un nombre de sous-sections, de sorte que les caractéristiques hydrauliques ne varient pas à l'intérieur de chacune de ces sections, peut minimiser l'erreur engendrée par ce facteur.

- Rugosité : La rugosité du canal est l'un des paramètres les plus difficiles à évaluer. En plus de sa variation le long du canal, elle change aussi avec la profondeur, surtout dans le cas d'un canal avec plaine d'inondation.

- Des forces qui affectent le mouvement mais qui ne sont généralement pas prises en compte dans le modèle de Saint-Venant parmi lesquelles les forces dues au vent, à la contraction et à l'expansion des sections.

- La prise en compte des structures hydrauliques comme les piliers des ponts, les évacuateurs des crues, les structures de dénivellations, est généralement faite d'une manière très simplifiée et arbitraire.

- Méandres (Figure (5,1)) : Le changement dans la direction de l'écoulement et son influence sur le résultat de l'acheminement n'est pas encore bien compris et évalué.

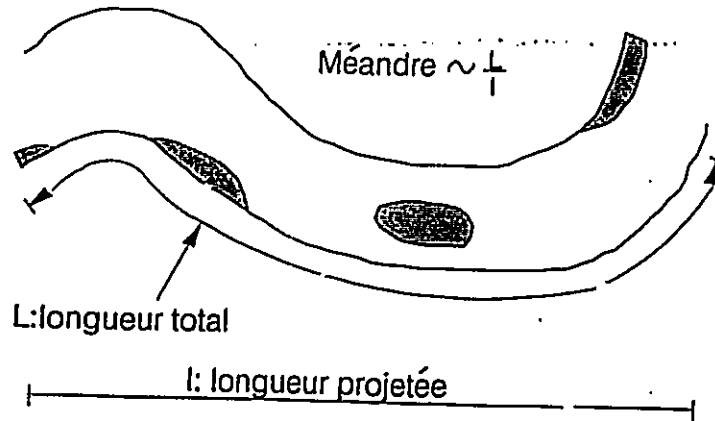


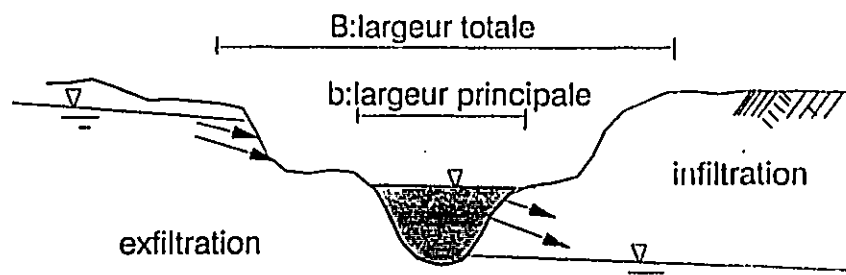
Figure (5-1) Méandre du canal naturel

- L'écoulement à travers le périmètre mouillé de la section, que ce soit infiltration ou exfiltration comme le montre la Figure (5-2), est généralement négligé.

- Dans les sections avec plaines d'inondation, le phénomène d'interaction entre le canal principal et les plaines d'inondation est mal connu. Il est encore question des limites et conditions à partir desquelles les plaines d'inondation passent de simples zones de stockage à des parties convoyantes d'une manière similaire à la section principale du canal.

On peut aussi noter l'effet de la température, la distribution de la vitesse, etc. La Figure (5-3) présente quelques autres problèmes rencontrés dans le domaine de l'acheminement.

Tous ces facteurs, aussi bien que d'autres, contribuent d'une manière



section d'un canal avec plaine d'inondation
Mvt. de l'eau a travers la section mouillée

Figure (5-2) Infiltration et exfiltration à travers la section mouillée.

ou d'une autre à la complexité du phénomène d'acheminement. L'outil informatique, d'autre coté, connaît de grand progrès permettant à l'exécution d'être plus rapide et à la capacité de stockage et de traitement d'être de plus en plus importante. Actuellement, aucun modèle n'est capable de reproduire toute la complexité et la variabilité des paramètres qui entrent en jeux. Le problème, par ailleurs, reste au niveau de la compréhension physique et la quantification mathématique de l'effet des paramètres antérieurement cités.

D'autre coté, l'économie, le manque de données et de leurs crédibilités, le type et l'importance du résultat, le niveau d'expertise de l'utilisateur expliquent le recours fréquent à des modèles plus simples et de type "boîte noire" tell que les modèles hydrologiques. Ces derniers exigent du modeleur un niveau d'intervention plus simple et un nombre de paramètres moindre comparativement au modèles hydrauliques. L'utilisation, par conséquent, des modèles simples reste essentiel dans le génie hydraulique et en particulier dans le domaine de l'acheminement.

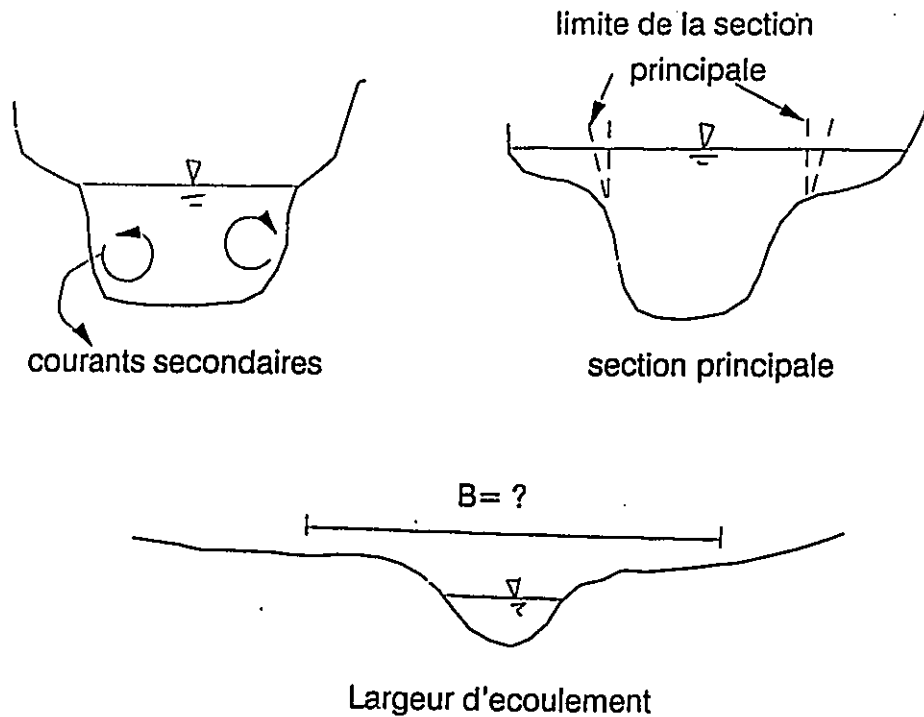


Figure (5-3) Autres problèmes d'acheminement

5.3 Développement des équations du mouvement

5.3.1 Théorème de transport de Reynolds

Le théorème de transport de Reynolds (Chow, 1988; Fox et MacDonald, 1985) se sert des lois physiques normalement applicables aux masses discrétisées pour les employer au fluide en écoulement continue à

travers un volume de contrôle.

L'application de ce théorème (Chow, 1988) à l'écoulement des fluides mène aux équations qui régissent leurs mouvement.

○ Equation intégrale de continuité:

$$\frac{d(S)}{d(t)} = I(t) - Q(t) \quad (5-1)$$

○ Equation de continuité à travers une surface:

$$\frac{d(A)}{d(t)} + \frac{d(Q)}{d(x)} - q = 0 \quad (5-2)$$

○ Equation du mouvement:

$$\frac{1}{A} \frac{d(Q)}{d(t)} + \frac{1}{A} \frac{d}{d(x)} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{d(y)}{d(x)} - g(s_0 - s_f) = 0 \quad (5-3)$$

où S est le stockage dans le tronçon dx, I et Q sont les débits d'entrée et de sortie respectivement, q débit d'entrée linéairement distribué le long du tronçon dx, y est la profondeur de l'écoulement, A la section mouillée et s_0 et s_f sont respectivement les pentes du lit et de frottement.

Ces équations sont aussi appelées "les équations de Saint-Venant". Elles ont été premièrement développées en 1876 par le mathématicien français Barre de Saint-Venant. Il les a obtenu sur la base des hypothèses suivantes:

1• L'écoulement est unidimensionnel. La profondeur y et la vitesse v ne varient que longitudinalement le long du canal. Ceci implique que la vitesse est constante et que la surface de l'eau est horizontale le long de n'importe quelle section perpendiculaire à l'écoulement.

2• L'écoulement est supposé varier graduellement le long du canal de façon que l'accélération verticale est négligeable et que la pression hydrostatique est ainsi déterminante.

3• L'axe longitudinal du canal est approximé par une ligne droite.

4• La pente du canal ainsi que son lit sont fixes, en d'autres termes l'effet du transport des sédiments est négligé.

5• Le coefficient de résistance à l'écoulement dans un écoulement

permanent, uniforme et turbulent est applicable. Par conséquent, des relations comme celles de Manning et Chezy peuvent être utilisées.

6. Ayant une densité constante, le fluide est incompressible .
Comme on l'avait indiqué auparavant, plusieurs types d'acheminement sont actuellement utilisés. Ils peuvent être subdivisés en deux grandes catégories; déterministe et statistique. L'acheminement déterministe est le plus utilisé et il sera donc considéré dans ce qui suit.

5.4 Acheminement déterministe

5.4.1 Les formules empiriques

Plusieurs formules empiriques et semi-empiriques ont été mises au point pour évaluer l'atténuation d'une onde de crue traversant une rivière. Ces formules sont dérivées pour des conditions particulières. Ce type d'équations n'est donc pas universel, et elles doivent être calibrées chaque fois que les caractéristiques hydrauliques d'écoulement changent. Leur utilisation doit être faite avec le maximum de précaution et dans des conditions strictement similaires à celles pour lesquelles elles ont été développées et calibrées.

5.4.2 Acheminement hydraulique ou distribué

Cet acheminement est basé sur une forme ou une autre des équations qui régissent l'écoulement. Plusieurs méthodes numériques sont actuellement utilisées pour solutionner les problèmes d'acheminements parmi lesquelles on note; éléments finis, différences finies, volume finis, conditions aux limites, caractéristiques. Or, la méthode des différences finies reste la plus utilisée. On distingue dans l'acheminement distribué les trois grandes catégories suivantes:

5.4.2.1 Acheminement dynamique

C'est le modèle le plus complexe. Il est basé sur la solution simultanée des équations complètes de continuité et du mouvement. Il

est surtout puissant dans le cas d'écoulements à petites pentes, puissants remous et à l'entrée d'un réservoir où les autres modèles hydrauliques simplifiés ne donnent pas de bons résultats. Les modèles EXTRAN et MOUSE (Annexe E) sont des exemples de tel modèle dynamique.

5.4.2.2 Acheminement diffusif

L'acheminement diffusif est basé sur la solution simultanée des équations de continuité et du mouvement où, dans la dernière, on néglige le terme d'inertie. Elle devient alors:

$$\frac{d(y)}{d(x)} = s_f - s_o \quad (5-4)$$

Le terme de pression $d(y)/d(x)$ impose une condition frontière à la sortie, celle là permet de considérer l'effet du remous et d'introduire à l'onde acheminée une atténuation physiquement basé. Le modèle diffusif donne de bons résultats dans le cas des pentes moyennes (Ponce, 1989) qui vérifient:

$$t_p s_o \left(\frac{g}{d_o}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 15 \quad (5-5)$$

où t_p est le temps de pointe de l'onde à l'entrée et d_o est la profondeur d'écoulement correspondant au débit de pointe et g l'accélération due à la pesanteur.

5.4.2.3 Acheminement cinématique

C'est le plus simple des acheminements hydrauliques. Il est basé sur la solution de l'équation de continuité uniquement. Le fait de considérer la pente du lit égale à celle de frottement ($s_o = s_f$) et à négliger le terme d'inertie dans l'équation du mouvement, celle ci se trouve éliminer du processus de simulation. L'application de ce modèle pour une exactitude de 95% est limitée (Ponce, 1989) aux cas où:

$$\frac{t_p s_o v_o}{d_o} \geq 85 \quad (5-6)$$

où v_o est la vitesse correspondant au débit de pointe. Cette méthode

décrit assez bien les écoulements critiques et surcritiques à grande pente et où l'effet du remous est négligeable. Elle est surtout utilisée dans le calcul du ruissellement. Plusieurs modèles hydrauliques tels que MIDUSS (Smith, 1987) et HEC-2 (Ponce, 1989) utilisent cette méthode.

5.4.3 Acheminement hydrologique

Que l'acheminement hydrologique soit développé sur la base de l'équation intégrale de continuité ou par une formulation empirique, plusieurs chercheurs ont démontré que tous les acheminements hydrologiques peuvent être obtenus par une solution générale de l'équation de continuité. En effet cette méthode est généralement connue comme la méthode cinématique généralisée (Fread 1983; Ponce 1982; Smith 1980). Selon Smith (1980), chaque modèle hydrologique peut être obtenue par un choix adéquat des valeurs de β et α ("weighting factors") comme représenté dans la Figure (6-2) et dans le Tableau (6-1). Plusieurs méthodes hydrologiques ont été modifiées pour tenir compte de l'effet dynamique de l'acheminement et deviennent ainsi diffusives (Singh, 1988; Ponce, 1989). On distingue donc deux catégories:

- Les acheminements hydrologiques simples tels que: Muskingum, VTT, VSC, acheminement par réservoir, lag et K, SSARR.

- Les acheminements hydrologiques dynamiquement corrigés tels que Muskingum-Cunge, VTT et VSC modifiées.

5.4.3.1 La méthode VSC

Le VSC (Variable Storage Coefficient) tient compte du changement du temps de parcours en fonction du changement du niveau d'eau. Sous forme discrétisée, l'équation intégrale de continuité peut être formulée ainsi:

$$\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} + \left(\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{Q_t}{2} \right) = \left(\frac{S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + \frac{Q_{t+\Delta t}}{2} \right) \quad (5-7)$$

où

$$T = \frac{S_t}{Q_t} = \frac{S_{t+\Delta t}}{Q_{t+\Delta t}} = \text{temps de parcours} \quad (5-8)$$

Quand $\Delta t = T$, l'équation (5-9) peut s'écrire,

$$\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} + \frac{S_t}{\frac{\Delta t}{T} \frac{S_t}{Q_t}} - \frac{Q_t}{2} = \frac{S_{t+\Delta t}}{\frac{\Delta t}{T} \frac{S_{t+\Delta t}}{Q_{t+\Delta t}}} + \frac{Q_{t+\Delta t}}{2} \quad (5-9)$$

après réarrangement de l'équation (5-11) on trouve:

$$Q_{t+\Delta t} = \left(\frac{2\Delta t}{2T+\Delta t} \right) \left(\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} \right) + \left(1 - \frac{2\Delta t}{2T-\Delta t} \right) Q_t \quad (5-10)$$

où

$$Q_{t+\Delta t} = \left(\frac{2\Delta t}{2T+\Delta t} \right) \left[\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} + \frac{S_t}{T} \right] \quad (5-11)$$

dans laquelle le premier terme de la partie droite est appelé coefficient de stockage C:

$$C = \frac{2\Delta t}{2T+\Delta t} \quad (5-12)$$

Pour tenir compte de la pente de la surface de l'eau, le temps de parcours est calculé selon l'équation:

$$T = \frac{\frac{S}{Q}}{\left[1 + \frac{y_i - y_o}{LS_o} \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (5-13)$$

où les indices o et i correspondent respectivement aux entrées et sorties. L'acheminement par VSC passe par la solution simultanée des équations (5-13 et 5-15). L'organigramme de la solution des problèmes d'acheminement par le VSC utilisée dans le modèle INTERHYMO est présenté sur la Figure (5-4).

5.4.3.2 La méthode VTT

La méthode VTT (Variable Travel Time) prend en compte la variation du temps de parcours en fonction du niveau de l'eau. L'équation (5-9) peut s'écrire sous la forme:

$$\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} + \left(\frac{S_t - Q_t}{\Delta t} \right) = \left(\frac{S_{t+\Delta t} + Q_{t+\Delta t}}{\Delta t} \right) \quad (5-14)$$

où $T = \frac{S_t}{Q_t} = \frac{S_{t+\Delta t}}{Q_{t+\Delta t}}$ est le temps de parcours. si $\Delta t = T$, l'équation (5-16)

devient:

$$TQ_{t+\Delta t} = \frac{2}{3} \left(\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} T + S_t \right) \quad (5-16)$$

L'équation (5-18) représente la formulation conventionnelle du VTT. Williams (1975) l'a modifié pour tenir compte du changement de la pente de la surface d'eau. Si le temps de parcours est plutôt calculé selon

$T = \frac{2S}{I+Q}$, l'équation (5-18) devient alors:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{I_t(\Delta t + T_t) - Q_t(\Delta t - T_t) + I_{t+\Delta t}(\Delta t - T_{t+\Delta t})}{\Delta t + T_{t+\Delta t}} \quad (5-18)$$

et le temps de parcours devient:

$$T = \frac{\frac{2S}{I_n + Q_n}}{[1 + (y_1 - y_0) / LS_0]^{1/2}} \quad (5-19)$$

où Q_n de même que I_n sont calculés selon l'équation:

$$Q_n = \frac{Q_{t+\Delta t}}{[1 + (y_1 - y_0) / LS_0]^{1/2}} \quad (5-20)$$

La solution simultanée des équations (5-18), (5-19) et (5-20) permet d'acheminer les hydrogrammes à travers les canaux selon la méthode VTT. L'Annexe E présente la méthode Muskingum-Cunge ainsi qu'un aperçu sur les méthodes dynamiques utilisées dans les modèles EXTRAN et MOUSE.

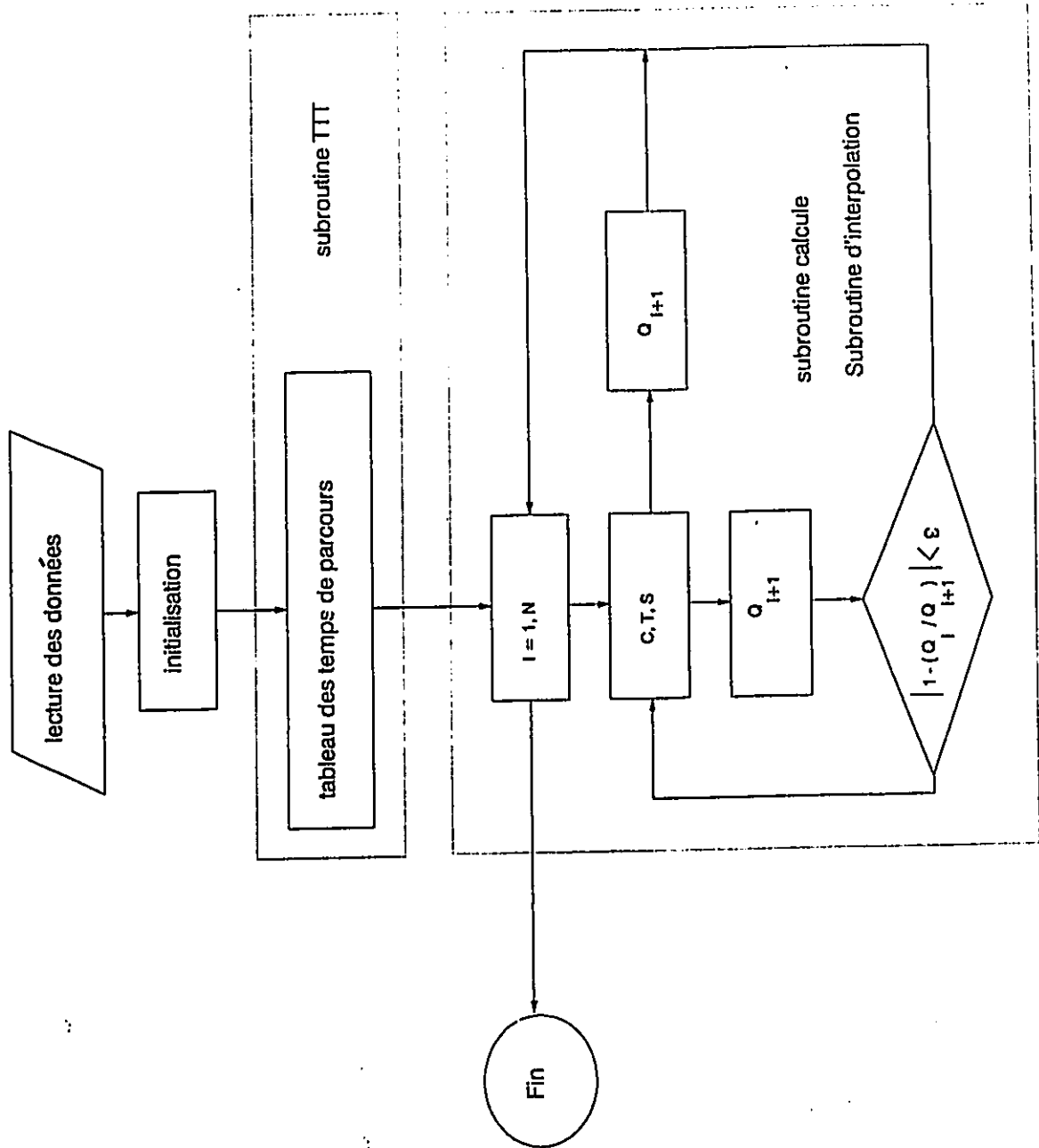


Figure (5-4) Présentation schématique de la solution par VSC

Chapitre 6

Théorie de la stabilité et de la convergence et revue de la littérature

6.1 Choix de dimensions de la mèche de simulation

L'acheminement est une procédure mathématique dans laquelle Δt et Δx (les dimensions espace et temps de la mèche de simulation respectivement) sont parmi les variables les plus importantes de la solution. Ces variables changent d'un modèle hydrologique à un modèle hydraulique et même d'un modèle dynamique à un autre. La raison principale de cette variation est d'atteindre deux buts principaux; (a) convergence et (b) stabilité.

La convergence implique l'obtention d'un résultat qui tend vers la solution analytique exacte du problème, alors que la stabilité vise à obtenir une solution numérique libre de toute instabilité ou de bruits numériques. L'évolution d'une erreur numériquement introduite au fur et à mesure que la solution progresse constitue une mesure de l'instabilité du schéma utilisé.

6.2 Détermination de dimensions de la mèche de calcul

6.2.1 Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité des schémas numériques des solutions par différences finies se fait généralement à travers le critère de

stabilité de Von-Neuman. Un schéma numérique est dit stable lorsqu'une erreur, numériquement introduite, s'atténue au fur et à mesure que la solution progresse dans le temps et dans l'espace. Dans le cas contraire le schéma est dit instable.

L'expression de stabilité de Von-Neuman peut s'écrire selon l'une des deux différentes formes suivantes:

$$E(t, x) = \sum_{p=1}^n A_p \exp(i\beta_p x) \quad (6-1)$$

$$E(t, x) = \exp(\gamma \Delta t) \exp(i\beta x) \quad (6-2)$$

Par introduction de l'une des expressions précédentes dans la solution numérique, les conditions sur Δx et Δt , pour lesquelles la propagation de cette erreur tend vers zéro, représentent les conditions de stabilité de ce schéma. On distingue deux types de modèle dynamique:

a. **Explicite:** La solution est obtenue en évaluant le point inconnu du pas de temps ultérieur en fonction des points connus du pas de temps antérieur. Cette méthode nécessite moins de temps d'exécution et d'espace mémoire, mais exige des conditions de stabilité généralement très restrictives. MOUSE est un exemple de tel modèle.

b. **Implicite:** La solution est obtenue en évaluant tous les points inconnus du pas de temps ultérieur en fonction des points connus du pas de temps antérieur. Ensuite la solution est obtenue d'une façon simultanée pour tous les points en solutionnant un système d'équations linéaires. Lorsqu'elle est comparée à la méthode explicite, la méthode implicite donne un schéma très stable, mais qui exige plus d'espace mémoire et de temps d'exécution. EXTRAN est un exemple de tel modèle.

6.2.2 Analyse de convergence

- **Théorème d'équivalence de Lax:** Une approximation par différence finie qui satisfait consistance et stabilité constitue la condition nécessaire et suffisante pour la convergence. Si $D(Z)/D(t)$ est une équation différentielle, par approximation en différence finie, elle

peut s'écrire sous la forme:

$$\frac{D(Z)}{D(t)} = \text{approx. par dif. finie} + \text{err. de troncation} \quad (6-3)$$

ou

$$\frac{D(Z)}{D(t)} = E + ERR \quad (6-4)$$

où E est l'approximation par différence finie de l'équation différentielle et ERR est l'erreur de troncation. Cette approximation est consistante si et seulement si ERR tend vers zéro au fur et à mesure que la solution progresse. En d'autres termes ceci revient à dire que cette approximation reproduit d'une manière "acceptable" la solution analytique du problème.

6.3 La méthode cinématique généralisée et l'approche de stabilité

Plusieurs schémas numériques peuvent être utilisés pour résoudre par différence finie l'équation de continuité (5-1), (Brakensiek, 1967; Kibler et Woolhier, 1970; parmi d'autres). Comme la Figure (6,1) le montre, Biesenthal (1974) a utilisé un schéma excentré dans l'espace et dans le temps par l'intermédiaire des coefficients α et β ("weighting factors").

Par différentiation de l'équation de continuité, on obtient:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\Delta Q}{\Delta x} = \frac{1}{\Delta x} [\beta [Q(i+1, j+1) - Q(j, i+1)] + (1-\beta) [Q(i, j+1) - Q(i, j)]] + \frac{1}{\Delta t} [\alpha [A(i+1, j) - A(i, j)] + (1-\alpha) [A(i+1, j+1) - A(i, j+1)]] \quad (6-5)$$

Mettons les termes inconnus à la gauche de l'équation:

$$\beta Q(i+1, j+1) + (1-\alpha) A(i+1, j+1) \frac{\Delta x}{\Delta t} = \beta Q(i, j+1) + (1-\alpha) A(i, j+1) \frac{\Delta x}{\Delta t} - Q(i, j+1) - \beta Q(i, j) + \alpha A(i, j) \frac{\Delta x}{\Delta t} + \beta Q(i+1, j) - \alpha A(i+1, j) \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (6-6)$$

Selon cette approche, on arrive à formuler les différents modèles

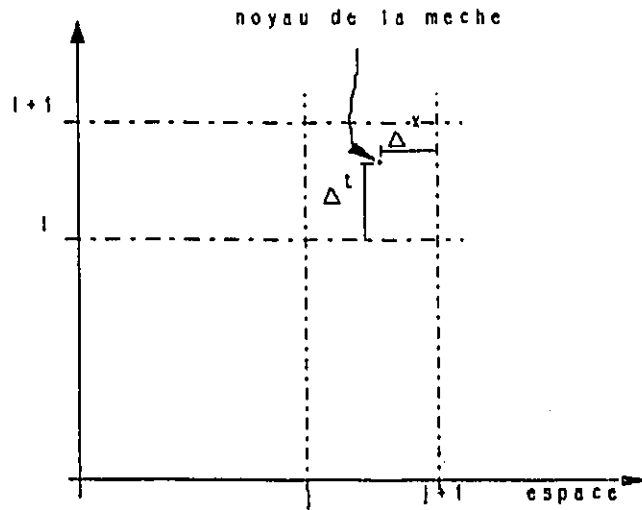


Figure (6-1) Définition de la mèche utilisé dans le procédé de Smith

hydrologiques par un choix approprié des valeurs de α et β , le Tableau
Tableau (6-1) Critères de stabilité de quelques modèles (* voir Annexe E)

Modèle hydrologique	α	β
Brakensiek		
I	0.5	0.5
II	0.5	1.0
III	0.5	0.0
SSARR	0.0	0.5
SWMM	0.45	0.55
HYMO (VTT)	0.5	0.5
MIDUSS	0.5	$0 \leq \frac{Q}{2h_f C_r \frac{dQ}{dh}} \leq .5$
MUSKINGUM	x^*	.5

(6-1) en donne un résumé.

L'application du critère de Von-Neuman précédemment introduit (Biesenthal, 1974), réduit la condition de stabilité à ce qui suit:

$$\frac{\alpha}{\beta} \leq C_r \leq \frac{1-\alpha}{1-\beta} \quad (6-8)$$

Le terme $C_r = \frac{c\Delta t}{\Delta x}$ dans l'équation (6-9) est appelé la célérité de la mèche de simulation et où c est la célérité de l'onde. La Figure (6,2) résume les conditions de stabilité en fonction de α et de β .

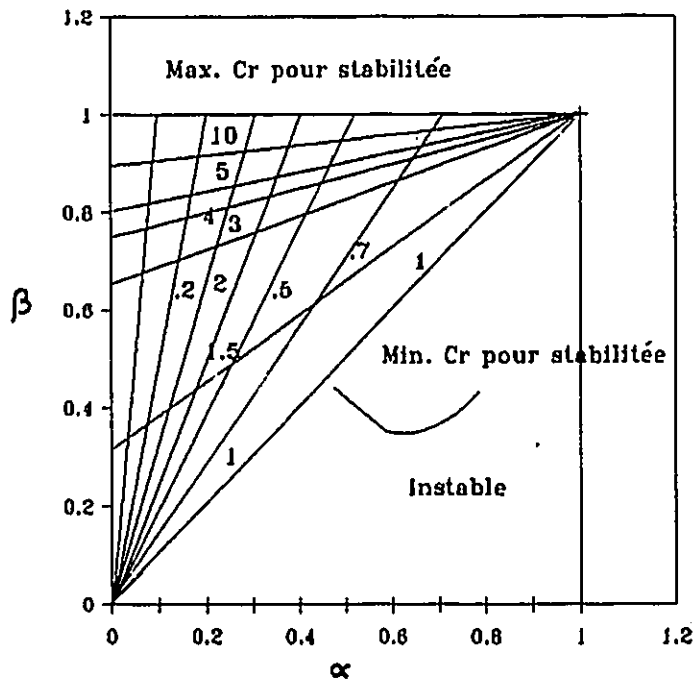


Figure (6-2) Critère de stabilité en fonction de la position du noyau de la mèche

6.4 Critères de stabilité et de convergence de certains modèles d'acheminement:

• Modèle dynamique:

○ MOUSE (Danisch Institute of Hydraulics, 1987):

$$- \Delta t \leq \frac{\Delta x}{v}$$

$$- \Delta x = \frac{L}{n}, \quad n \geq 3$$

où n est le nombre de subdivision de la longueur totale L du canal et v la vitesse d'écoulement.

○ EXTRAN (Roesner, 1988):

$$- \Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gy}}$$

$$- \Delta x \geq 30 \text{ m}$$

$$- \Delta t \leq 90 \text{ sec}$$

où y est la profondeur d'écoulement.

○ Terzedis (1968) :

$$- \Delta x \geq \Delta t(c+v)$$

où c est la célérité de l'onde

• Modèle cinématique (Smith, 1980):

$$- \Delta t \leq \frac{\Delta x}{c}$$

• Modèle hydrologique:

○ Muskingum-Cunge (Ponce, 1989):

$$- \Delta x \leq \frac{1}{2} \left(c\Delta t + \frac{q_0}{cs_0} \right)$$

où $q_0 = Q_0/B$ avec Q_0 est le débit de pointe, B la largeur du canal et s_0 la pente de son lit.

○ Kalinin-Muljukov (Singh, 1988):

$$- \Delta x = \frac{Q_0 \Delta y}{s_0 \Delta x}$$

○ Recommandation générale (Singh, 1988):

$$- \Delta t \leq \frac{T_p}{5}$$

Avec T_p comme le temps de pointe.

6.5 Acheminement par le VSC

6.5.1 Critique de la méthode VSC

La méthode VSC modifiée pour tenir compte de la variation de la pente de la surface d'eau a été implanté dans plusieurs modèles pour acheminer les écoulements à surface libre. Parmi ces modèles on peut citer HYMO (Williams, 1975), Water Utilities (Kuowen, 1984) et INTERHYMO (Wisner et al., 1989).

Kouwen (1984) a conduit des séries de simulations pour évaluer la technique d'acheminement dans le modèle HYMO (la méthode VSC). Il a effectué des comparaisons d'hydrogrammes observés dans certaines rivières (Nith, Grand River et N. Thames) dans la province de l'Ontario.

Pour déterminer l'effet du pas du temps (Δt), Kouwen a effectué un nombre de simulations où seulement Δt a été changé. Il a conclu que l'atténuation n'est pas affectée par la variation du pas du temps à condition que celui-ci ne dépasse pas le temps de parcours (T).

Dans une autre série de simulation il a considéré les trois rivières: Nith, Grand River et N. Thames pour évaluer le critère de Williams concernant le choix de Δx . Ses résultats indiquent une surestimation de l'atténuation surtout dans la rivière de Nith où la pente est très grande. Même avec une longueur de simulation deux fois plus petite que celle recommandée par Williams, l'atténuation demeure sous-estimée. Kouwen a conclut que pour les deux rivières, Grand River et N. Thames, la longueur recommandée par Williams donne des résultats acceptables alors que dans le cas du Nith (faible pentes), il recommande l'utilisation ou bien d'une longueur de simulation plus petite, ou un autre modèle d'acheminement.

D'autre part, l'évaluation de la méthode VSC sur la base des simulations d'un grand nombre de rivières ayant différentes conditions hydrauliques a révélé que cette méthode peut donner des résultats très erronés qui ne peuvent être utilisés dans la conception. Un exemple de tel simulations est présenté dans la Figure (6-3). Dans cette exemple

un canal de section trapezoidale et d'une longueur de 1000 m avec un hydrogramme de forme triangulaire sont utilisés. Les conclusions suivantes sont tirées sur la base de ces simulations:

1. Le VSC modifié sous-estime les pointes d'hydrogrammes de plus de 15% dans la plupart des cas tels que présentés dans la Figure (6-3).

2. Pour des pentes du lit assez faible de l'ordre de .08 et moins (ce qui constitue la plupart des cas pratiques), et surtout lorsque la récession de l'hydrogramme est très lente, la méthode VSC n'arrive pas

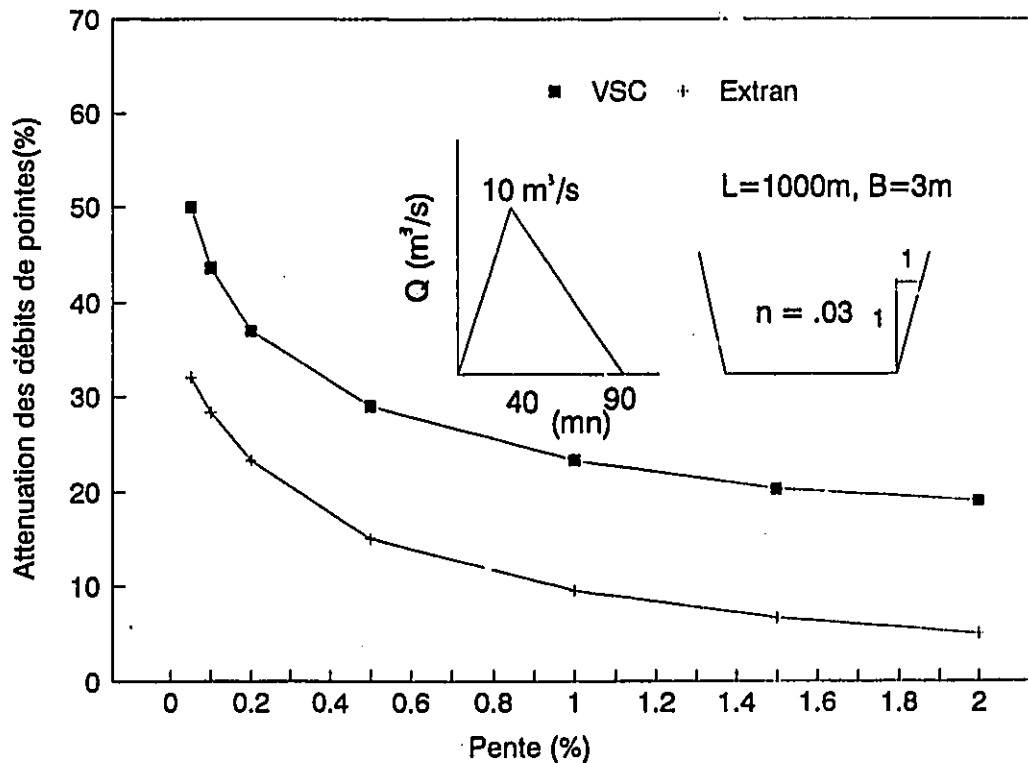


Figure (6-3) Comparaison entre le VSC et Extran

à satisfaire le critère de convergence utilisé dans celle-ci. De ce

fait, elle donne lieu généralement à une instabilité (Figure (6-4))

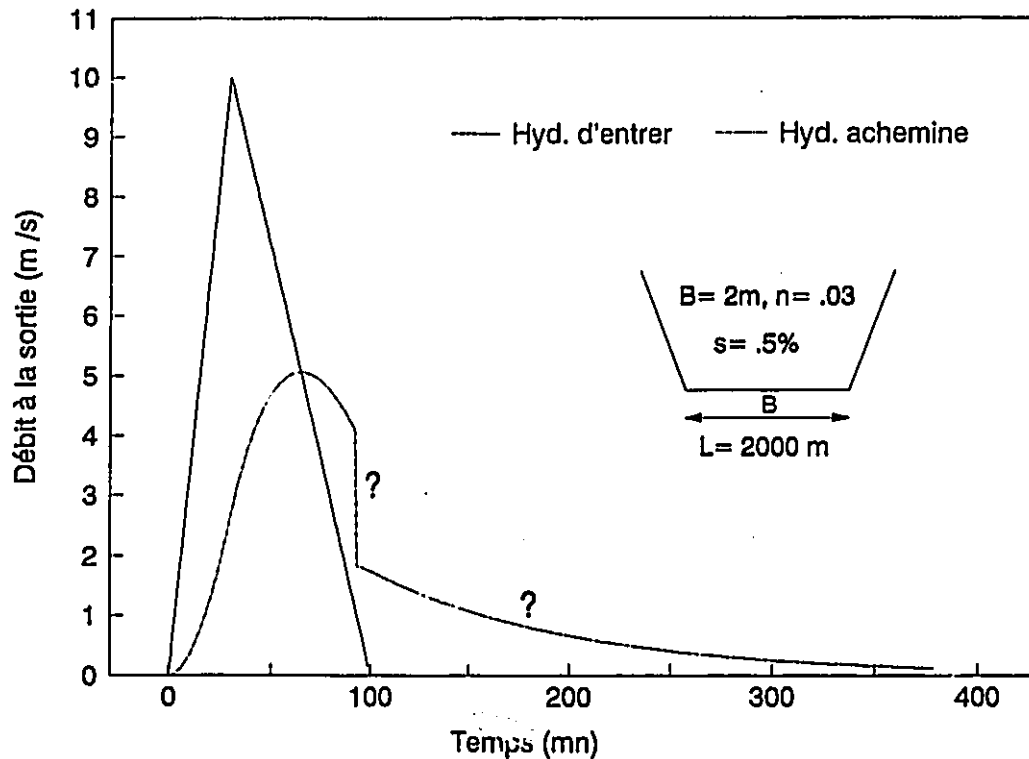


Figure (6-4) Exemple d'instabilité du modèle VSC (cas des petites pentes)

3. Un des inconvénients de cette méthode réside dans le fait que:
 - a. la détermination des profondeurs et des sections mouillées se fait par interpolation dans le tableau des temps de parcours (T) qui est généré intérieurement par le modèle sous forme de tableau assignant à chaque profondeur d'écoulement la vitesse, le débit et le temps de parcours correspondants.

b. dans la majeure partie des cas la valeur du stockage dans la section est plus grande que la borne supérieure du tableau TTP. Dans ce cas l'extrapolation est utilisée au lieu de l'interpolation. Dans plusieurs situations cette valeur du stockage est très loin de la valeur maximale du tableau TTP de telle sorte que l'extrapolation peut donner des valeurs très loin des conditions réelles du problème.

4. Lorsque le programme diverge, le coefficient de stockage C ($Q = CS$, voir section 5.4.3.1) du pas du temps précédent est utilisé. Ceci constitue un moyen non fondé utilisé uniquement pour contourner le problème de divergence et non pas à le résoudre.

Ceci nous ramène à chercher une solution qui améliore l'acheminement par une méthode plus cohérente, simple, et efficace.

6.5.2 Proposition d'une méthode d'acheminement

La méthode VTT, précédemment exposée, développée par Williams (1975) paraît la mieux placée pour remplacer le VSC. Le VTT n'a pas été le sujet d'une évaluation approfondie. Elle est du type hydrologique, basée sur l'équation intégrale de continuité. De même que pour le VSC, le VTT a été aussi varié pour tenir compte de la variation de la pente de la surface d'eau. Brakensiek (1965) a effectué des comparaisons entre un modèle implicite et le VTT afin de vérifier l'exactitude de cette dernière. La Figure (6,5) présente un exemple de ces comparaisons.

Williams, pour sa part a conclu que le VTT donne des résultats très comparables à ceux donnés par un modèle implicite basé sur la solution des équations complètes de St-Venant. Dans son étude sur l'acheminement dans le modèle HYMO, Kouwen (1984) a indiqué que les modifications apportées au VSC (de même pour le VTT par analogie) afin de tenir compte de la variation de la pente de la surface de l'eau les a automatiquement transformé du type stockage à une analogie hydraulique de diffusion. Ainsi, les critères d'applicabilité des modèles de diffusion doivent l'être aussi pour les deux modèles VSC et VTT.

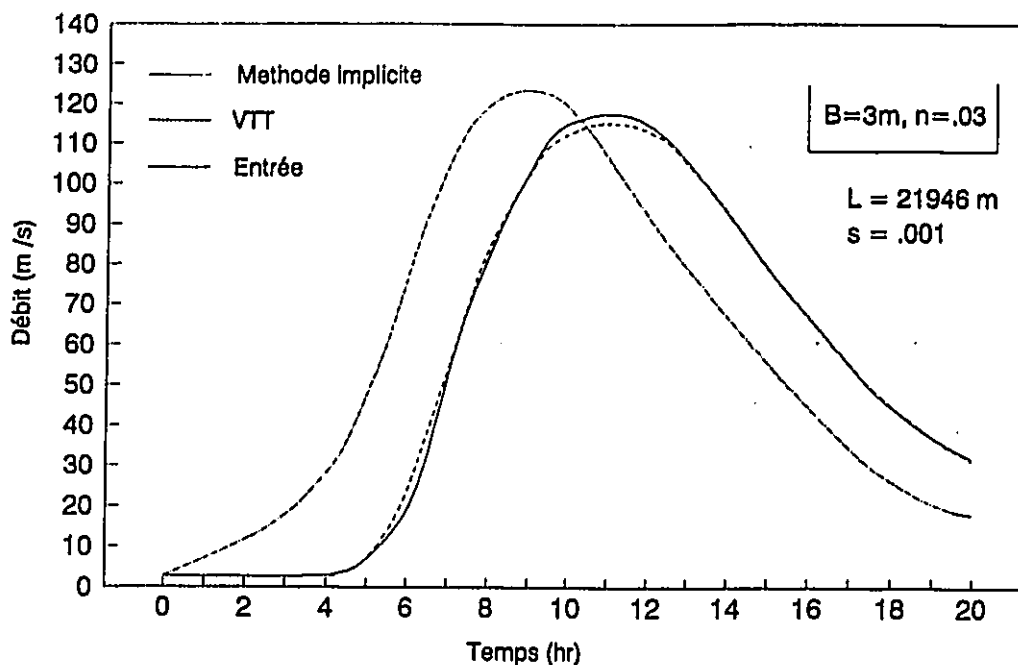


Figure (6-5) Comparaison d'hydrogrammes acheminés dans un canal rectangulaire par VTT et une méthode implicite

Smith (1980) a souligné qu'une importante caractéristique du VTT est la modification de la vitesse moyenne pour refléter la pente de la surface de l'eau au lieu de celle du lit. Par ce moyen, un degré d'hystérésis est introduit dans la courbe de tarage. Singh (1988) a aussi indiqué qu'une correction, pour tenir compte de l'effet dynamique de l'acheminement introduit dans le modèle hydrologique, transforme celui-ci en un modèle hydraulique de type diffusion. Les résultats de l'étude de Williams est résumée ci-dessous.

6.6 Etudes antérieures sur le VTT

6.6.1 Effet du pas du temps

- Williams (1975): Dans le but de valider le VTT, Williams a conduit des simulations numériques sur les conditions hypothétiques présentées dans la Figure (6-5). Selon cette étude, une méthode

d'acheminement des eaux doit donner des résultats consistants lorsque les dimensions du noyau de simulation changent. Le Tableau (6,2) présente les résultats des simulations qu'il a conduit. A partir de ces derniers, il conclut que pour un Δt inférieur au temps de parcours, l'atténuation ne change que dans les limites de 2.7% dans la situation la plus défavorable.

6.6.2 Effet de la longueur de simulation (Williams, 1975)

Le critère de choix de Δx utilisé par Williams est:

$$T \leq \frac{T_p}{5}, \text{ ou } \Delta x \leq \frac{T_p C}{5} \quad (6-20)$$

où T est le temps de parcours. Une série de simulations est ensuite effectuée pour différents valeurs de Δx qui vérifient l'équation précédente. Le Tableau(6-3) résume les résultats de ces simulations. D'après le Tableau (6-3), le pas de temps de simulation n'affecte pas le résultat une fois ce pas de temps est pris inférieur au temps de parcours. Dans cette étude, Williams n'a pas indiqué les conditions hydrauliques pour lesquelles les simulations ont été entreprises. Le critère de Williams ainsi établi (6-21) est difficile à appliquer surtout dans les cas suivants:

- . Un hydrogramme à plusieurs pointes
- . Le temps de pointe très petit comparé à la durée totale de l'hydrogramme

. Lorsque la pente est grande et le canal est très long. D'autre part, ni Williams, dans sa présentation de sa méthode (VTT), ni les autres chercheurs, n'ont donné une grande évidence à la vérification et à la validation du VTT. Aussi, toutes leur remarques et conclusions étaient plutôt qualitatives. De ce fait, la méthode VTT est passée inaperçue. Le but des sections suivantes est d'éclaircir, d'essayer de valider et d'établir les conditions et limites d'applicabilité de la méthode VTT.

Tableau (6-2) Effet du pas du temps et d'espace sur le VTT selon Williams (t_p' / q_p') est le temps (débit) de pointe de l'hydrogramme acheminé avec un $\Delta t = 1hr$).

longueur de simulation	Δt (heures)	t_p/t_p'	q_p/q_p'
610	1.0	1.000	1.000
610	2.0	1.000	0.998
610	0.5	0.999	1.000
610	0.1	0.997	1.000
2438	1.0	1.000	1.000
2438	2.0	1.003	0.996
2438	0.5	0.995	1.000
2438	0.1	0.987	0.998
21946	1.0	1.000	1.000
21946	2.0	1.039	1.027
21946	0.5	1.003	0.994
21946	0.1	1.003	0.992

Tableau (6-3) Effet de Δx sur le VTT selon Williams (*; le rapport entre le temps de pointe simulé pour la longueur indiquée sur celle de 305 m. &; même chose que pour le temps de pointe).

Longueur de simulation(m)	$T_p'/T_p(*)$	$Q_p'/Q_p(\&)$
305	1.00	1.0
2438	1.00	1.0
9754	.972	1.005
21946	.971	1.005

Chapitre 7

Acheminement par VTT; Analyse de stabilité et de convergence

Le but de cette analyse est la détermination des conditions pour lesquelles le VTT simule correctement l'atténuation des ondes traversant un canal dans les conditions hydrauliques les plus variées. Cela se fait par l'analyse du comportement du VTT par rapport au changement des dimensions (Δx et Δt) du noyau de calcul. La validation d'un modèle d'acheminement doit être sur la base de comparaison avec des conditions hydrauliques les plus variées et contrôlées. Ces conditions ne peuvent être obtenues qu'avec des conditions d'écoulements hypothétiques. Les résultats du VTT sont comparés avec ceux données par la solution complète des équations de St-Venant d'un écoulement non permanent. Les modèles EXTRAN et MOUSE (voir Annexes E2 et E3) ont été choisis dans cette étude comme standards de comparaison parce qu'ils sont des modèles dynamiques bien acceptés en Amérique du Nord et en Europe respectivement (Barraud, 1986; Harms et Verworn, 1984). Les hydrogrammes à acheminer sont de forme triangulaire avec différents temps de pointe et les canaux sont de sections trapézoïdales et rectangulaires. Cette méthodologie de comparaison a été employée dans plusieurs études antérieures parmi lesquelles on note celles de Kassem (1982) et Barraud (1986).

7.1 Evaluation de l'effet du pas du temps

Les recherches effectuées sur le VTT concernant son comportement vis-à-vis du choix du pas du temps de simulation ont conclu à ce qui suit (Williams, 1975):

$$\Delta t \leq \Delta t_c = TPS = \frac{\Delta x}{c} \quad (7-1)$$

c'est-à-dire que le pas du temps de simulation doit être inférieur ou égale au temps de parcours.

- Une fois la condition précédente vérifiée, le changement dans le résultat de simulation devient négligeable lorsque Δt change. Afin de vérifier ces conclusions, une série de simulations est effectuée pour des conditions hypothétiques présentées dans la Figure (7-1). La pente du lit du canal varie de .01% à 2% pour couvrir la grande partie des conditions pratiques. La longueur du canal est prise égale à 1000 m. Les résultats de VTT ont été comparés avec ceux de EXTRAN pour les mêmes conditions. La Figure(7-1) présente graphiquement les résultats d'atténuation des débits de pointe pour les différents pas de temps.

Dans la Figure (7-1), l'axe des ordonnées donne les pointes des débits (à la sortie) simulées par VTT en rapport avec celles simulées par EXTRAN. L'analyse de ces résultats permet de tirer les conclusions suivantes:

a- Pour un pas de temps supérieur au temps de parcours les résultats deviennent inconsistants et instables.

b- Pour un pas de temps Δt inférieur ou égal au temps de parcours, les résultats de simulation varient dans la limite de 1%

c- Comparé aux résultats d'EXTRAN, un Δt égal au temps de parcours représente la condition pour laquelle VTT donne relativement les meilleurs résultats.

On remarque que ces conclusions concernant le choix du pas de temps coïncident parfaitement avec ceux obtenue par Williams (1975) et Kouwen (1984).

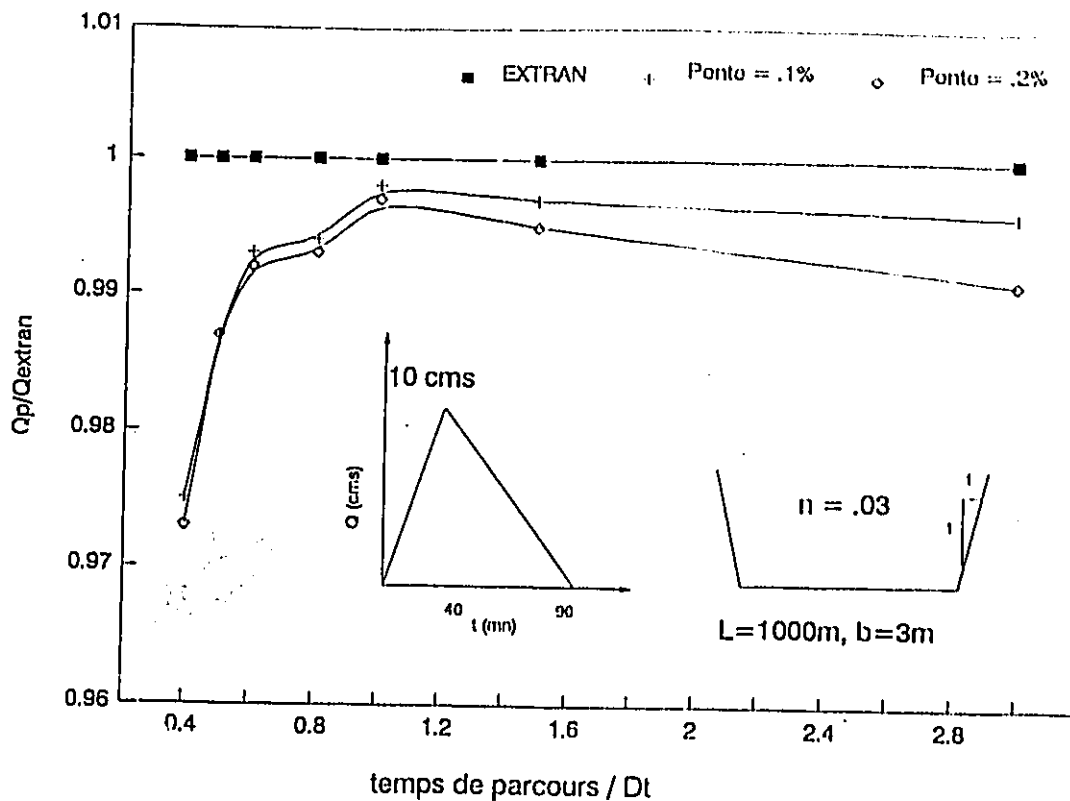


Figure (7-1) VTT et l'effet du pas du temps de simulation

7.1.2 Choix de la longueur de simulation

La section (6.4) présente une variété de formules et de critères pour le choix simultané de Δx et Δt . Cette variété est essentiellement due aux types de modèles (dynamique, diffusif, hydrologique, etc.), aux conditions de leur validation, à l'ordre de l'approximation (l'ordre de ERR), aux conditions et suppositions du fondement des modèles, etc. Deux modèles dynamiques peuvent donner des résultats différents qui peuvent être attribués à ce qui suit:

- Schéma numérique utilisé
- Ordre d'approximation (ERR)
- Choix des dimensions du noyau de calcul
- Supposition initiales du modèle et de ses paramètres et constantes.

Dans le but de déterminer et évaluer le comportement du modèle VTT par

rapport à la longueur de simulation, une première série de simulations a été effectuée pour les conditions hydrauliques de la Figure (7-2). Cette même figure présente, pour une longueur totale de 1500 m, les résultats de simulations pour différentes valeurs de Δx qui vérifient le critère formulé par l'équation (7-1).

Williams (1975) a conclu que l'acheminement n'est pas affecté par la variation de Δx . Les résultats de la Figure (7-2) sont en accord avec ceux de Williams lorsque ces derniers ont été obtenus pour les conditions de la partie droite de la Figure (7-2). C'est-à-dire que le Δx utilisé par Williams est petit par rapport à celui correspondant au temps de parcours, surtout pour les grandes pentes. D'un autre côté les conditions hydrauliques avec lesquelles Williams a effectué ses expériences numériques ne sont pas disponibles dans son article pour une meilleure vérification.

7.2 Conclusions préliminaires:

L'examen des résultats de la Figure (7-2) permet d'établir les remarques suivantes:

1. Δx est le paramètre décisif du résultat d'acheminement, il peut être très critique. Dans le cas d'une pente de .05 et quand Δx change de 150 m à 1500 m, l'atténuation passe de 3.75% à 23.77% (Figure (7-2)).

2. L'effet de Δx est de moins en moins significatif lorsque l'écoulement passe de sous-critique à supercritique. Cette remarque est plus visible pour les petites pentes.

3. La grande portion du changement de l'atténuation se fait sentir dans un nombre de subdivisions, n , plus grand que 5, après quoi, l'effet d'un plus grand raffinement est négligeable.

Ces résultats nous conduisent à concentrer notre recherche sur la nécessité et l'importance du bon choix de Δx .

4. Toutes les études antérieures sur l'effet du pas du temps s'accordent sur l'insensibilité de VTT à ce dernier à condition qu'il reste inférieur au temps de parcours (T).

5. Ni Williams (1975) ni Kouwen (1984) ont donné des

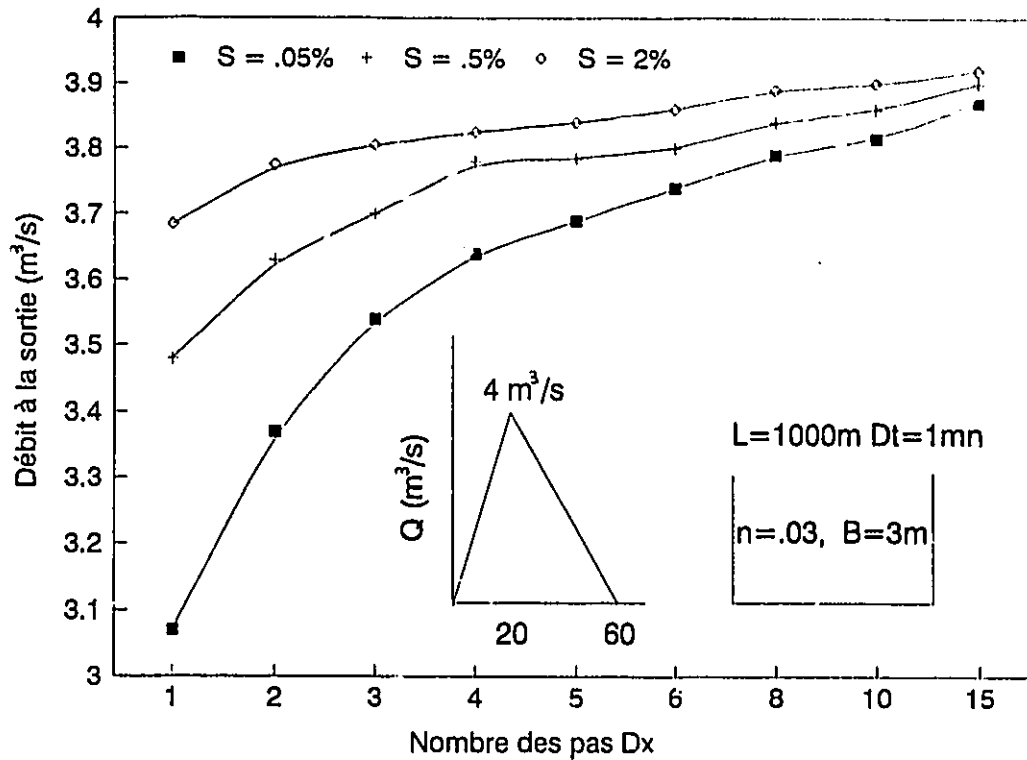


Figure (7-2) VTT et l'effet du pas des longueurs de simulation

résultats ou des recommandations précises sur le choix de Δx et de son importance pour les résultats de l'acheminement. Ils ne distinguent pas entre les états d'écoulement tels que sous-critique, critique ou supercritique. D'ailleurs, Williams indique que Δx n'affecte pas le résultat d'acheminement. Ceci est vraie si la longueur de simulation est inférieure à celle correspondant au temps de parcours (Figure (7-2)). La partie suivante se concentre sur la recherche d'une méthode pratique pour la détermination et le choix de Δx .

7.3 Validation de VTT par rapport au choix de Δx

Dans son fondement, la méthode VTT est hydrologique. Elle est basée sur l'équation intégrale de continuité. Comme la majorité des méthodes

hydrologiques, l'atténuation est principalement fonction du stockage existant à cet instant. Contrairement aux réservoirs, l'acheminement dans les rivières engendre des complications telles que la variation de la profondeur de l'eau le long de son parcours. De plus le stockage n'est pas relié à la profondeur de l'écoulement d'une manière univoque. Dans un modèle dynamique tel que MOUSE, ces difficultés sont surpassées par les termes relatifs dans l'équation du mouvement où:

a. dans le cas d'un écoulement sous-critique, le terme d'inertie est déterminant dans le processus d'acheminement.

b. quand l'écoulement devient de plus en plus supercritique, le terme de pression devient alors déterminant.

Ainsi, une onde traversant un canal à l'état sous-critique disperse plus que celle le traversant à l'état supercritique où la forme de l'onde ne change presque pas. Il est difficile de trouver un modèle autre que dynamique qui donne d'assez bon résultats pour toutes les conditions d'écoulement. Du fait qu'il considère la variation de la pente de la surface, le modèle VTT inclut le terme de pression d'une manière implicite Ponce (1989). Ce terme de pression doit être déterminant dans la région d'écoulement supercritique où la majorité des modèles hydrologiques ne donnent pas de bons résultats. Dans la région sous-critique cet effet devient insignifiant.

Pour évaluer cela, un canal rectangulaire de trois mètres de largeur ayant une rugosité de .03 et une longueur totale de 1000 mètres est utilisé. Le modèle dynamique MOUSE servira par ailleurs comme modèle de référence dans cette étape.

La première étape consiste à effectuer l'acheminement avec la longueur totale du canal sans sous-division. L'analyse des résultats de simulation qui en découlent (Figure (7-3)) nous conduit à tirer les conclusions suivantes:

- Lorsque la longueur totale du canal est utilisée, l'acheminement par VTT donne:

- . d'assez bons résultats pour les petites pentes.
- . Une surestimation de l'atténuation dans la région des grandes pentes (supercritique).

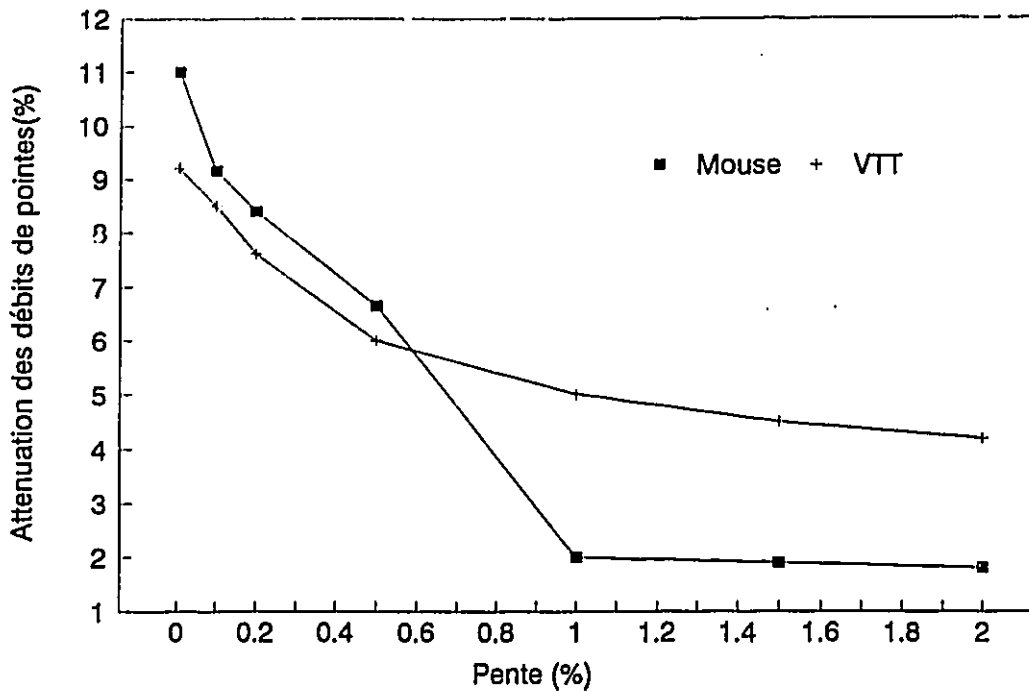


Figure (7-3) Acheminement sans sous-division du canal

- Sur la base des résultats de la Figure (7-2), il est nécessaire de diviser le canal en petits tronçons dans la région des grandes pentes. Il faut donc trouver un critère qui garde les bons résultats dans la région sous-critique et améliorer ceux de la région supercritique.

La Section (6.4) donne différents critères pour la détermination de Δx . Après un essai préliminaire de ces derniers, il apparaît que le critère de Terzedis (Fread, 1981) est le plus prometteur:

$$\Delta x = \Delta t(c+v) \quad (7-2)$$

où c et v sont, respectivement, la célérité de l'onde et la vitesse correspondante au débit de pointe. Les valeurs de Δx qui découlent de l'application de l'équation ci-dessus ont été utilisées pour une deuxième série de simulations. La Figure(7-4) présente les résultats

de ces simulations sur la base desquels ont été tirées les conclusions suivantes:

. Dans la région des grandes pentes où l'écoulement est supercritique, les résultats du VTT comparés à ceux du modèle dynamique (MOUSE) sont beaucoup améliorés. On remarque que dans cette région le terme de pression est très important dans la détermination de l'ordre de l'atténuation.

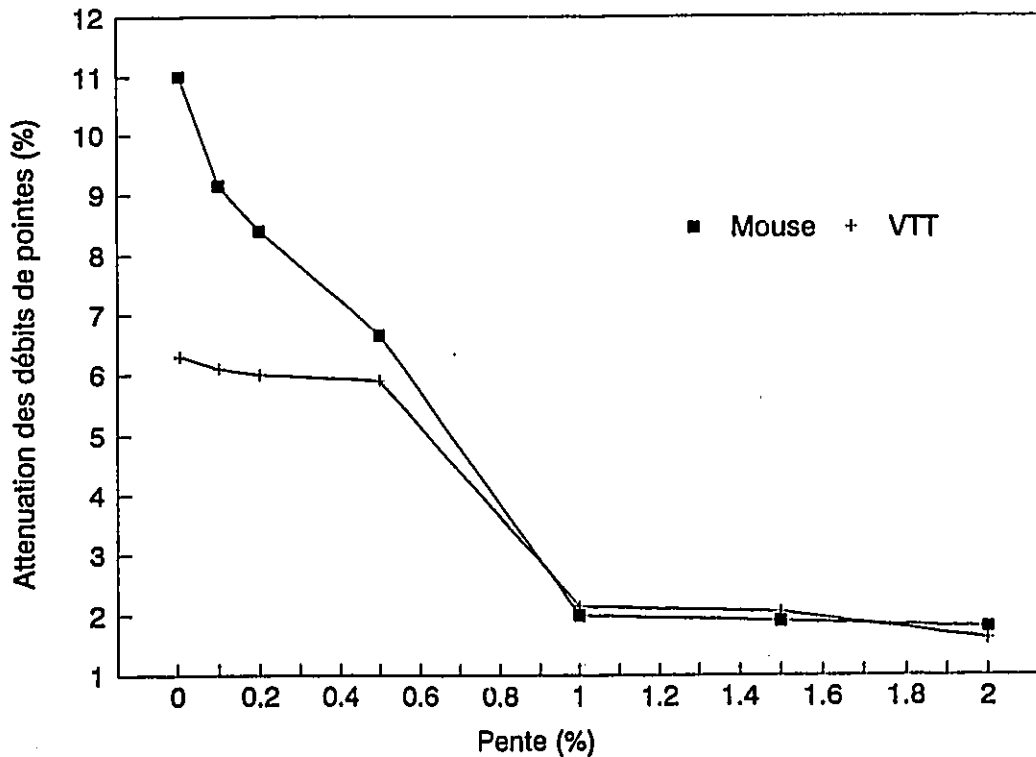


Figure (7-4) Sous-division du canal selon Terzedis

. Dans la région des petites pentes où l'écoulement est sous-critique le modèle VTT ne donne pas de bons résultats. L'application de l'équation (7-2) dans cette région conduit donc à une

sous-estimation de l'atténuation.

On peut dire que dans le cas de petites pentes, le VTT n'est plus un modèle diffusif mais il est strictement hydrologique. Ceci veut dire que le stockage devient le facteur déterminant dans le calcul de l'atténuation. Ainsi il devient plus simple de voir pourquoi l'atténuation est sous-estimée pour les petites pentes lorsqu'on applique le critère de sous-division. Tout effort pour sous-diviser le canal considère le volume de stockage existant comme des petits volumes (des petits réservoirs) au lieu d'un seul grand volume (un grand réservoir).

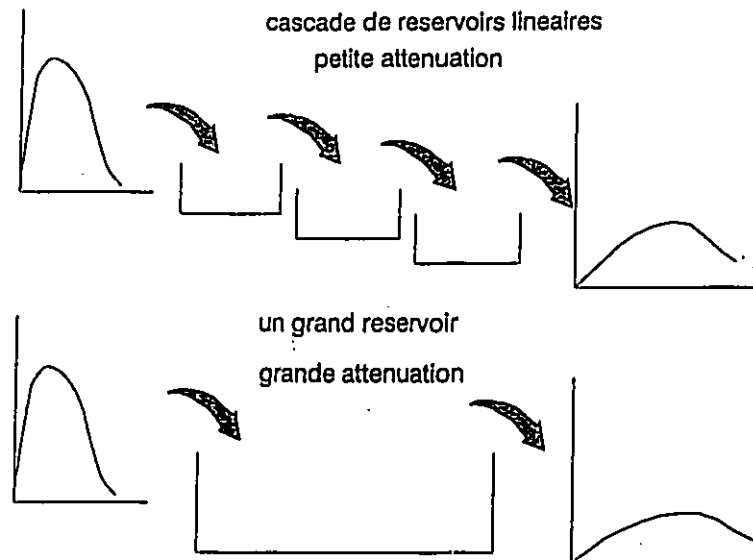


Figure (7-5) l'atténuation est inversement proportionnelle au degré de morcellement du bassin

C'est en effet le même principe sur lequel est fondé l'hydrogramme unitaire de NASH pour un bassin rural (Figure (7-5)).

Puisque le VTT tend vers un modèle purement hydrologique pour les écoulements sous-critiques, le canal ne doit pas être divisé ou bien de grandes longueurs Δx doivent être utilisées. Un autre critère est donc nécessaire pour déterminer les conditions pour lesquelles le canal

doit être ou non sous-divisé, et quand le modèle VTT devient du type hydrologique et l'effet diffusif est réduit à son minimum. On remarque que le problème que rencontre le modèle VTT dans ce cas est le même que connaît d'autres modèles. Quand la nature de l'écoulement change de sous-critique à supercritique, la nature du modèle doit aussi changer.

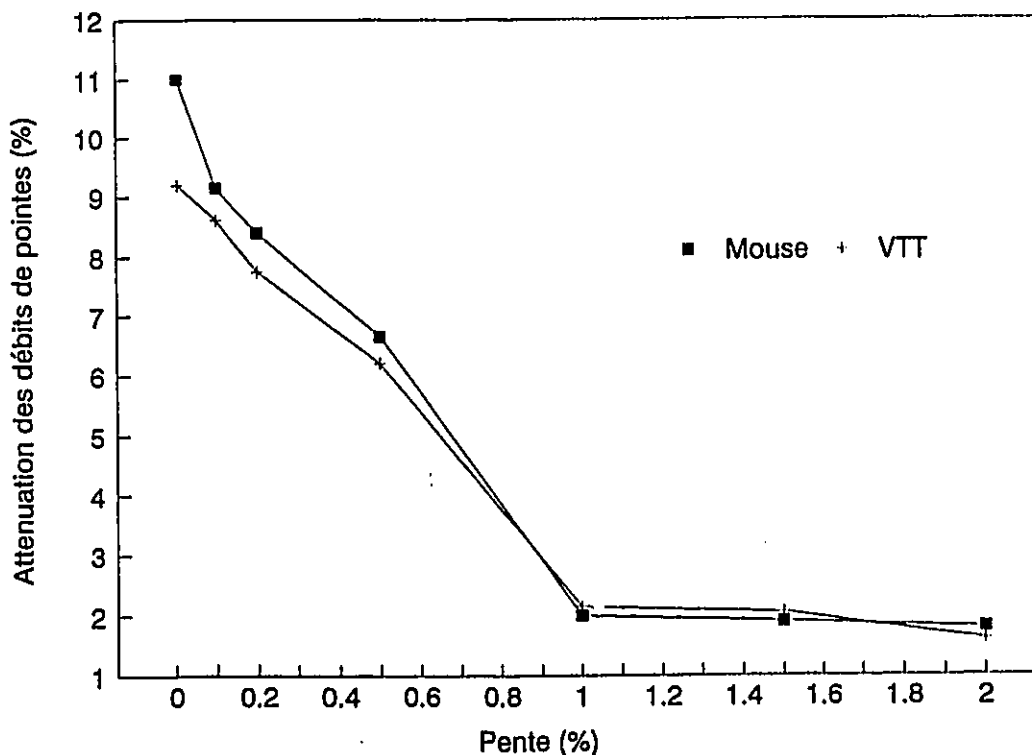


Figure (7-6) Sous-division du canal selon le critère proposé par l'équation (7-4)

On remarque que ce changement apparait pour un nombre de Froude (F_r) égale à un. Ceci correspond au changement de la nature de l'écoulement de sous-critique à supercritique. Donc, dès que la nature de l'écoulement change le modèle doit changer lui aussi.

Le nombre de Froude est le paramètre qui exprime ce changement et l'expression suivante a été proposée:

$$\Delta x = \frac{K}{F_r} \Delta t (c+v) \quad (7-3)$$

où K est une constante à déterminer. Cependant, on a démontré que le pas du temps n'affecte pas le résultat de simulation quand celui-ci est inférieur au temps de parcours. L'expression recherchée ne doit pas donc être dépendante du pas du temps. Par comparaison avec les résultats donnés par MOUSE, on a trouvé que K= 1.85 et l'équation devient alors:

$$\Delta x = \frac{1.85}{F_r} (c+v) \quad (7-4)$$

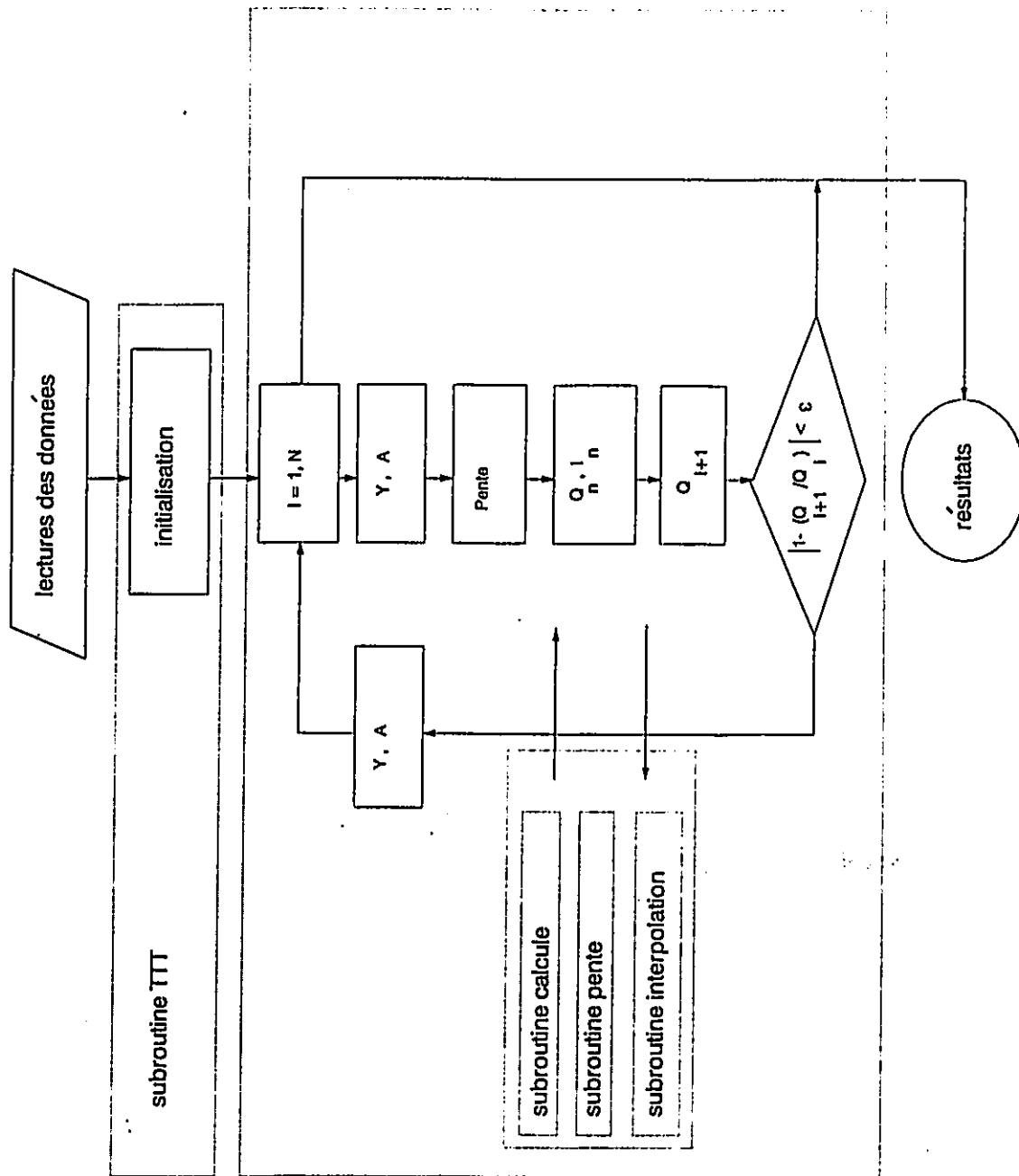


Figure (7-7) Représentation schématique de la solution par VTF.

Donc, dès que l'écoulement devient de plus en plus sous-critique, la longueur Δx devient de plus en plus grande. Les résultats des simulations (Figure (7-6)) avec un Δx calculé à partir de l'équation (7-4) indiquent une nette amélioration vis-à-vis aux résultats que montrent les Figures (7-3 et 4). Sur la base de ces conclusions, un programme (Annexe C), pour acheminer les écoulement dans les canaux par la méthode VTT avec le critère développé de l'équation (7-4), a été écrit pour être incorporé dans le modèle INTERHYMO. La Figure (7-7) donne une présentation schématique de la solution proposée par le VTT.

7.4 Comparaison et validation du modèles VTT avec d'autres modèles

Pour évaluer les capacités d'acheminement du VTT, plusieurs modèles ont été choisis.

- . Deux modèles dynamiques MOUSE et EXTRAN
- . Le modèle hydrologique Muskingum-Cunge à analogie diffusive (Annexe E.1)
- . La méthode cinématique utilisée dans le modèles MIDUSS.

Dans la Figure (7-8) sont présentés les différents scénarios hydrauliques avec lesquels les comparaisons sont effectuées.

Le choix des dimensions des mèches de calcul se fait:

- a. Automatiquement pour MIDUSS selon la méthode précédemment présentée dans la section (6.4).
- b. Selon les équations présentées à l'Annexe (E-1) pour Muskingum-Cunge
- c. Selon la section (6.4) pour les modèles dynamiques. Dans le cas du modèle MOUSE le choix se fait automatiquement (à l'intérieur du modèle).

Les résultats des simulations sont illustrés dans le Figure (7-9) d'où on tire les conclusions suivantes:

- La méthode cinématique, comme prévue, simule assez bien l'atténuation des écoulements supercritiques. Elle surestime ces atténuations, par contre, dans les conditions d'écoulements sous-critiques. Or, dans la pratique, l'acheminement est généralement effectué pour des conditions sous-critiques.

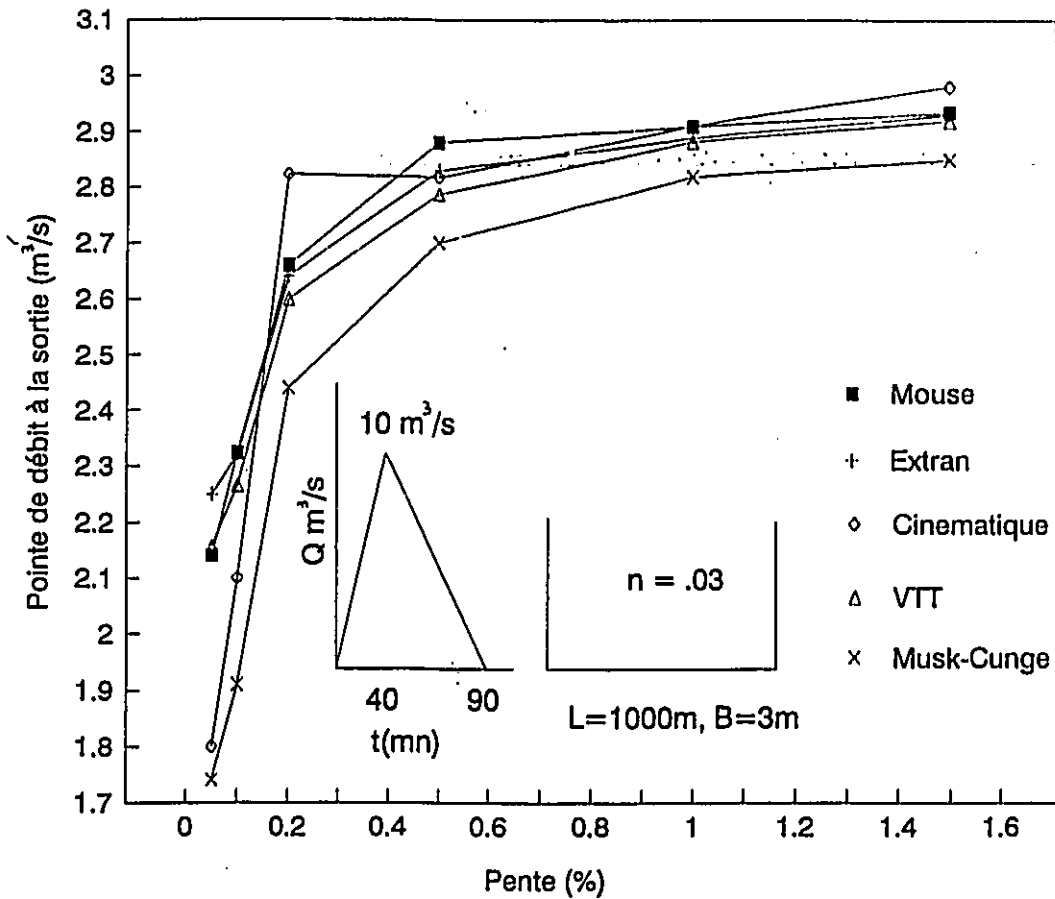


Figure (7-8) Comparaison du VTT avec les modèles indiqués (test #1)

De plus, sur la base de son fondement théorique; cette méthode n'est supposée donner qu'une translation (mouvement corps rigide). L'atténuation obtenue est artificielle d'ordre numérique. Elle (l'atténuation) est basée sur l'ordre de troncation du schéma numérique utilisé. De ce fait, l'utilisation de cette méthode doit être prudente surtout dans les conditions d'écoulement sous-critique. Dans le dernier cas, l'emploi d'un autre modèle est recommandé.

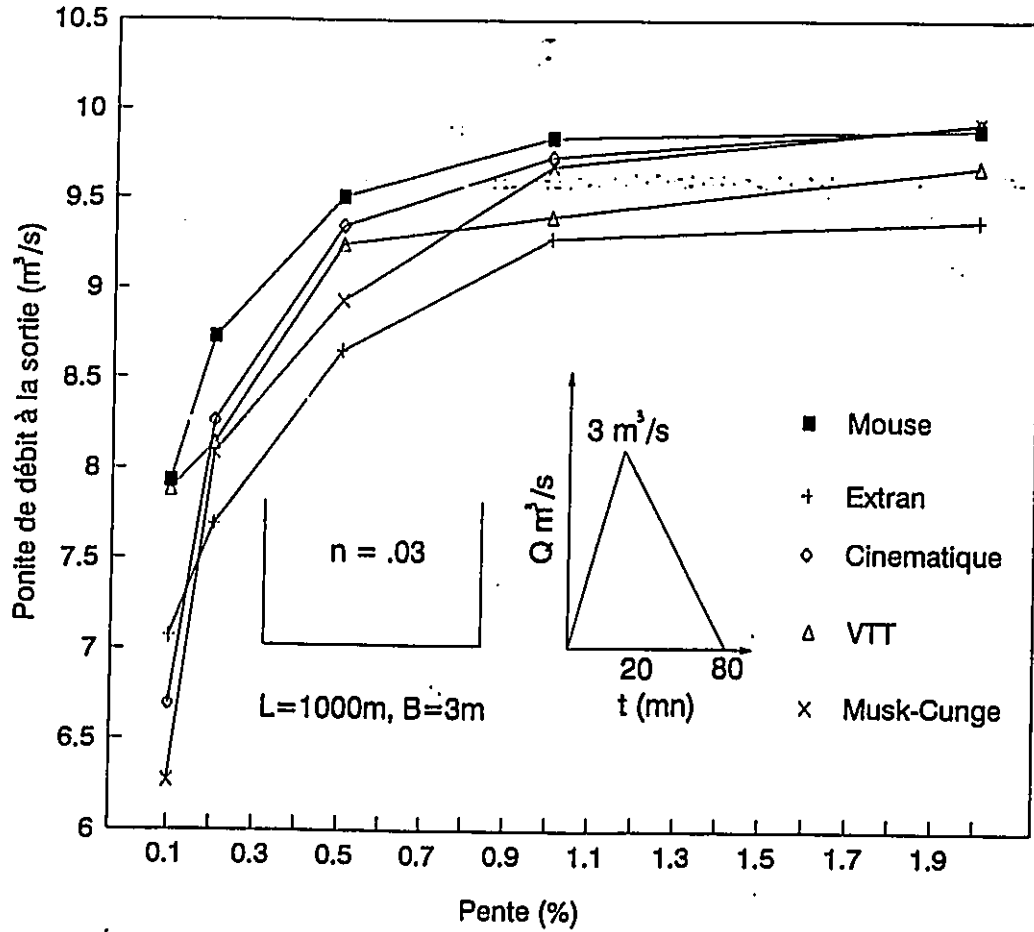


Figure (7-9) Comparaison du VTT avec les modèles indiqués (test #2).

○ La méthode Muskingum-Cunge a un comportement très proche de celui de la méthode cinématique. Lorsqu'elle est comparée à celle-ci, la méthode Muskingum-Cunge donne des performances moins bonnes dans le domaine surcritique et meilleur dans la région sous-critique.

○ Dans presque tous les états d'écoulement, la méthode VTT avec le critère (7-4) pour la détermination de Δx donne les meilleurs

résultats relativement aux modèles dynamiques de référence (MOUSE et EXTRAN).

L'application de l'équation 4-4 pour déterminer l'erreur de simulation moyenne commise par chaque modèle, par rapport au modèle MOUSE, a donné les résultats présentés dans le Tableau (7-2)

Tableau (7-2) Erreur de simulation moyenne (%)

Modèle		Cinématique	VTT	Musk-Cunge
erreur en %	test #1	4.8	3.36	9.3
	test #2	3.9	1.9	7.7

Ce dernier tableau indique clairement que la méthode VTT, ainsi améliorée, donne les meilleurs résultats. Son utilisation (VTT) est plus simple, comparé à ceux des modèles dynamiques, et exige moins de données.

Les paramètres k et x dans la formulation mathématique de la méthode Muskingum-Cunge sont liés aux caractéristiques hydrauliques du problème. Le paramètre k , par exemple, est une constante de stockage ayant une dimension de temps. Il est égale à la différence entre les centres de gravité des hydrogrammes d'entrée et de sortie. x est une mesure de l'effet de l'entrée sur la sortie (Singh, 1988). L'aspect hydrodynamique est la base du développement de cette méthode. Cette aspect induit un certain hystérésis dans la courbe de tarage.

De même que dans la méthode VTT, le processus itératif de la solution et la correction des débits et temps de parcours en fonction de la pente de la surface d'eau forment la source du caractère hydrodynamique de cette méthode.

Les analyses entreprises qui concernent la détermination des dimensions des mèches de simulation et les comparaisons effectuées avec des modèles dynamiques bien acceptés dans le domaine d'acheminement

renforce et justifie le caractère dynamique de cette méthode.

l'équation 7-4 forme la base de concordance entre le VTT est plusieurs modèles considérés dans cette étude (MOUSE, EXTRAN, Muskingum-Cunge, et Cinématique). Cette méthode a démontré une bonne aptitude à simuler les écoulements dans les conditions d'écoulement les plus générales.

Chapitre 8

Conclusions et Recommandations

8.1 Conclusions générales.
Tout au long de cette étude, nous avons analysé les deux parties des modèles hydrologiques urbains:

- i. Le ruissellement urbain et
- ii. L'acheminement hydraulique

Dans la première partie trois hydrogrammes unitaires (HU), STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire, pour le calcul du ruissellement urbain sont analysés et évalués suivant les étapes suivantes:

- La présentation des HU et de leurs caractéristiques
- Analyse et évaluation de ces hydrogrammes sur la base de leurs performances respectives à simuler les ruissellements urbains en utilisant des données réelles.

La figure suivante illustre le domaine d'utilisation recommandé pour chaque modèle de ruissellement:

Domaine d'application des trois modèles.

Surface (ha)	5.0	20.0	70.0	250.
URBHYD	■			
Rés. Lin.		■		
STANDHYD	■			

1- L'hydrogramme unitaire URBHYD fournit de bons résultats dans le cas de petits bassins versants tel que celui de Luzzi. Cet hydrogramme unitaire a une tendance à surestimer les débits de pointe et à sous-estimer les temps de pointe pour les grands bassins. Pour ces derniers, l'évaluation du coefficient de stockage est nécessaire. Par le calibrage, le débit de pointe être bien reproduit mais le temps de pointe reste sous-estimer car le temps de montée de l'hydrogramme unitaire est pris égale au pas de temps de simulation. L'utilisation de cet hydrogramme unitaire dans le cas de grand bassins mène à des débits surestimés, donc, économiquement inacceptable. On recommande de ne pas l'utiliser sauf pour les petits bassins versants de type Kings et Luzzi.

2- La version du Réservoir Linéair+ utilise la même technique de calcul que celle d'URBHYD. Cependant, l'hydrogramme résultant est ensuite acheminé le long du réservoir que constitue le bassin versant. Cet acheminement s'est avéré excessif dans les petits bassins tels que Luzzi et Kings et les plus grand bassins tel que St-Denis. Les débits acheminés sont généralement sous-estimés à cause de cet acheminement. Par contre, cette caractéristique d'acheminer l'hydrogramme résultant permet de fournir une bonne reproduction des ruissellements dans le cas des bassins de tailles moyennes tel que Vine. Par ailleurs, cet acheminement tends d'une manière systématique à sous-estimer le débit de pointe et conduit, en plus, à une perte de masse. Cette méthode doit être remplacée par une autre telle que la méthode d'acheminement par stockage (Singh, 1988).

3- La nouvelle méthode de détermination du coefficient de stockage apportée par le modèle STANDHYD, comparée à celle du modèle URBHYD, a montré une meilleure performance aussi bien dans les petits bassins que dans les grands bassins. L'effet de l'"acheminement" (à travers le processus itérative proposé pour le calcul du coefficient de stockage k) dans les petits bassins est négligeable alors qu'il devient de plus en plus important dans les plus grands bassins tels que Kings, Vine et Saint-Denis. Les résultats qui ressortent des Figures (Annexe D) et Tableaux (Annexe B et C) montrent d'une manière très

claire que le modèle STANDHYD donne de meilleurs résultats que les modèles URBHYD et Réservoir Linéaire et peut, par conséquent, être utilisé pour une gamme plus vaste de surfaces.

L'acheminement dans les modèles HYMO, Water Utilities, et INTERHYMO a été évalué dans la deuxième partie de cette thèse. Une comparaison systématique ou similaire n'a pas été faite dans l'hydrologie urbaine. A travers cette évaluation les conclusions suivantes ont pu être tirées:

4- La méthode VSC (Variable Storage Coefficient) surestime l'atténuation des écoulements acheminés dans les canaux d'une manière systématique. Cette surestimation, évaluée à près de 15%, donne des débits de conception non sécuritaires.

5- La méthode VTT (Variable Travel Time) tient compte aussi, comme le VSC, de la variation spatiale de la pente de la surface de l'eau. Ceci lui donne un comportement diffusif similaire à la méthode Muskingum-Cunge. Le fait qu'une certaine diffusion est introduite dans la formulation mathématique de leur solution, ces méthodes sont considérées comme des méthodes hydrologiques dynamiquement corrigées. Dans le cas du VTT, cette correction n'arrive pas à bien simuler l'atténuation dans la région d'écoulement surcritique où celle-ci est d'origine plutôt inertielle que diffusive. Par conséquent, cette méthode donne lieu à une surestimation de l'atténuation.

6- Le développement par l'auteur d'une nouvelle formule, pratique et facilement incorporable dans le programme informatique, permet à l'utilisateur d'effectuer l'exercice d'acheminement sans être appelé à intervenir pour déterminer la longueur de simulation. Cette formule a permis au VTT de donner de bons résultats comparativement aux modèles dynamiques et, par conséquent, de bien simuler l'atténuation dans les régions aussi bien surcritiques que sous-critiques.

7- La méthode cinématique d'acheminement donne une atténuation basée strictement sur la dispersion numérique causée par le choix des dimensions de la mèche de simulation du schéma numérique. Cette méthode donne de bons résultats dans la région des écoulements surcritiques mais ceci n'est pas le cas lorsque les pentes sont petites ou plutôt les écoulements sont sous-critiques. Or, dans la pratique, la majorité des écoulements sont sous-critiques, d'où la nécessité d'une utilisation prudente de cette méthode.

Etant donné que les modèles examinés sont utilisés à présent dans un très grand nombre de projets, les limitations trouvées dans cette thèse et les recommandations concernant leur amélioration peuvent avoir des conséquences économiques et pratiques de grande importance.

8.2 Recommandations pour les travaux ultérieures:

1. Le coefficient de stockage, à travers la relation de Pederson et al. (1980), est actuellement pris constant durant la période de l'orage. Une méthode qui peut améliorer les résultats actuellement obtenus avec STANDHYD serait l'introduction du principe de la non linéarité d'une manière discrète sur des périodes de temps fixes. C'est-à-dire, prendre un coefficient de stockage variable sur des périodes déterminées ou sur chaque pas de temps (Δt). Dans le deuxième cas le temps de simulation devient très grand et pose ainsi le problème de la durée d'exécution. La deuxième alternative est de subdiviser la durée totale de l'événement en quelques sous-périodes et de prendre pour chacune d'elles un coefficient de stockage (k) constant. Néanmoins, le problème de la recherche des manières et fondements sur lesquels cette subdivision sera basée reste posé.

2. Une deuxième étape pour la justification de la méthode VTT et du nouveau critère de subdivision de la longueur totale du canal serait basée sur des comparaisons avec des mesures et observations en laboratoire et in situ. L'effet des plaines d'inondation n'a pas été examiné ici, une vérification sur cette base permettra une utilisation plus générale de cette méthode.

Troisième partie
Annexes

Annexe A:

Bibliographie

- [1] Agiralioglu, N. and Singh, V.P. (1980) "Kinematic Wave Nomograph for Time of Concentration and Lag Time", *Irrigation and Power Journal*, 38(4), pp.351-358.
- [2] Barraud, S., (1986) "Element pour une Planification Multicritère des Equipements d'Assainissement Pluvial", Thèse de Doctorat, INSAL, Lyon, France.
- [2] Beven, K. (1989), "Changing Idea in Hydrology, The Case of Physically Based Models", *Journal of Hydrology*, Vol. 105, pp. 157-172.
- [3] Biesenthal, F. M., (1974), "A Generalized Approach to Kinematic Flood Routing", M.Eng. Thesis, McMaster University, Hamilton, Ont.
- [4] Brakensiek, D. L., (1967), "Kinematic Flood Routing", *Transactions, ASCE* 10(3), pp.340-343.
- [5] Brakensiek, D. L. (1965), "An Implicit Flood Routing Method", Paper presented at the ASCE Hydraulic Division Conf., Tucson, Ariz., p.25.
- [6] Calomino, F. (1983), "Modèle de Crue dans un Petit Bassin Urbain: Première Résultats d'une Recherche Expérimentale", *La Houille Blanche*, No.2, pp. 131-140.
- [7] Calver, A. (1988), "Calibration, Sensitivity and Validation of a Physically-Based Rainfall-Runoff Model", *Journal of Hydrology* Vol. 103, pp. 103-115.
- [8] Chow, V. T., Maidment, D. R. and Mays, L. W. (1988), "Applied Hydrology", McGraw-Hill Book Company.
- [9] Consuegra, Z. D.(1987),"Vérification du Modèle Hydrologique Otthymo et Propositions pour son Application", Thèse de M.Sc.A Présentée à l'Université d'Ottawa.
- [10] Corradini, C. and Singh, V. P. (1985), "Effect of Spatial Variability of Effective Rainfall on Direct Runoff by a

- Geomorphologic Approach", *Journal of Hydrology*, Vol. 81, pp. 27-43.
- [11] Cunge, G. A. et al (1981), "Practical Aspect of Computational River Hydraulics", Pitman Advanced Publishing Program.
- [12] Cunge, G. A. (1969), "Au Sujet d'une Méthode de Calcul de Propagation des Crues. (Méthode Muskingum)", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 7, No. 2, pp. 205-230.
- [13] Dawdy, D.R. (1969), "Considerations Involved in Evaluating Mathematical Modeling of Urban Hydrologic Systems", USGS Water Supply paper 1591-D, pp. D1-D18.
- [14] Delleur, J. W., Rao, R. A. et Hossain, A. (1975), "On Modelling the Runoff Process in Urban Areas", National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control", University of Kentucky, Lexington, July 28-31.
- [15] Desbordes, M. (1978) "Urban Runoff and Design Storm Drainage", Proceedings International Conference, University of Southampton, Pentech Press, London.
- [16] Ding, J. Y. (1974) "Variable Unit Hydrograph", *Journal of Hydrology*, Vol. 22, pp. 53-69.
- [17] Diskin, M. H. (1967), "On the Solution of the Muskingum Flood Routing Method", *Journal of Hydrology*, Vol. 5, pp. 286-289.
- [18] Dooge, J. C. I. (1959), "A General Theory of Unit Hydrograph", *Journal of Geophysical Research* Vol. 61, No.2.
- [19] Danish Hydraulic Institute, "Mouse User's Guide", the Department of Environmental Engineering, (1987).
- [20] Dooge, J. C. I. (1988), "Hydrology, Past and Present", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 26 No 1, pp 5-26.
- [21] Fox, R. W. and McDonald, A. T. (1985), "Introduction to Fluid Mechanics", 3rd. ed., Wiley, New York.
- [22] Fread, D. L. and Smith, G. F. (1978), "Calibration Technique for 1-D Unsteady Flow Models", *Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE*, Vol. 104, pp.102
- [23] Fuchs, L. and Harms, R. W. (1986), "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, Dubrovnick, Yugoslavia, Pergamon Press, New York.

- [24] Fread, D. L. (1981), "Flood Routing, A Synopsis of Past, Present and Future Capability", Proceedings of the International symposium on Rainfall-Runoff Modelling, May 18-22, Mississippi.
- [25] Fread, D. L. (1983), "A Unified Coefficient Routing Model", Presented at Invited Seminar at Pennsylvania State University, February 28-March 4.
- [26] Geiger, W. F. (1987), "Manual on Urbanized Areas", A Contribution to the International Hydrological Program, Project A2.9, Prepared by the Working Group.
- [28] Golding, B.C., (1979) "Runoff Curve Numbers with Varying Site Moisture", Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Vol. 105, No. IR4, December, 1975.
- [27] Haan, C. I. (1975), "Comparison of Methods for Developing Urban Runoff Hydrograph", National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control, University of Kentucky, Kentucky, July 28-31.
- [28] Haan, C. T. (1976), "Urban Runoff Hydrographs-Basic Principles", National Symposium on Urban Hydrology, Hydraulic and sediment control", University of Kentucky, pp.26-29.
- [29] Harms, R. W. (1984), "Estimation of Runoff Volumes for Small Ungauged Urbanized Catchments: in Analysis and Design of Stormwater Systems", Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage. Vol.1, Goteborg, June 4-8, 1984.
- [30] Harms, R.W. and Verworn, H.R. (1984) "HYSTEM ein Hydrologisches Standtentwasserungs Modell", Korrespondenz Abwasser, 31, 112-117.
- [31] Heeps, D. P. and Mein, R. G. (1974), "Independant Comparison of Three Urban Runoff Models", Journal of Hydraulic Division, Proceedings ASCE 100, pp. 995-1009.
- [32] Hossain, A., Rao, A. R. et Delleur, J. W. (1978), "Estimation of Direct Runoff From Urban Watersheds", Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 104 No. HY2.
- [33] Hoggan, D. H. (1989), "Computer Assisted Flood Plain Hydrology and

Hydraulics", McGraw-Hill Publishing Company.

- [34] Howard, C. D. (1978), "Urban Runoff Digital Computer Model", Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 104 No. HY3. pp. 325-326.
- [35] Hromadka, T. V. and DeVries, J. J. (1988), "Kinematic Wave Routing and Computational Error", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.2, pp. 207-217.
- [36] Huber, W. C., Heany, J. P., Nix, S. J., Dickinson, R. E., Polmann, D. J. (1988), "Storm Water Management Model User's Manual - Version IV," Minicipal Environmental Research Centre, Office of Research and developpment, U.S. Environmental Protection Agency.
- [39] Kassem, A., (1982) "Developement and Application of a Simultaneous Routing Model for Dual Drainage System", PhD Thesis, Ottawa University.
- [37] Kibler, D. F. and Woolhiser, D. A., (1970) "Kinematic Cascade as a Hydrologic Model", Colorado State University, Fort Collins, Colo. Hydrol. Pap. 39, pp.1-27.
- [38] Kouwen, N. (1984), "Flood Routing Sensitivity Study", Volume 1, A review of the technique incorporated in Hymo for Routing flood Hydrographs and its application to a selected number of river reaches in Ontario. University of Waterloo.
- [39] Linsley, R. K. (1971), "A Critical Review of Currently Available Hydrologic Models for Analysis of Urban Stormwater Runoff". Departement of the Interior, Office of Water Ressources Research, Washington, D. C.
- [40] Maksimovic, C. and Radojkovic, M. (1986), "Urban Drainage Catchments, Selected worldwide Rainfall-Runoff Data from Experimental Catchments", Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Yugoslavia. Pergamon Press.
- [41] Marsalek, J., Dick, M. T., Wisner, P. E. and Clarke W. G., (1975), "Comparative Evaluation of Three Urban Runoff Models", Water Resources Bulletin 11(2), pp. 306-328.
- [42] McCuen, R.H., Wong, S.L. and Rawls, W.J. (1984), "Estimating Urban Time of Concentration", ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, 110(7), pp. 887-904.

- [43] Miller, C. R. (1972), "Runoff Volume from Small Watersheds", Journal of Water Resources Research, Vol. 8, No 2, pp. 429-434.
- [44] Miller, R. A. (1978), "The Hydraulically Effective Impervious Area of an Urban Basin, Boward County, Florida", International Symposium on Urban Stormwater Management, University of Kentucky, July 24-27.
- [45] Nash, J. E. (1960). "A Unit Hydrograph Study With Particular Reference to British Catchments", Proceedings, Institutions of Civil Engineers, Vol. 17, pp. 249-282.
- [46] Neumann, W., (1977), "Zur Prognose des Nuderschlag Abfludssverhalten in Urbanen Einzugsgebieten", Wasserwirtschaft. 67(64).
- [47] Normand, D. (1974), "Ajustement Expérimental de la Formule de Caquot", La Houille Blanche, No. 4, pp. 317-361.
- [48] Pankratz, R. H. (1987), "Consideration on two Urban Runoff Applications in the Canadian Context, The Modelling of Storage Facilities with low release rates and the SCS Method." M. Eng. Thesis, Ottawa University, Ont.
- [49] Papadakis, C. and Preul, H. C. (1971), "Testing of Methods for Determination of Urban Runoff". Journal of Hydraulic Division, Proceedings ASCE, pp. 1319-1335.
- [50] Pederson, J.T., Peter, J.C. and Helweg, O.C. (1980) "Hydrographs by Single Linear Reservoir Model", Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 106, No. H5, Proc. Paper 15430.
- [51] Ponce, V. M. (1978), "Applicability of Kinematic and Diffusion Models", Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 104 No. HY3, pp. 353-360.
- [52] Ponce, V. M. (1989), "Engineering Hydrology, Principles and Practices", Printice Hall, New Jersey.
- [53] Price, R. K. (1974), "Comparison of Four Numerical Methods for Flood Routing", Journal of Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 100 No. HY7, pp. 879-899.
- [54] Roesner, L. A. et al. (1988), "Extran, Stormwater Management Model User's Manual", Version III.
- [55] Russell, S. O., Kenning, B. F. and Sunnell, G. J. (1979),

- "Estimating Design Flows for Urban Drainage", Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 105 No. HY1. pp.43 -52.
- [56] Sarma, P.B.S., Delleur, J.W. and Rao, A.R. (1969), "A Program in Urban Hydrology, P.2 an Evaluation of Rainfall-Runoff Models for Small Watersheds and the Effect of Urbanisation on Runoff", Technical Report No. 9, Water Resources Research Institute, Perdue University, Lafayette, Ind.
- [57] Schilling, W. (1984). " Effect of Spatial Rainfall Distribution on Sewer Flows", Water Science and Technology, 16(8/9), 177.7-1043.
- [58] Schultz, E.F. and Lopez, O.G. (1974), "Detarmination of Urban Responce Time", Contract Report DACW05-8-C_0029, Hydrologic Engineering Center, Us Army Coorps of Engineers, Davis, California.
- [59] SCS Task Committee on River Models (1990), "Comparative Evaluation of River Models".
- [60] Seddon, J. A. (1900), "River Hydraulics", American Society of Civil Engineers Vol XLIII, pp. 179-243.
- [61] Schames, I. V., "Mechanics of Fluid", 2nd ed., McGraw-Hill, New York, 1982.
- [62] Schilling, W. and Fuchs, L. (1984). "A quantitative Assessment of Uncertainties in Stormwater Modelling," Proc. 3rd Int. Conf. Urban Storm Drainage, Gothenburg, Sweden, June 4-8, 625.
- [63] Schilling, W. and Fuchs, L. (1986). "Errors in Stormwater Modeling a Quantitative Assesement", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 112, No. 2.
- [64] Singh, V. P. and Blinco, P. H. (1978), " A Statistical Comparison of Urban Runoff Models", American Water Resource Association, 14th annual meeting, Orlando, Florida.
- [65] Singh, V. P. (1979), "A Note on Systematic Evaluation of Urban Runoff Models ", International symposium on Urban Runoff , University of Kentucky, Kentucky, pp.37-46.
- [66] Singh, V. P. (1988), "Hydrologic Systems", Volume 1 and 2, Prentice Hall, New Jersey.

- [66] Smith, A. A. (1979), "A Generalized Approach to Kinematic flood Routing", *Journal of Hydrology*, Vol. 45, pp. 71-89.
- [68] Smith, A. A. (1987), "MIDUSS", Microcomputer Interactive Design of Urban Storm Water Systems, User's manual, Version 4.2.
- [69] Snyder, F.F. (1938), "Synthetic Unit Hydrograph", *Transactions of the American Geophysical Union* 19, pp. 447-454.
- [70] Thibault, S. and Chocat, (1980), "Relations Théoriques Entre Different Modèles d'Écoulement et de Ruissellement Utilisés en Hydrologie Urbaine", *Journal of Hydrology*, Vol. 48, pp. 313-326.
- [71] Tingsanchali, T. and Lal, N. K. (1988), "Attenuation des Ondes de Crue en Zone Inondable", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 26, No.5, pp. 585-597.
- [72] Todini, I. (1988), "Rainfall-Runoff Modelling Past, Present and Future", *Journal of Hydrology*, Vol. 100, pp. 341-352.
- [73] United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Engineering Division (1986), "Urban Hydrology for Small Watersheds", Technical Release 55.
- [74] Viessman, W. et al (1977), "Introduction to Hydrology", Second Edition, Harper and Row Publishers.
- [75] Viessman, W. (1966), "The Hydrology of Small Impervious Area", *Journal of Water Resources Research* vol. 2, No. 3 pp. 405-412.
- [76] Viessman, W. (1970), "Urban Storm Runoff Relations", *Journal of Water Resources Research*, Vol. 6, No. 1, pp. 275-279.
- [77] Wenzel, H. G. and Terstriep, M. L. (1976), "Sensitivity of Selected Illidas Parameters", *Illinois State Water Survey, Urbana*. Prepared for the Illinois Department of Transportation.
- [78] Weinmann, P. and Laurenson, M. (1979), "Approximate Flood Routing Models: A Review", *Journal of the Hydraulic Division, Proceedings of the ASCE*, Vol. 105, No. HY12, pp. 1927-1974.
- [79] Williams, J. R. (1969). "Flood Routing With Variable Travel Time for Variable Storage Coefficients". *Transaction, ASCE*, 12(1) pp. 100-103.
- [80] Williams, J. R. (1975). "Hymo Flood Routing". *Journal of Hydrology*, Vol. 26, pp. 17-27.

- [81] Wisner, P. et Fraser, H., P'ng C. (1983), "An Investigation of the VUH and OTTHYMO Models," Report to the Ontario Ministry of Natural Resources.
- [82] Wisner, P. et P'ng C. E. (1982), "Otthymo-A Planning Model for Master Drainage Plans in Urban Areas", First International Seminar on Urban Drainage Systems, Southampton, United Kingdom.
- [83] Wisner, P., Sabourin, J.-F. and Alperin, L. (1989), "INTERHYMO", International Hydrologic Model, User's manual.
- [84] White, F. M., "Fluid Mechanics", McGraw-Hill, New York, 1979.
- [85] Whiteley, H. (1981), "Watershed Model Calibration", Prepared for the Ontario Ministry of Natural Resources.
- [86] Yen, B. C. (1973), "Open Channel Flow Revisited", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 99, No. EM5, pp. 979-1008.

Annexe B

Description des bassins Utilisés dans la présente étude et
tabulation des résultats de simulation des trois modèles:

STANDHYD URBHYD Réservoir Linéaire

Annexe B.1

Description du bassin de Vine

Situation	Australie
Source des données	Maksimovic et Radojkovic 1986
Surface totale	70 ha
Surface impermeable totale	26 ha (37%)
Taux d'impermeabilité effective	24%
Pente moyenne	.7%
Occupation du sol	Résidentielle: individuelle et multi-familiales: 86% Commerciale 10%

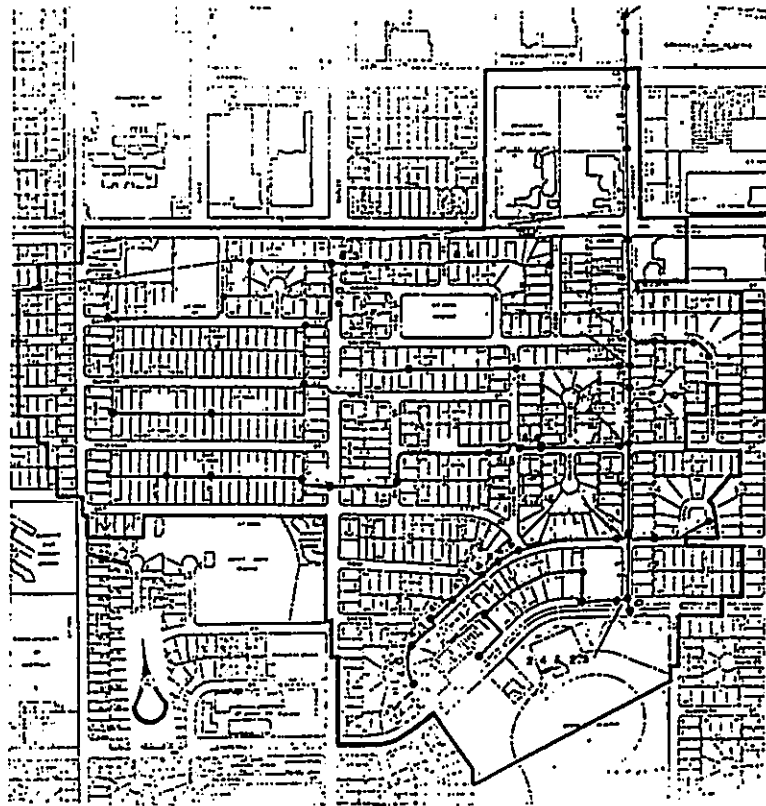


Figure B.1.1 Présentation du bassin de Vine (Australie).

- Tableau B.1.1: Caractéristiques des pluies observées dans le bassin de Vine (Australie).

Event. #	1	2	3	4	5	6
Date	15.5.74	11.9.75	2.11.76	2.22.76	7.4.74	2.11.76
Ptot (mm)	81.9	14.2	29.5	39.8	112.6	122.4
Imax mm/h	25.2	55.2	64.2	102	52.2	19.8
Ttot (hr)	1242	150	366	907	918	2346
Qp (cms)	1.75	1.61	1.57	1.64	2.16	1.74
Cr	.73	.48	.22	.25	.45	.64
Tp (hr)	8.6	.90	.50	13.4	6.40	23.2

- Tableau B.1.2: Comparaison des modèles STANDHYD et URBHYD dans le bassin de l'Australie.

Evt. #	STANDHYD			URBHYD			Rapport			Rapport.		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Obsr./STANDHYD			Obsr./URBHYD		
1	1.63	8.8	0.74	2.36	8.4	0.7	1.07	0.98	0.99	0.74	1.02	1.04
2	1.41	0.8	0.5	2.3	0.7	0.46	1.14	1.13	0.96	0.70	1.29	1.04
3	1.81	0.5	0.25	2.17	0.5	0.25	0.87	1.00	0.88	0.72	1.00	0.88
4	1.99	13.4	0.25	2.95	13.3	0.26	0.82	1.00	1.00	0.56	1.01	0.96
5	2.22	6.3	0.45	3	6.2	0.44	0.97	1.02	1.00	0.72	1.03	1.02
6	1.32	23.7	0.63	1.52	13.1	0.64	1.32	0.98	1.02	1.14	1.77	1.00

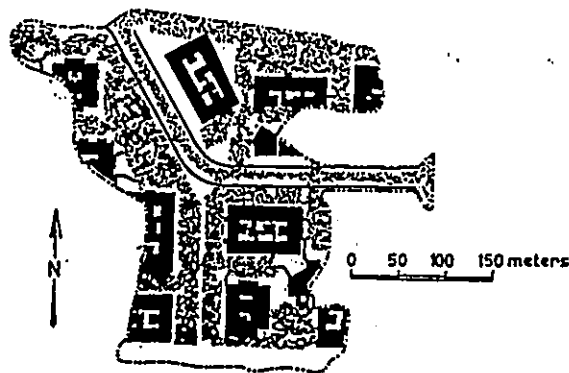
- Tableau R.1.3: Comparaison des modèles STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

Evt. #	Réservoir Lin.			Rap: Obs./Sim.		
	Qp	Tp	Cr	Qo	Tp	Cr
1	1.54	8.4	0.70	1.06	1.02	1.04
2	1.19	0.7	0.42	1.18	1.29	1.14
3	1.71	0.4	0.22	1.05	1.25	1.00
4	2.11	13.3	0.23	0.94	1.01	1.09
5	2.21	6.20	0.45	1.00	1.03	1.00
6	1.34	23.4	0.67	0.99	0.99	0.96

Annexe B.2

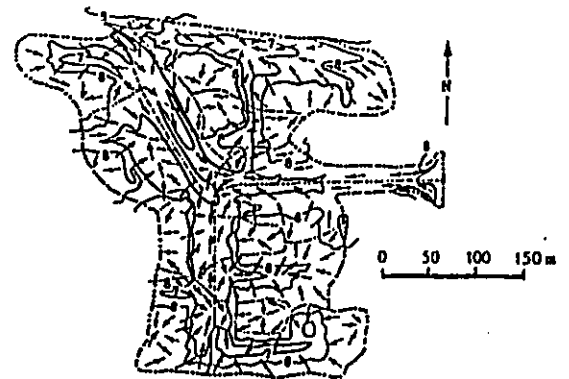
Description du bassin de Kings

Situation	Florida, Etats-Unis
Source des données	Maksimovic et Radojkovic 1986
Surface totale	5.95 ha
Surface impermeable totale	4.2 ha
Taux d'impermeabilité effective	49%
Pente moyenne	.7%
Occupation du sol	Résidentielle individuelle et multi-familiales



- DRAINAGE DIVIDE
- ▨ HYDRAULICALLY EFFECTIVE IMPERVIOUS AREA
- IMPERVIOUS AREA NOT EFFECTIVE
- PERVIOUS AREA

Figure B.2.1 Présentation du bassin de Kings, Surface imperméable (USA)



- EXPLANATION:
- DRAINAGE DIVIDE
 - SUBBASIN DRAINAGE DIVIDE
 - ← PATH OF OVERLAND FLOW
 - 7- LAND ALTITUDE IN ABOVE NATIONAL GEODETIC VERTICAL, DATUM OF 1929. CONTOUR INTERVAL in foot (30 cm)

Figure B.2.1 Présentation du bassin de Kir Drainage du bassin.

- Tableau B.2.1: Caractéristiques des pluies observées dans le bassin de Kings (U.S.A.).

Event. #	1	2	3	4	5	6
Date	11.5.77	11.5.77	1.6.77	2.6.77	4.6.77	20.6.77
Ptot (mm)	29.95	52.58	47.3	57.1	10.77	22.02
Imax mm/h	3.66	16.2	23.1	63	128	86
Ttot (hr)	52	114	243	287	64	271
Qp (cms)	.89	.75	.49	.44	.39	.45
Cr	.25	1.23	.45	2.95	.12	.87
Tp (hr)	.55	.68	.62	.80	.37	.80

- Tableau B.2.2: Comparaison des modèles STANDHYD et URBHYD dans le bassin de Kings.

Evt. #	STANDHYD			URBHYD			Rapport			Rapport		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Obsr	/	Stnd	Obsr	/	Urbh
1	0.96	0.27	0.55	1.10	0.20	0.55	0.93	0.93	1.00	0.81	1.25	1.00
2	0.55	1.22	0.68	0.69	1.18	0.68	1.36	1.01	1.00	1.09	1.04	1.00
3	0.57	0.23	0.62	0.66	0.32	0.61	0.86	1.96	1.00	0.74	1.41	1.02
4	0.37	3.02	0.79	0.50	2.73	0.78	1.19	0.98	1.01	0.88	1.08	1.03
5	0.38	0.17	0.45	.415	0.13	0.42	1.03	0.71	0.82	0.94	0.92	0.88
6	0.46	0.43	0.81	0.63	0.38	0.79	0.98	2.02	0.99	0.71	2.29	1.01

- Tableau B.2.3: Comparaison des modèles STANDHYD, URBHYD et Réservoir

Linéaire.

Evt. #	Réservoir Lin.			Rap. Obs/Sim.		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr
1	0.48	0.37	0.03	1.85	0.68	2.00
2	0.672	1.17	0.70	1.12	1.05	0.97
3	0.32	0.30	0.40	1.53	1.50	1.55
4	0.49	3.37	0.78	0.90	0.79	1.03
5	.395	0.13	0.42	0.99	0.92	0.88
6	0.50	0.38	0.79	0.90	2.29	1.01

Annexe B.3

Description du bassin de Luzzi

Situation	Luzzi, Italie
Source des données	Maksimovic et Radojkovic, 1986
Surface totale	1.734 ha
Surface impermeable totale	1.474 ha
Taux d'imperméabilité effective	66%
Pente moyenne	22% (entre 15% et 25%)
Occupation du sol	Résidentielle à forte occupation

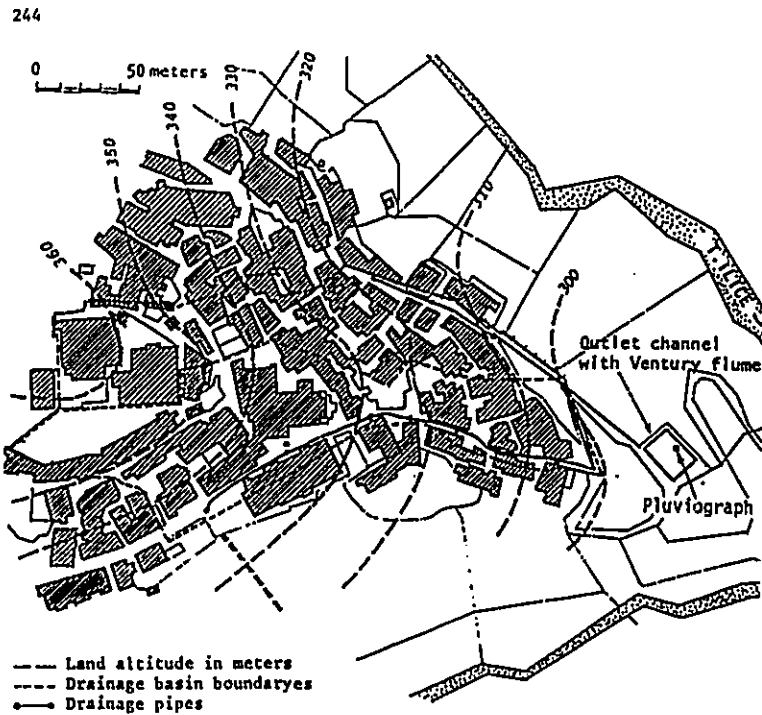


Figure B.3.1 Présentation du bassin de Luzzi (Italie).

- Tableau B.3.1: Caractéristiques des pluies observées dans le bassin de Luzzi (Italie).

Event. #	1	2	3	4	5	6
Date	13.10.80	9.11.80	18.7.83	10.8.83	14.7.83	11.11.80
Ptot (mm)	1.4	3.6	21.2	14.6	10.2	2.6
Imax mm/h	9.6	24	33.6	43.2	31.2	14.6
Ttot (hr)	15	35	80	65	40	20
Qp (cms)	.023	.072	.104	.13	.09	.416
Cr	.59	.71	.76	.55	.57	.58
Tp (hr)	.08	.08	.58	.25	.33	.08

- Tableau B.3.2: Comparaison des modèles STANDHYD et URBHYD dans le bassin de Luzzi.

Evt. #	STANDHYD			URBHYD			Rapport			Rapport.		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Obsr./STANDHYD			Obsr./URBHYD		
1.	.023	0.08	0.60	0.02	0.08	0.60	1.00	1.00	0.98	1.15	1.00	0.98
2	.067	0.08	0.67	0.06	0.08	0.62	1.07	1.00	1.06	1.20	1.00	1.15
3	.105	.104	0.63	.104	1.00	0.61	0.95	5.58	1.21	0.96	0.58	1.25
4	0.13	0.25	0.62	0.13	0.25	0.59	1.00	1.00	0.89	1.00	1.00	0.93
5	.082	0.25	0.52	.074	0.25	0.52	1.10	1.32	1.10	1.22	1.32	1.10
6	0.38	0.08	0.62	0.33	0.08	0.62	1.09	1.00	0.94	1.26	1.00	0.94

- Tableau B.3.3: Comparaison des modèles STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

Evt. #	Réservoir. Lin.			Rap: Obs/Sim.		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr
1	0.11	0.93	0.68	0.95	0.62	1.12
2	0.11	0.94	0.67	1.18	0.27	0.82
3	.086	0.30	0.56	1.01	1.10	1.02
4	.006	0.25	0.237	0.88	2.00	0.32
5	.016	0.17	0.41	1.27	2.00	0.47
6	.013	0.25	0.33	1.76	2.00	0.32

Annexe B.4

Description du bassin de Seine Saint-Denis

Situation	Paris, France	
Source des données	Maksimovic et Radojkovic, 1986	
Surface totale	253.5 ha	
Surface impermeable totale	26 ha (37%)	
Taux d'impermeabilité effective	18.5%	
Pente moyenne	.9%	
Occupation du sol	- Résidentielle individuelle et multi-familiales	
	à forte occupation :	78.3%
	à faible occupation :	.5%
	-Non urbanisé	21.2%

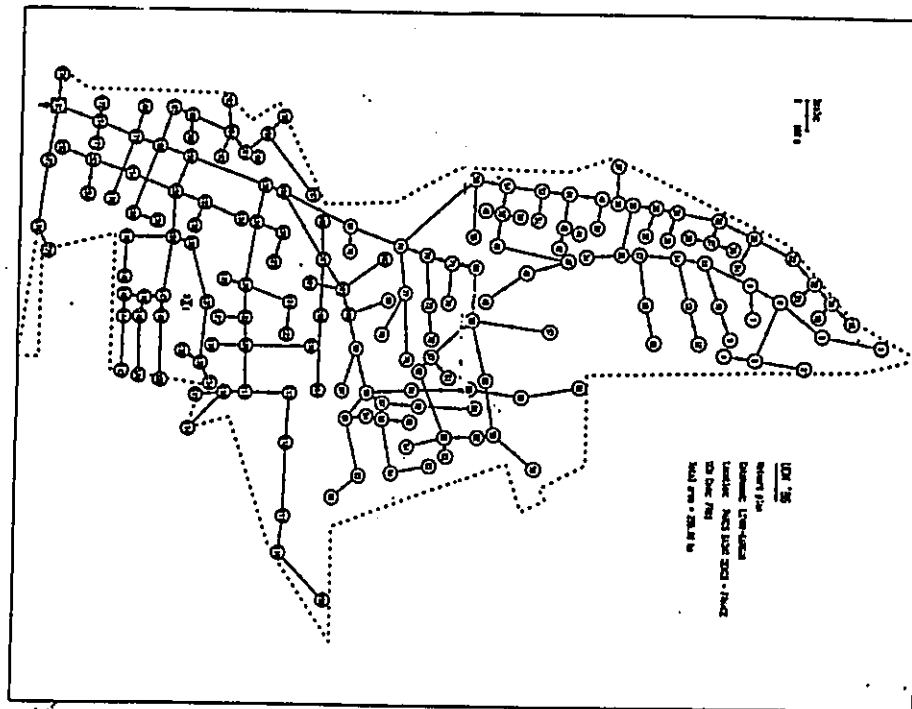


Figure B.4.1 Présentation du bassin de St-Denis (France).

- Tableau B.4.1: Caractéristiques des pluies observées dans le bassin de St-Denis (France).

Event. #	1	2	3	4	5	6
Date	23.3.83	8.4.83	18.7.83	10.8.83	14.7.83	14.9.83
Ptot (mm)	7.3	8.2	14.6	14.7	13.1	4.3
Imax mm/h	48	42	30	48	24	48
Ttot (hr)	100	115	390	320	360	42
Qp (cms)	.985	.903	1.02	1.14	1.14	.692
Cr	.183	.20	.16	.138	.18	.19
Tp (hr)	.83	1.42	2.08	.83	2.00	.42

- Tableau B.4.2: Comparaison des modèles STANDHYD et URBHYD dans le bassin de St-Denis.

Evt. #	STANDHYD			URBHYD			Rapport			Rapport		
	Qp	Tp	Cr	Qp	Tp	Cr	Observé/STANDHYD			Observé/URBHYD		
1	1.04	1.08	0.17	1.07	0.92	0.15	0.95	0.77	1.06	0.92	0.90	1.20
2	0.85	1.67	0.20	0.92	1.33	0.15	1.06	0.85	1.00	0.98	1.07	1.33
3	1.02	2.33	0.18	1.08	1.33	0.17	1.00	0.89	0.90	0.94	1.56	0.95
4	1.46	0.67	0.17	1.75	0.42	0.17	0.78	1.24	0.81	0.65	1.98	0.81
5	0.91	2.25	0.20	1.07	1.92	0.18	1.25	0.89	0.91	1.07	1.04	1.01
6	0.64	0.50	0.19	0.75	0.33	0.18	1.08	0.84	1.00	0.92	1.27	1.06

- Tableau B.4.3: Comparaison des modèles STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire. (bassin de Saint-Denis)

Evt. #	Rés. Lin.			Rap: Obs/Sim.		
	Qp	Tp	Cr	Qo	Tp	Cr
1	0.725	2.00	0.20	2.00	1.85	0.68
2	0.504	0.83	0.19	0.97	0.12	1.05
3	0.974	1.20	0.164	1.55	1.53	1.50
4	0.56	0.83	0.17	1.03	0.90	0.79
5	0.53	1.42	0.20	0.88	0.99	0.92
6	0.02	0.52	0.19	1.01	0.90	2.29

Annexe B-5

Résultats graphiques du ruissellement par les hydrogrammes unitaires
STANDHYD URBHYD et Réservoir Linéaire

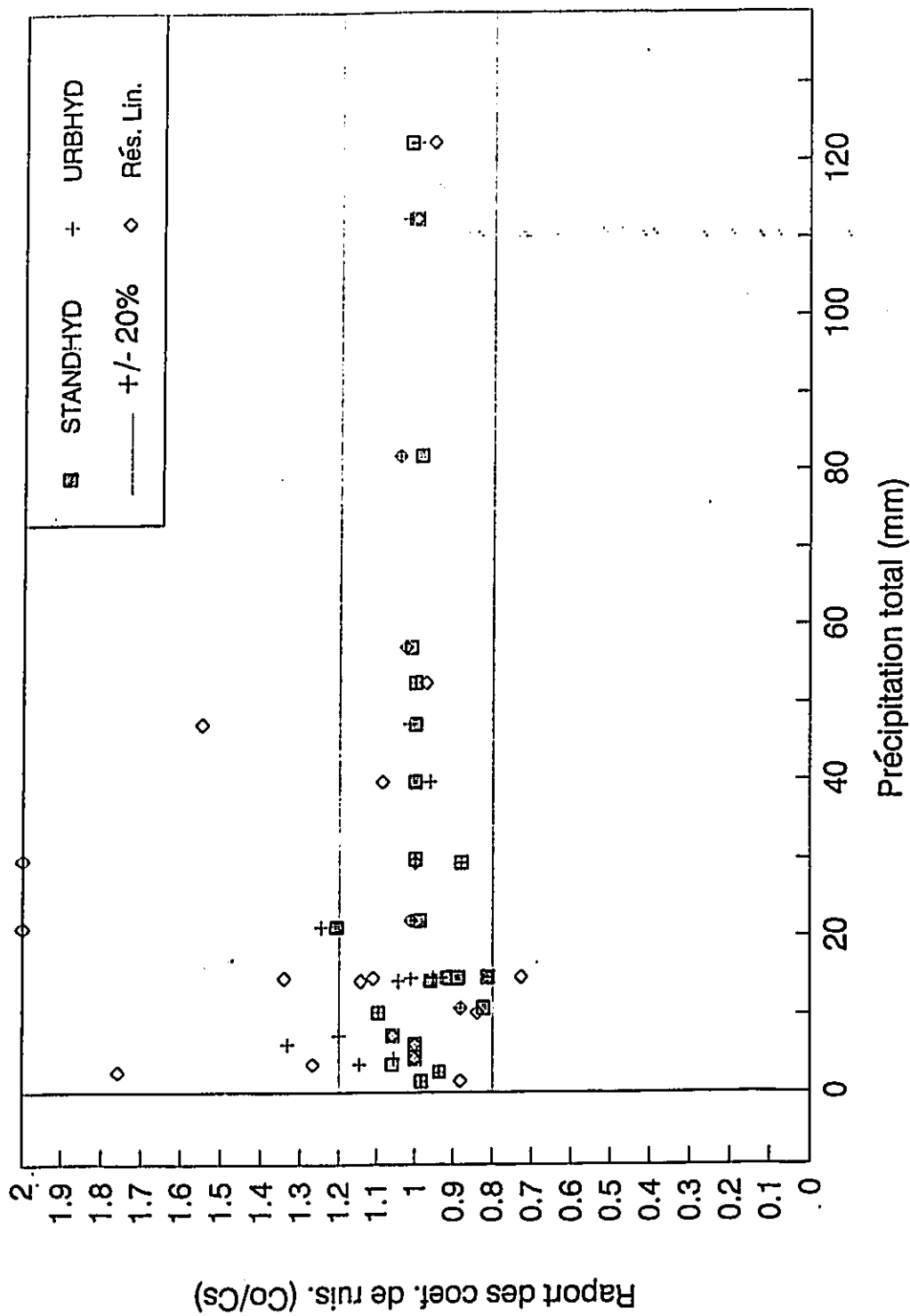


Figure B.5.2 Comparaison des trois modèles (URBHYD et STANDHYD et Réservoir Linéaire) en terme du coefficient de ruissellement

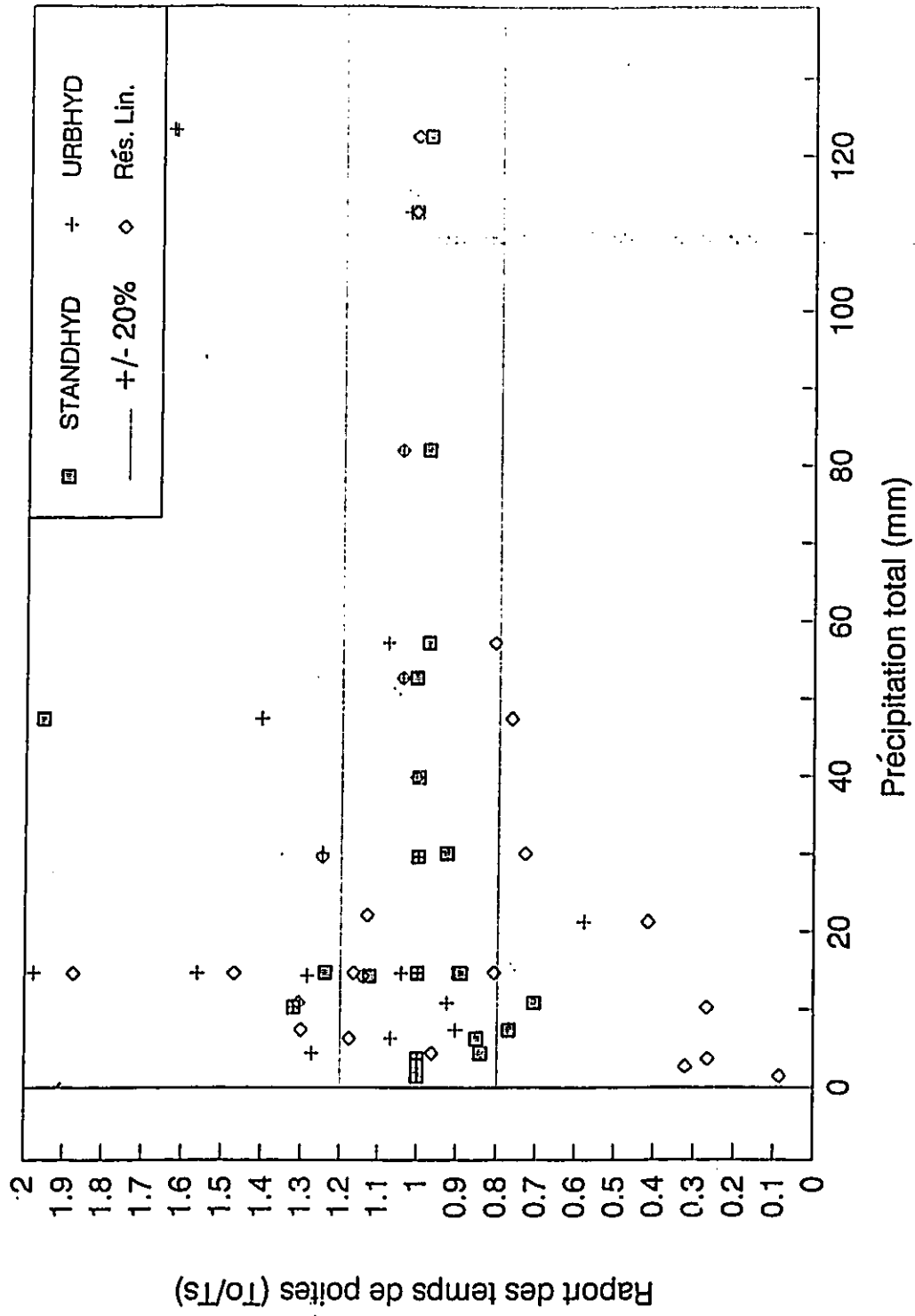


Figure B.5.3 Comparaison des trois modèles (URBHYD et STANDHYD et Réservoir Linéaire) en terme du temps de pointe

Annexe C

Résultats Statistiques de la comparaison entre
STANDHYD , URBHYD et Réservoir Linéaire

TABLEAU C.1

Tableau C-1 Résultats de la régression linéaire, et int. de conf. à 90% (a-, a+, b- et b+ sont les bornes de l'int. de conf. pour les coef. a et b de l'éq. 4-3). par rap. à la droite de "best fit".

Option		régression linéaire et interval de confiance						
Modèle	Coef.	a-	a	a+	b-	b	b+	R ²
STANDHYD	Qp	-.109	-.007	.095	.901	.998	1.095	.934
	Tp	-.117	-.0394	.038	1.00	1.018	1.032	.999
	Cr	-.002	.028	.057	.890	.944	1.00	.975
URBHYD	Qp	-.289	.0117	.054	1.220	1.380	1.540	.906
	Tp	-.141	.345	.832	.609	.690	.772	.906
	Cr	-.017	.016	.049	.875	.938	1.00	.968
Réservoir Linéaire.	Qp	-.312	-.148	.0156	.821	.976	1.131	.842
	Tp	-.134	.0136	.161	.970	.999	1.020	.995
	Cr	-.092	.0276	.147	.571	.798	1.073	.623

Tableau C-2 Résultats de la regression linéaire, et interval de conf. à 90% par rapport à la droite de 45° .

Option		régression linéaire et interval de confiance						
Modèle	Coef.	a-	a	a+	b-	b	b+	R ²
STANDHYD	Qp	-.100	0.0	.100	.905	1.0	1.090	.933
	Tp	-.086	0.0	.086	.986	1.0	1.014	.998
	Cr	-.0305	0.0	.0305	.942	1.0	1.058	.970
URBHYD	Qp	-.257	0.0	.257	.757	1.0	1.243	.793
	Tp	-0.843	0.0	.843	.859	1.0	1.140	.710
	Cr	-.036	0.0	.036	.932	1.0	1.068	.960
Réservoir Linéaire.	Qp	-.190	0.0	.190	.820	1.0	1.180	.788
	Tp	-.144	0.0	.144	.976	1.0	1.024	.995
	Cr	-.147	0.0	.147	.722	1.0	1.278	.461

Annexe D

Comparison graphique de la performance des trois modèles:
STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

Dans les graphiques suivants les symboles suivants ont été utilisés:

- . Pt: pluie totale en mm.
- . I_{max}: intensité maximale de la pluie sur Δt .
- . T_t: la durée totale de la pluie en mn.
- . Q_p: débit de pointe du ruissellement en cms.
- . Cr: coefficient de ruissellement.
- . T_p: temps de pointe en hrs.

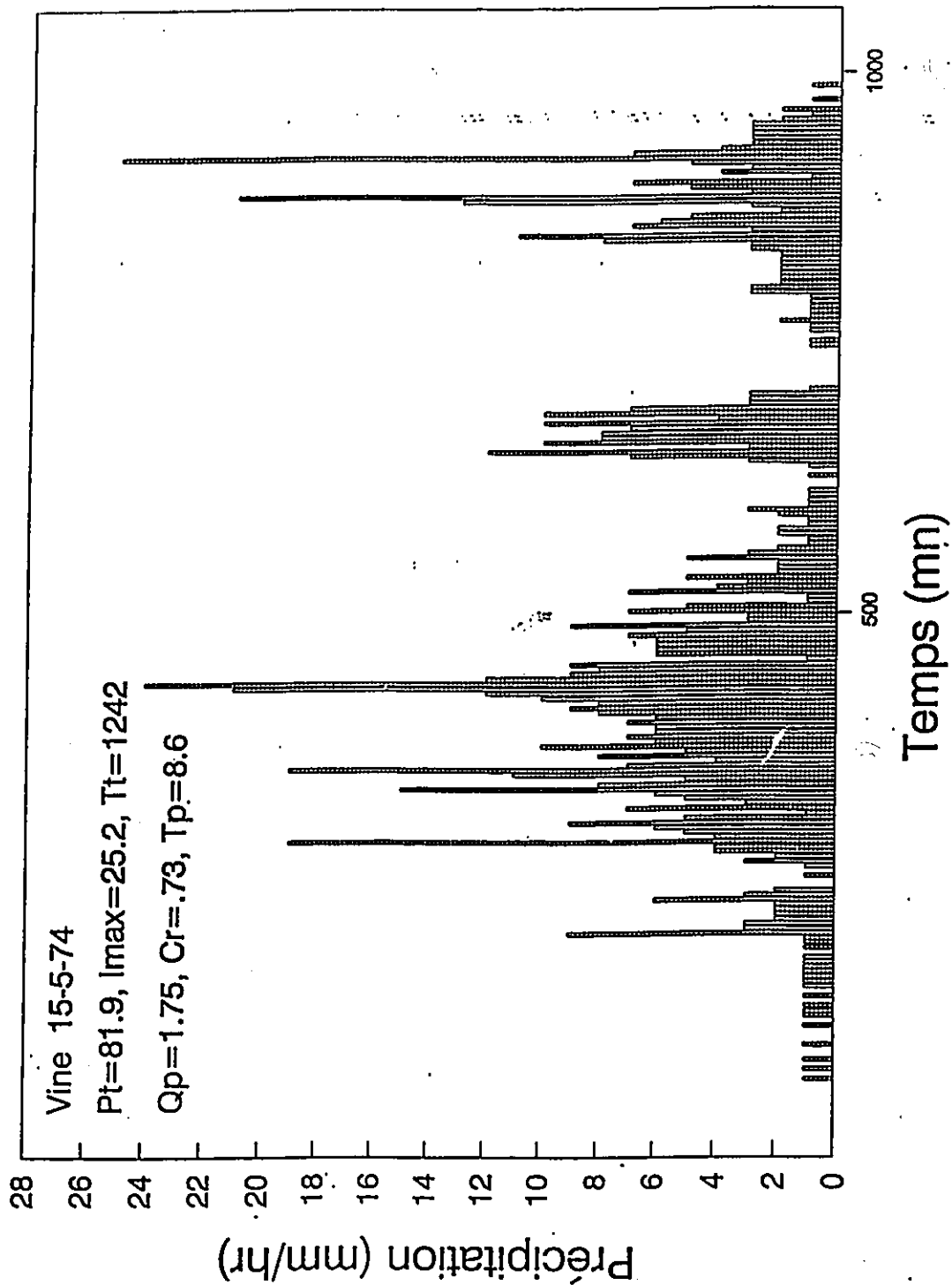


Figure D-1 Hyetogramme de pluie, événement # 1 (bassin de Vine)

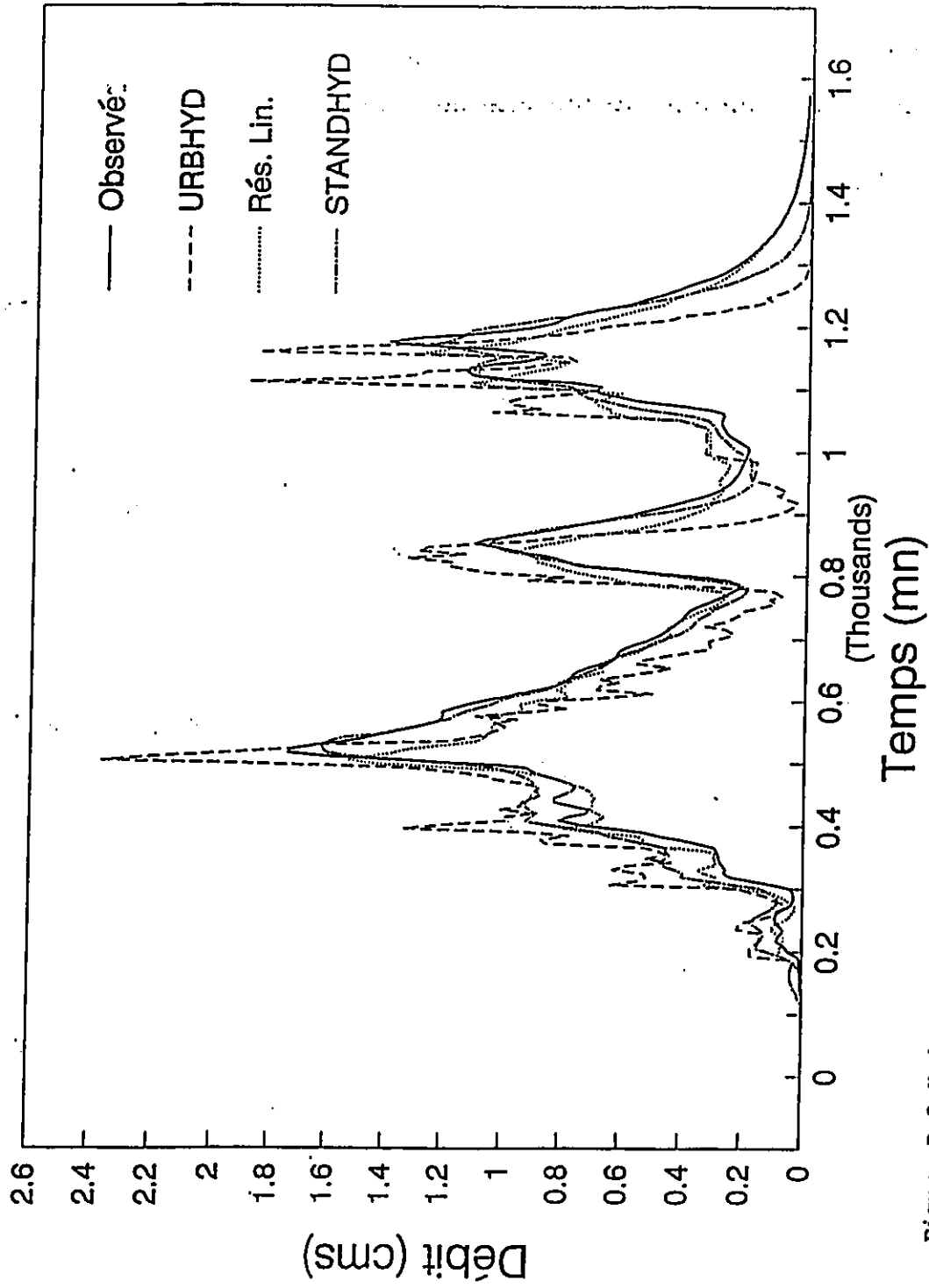


Figure D-2 Hydrogrammes observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire

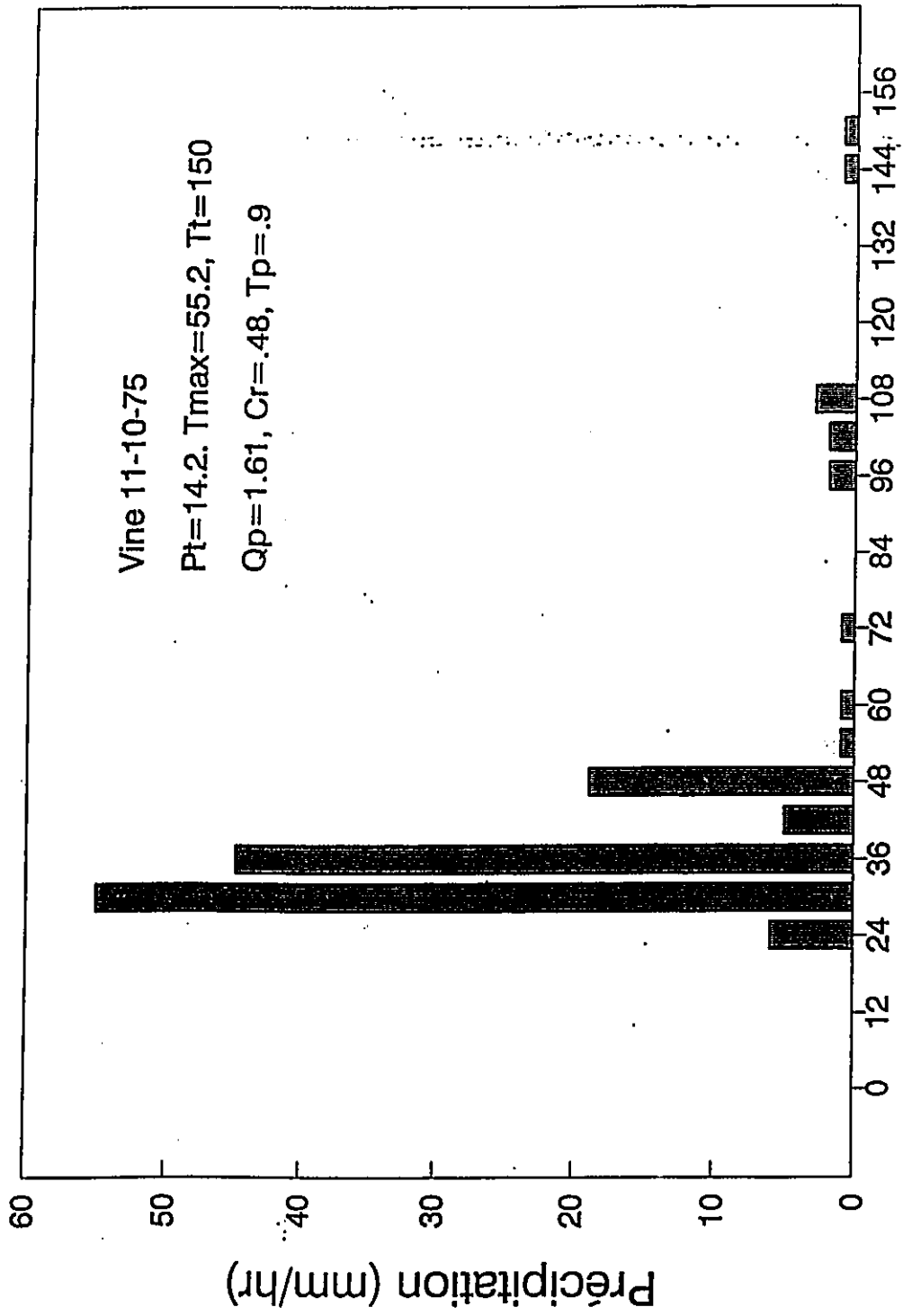


Figure D-3 Hyétoqramme de pluie, événement # 2, bassin de Vine

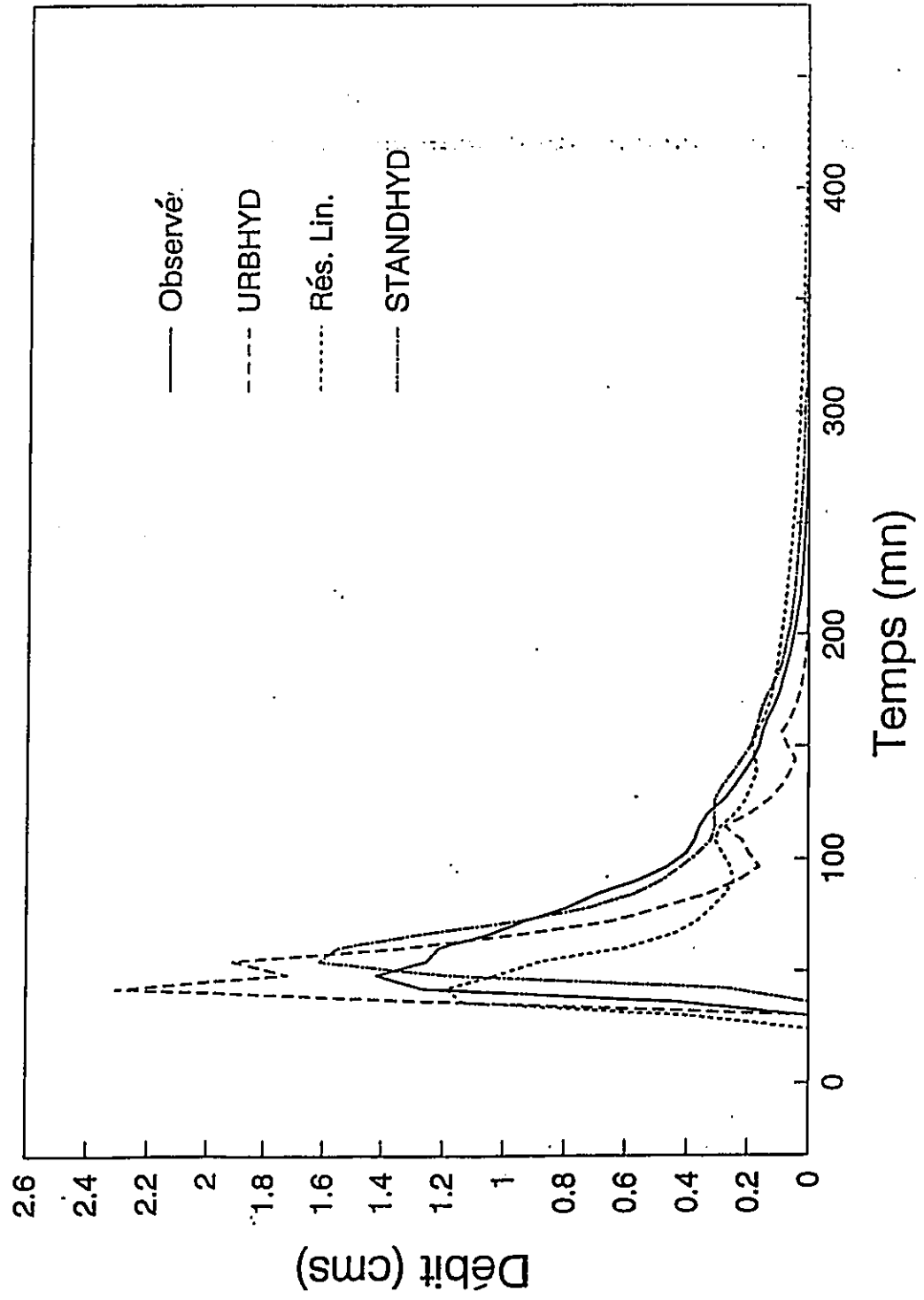


Figure D-4 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire (valeurs à défaut)

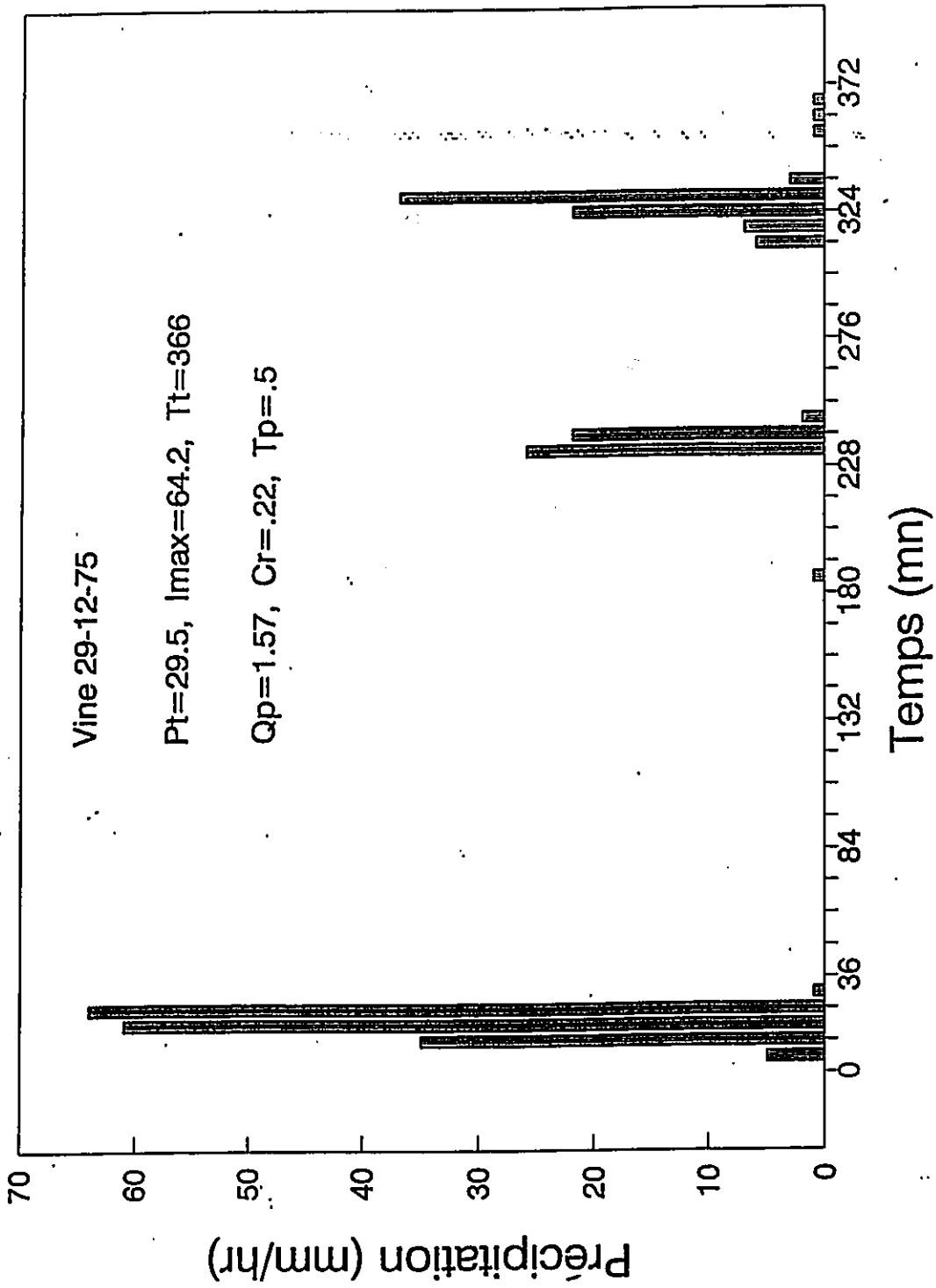


Figure D-5 Hyetogramme de pluie, événement # 3, bassin de Vine

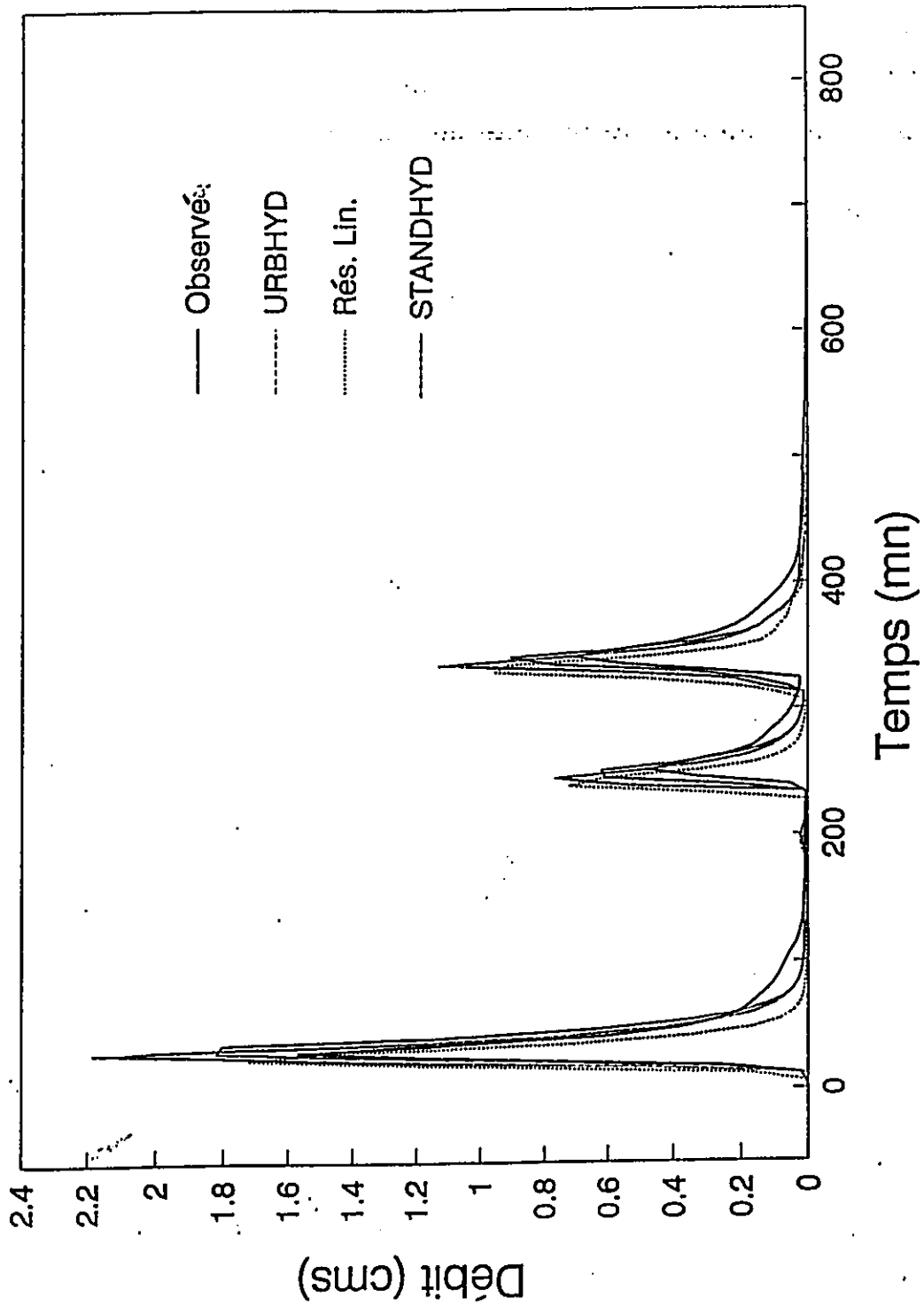


Figure D-6 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire (valeurs à défaut).

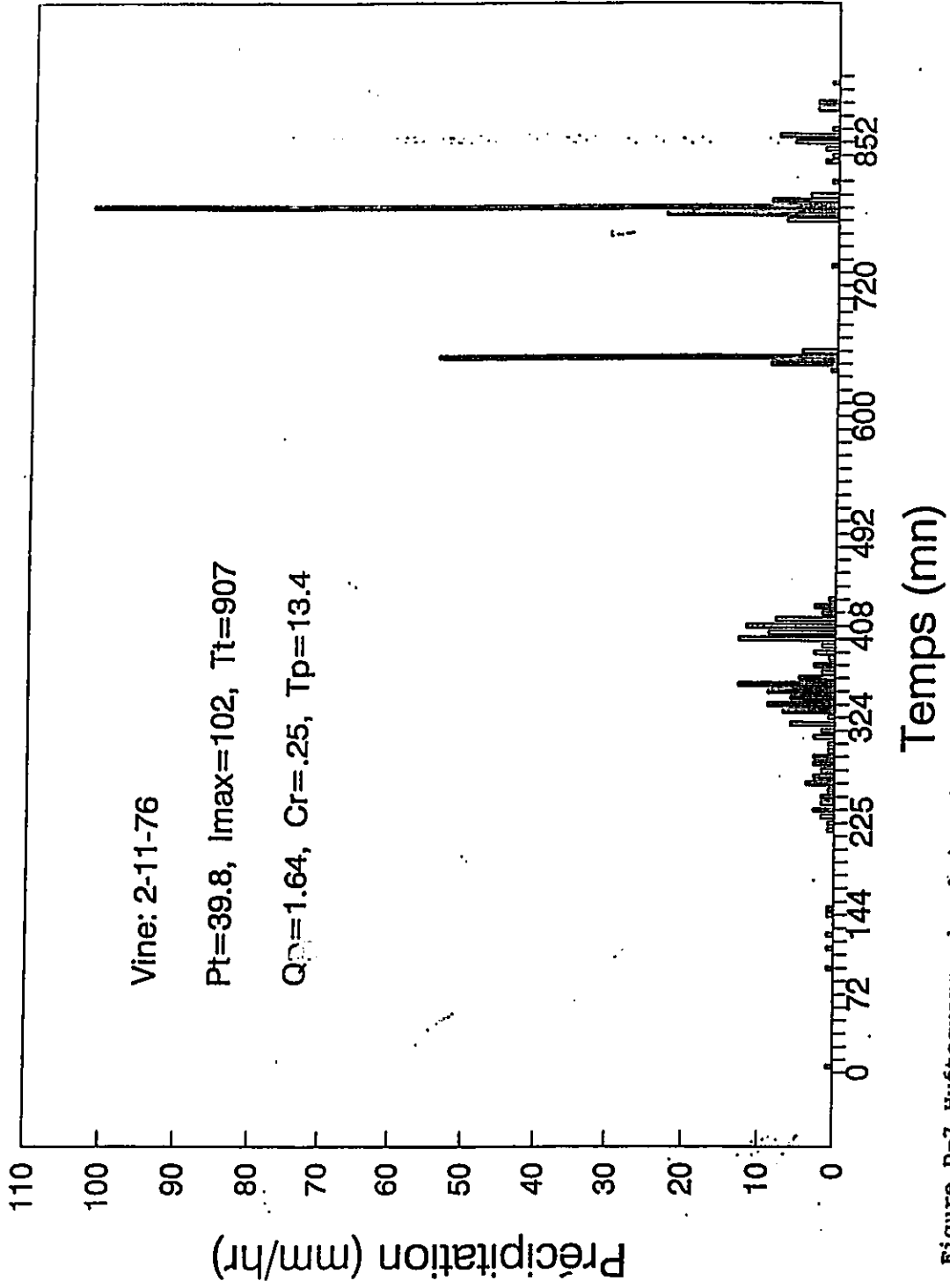


Figure D-7 Hyetogramme de pluie, événement # 4, bassin de Vine.

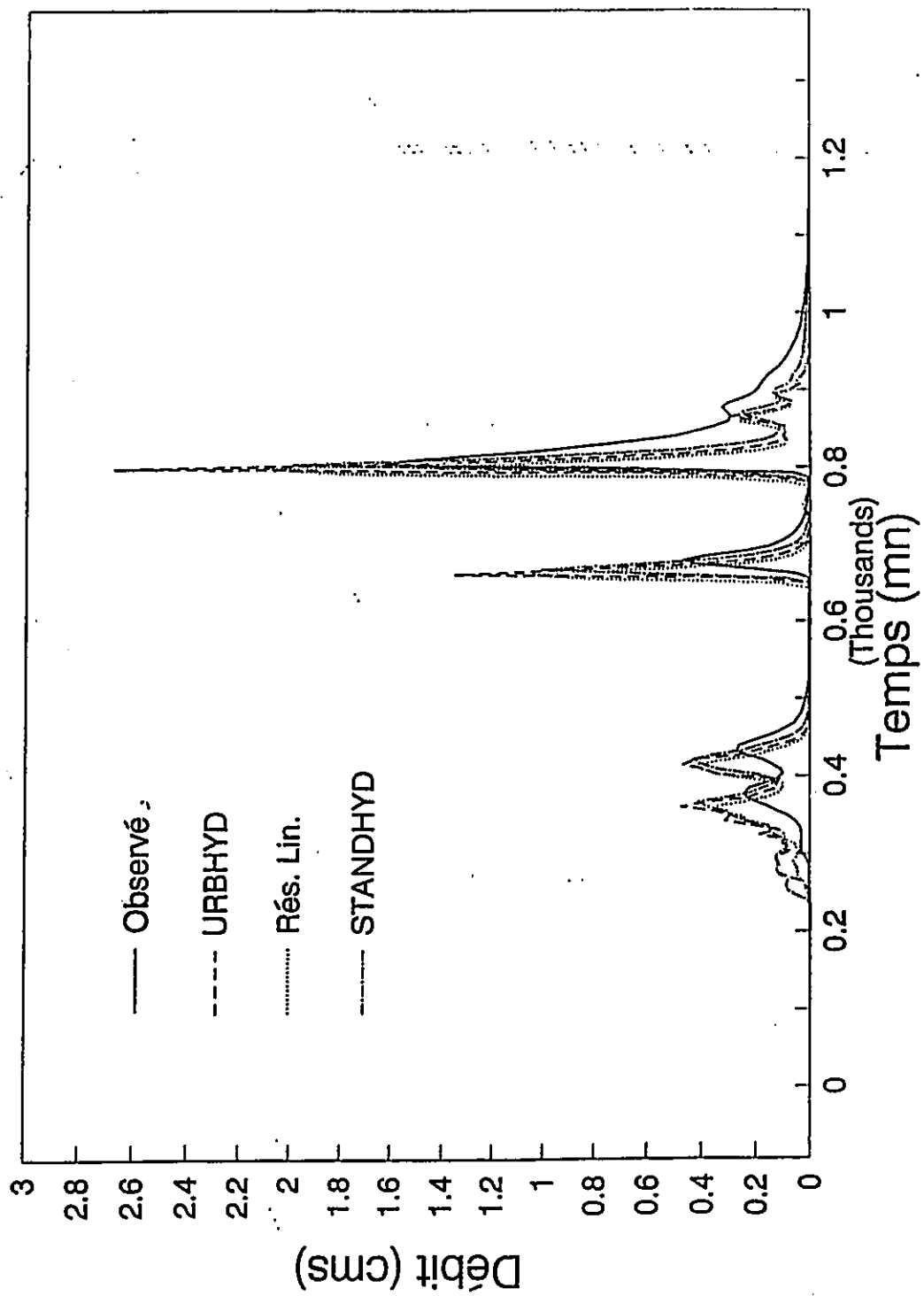


Figure D-8 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

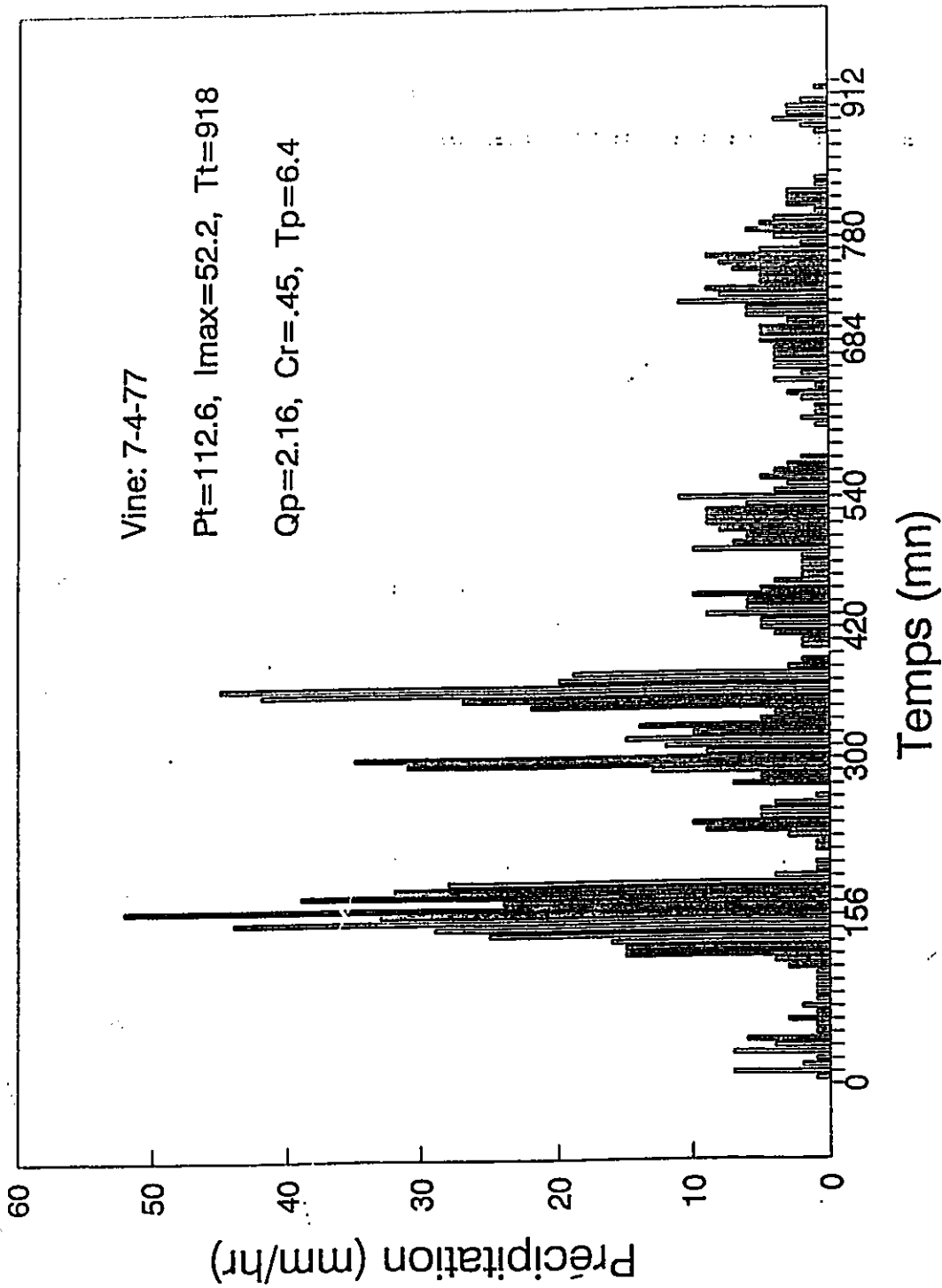


Figure D-9 Hyetogramme de pluie, événement # 5, bassin de Vine

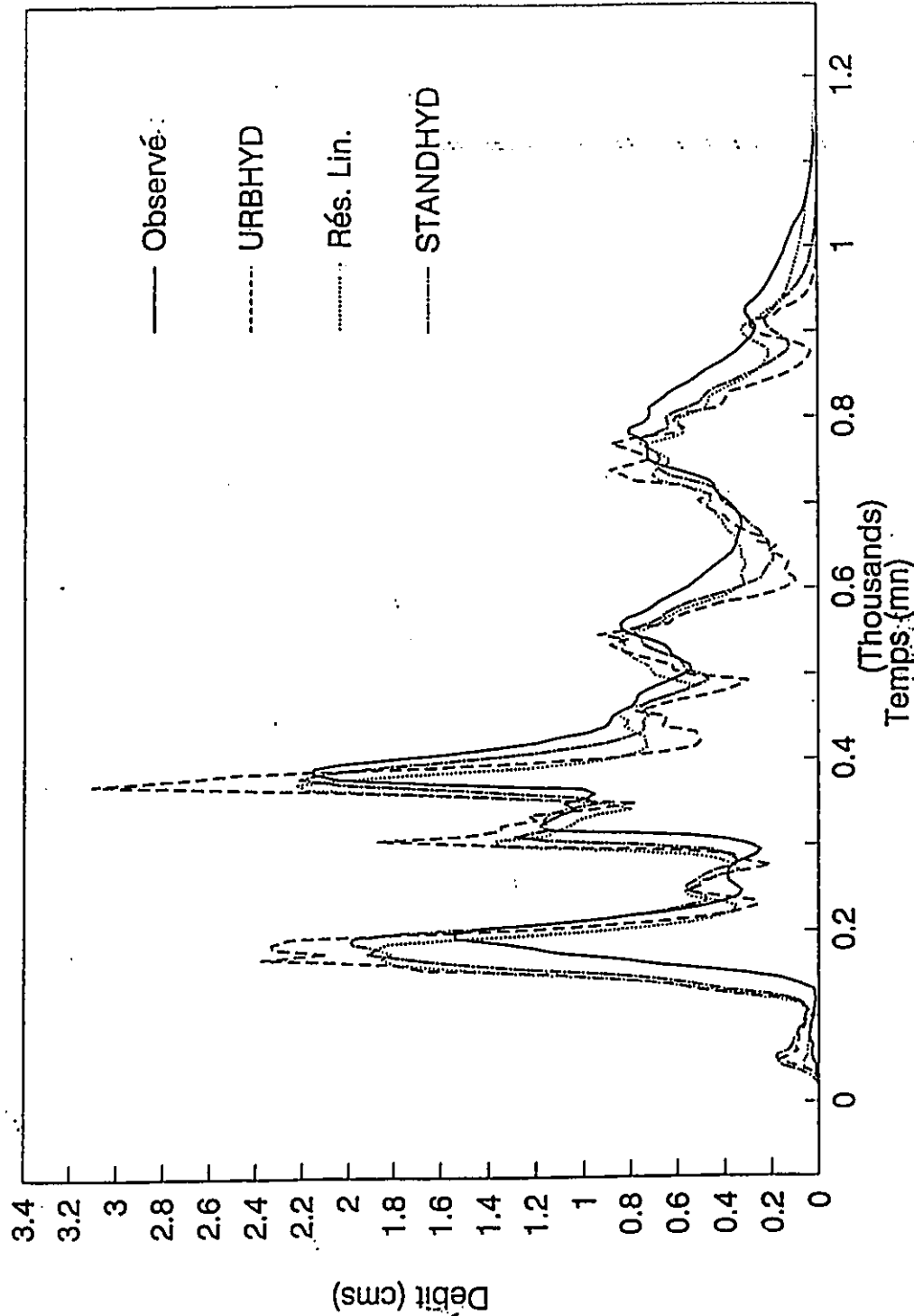


Figure D-10 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

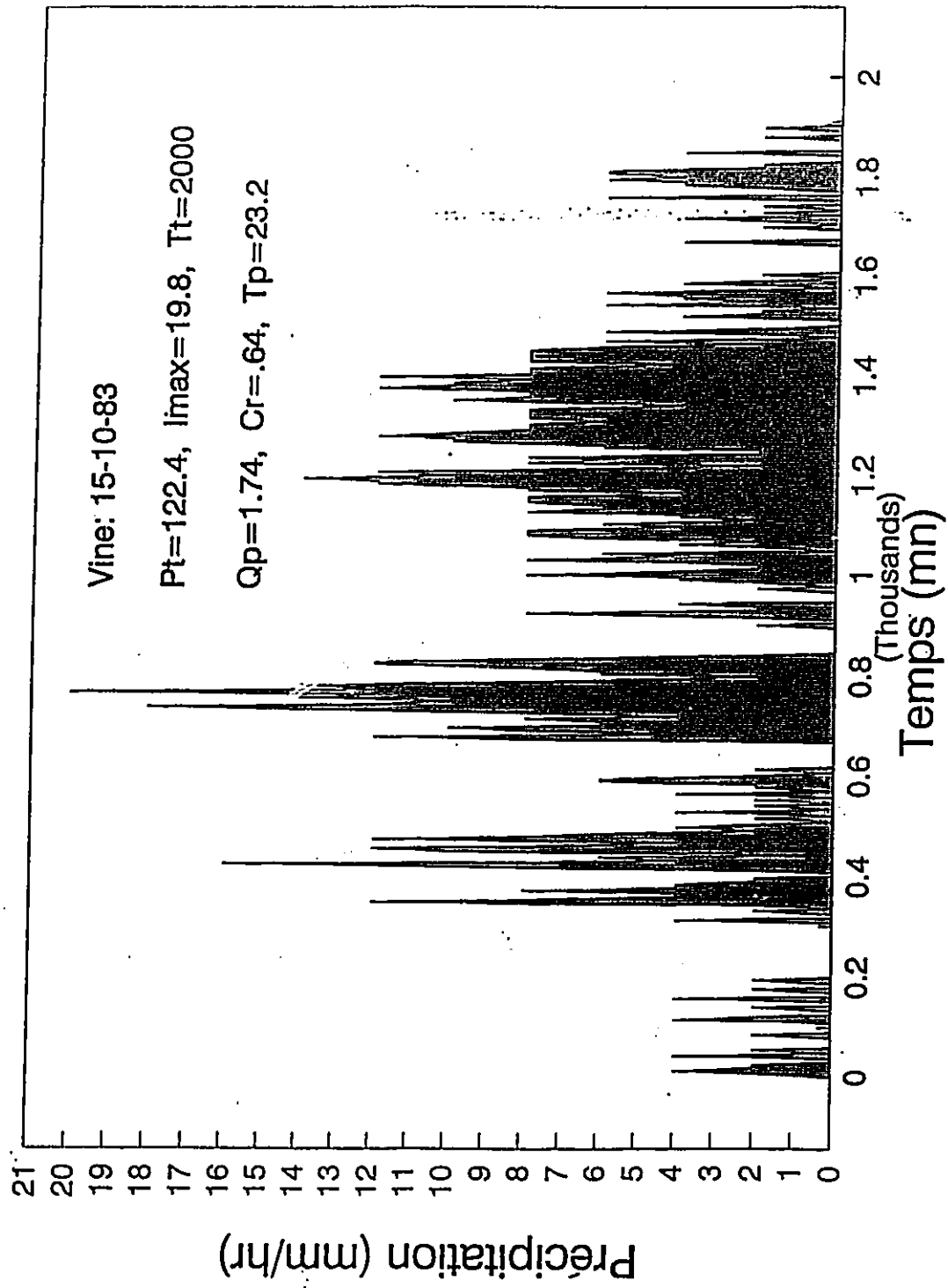


Figure D-11 Hyetogramme de pluie, événement # 6, bassin de Vine

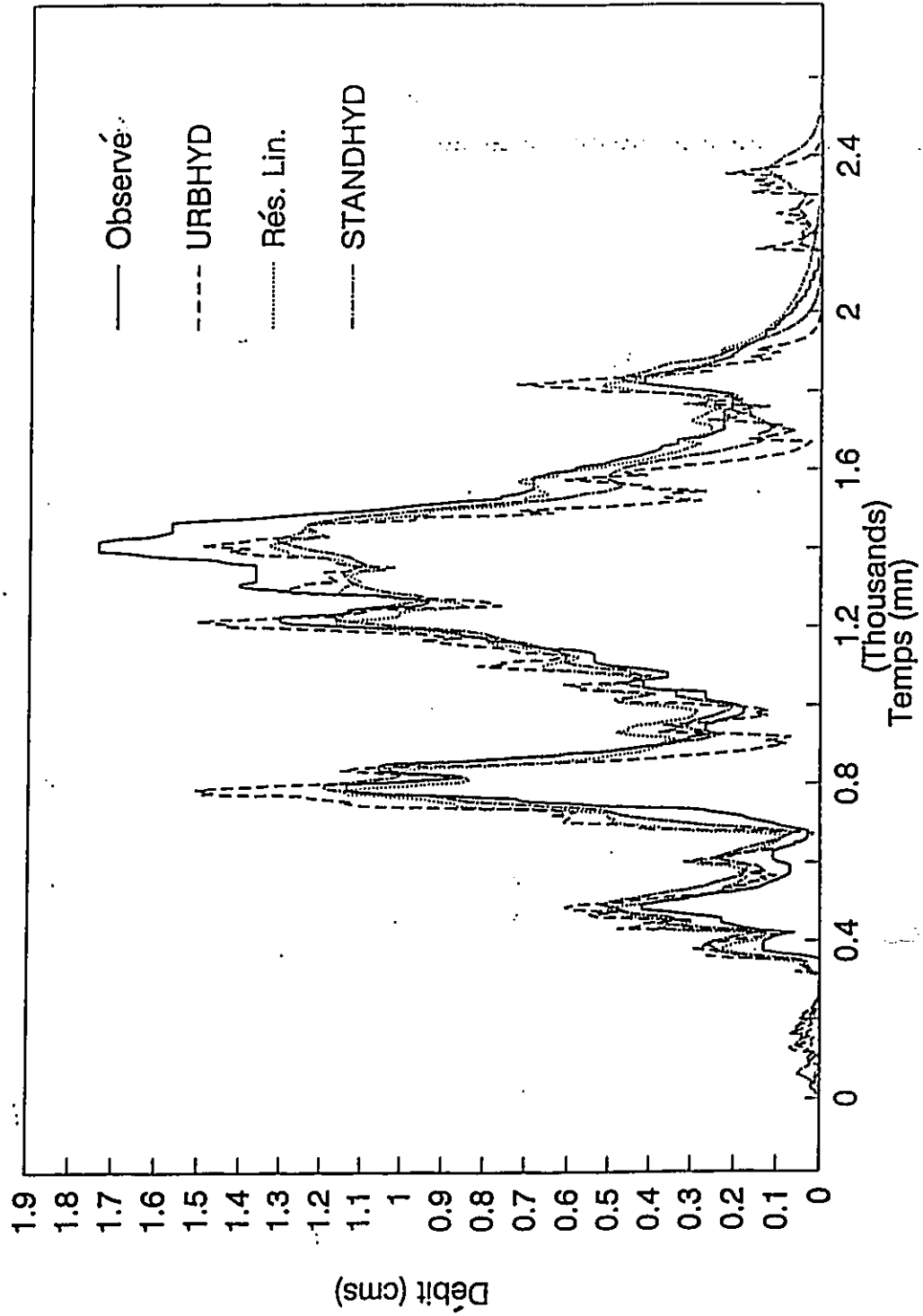


Figure D-12 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

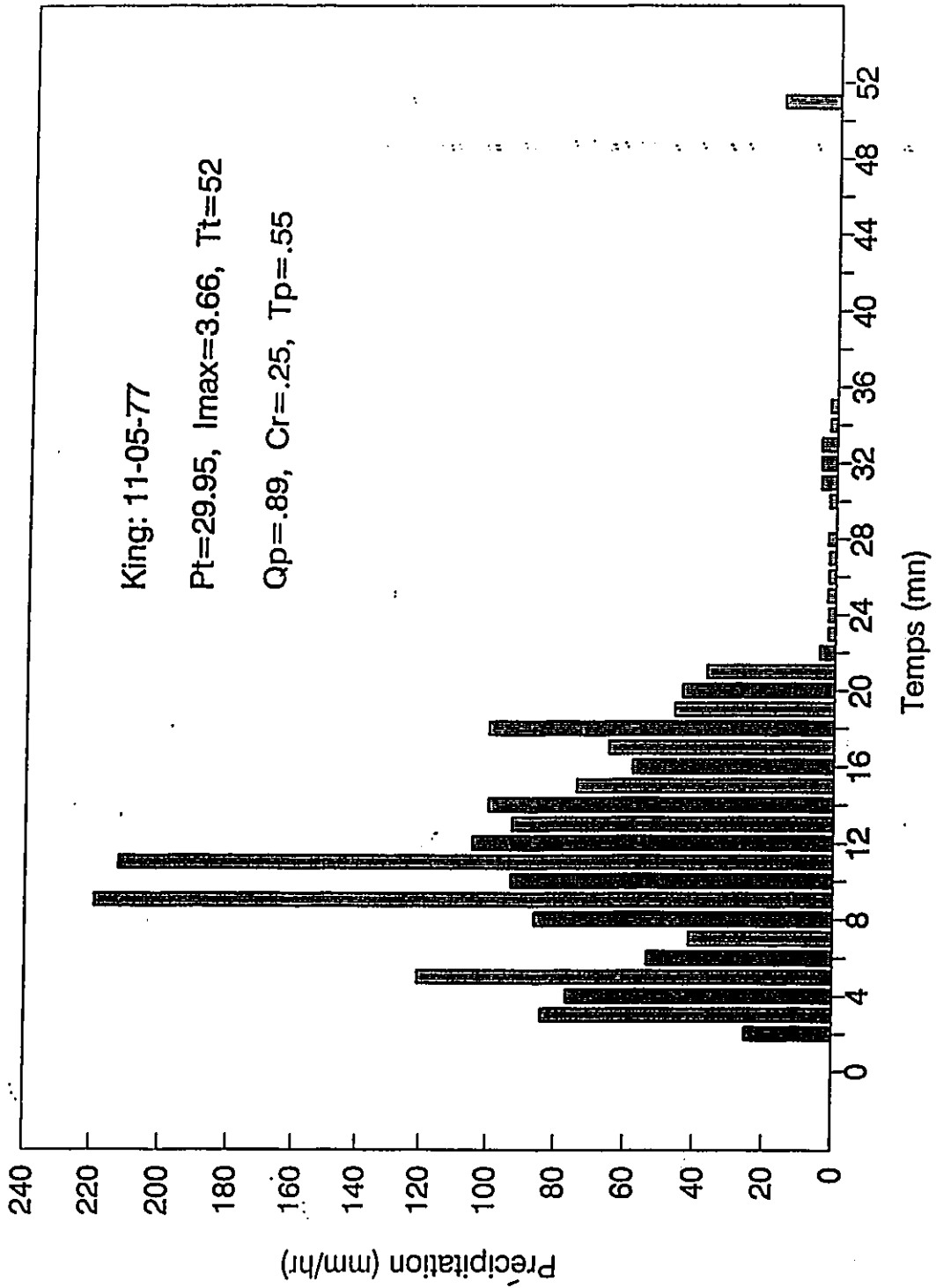


Figure D-13 Hyetogramme de pluie, événement # 1, bassin de Kings

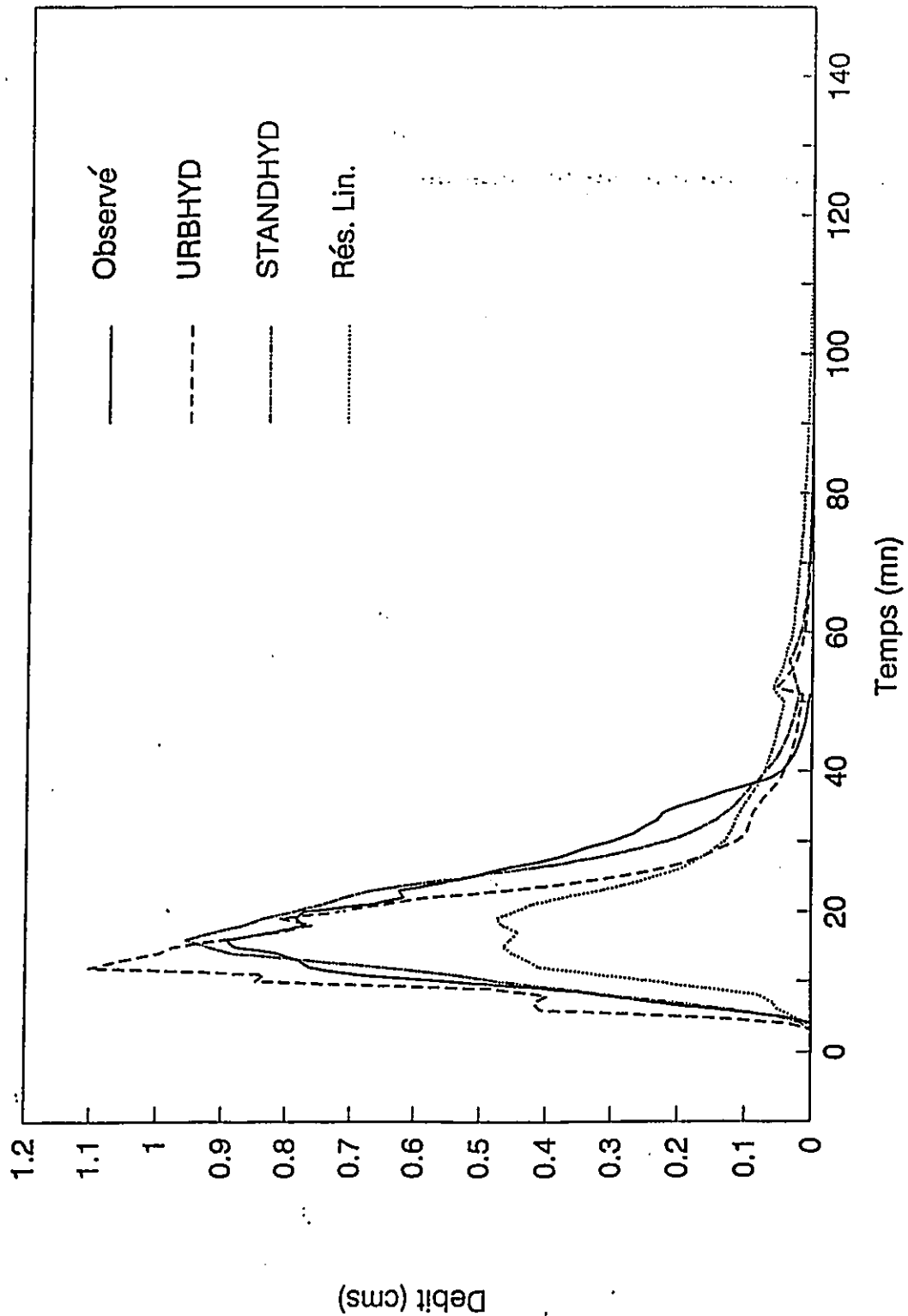


Figure D-14 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

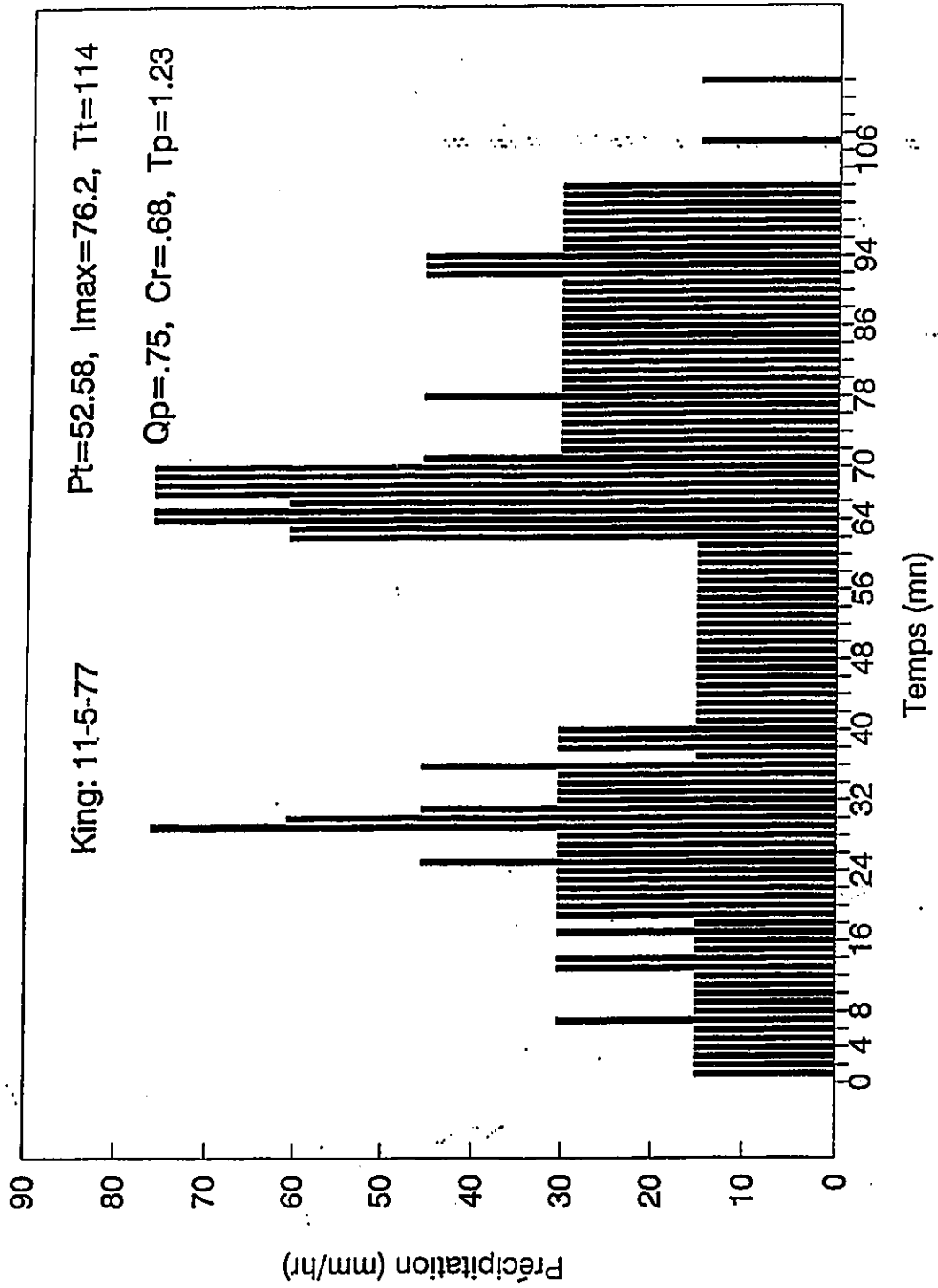


Figure D-15 Hyétoqramme de pluie, événement # 2, bassin de Kings.

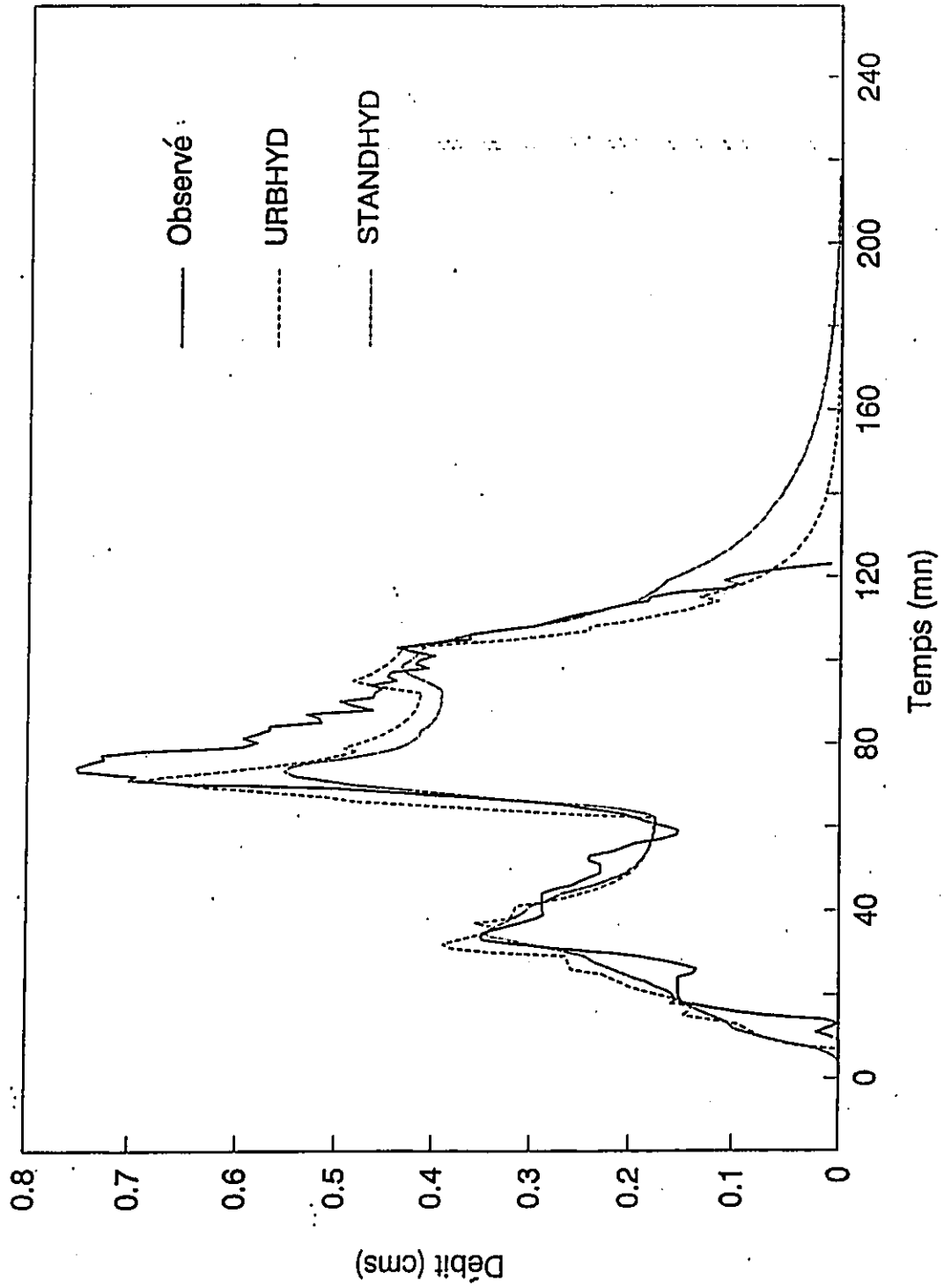


Figure D-16 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

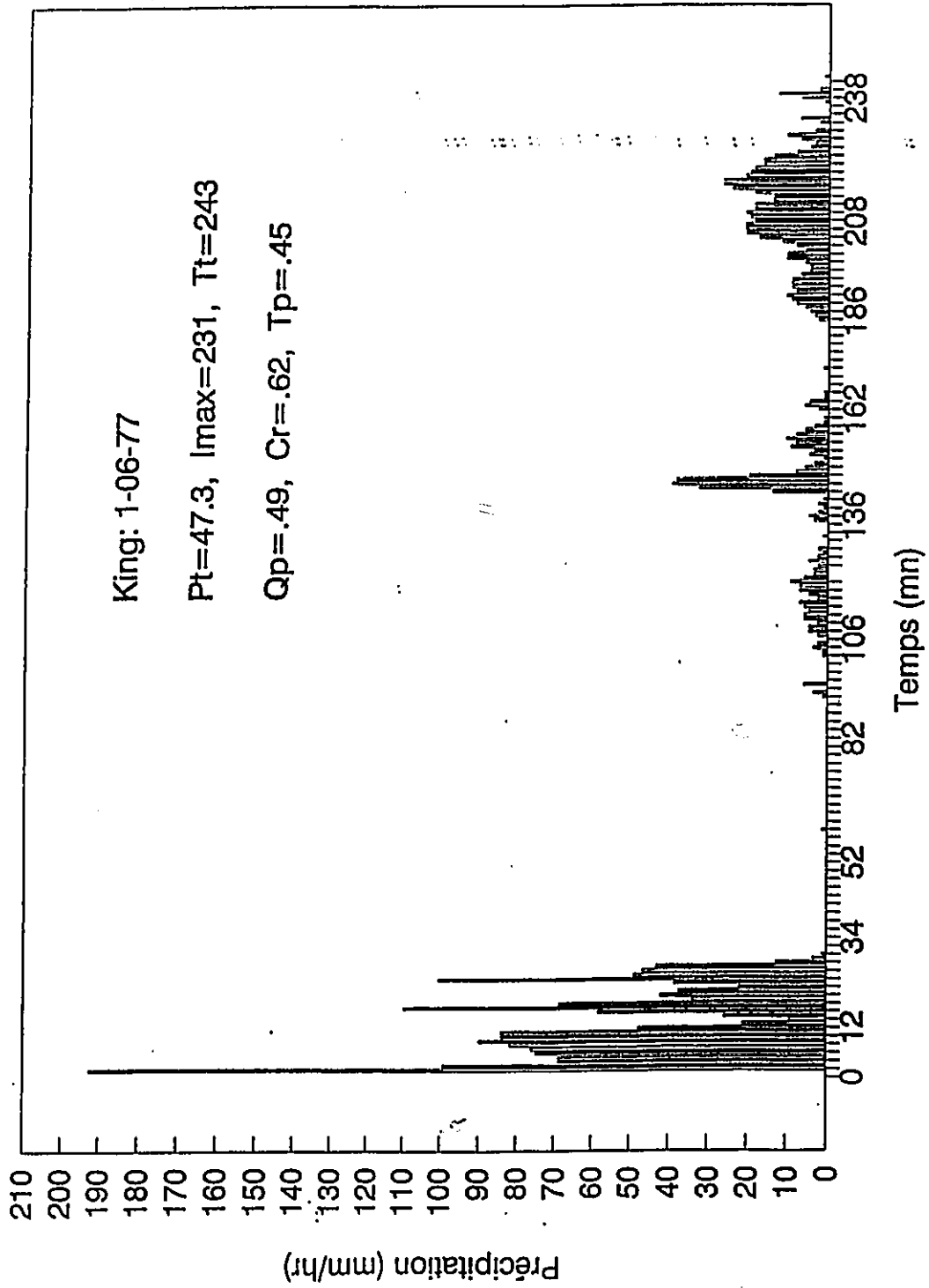


Figure D-17 Hyetogramme de pluie moyenne, évt. # 3, bassin de Kings

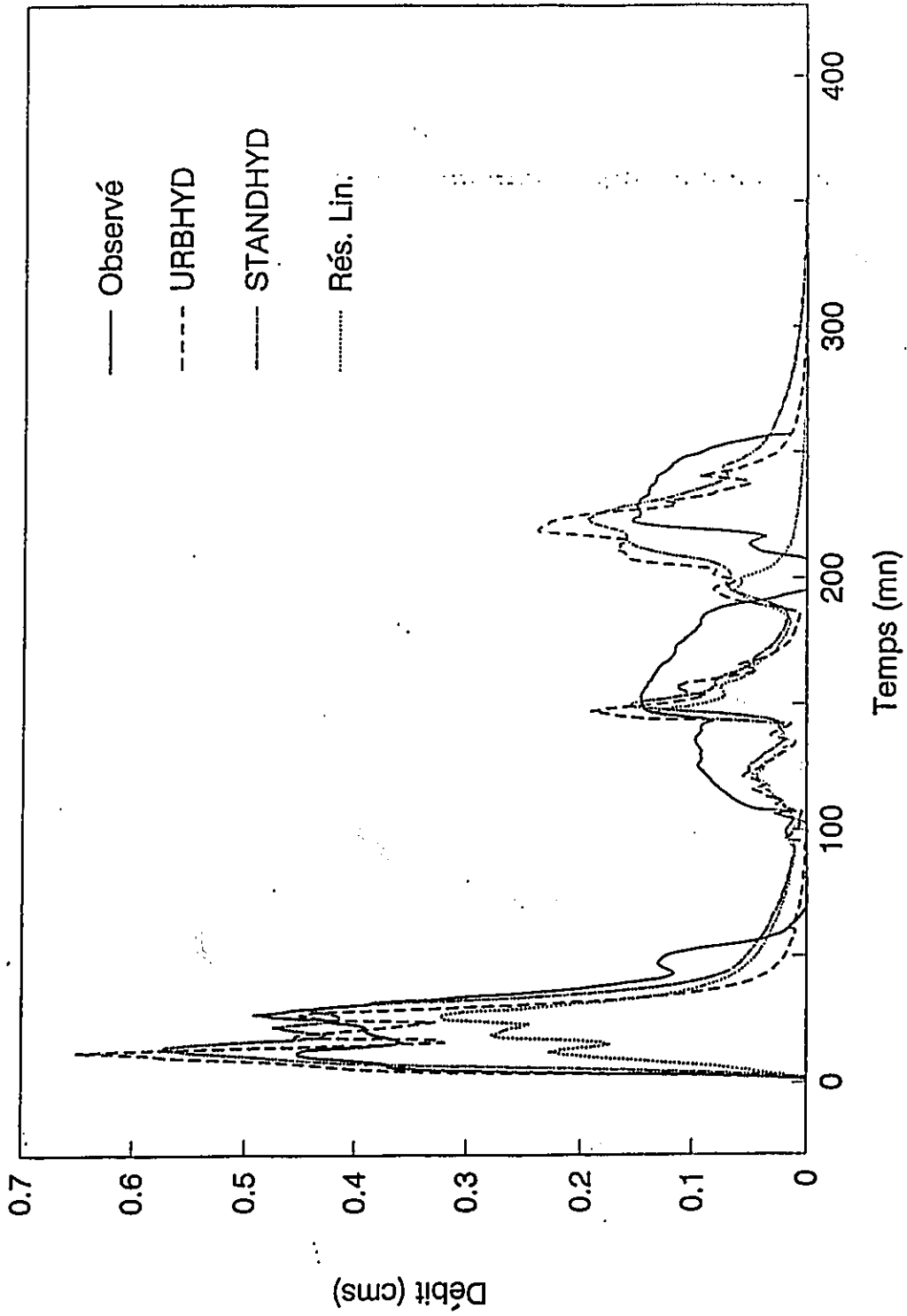


Figure D-18 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire (pluie moyenne)

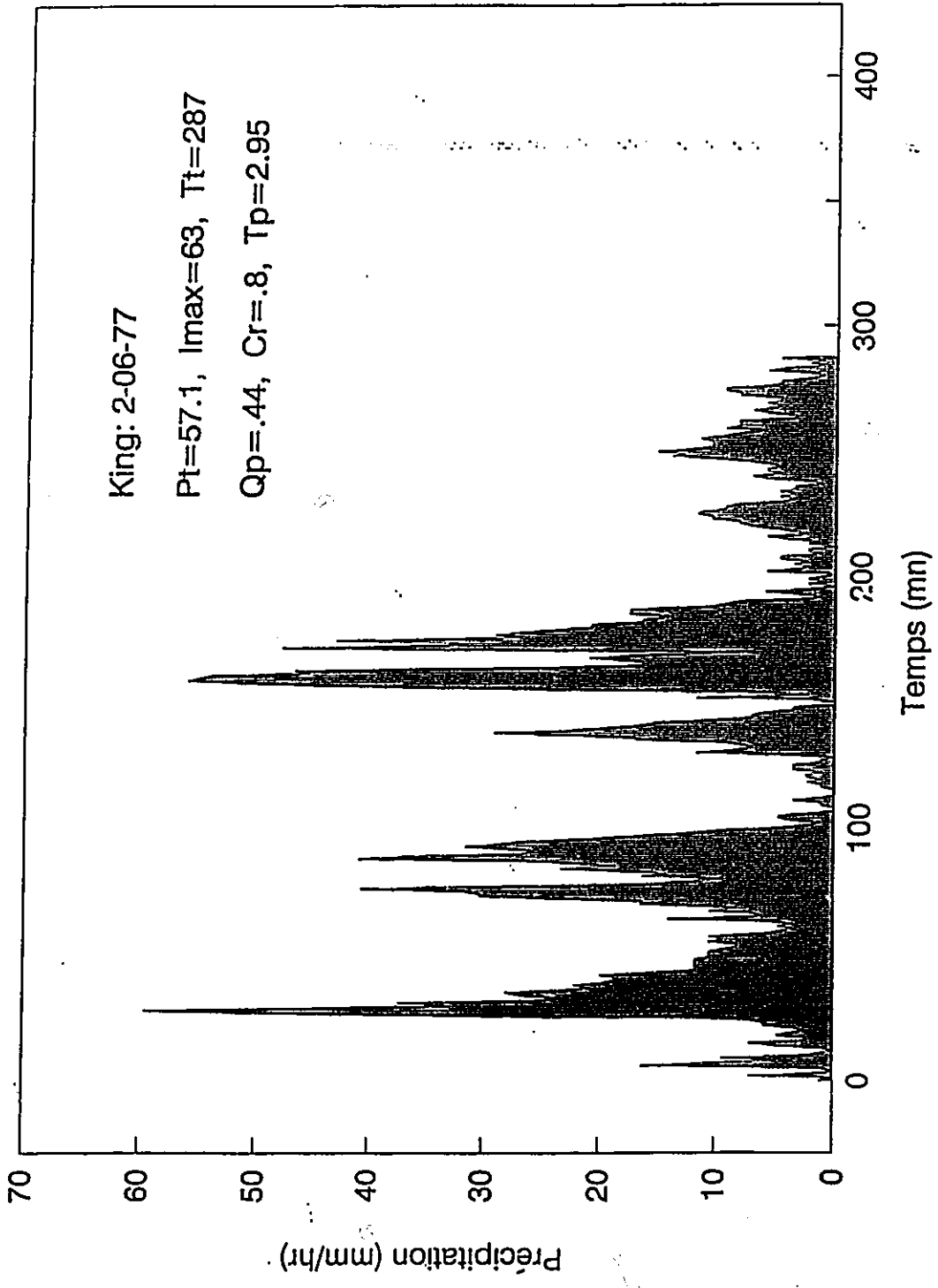


Figure D-19 Hyetogramme de pluie moyenne, évt. # 4, bassin de Kings.

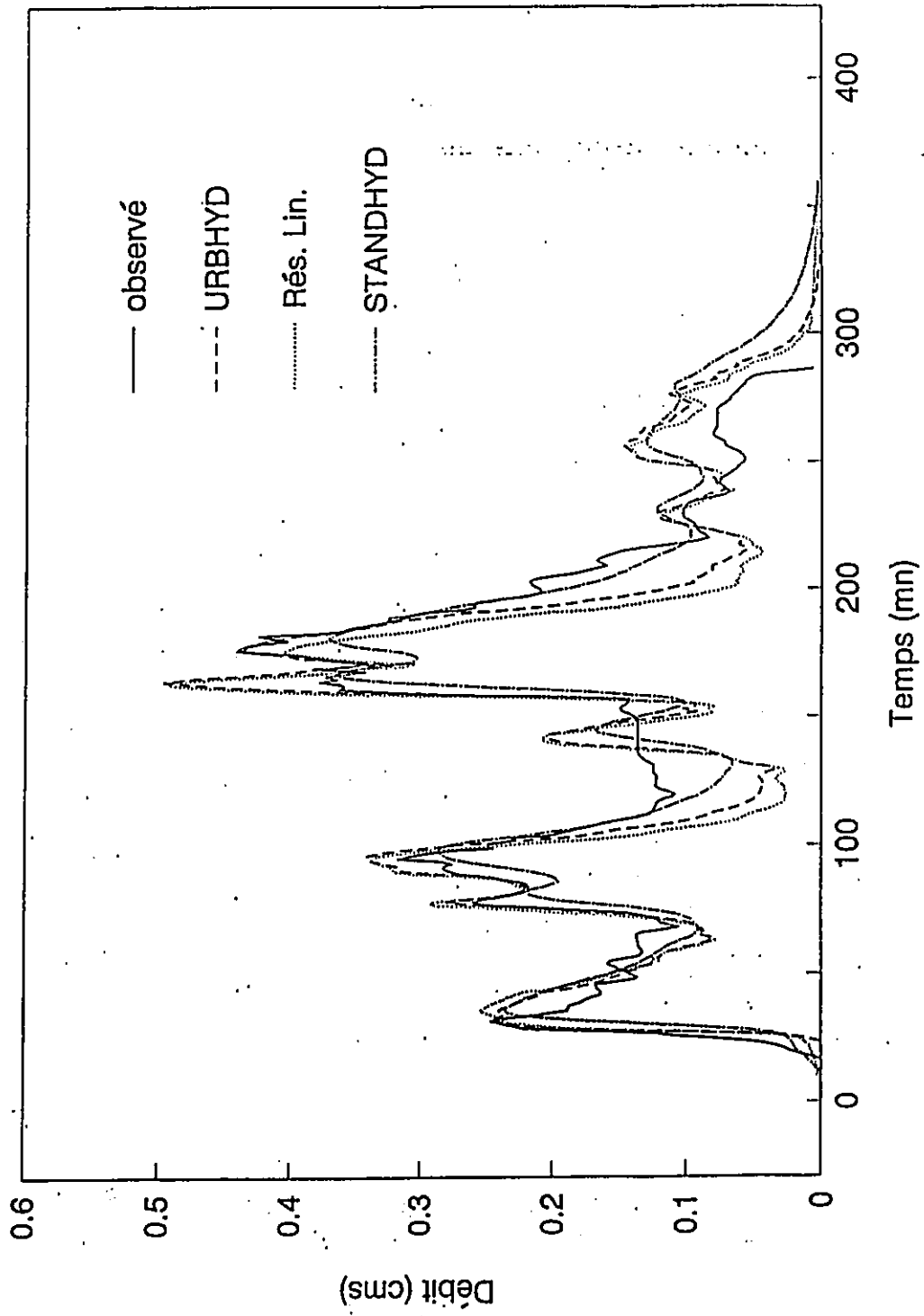


Figure D-20 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire (pluie moyenne).

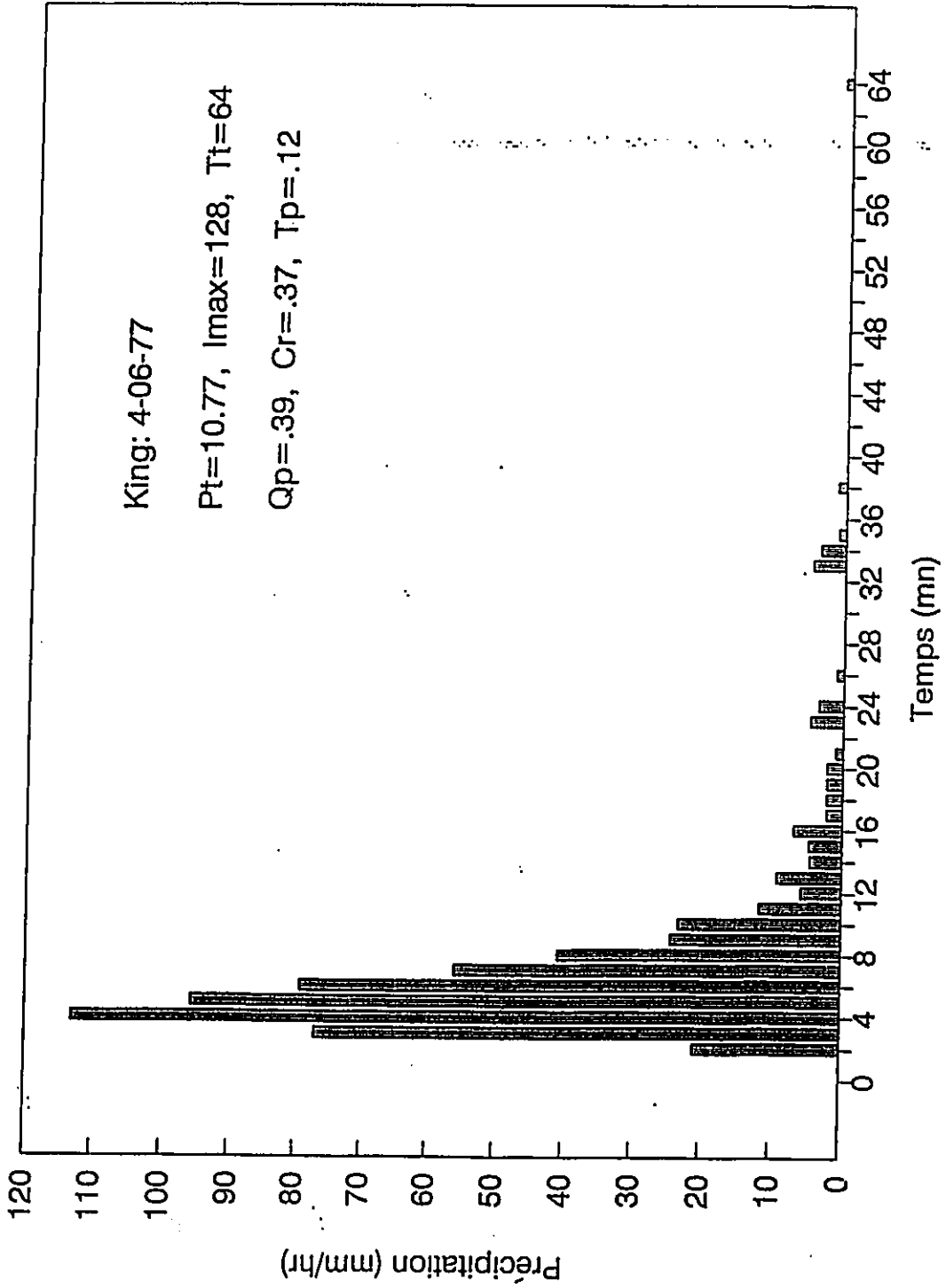


Figure D-21 Hyetogramme de pluie moyenne, évt.# 5, bassin de Kings.

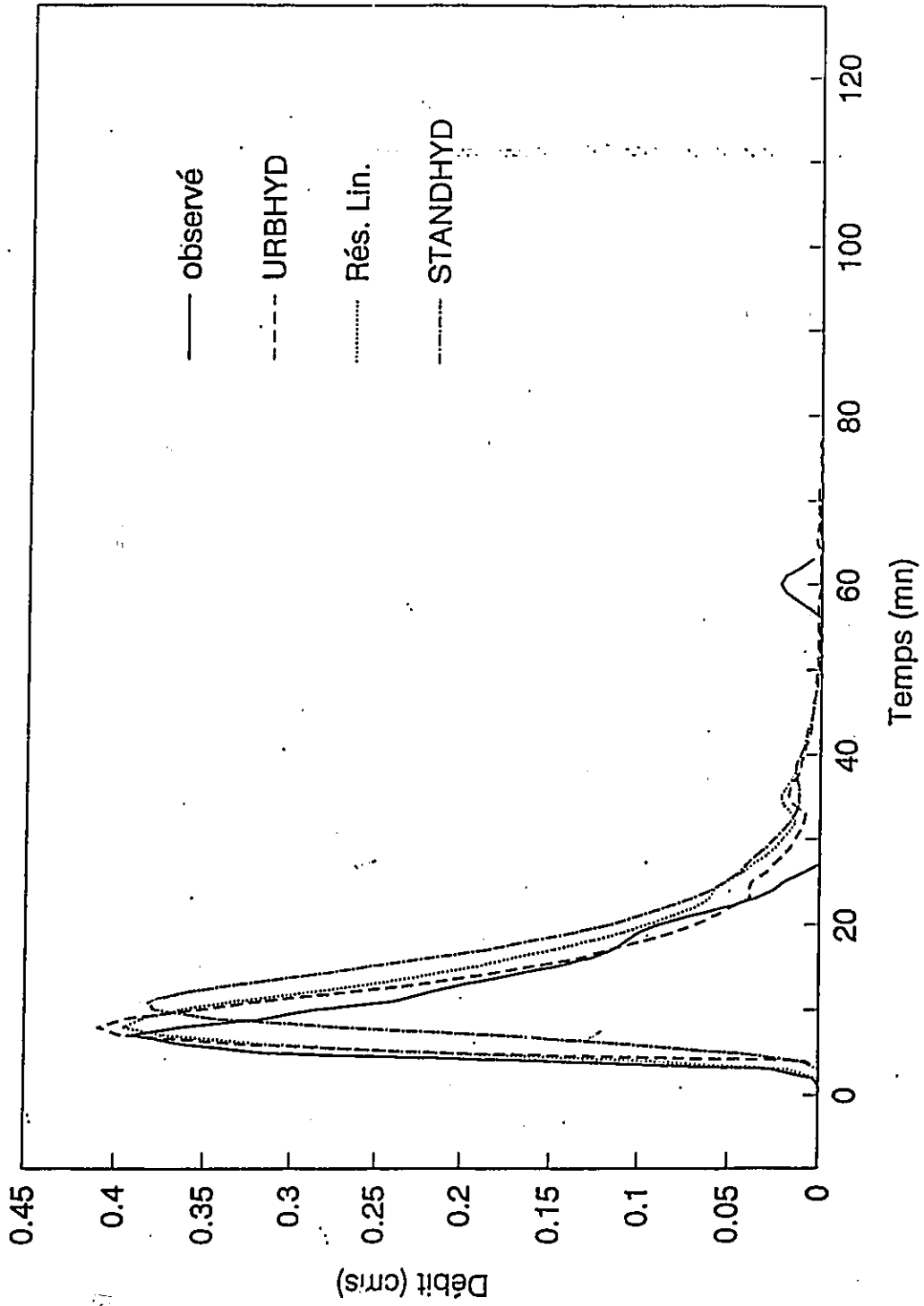


Figure D-22 Hydrographes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

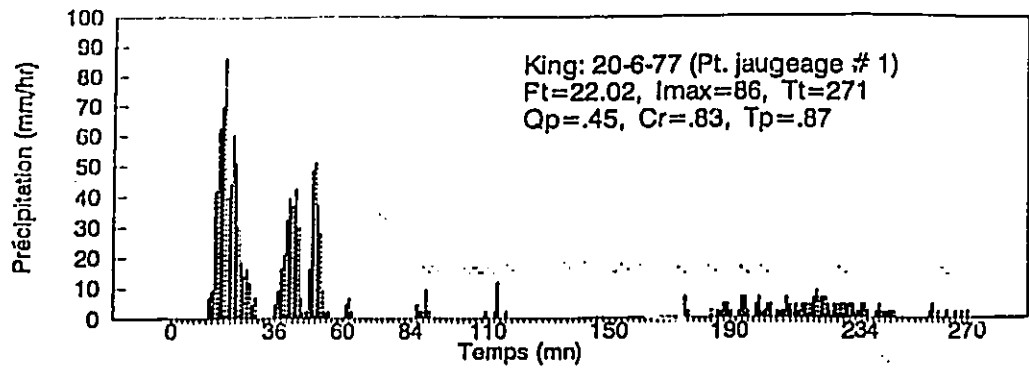


Figure D-23 Pluie du point de jaugeage #1, évt.#6, bassin de Kings.

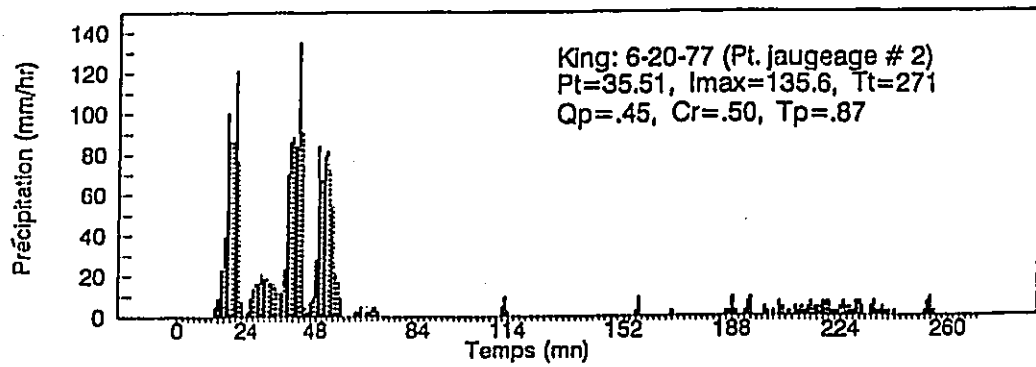


Figure D-24 Pluie du point de jaugeage #2, évt.#6, bassin de Kings.

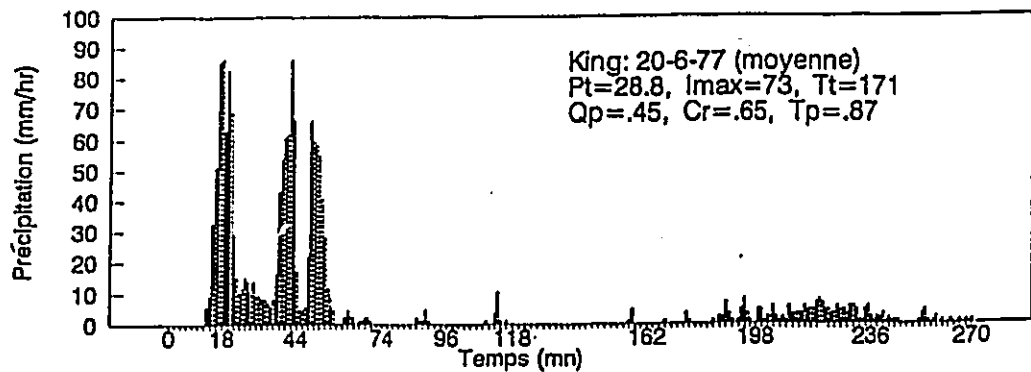


Figure D-25 Hyétogramme de pluie moyenne, évt.#6, bassin de Kings.

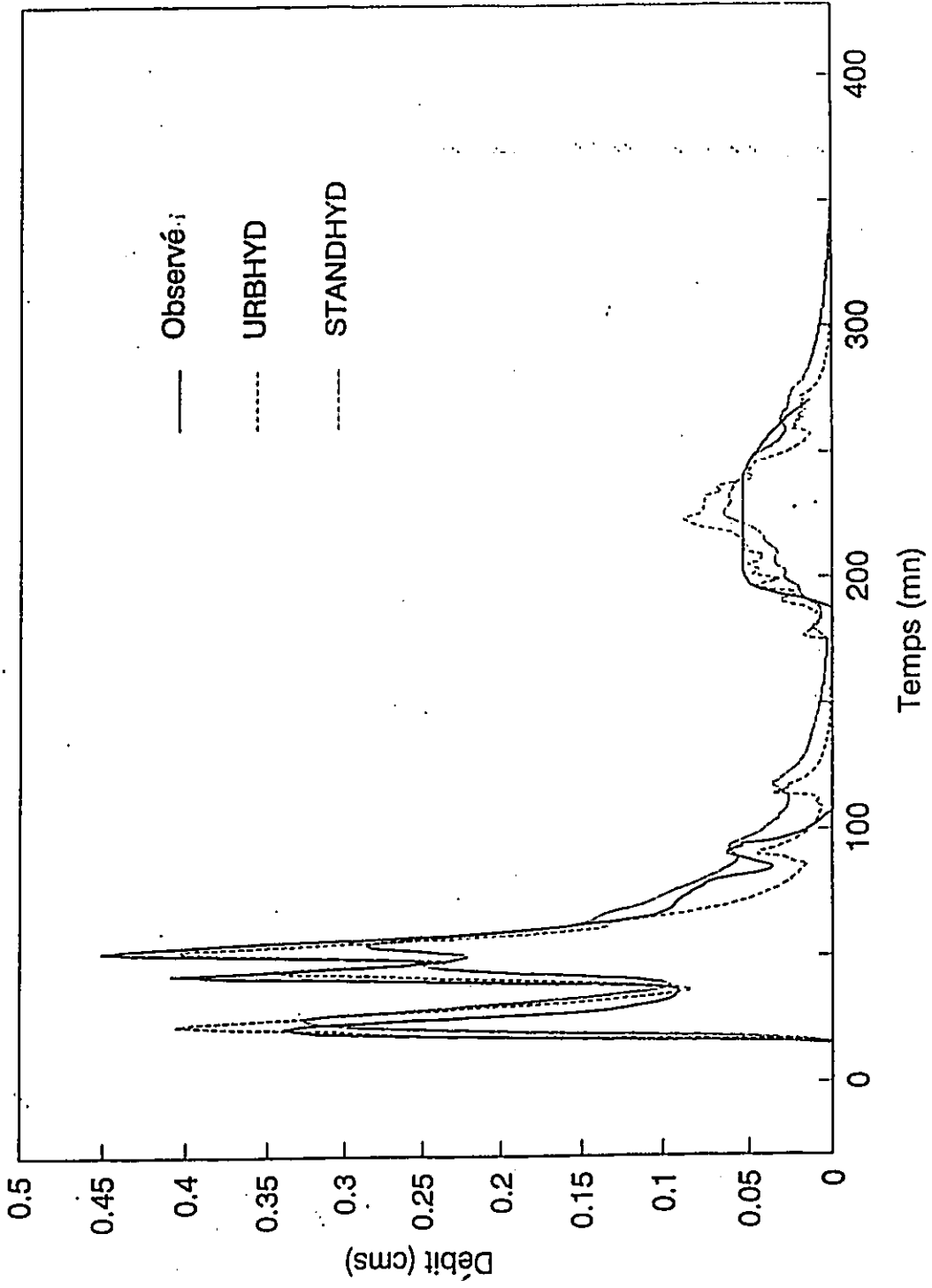


Figure D-26 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD et URBHYD (point de jaugeage # 1).

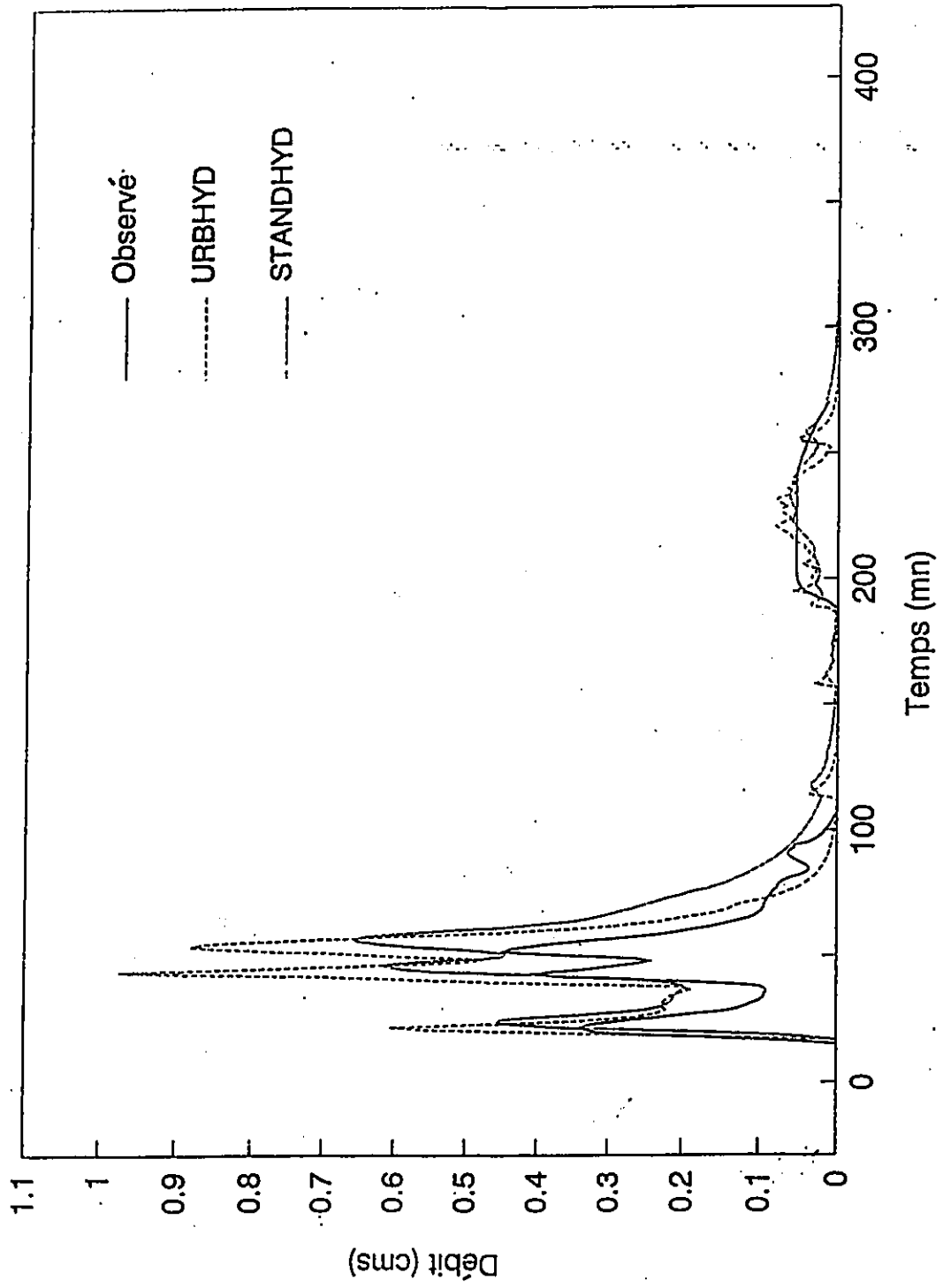


Figure D-27 Hydrogrammes Observé et Simulé par STANDHYD et URBHYD (point de jaugeage #2).

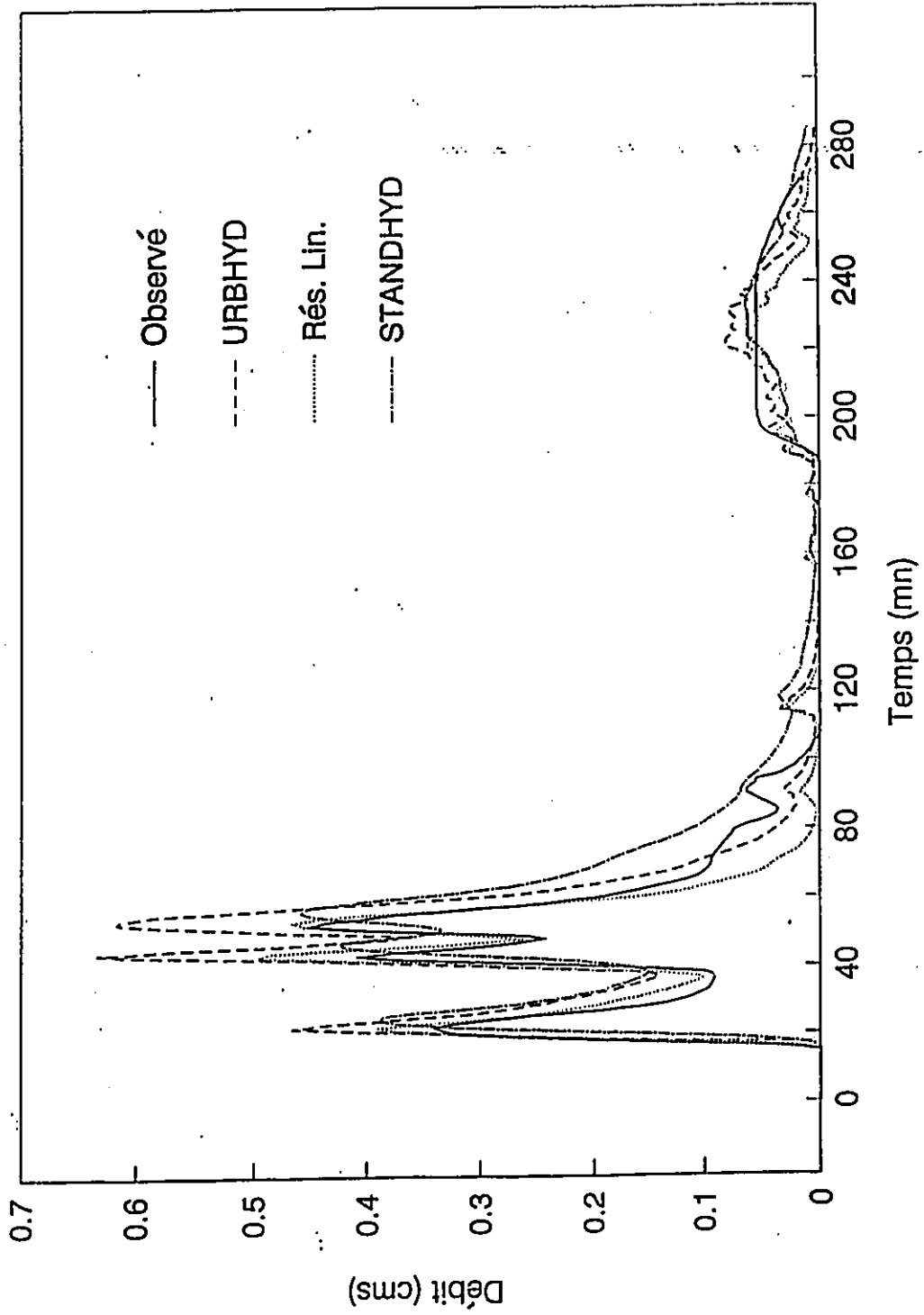


Figure D-28 Hydrogrammes Observé et simulés par Standhyd, URBHYD et Réservoir linéaire (pluie moyenne).

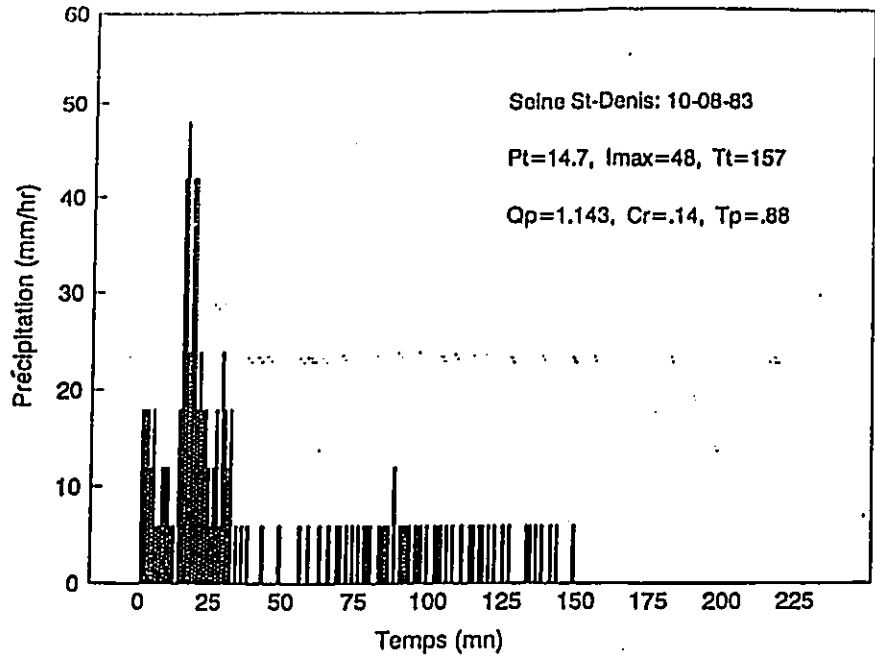


Figure D-29 Hyétogramme de pluie, évt.# 1, bassinde St. Denis.

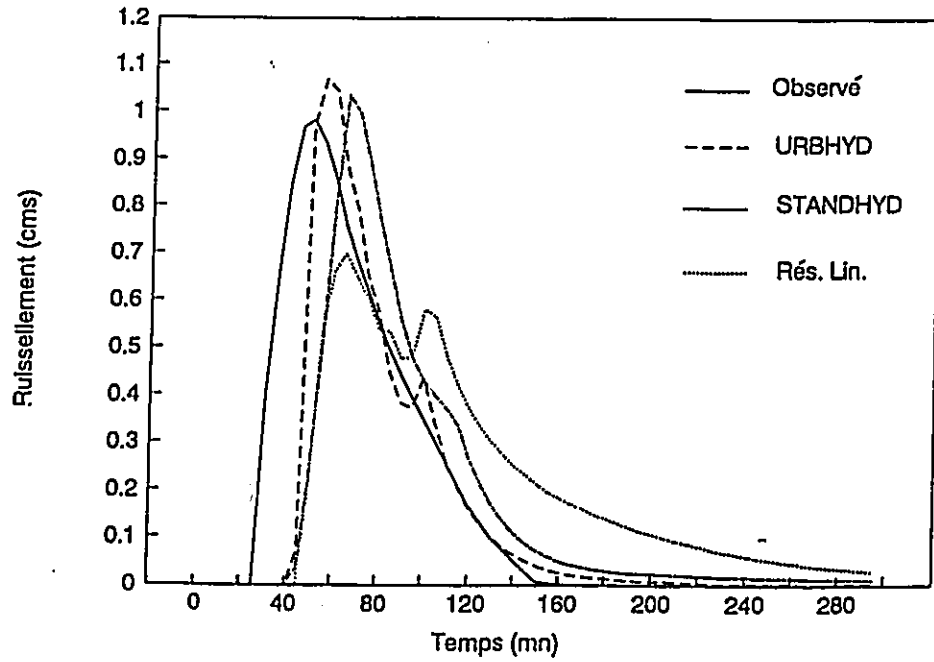


Figure D-30 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD et URBHYD. (CLI=3).

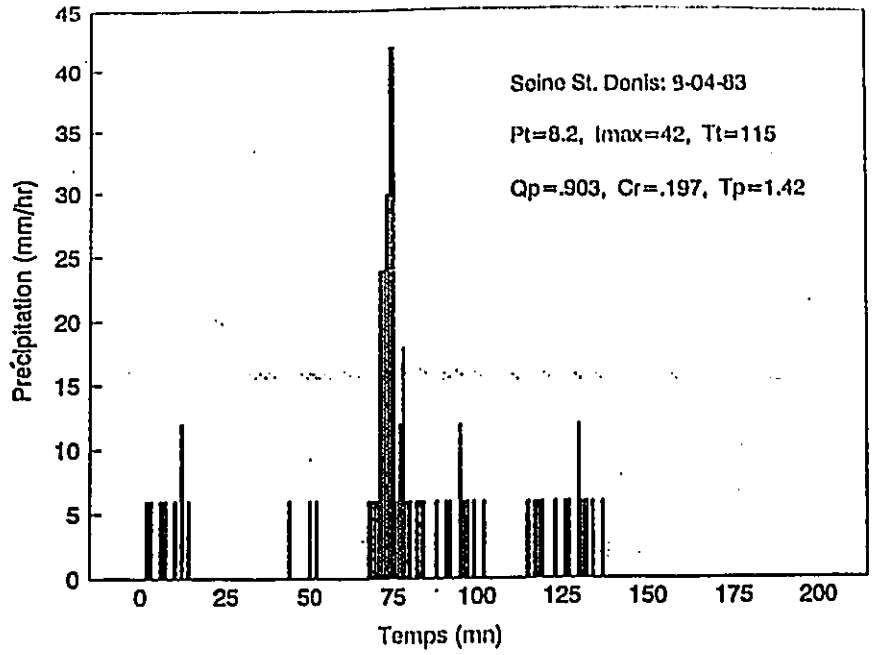


Figure D-31 Hyetogramme de pluie, événement # 2, bassin de St. Denis.

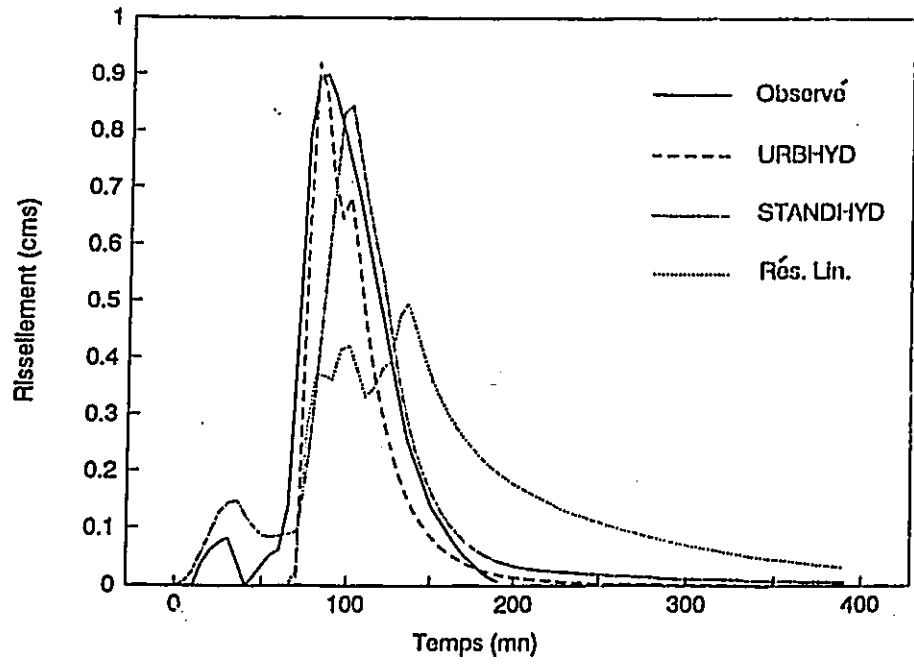


Figure D-1 Hydrogrammes Observé et simulés par STANDHYD (CLI=3) et URBHYD (CLI=6) et Réservoir Linéaire (CLI=8).

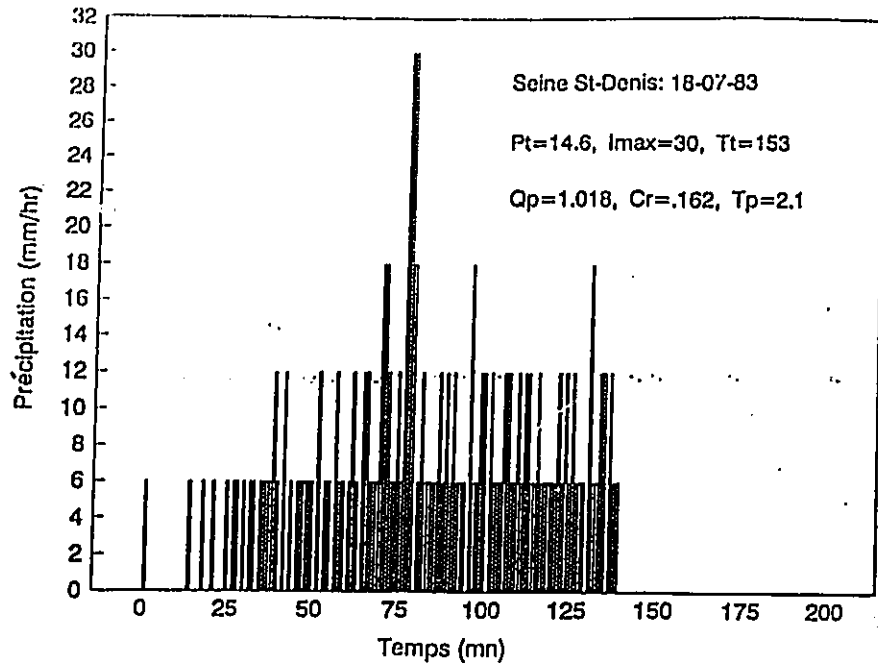


Figure D-2 Hyétogramme de pluie, événement # 3, bassin de St. Denis.

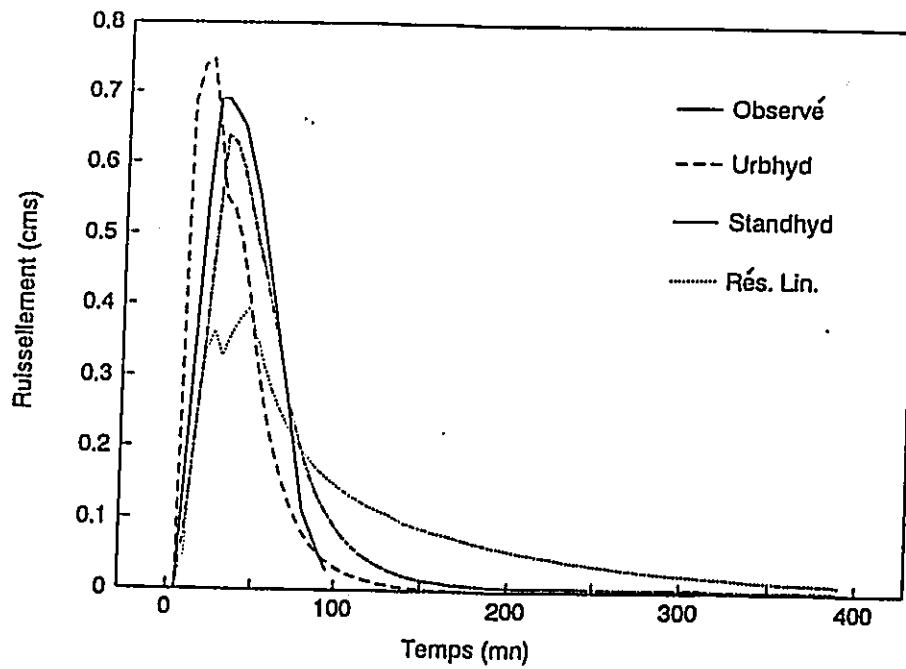


Figure D-3 Hydrogrammes Observés et Simulés par STANDHYD et URBHYD et Réservoir Linéaire.

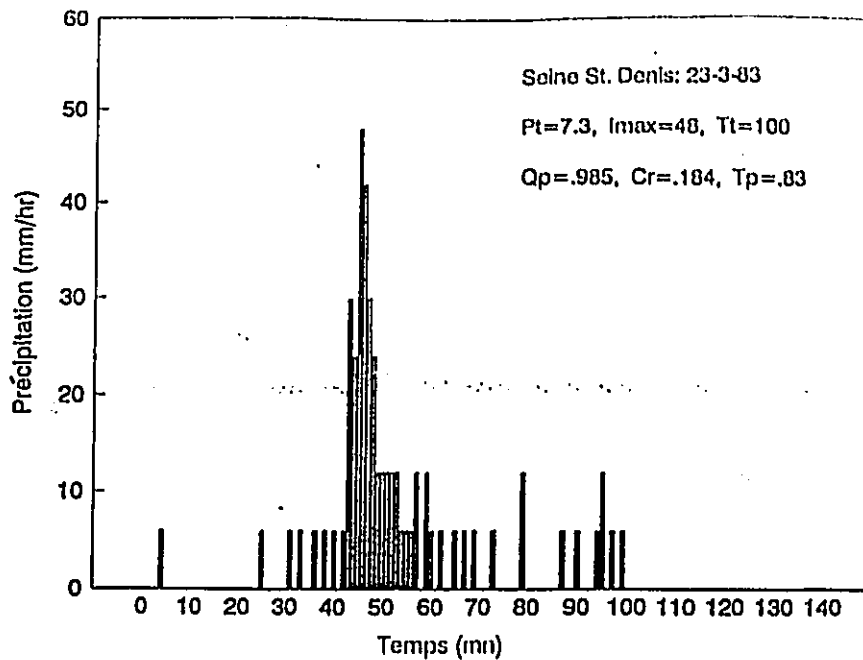


Figure D-4 Hyétogramme de pluie, événement # 4, bassin de St. Denis.

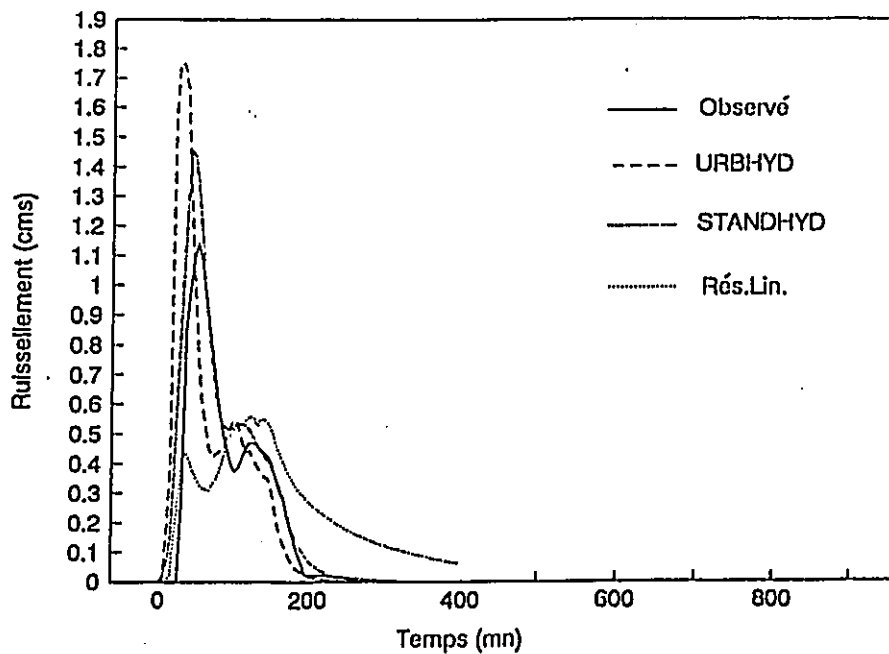


Figure D-5 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

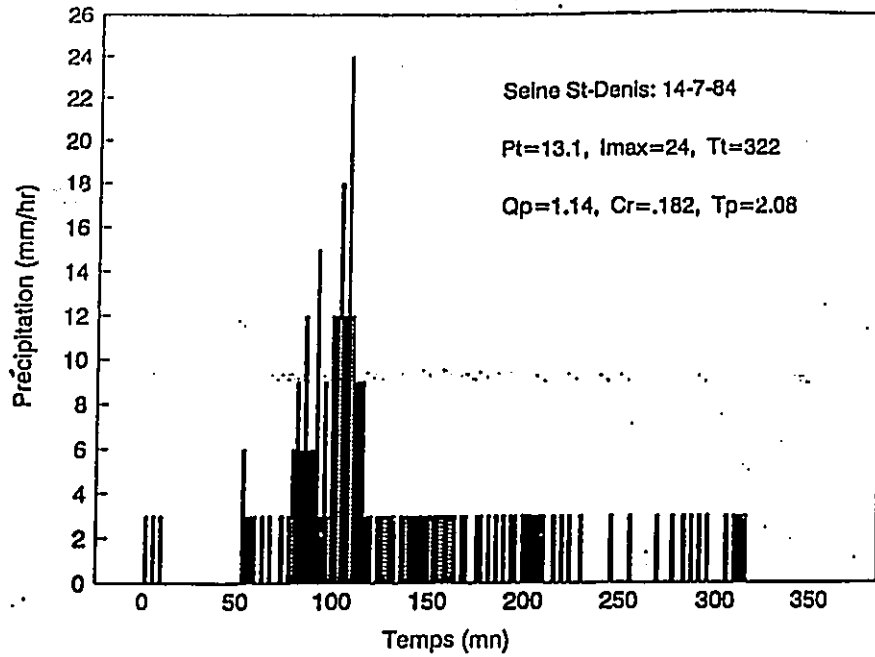


Figure D-6 Hyétogramme de pluie, événement # 5, bassin de St. Denis.

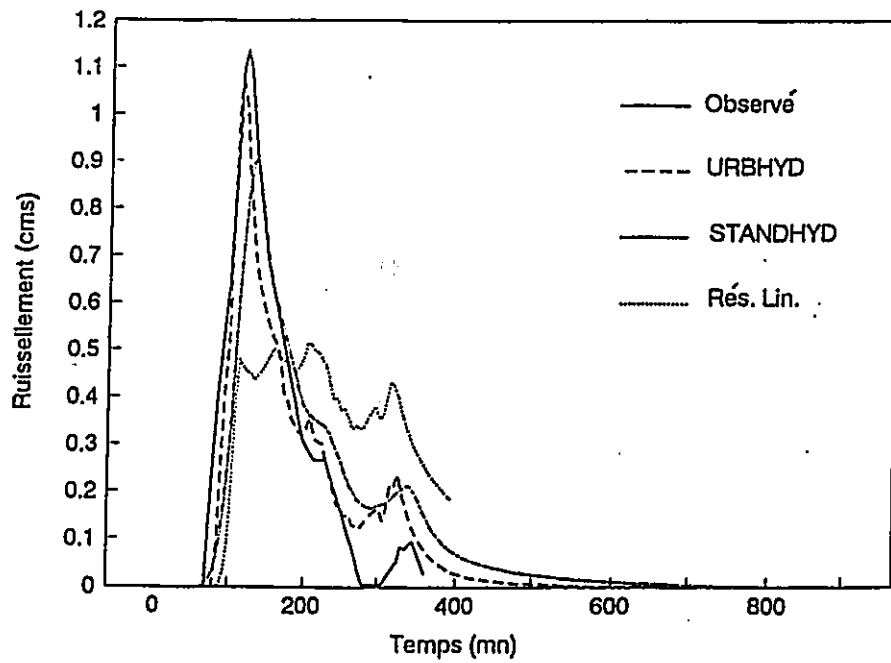


Figure D-7 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

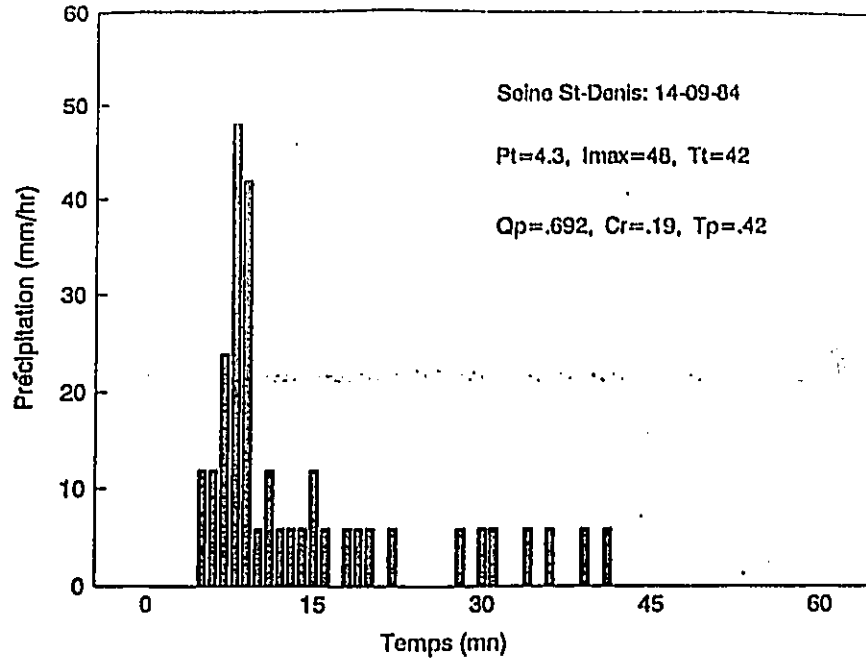


Figure D-8 Hyétogrammes de pluie, événement # 6, bassin de St. Denis.

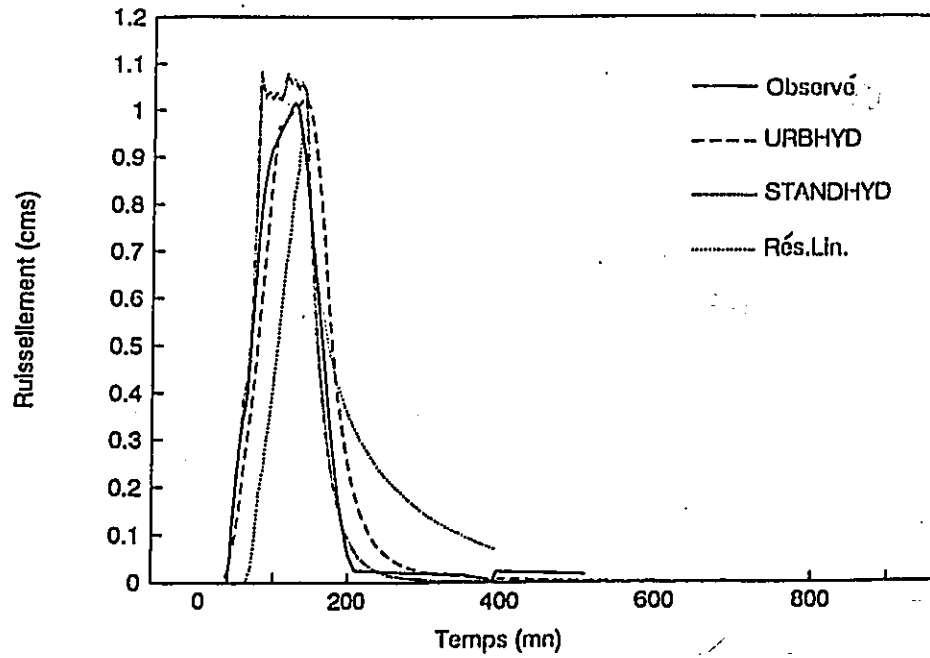


Figure D-9 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD (CLI=3) et URBHYD (CLI=3) et Réservoir Linéaire (CLI=8).

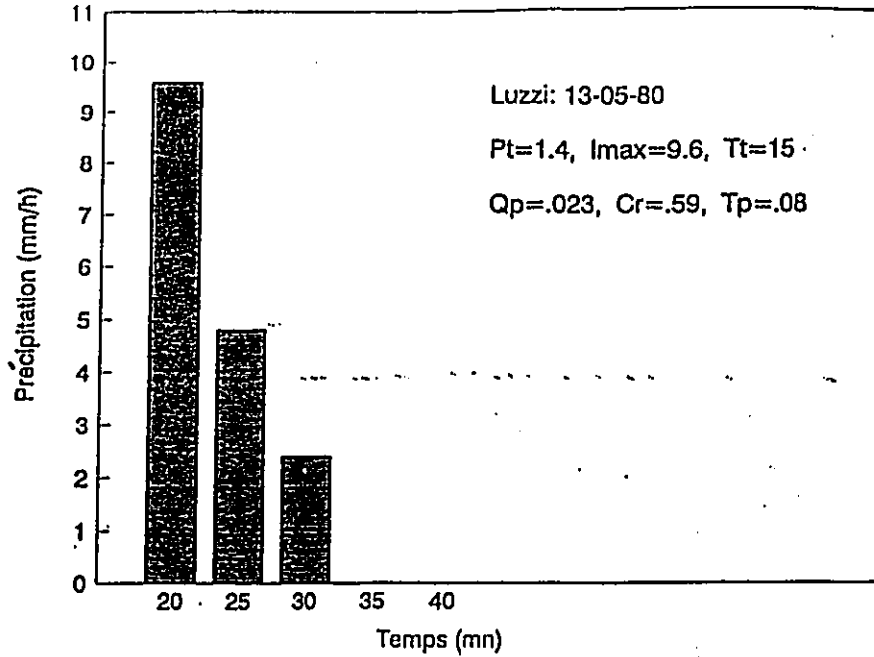


Figure D-10 Hyétogramme de pluie, événement # 1, bassin de Luzzi.

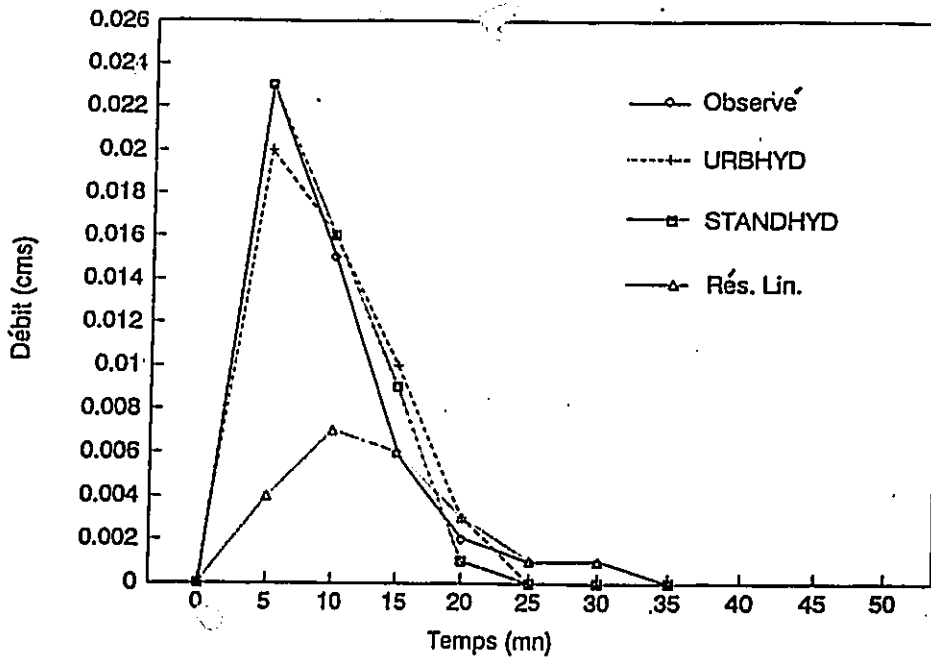


Figure D-11 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD ($I_a=.4mm$) et URBHYD ($I_a=.6mm$) et Réservoir Linéaire ($I_a=.02$).

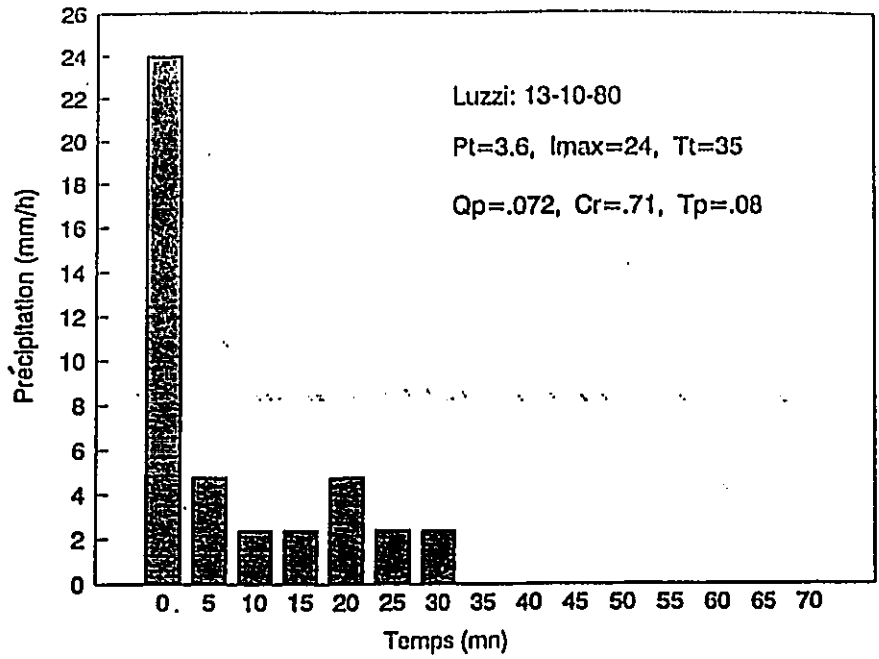


Figure D-12 Hyétogramme de pluie, événement #2, bassin de Luzzi.

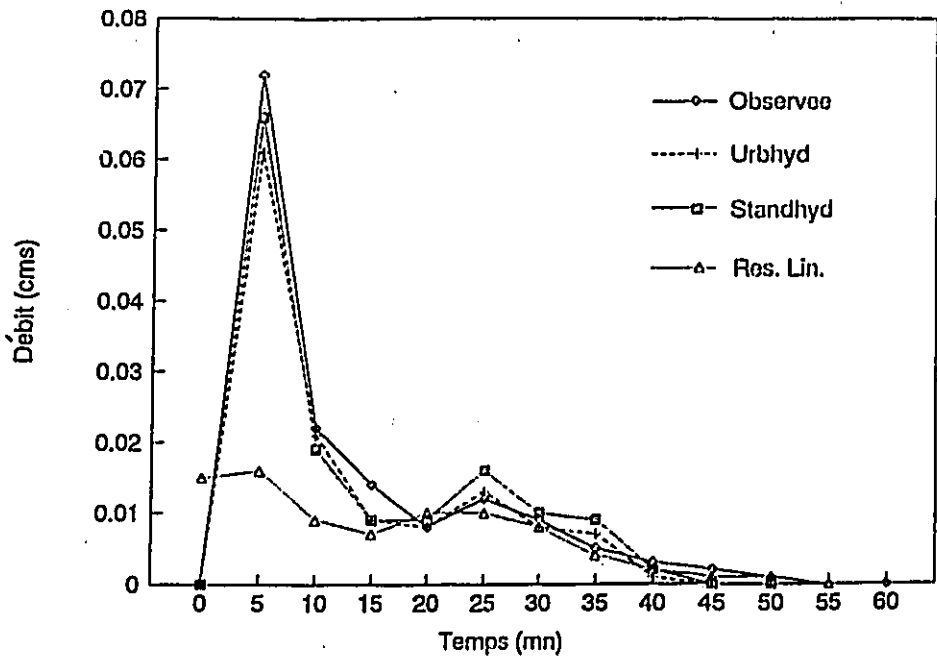


Figure D-13 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD ($I_a=.4mm$), URBHYD ($I_a=.6mm$) et Réservoir Linéaire ($I_a=.02$).

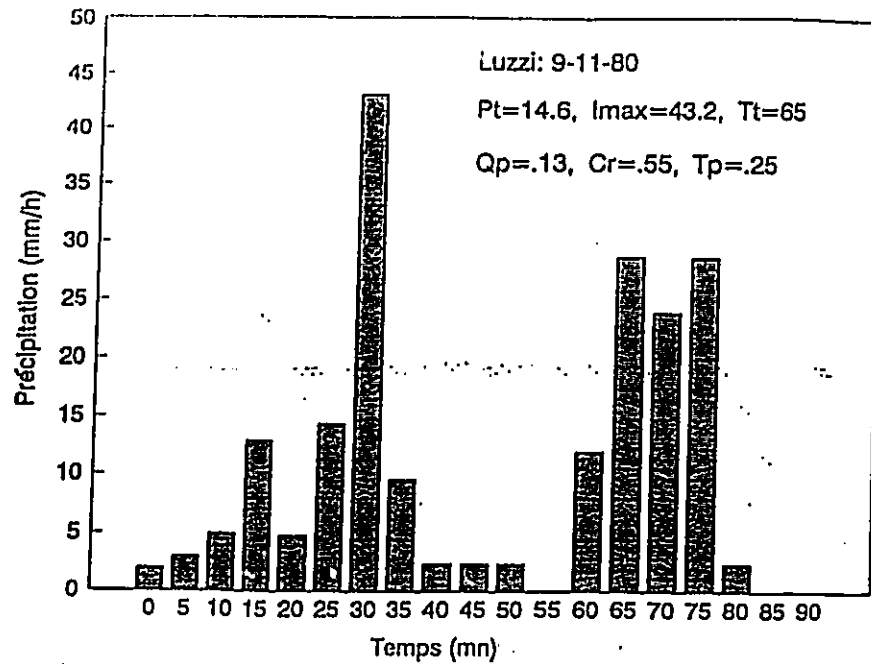


Figure D-14 Hyétogramme de pluie, événement # 3, bassin de Luzzi.

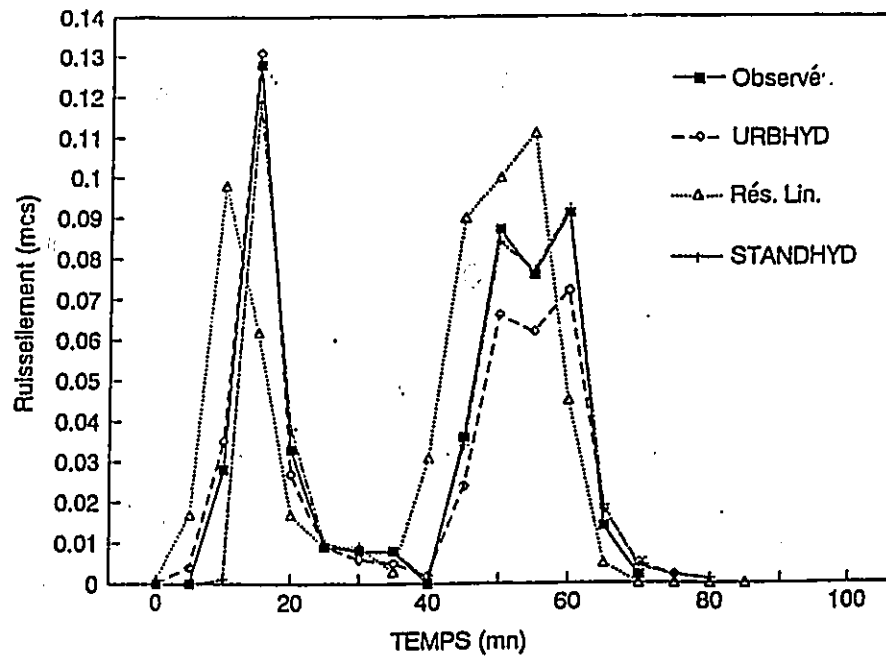


Figure D-15 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir Linéaire.

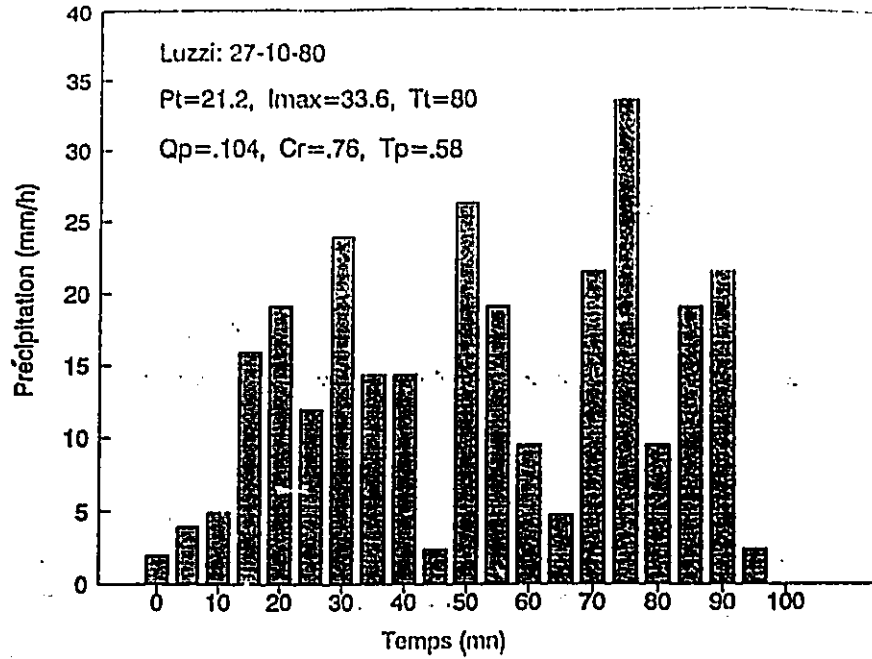


Figure D-16 Hyétogramme de pluie, événement # 4, bassin de Luzzi.

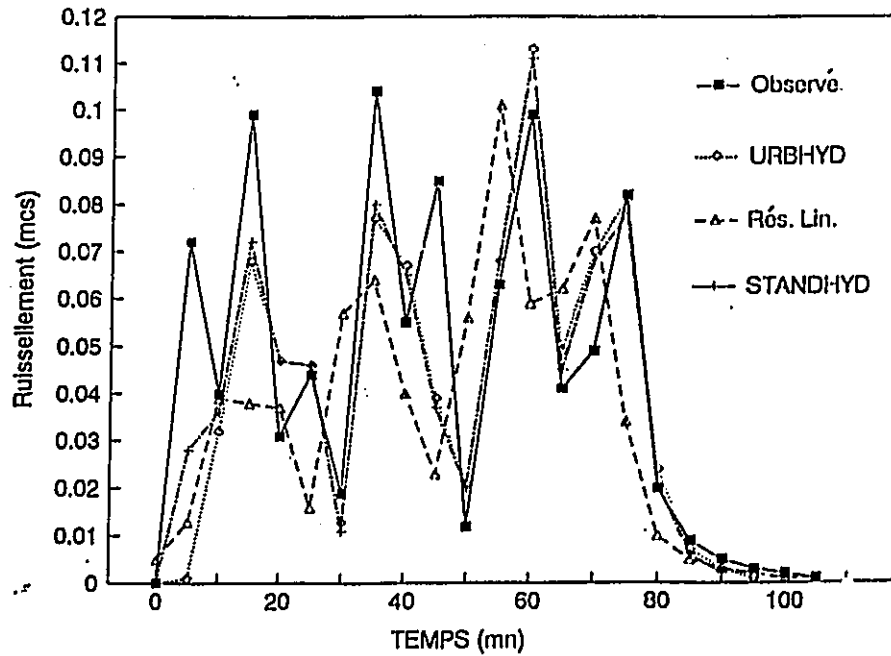


Figure D-17 Hydrogrammes Observé et Simulés par Standhyd, URBHYD et Réservoir linéaire.

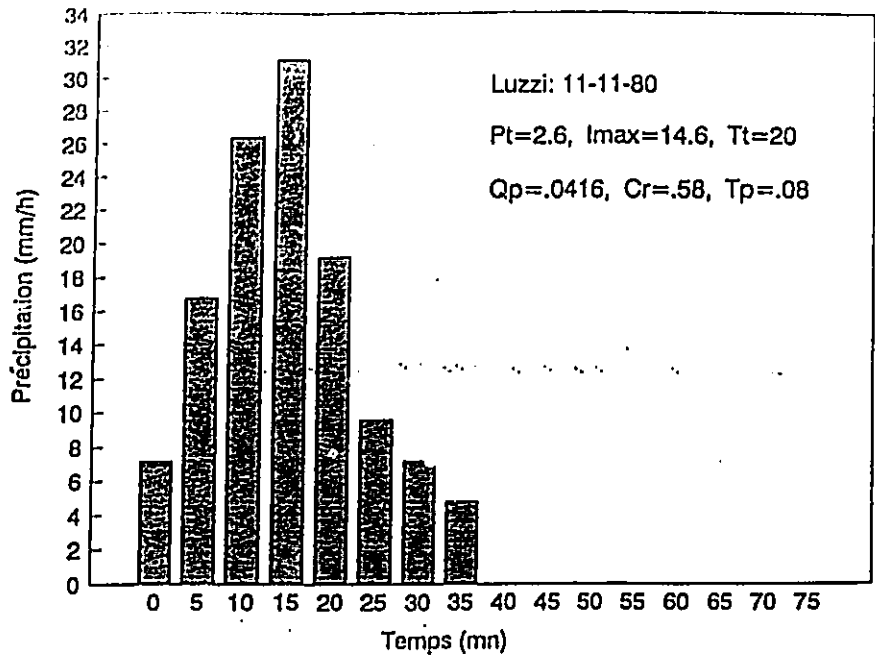


Figure D-18 Hyétogramme de pluie, événement # 5, bassin de Luzzi.

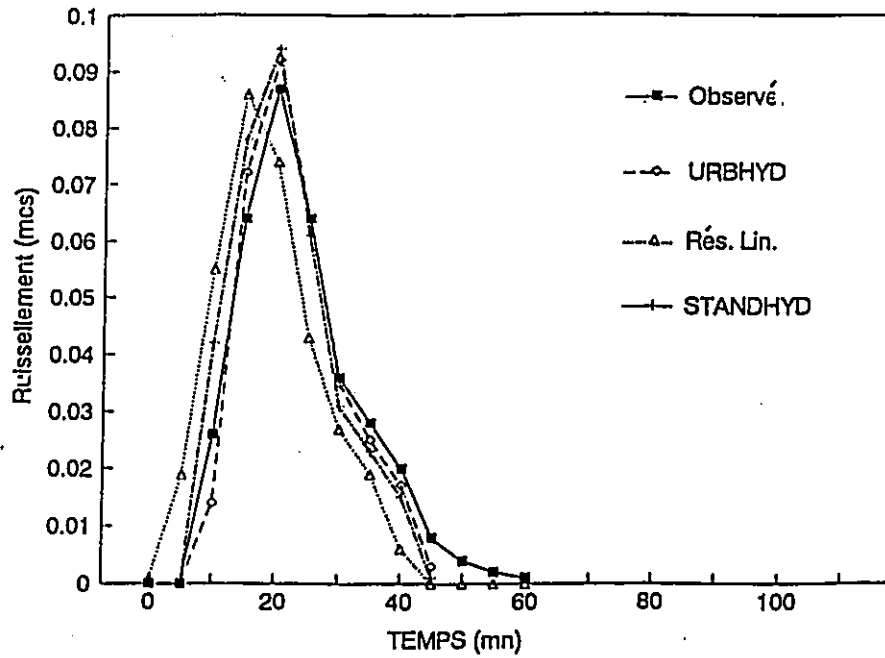


Figure D-19 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD, URBHYD et Réservoir linéaire.

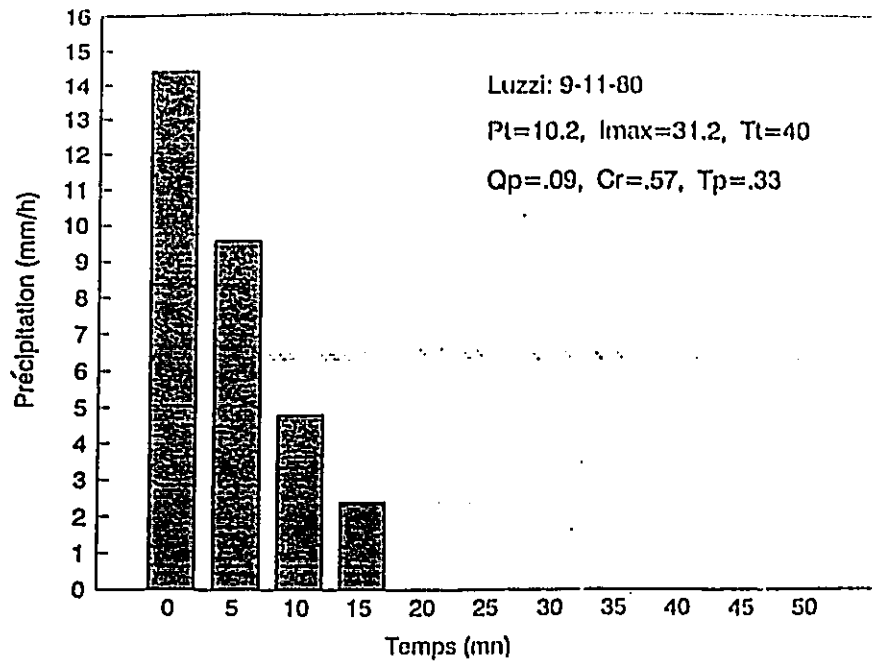


Figure D-20 Hyetogramme de pluie, événement # 6, bassin de Luzzi.

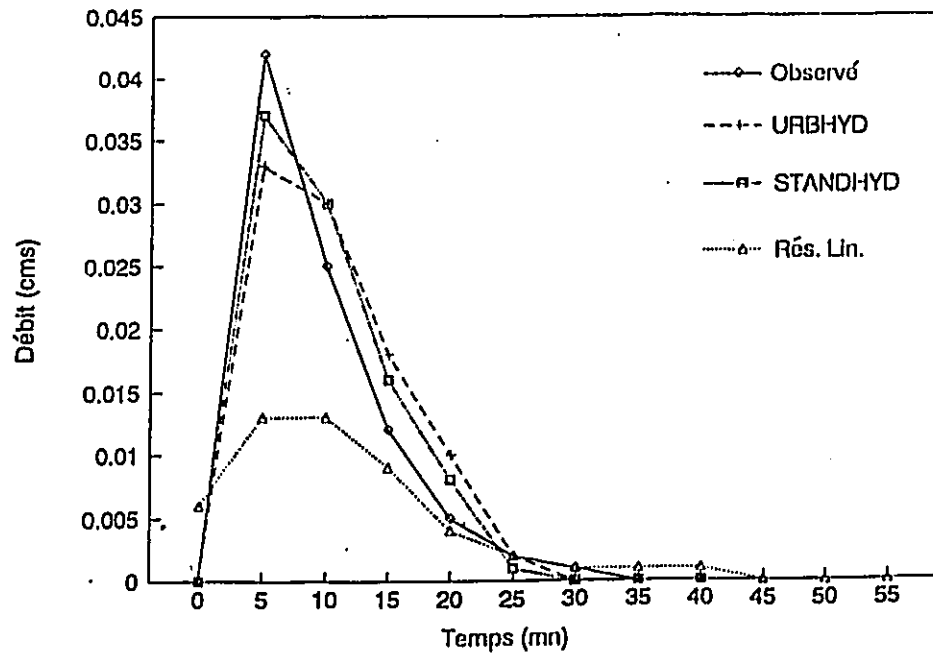


Figure D-21 Hydrogrammes Observé et Simulés par STANDHYD ($I_a = .4\text{mm}$), URBHYD ($I_a = .6\text{mm}$) et Réservoir Linéaire ($I_a = .02\text{mm}$).

Annexe E

Annexe E-1:

La méthode Muskingum-Cunge

1. Présentation de la méthode:

L'équation de continuité s'écrit sous la forme suivante:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{dQ}{dA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{E-1})$$

$$\text{ou}' \quad \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{T} \frac{dQ}{dy} = \beta v = c$$

est la célérité de l'onde dans un canal assez large comparé à sa profondeur. La discrétisation de cette équation (E-1) suivant un schéma:

- centré dans l'espace et
- excentré dans le temps

nous donne après arrangement des termes ce qui suit:

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_0 Q_j^{n+1} + C_1 Q_j^n + C_2 Q_{j+1}^n \quad (\text{E-3})$$

si on appelle nombre courant le rapport $C = c \frac{\Delta t}{\Delta x}$ de la célérité de

l'onde à la vitesse de la mèche, et $D = \frac{q_0}{s_0 c \Delta x}$ ou' $q_0 = \frac{Q}{T}$: le nombre

de Reynolds de la mèche, et on définissant la variable X telle que,

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q_0}{S_0 c \Delta x} \right) = \frac{1}{2} (1-D) \quad (E-4)$$

alors, les coefficients C_0 , C_1 , C_2 peuvent être écrits sous la forme suivante:

$$C_0 = \frac{-1+C+D}{1+C+D} \quad (E-5)$$

$$C_1 = \frac{1+C-D}{1+C+D} \quad (E-6)$$

$$C_2 = \frac{1-C+D}{1+C+D} \quad (E-7)$$

2. Remarques importantes:

a. La valeur de X est obtenue en égalant

i. la diffusivité hydraulique: $v_h = \frac{q_0}{2S_0}$ et

ii. la diffusivité numérique: $v_h = c\Delta x \left(\frac{1}{2} - X \right)$

Cette opération transforme la méthode hydrologique de Muskingum a une analogie hydraulique diffusive.

b. Dans la méthode de Muskingum-Cunge le facteur X est interprété comme un facteur de "diffusion-maching", qui détermine la diffusivité du schéma.

c. Des valeurs négative de X sont acceptable dans cette méthode, ce qui veut dire que le critère de stabilité de la méthode Muskingum:

$$D \geq 1 \rightarrow \Delta x \geq \Delta x_c = \frac{q_0}{S_0 c}$$

n'est plus applicable. Le Tableau suivant résume les caractéristiques de la solution en fonction des valeurs de X et C:

Valeurs de X et C	Type de solution
X = .5 C	Solution cinématique avec schéma de 2 ^{ime} ordre $O(\Delta x^2, \Delta t^2)$
X = .5 C = 1	solution cinématique avec schéma du 3 ^{ime} ordre $O(\Delta x^3, \Delta t^3)$, impliquant une simple translation de l'onde sans l'atténuée.
X = .5 C = 1	la solution est uniquement due a la dispersion.
X = .5 C = 1	la solution est due à la dispersion ainsi qu'à la diffusion.
X = .5 C = 1	la solution est due uniquement à la diffusion.

3. Choix des dimensions du mèche de calcul:

Théoriquement une solution par Muskingum-Cunge est indépendante du choix des dimensions de la mèche de simulation (Δx et Δt). Ceci est due au fait que les coefficients de l'équation (E-2) changent avec la variation de Δx et Δt . Ponce (1980) propose un choix basé sur l'expérience:

1. Un maximum de Δt de $T_p/5$, pour ne pas perdre la forme de

l'hydrogramme.

a. Puisque C et D sont inversement proportionnels à Δx , et pour garder un Δx assez petit:

$$C+D \geq 1 \geq 0. \quad (E-13)$$

ce qui veut dire que $C_0 \geq 0$ ou

$$c \frac{\Delta t}{\Delta x} + \frac{q_0}{s_0 c \Delta x} \geq 1 \quad (E-15)$$

Une meilleure solution est obtenue en minimisant la dispersion. Ce dernier peut être atteint en forçant la valeur de C à l'unité. Par conséquent, les critères de choix de Muskingum-Cunge deviennent:

$$\Delta t \leq \frac{T_P}{5} \quad (E-16)$$

$$c \frac{\Delta t}{\Delta x} = 1 \quad (E-17)$$

$$c \frac{\Delta t}{\Delta x} + \frac{q_0}{s_0 c \Delta x} \geq 1 \quad (E-18)$$

Annexe E.2:

EXTRAN

Extran a été développé pour la cité de San Francisco (USA) en 1973. Depuis, plusieurs modification lui ont été apporté. Le programme solutionne les équations de Navier-Stokes pour l'écoulement graduellement varié en utilisant un schéma explicite.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -gAS_f + 2V \frac{\partial A}{\partial t} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} - gA \frac{\partial H}{\partial x} \quad (E-19)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} = H_t + \frac{\sum Q_t \Delta t}{A_{s_t}} \quad (E-20)$$

où

Q = débit le long du canal

V = vitesse d'écoulement

A = section mouillée

H = charge de l'eau

S_f = pente de la ligne d'énergie. Cette pente est déterminé par la relation de Manning. En conséquence, la solution est gouvernée par la célérité de l'onde dans le plus court canal ou conduite dans le réseau d'écoulement. La solution est obtenue à travers la résolution simultanée des équations (E-19) et (E-20). Cette dernière conduit à une solution totalement explicite. Les équations du mouvement et de continuité sont appliquées respectivement aux débits dans chaque noeuds

et aux charges dans ces même noeuds. Il est connu que les solution explicite sont plus simples et nécessitant un espace de stockage plus petit que celui pour une solution implicite. Par contre, les premières sont généralement moins stable et nécessitent un pas de temps très petit. Du point de vue pratique, Extran donne des résultats stables quand les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}} \quad (E-21)$$

- Conduite ou canal: où L est la longueur d'écoulement, g est l'accélération de gravité et D la profondeur maximale

$$- \Delta t \leq \frac{.1A_s H_{\max}}{\Sigma Q}$$

où A_s est la surface du noeud, H_{\max} est la variation maximale de la surface de l'eau durant le pas du temps Δt et ΣQ le débit net entrant la jonction.

Annexe E.3:

MOUSE

Le modèle Mouse est un modèle à simulation détaillée, développé en 1987 au Danemark principalement par l'Institut Danois d'Hydraulique. La particularité de ce modèle par rapport Extran réside dans ce qui suit

- Les équations du mouvement s'écrivent dans ce cas sous la forme:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (E-23)$$

$$\alpha \left(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAs_f = gAs_o \quad (E-24)$$

où α est donnée par la courbe ci-dessous. Les équations (E-23) et (E-24) sont utilisées pour la solution de l'onde dynamique. Dès que l'écoulement devient de plus en plus surcritique, l'équation du mouvement est graduellement réduite en une onde diffusive. Le coefficient α devient nulle lorsque le nombre de Froude devient supérieur ou égale à l'unité comme indiqué par la courbe ci-dessous.

- Le schéma de solution est implicite. Pour que la solution soit stable, la condition suivante doit être satisfaite

$$\Delta t \leq \Delta x \quad (E-25)$$

où v est la vitesse. A partir des données hydrauliques du problème, le

modèle construit son "grid" de calcul d'une manière à respecter la condition précédente (E-25). Le modèle subdivise chaque canal en trois segments au moins.

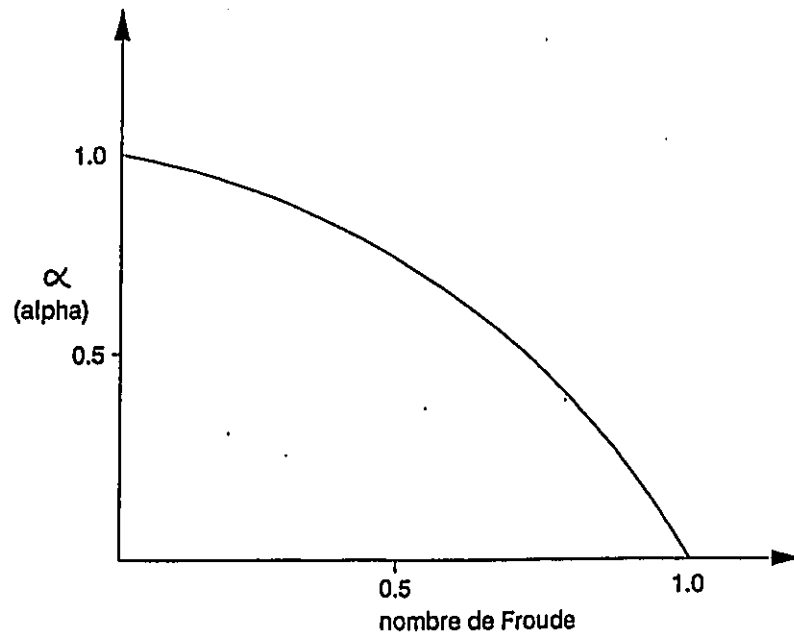


Figure 1 La transition du regime sous-critique à surcritique et la reduction de l'équation du mouvement à travers le facteur α

Annexe D:

Annexe D-1: manuel d'utilisation du programme

La figure D-1 définit les différents termes utilisés dans le programme DCA. Un Exemple d'application est aussi présenté dans la figure D-2.

Le programme est capable d'acheminer les écoulements dans les canaux à sections trapézoïdales. Ce programme n'a pas été testé pour les écoulements dans les plaines d'inondation. Il peut, avec des changements mineurs, être appliqué pour des sections irrégulières avec différentes valeurs pour le coefficient de rugosité dans différentes parties de la section transversale.

Ce programme a été testé sur un IBM PC 386 en utilisant le compilateur RM/FORTRAN version 2.43 (1987).

Définition des termes utilisés dans le programme:

- N : dimension du vecteur contenant l'hydrogramme d'entrée
- IM : nombre de points définissant la géométrie de la section transversale du canal
- Dt : pas du temps de l'hydrogramme d'entrée (sec)
- AMG : rugosité de la surface du canal
- AL1 : la longueur total du canal (m)
- QMAX : débit de pointe de l'hydrogramme d'entrée (m^3/s)
- SO : pente du lit du canal (m/m)
- x(i), y(i) abscisse et ordonné du ième point définissant la géométrie de la section du canal (m, m)
- CFS(i) vecteur contenant l'hydrogramme d'entrée (m^3/s)

OCFS(i) vecteur contenant l'hydrogramme de sortie (m^3/s)
 C(i) vecteur contenant les temps de parcours (sec.)
 TAB(i) tableau de dimension (3*N). Il affectant à chaque profondeur
 d'écoulement le débit et le temps de parcours correspondant

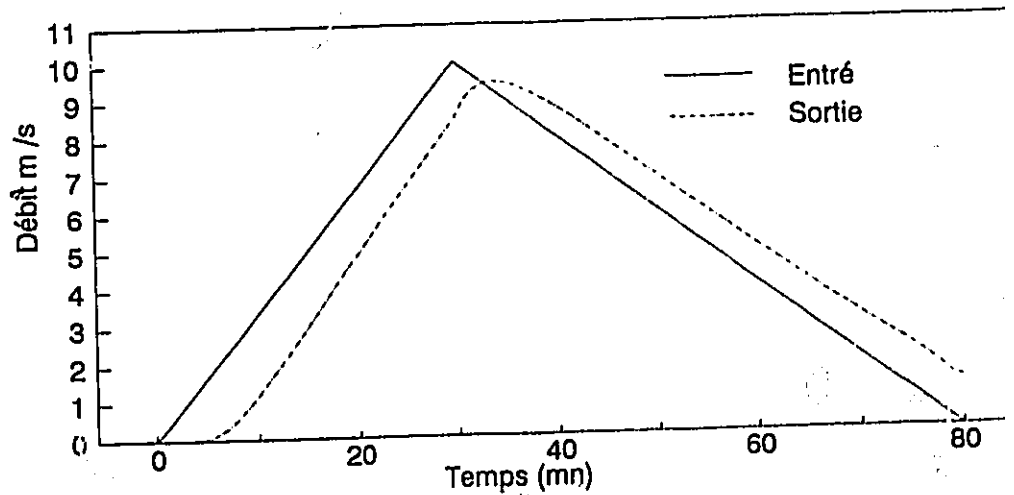
Exemple d'application (Figure D-2):

Fichier d'entrée: (format libre)

valeur numérique des variables							variables correspondantes						
81	4	60	.03	1000	10	.01	N	IM	DT	AMG	AL1	QMAX	SO
1	2	4	5.5				X(i) , i=1, IM						
3.5	2	1	3.5				Y(i) , i=1, IM						
0.							CFS(1)						
.1							CFS(2)						
.							.						
.							.						
etc							CFS(N)						

Résultats:

$Q_{out} = 9.45 m^3/s$



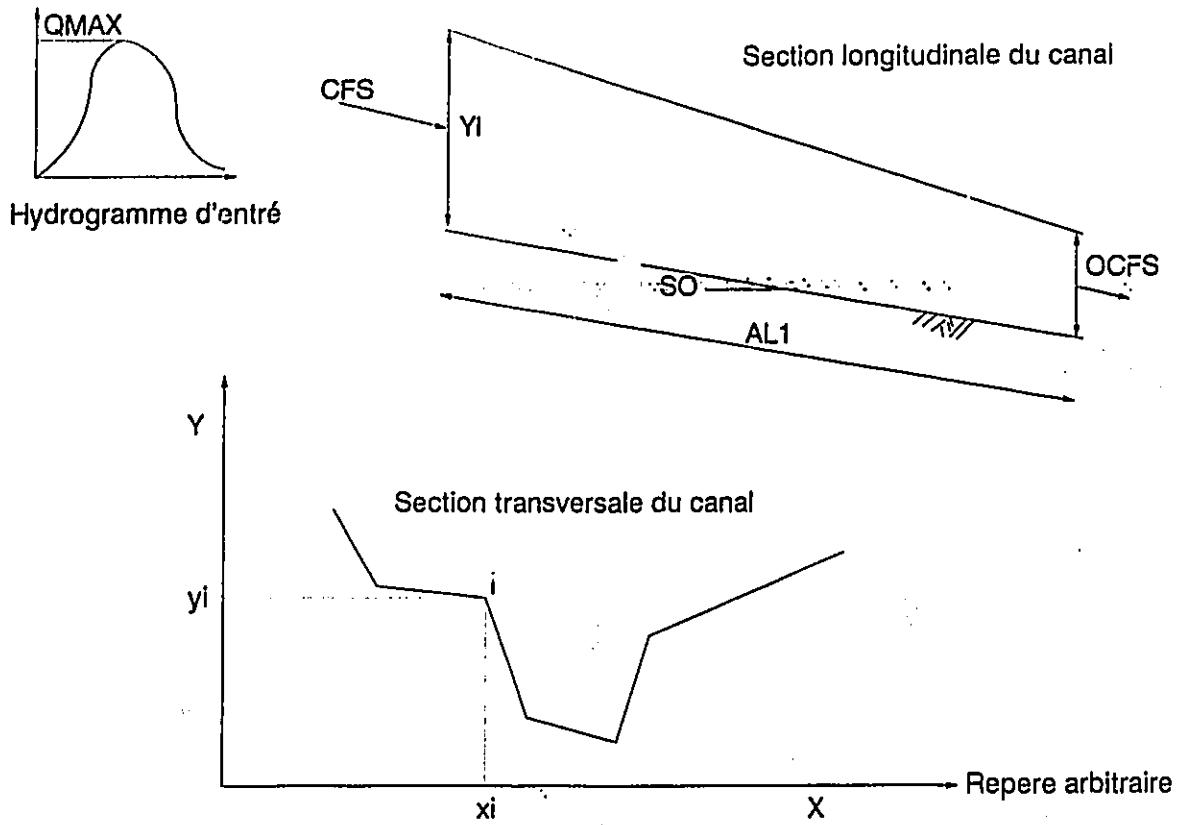


Figure D-1 Définition des termes utilisés dans le programme

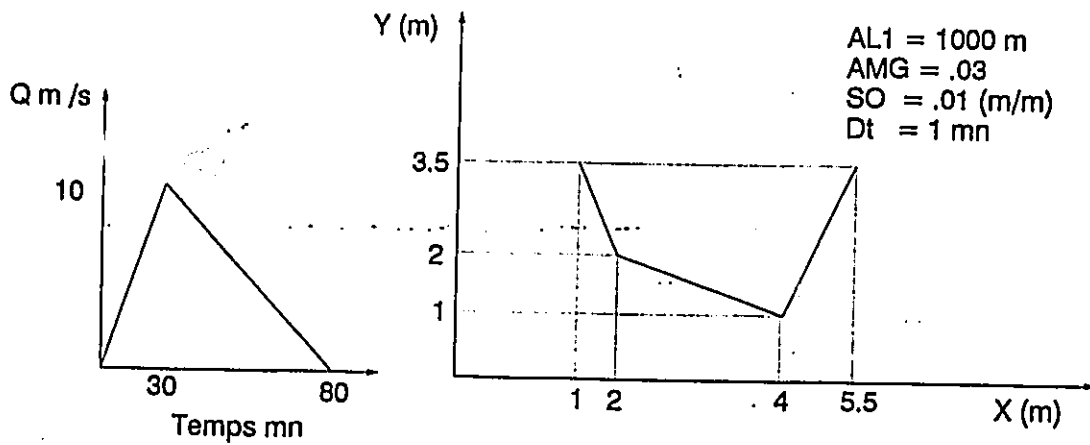


Figure D-2 Exemple d'application

Annexe D-2: Listing du Programme

```

C*****
C                                     MCA *
C                                     Préparé par Y. Djebbar *
C*****
C Listing du programme de la méthode VTT amélioré par
C l'inclusion principalement d'un nouveaux critère pour la
C détermination des dimensions Dx et Dt de la mèche de
C simulation.
C
C N : dimension du vecteur contenant l'hydrogramme d'entré
C IM: nombre de points définissant la section transversale du
C canal
C Dt: pas du temps de simulation (mn)
C AL1 longueur total du canal (m)
C QMAX débit max. à l'entré (m3/s)
C S0: la pente du lit du canal (m/m)
C AMG la rugosité du canal
C x(i), y(i): coordonnées de la section transversale
C CFS(i) débit d'entré
C OCFS(i) débit à la sortie du canal
C C(i) temps de parcours
C TAB tableau contenant pour chaque profondeur le débit et temps
C de parcours correspondant
C
C
C
C DIMENSION CFS(400),OCFS(400),C(400),TAB(3,50)
C DIMENSION SL(10), X(10), Y(10)
C.....

OPEN(5,FILE='ROUT54.DAT',STATUS='OLD')
OPEN(6,FILE='ROUT54.OUT',STATUS='NEW')
C.....
READ(5,*) N, IM, DT , AMG , AL1, QMAX , S0
READ(5,*) (X(I),I = 1,IM)
READ(5,*) (Y(I),I = 1,IM)
READ(5,*) (CFS(I),I= 1, N)
C.....
C.....Initialisation des vecteurs
DO 5 I = 1, N
C(I) = 0.
OCFS(I) = 0.
5 CONTINUE
C.....

```

```

C.....
  CALL ESSAI(SO, AMG, IM, X, Y, QMAX, AMAX, YMAX, TAB)
  CALL DXGRID(QMAX, AMAX, YMAX, AL1, NN, AL)
C.....

  DO 1000 KK = 1, NN
    S      = 0.
    YO     = 0.
    YI     = 0.
C.....
    IF(CFS(1) .GT. 0.) THEN
      ID = 1
      CALL INTERP(TAB, CFS(1), YI, AI)
      C(1) = AI*AL/(CFS(1)+.1E-20)
      GOTO 133
    ELSE
      DO 13 IO      = 1, N
        IF(CFS(IO) .LE. 0.) THEN
          OCFS(IO) = 0.
        ELSE
          ID      = IO
          GO TO 133
        ENDIF
      CONTINUE
    ENDIF
13
C.....
133  CONTINUE
    IF(NN .GT. 1 .AND. CFS(1) .LE. 0.) THEN
      OCFS(ID) = CFS(ID)
    ELSE
      CONTINUE
    ENDIF
    DO 9 I = ID, N-1
      JJ = 0
      QQ = CFS(I)*(DT+C(I)) - OCFS(I)*(DT-C(I)) + CFS(I+1)*
      &      (DT-C(I+1))
      OCFS(I+1) = QQ/(DT+C(I+1))
      IF(OCFS(I+1) .GT. 0.) GOTO 25
      OCFS(I+1) = 0.
25  CONTINUE
C.....
C..... Première itteration sur le débit
111 CONTINUE
    JJ      = JJ+1

    W      = JJ/20
    CALL INTERP(TAB, OCFS(I+1), YO, AO)

```

```

CALL INTERP(TAB, CFS(I+1), YI, AI)
C.....
AA      = SLOP(YI, YO, SO, AL)
QN      = OCFS(I+1)/AA
AIN     = CFS(I+1)/AA
C.....
QNN     = OCFS(I+1)
KKK     = 0
C.....Deuxième itteration sur le débit
113     CONTINUE
WW      = KKK/20
CALL INTERP(TAB, QN, YO, AO)
CALL INTERP(TAB, AIN, YI, AI)
QN      = OCFS(I+1)/SLOP(YI, YO, SO, AL)
AIN     = CFS(I+1)/SLOP(YI, YO, SO, AL)
IF(ABS(1- QN/(QNN+.1E-20)).LT. .001 .OR. KKK
&      .EQ. 20) GO TO 11
QSN     = QN
C.....pour accélérer la convergence (Kouen, 1984)
QN      = (1-WW)*QN+WW*QNN
QNN     = QSN
KKK     = KKK+1
GO TO 113
C.....
11      CONTINUE
C.....
CALL INTERP(TAB, QN, YO, AO)
CALL INTERP(TAB, AIN, YI, AI)
AA      = SLOP(YI, YO, SO, AL)
C(I+1) = (AO+AI)*AL/((QN + AIN)*AA+1.E-20)
QQ      = OCFS(I)*(DT-C(I))+CFS(I+1)*(DT-C(I+1))
QQ      = CFS(I)*(DT+C(I))-QQ
OCFS(I+1) = QQ/(DT+C(I+1))
IF(OCFS(I+1).GT. 0.) GOTO 21
OCFS(I+1) = 0.
21      CONTINUE
RATIO   = ABS(1-(QQQ+.1E-20)/(OCFS(I+1)+.1E-20))
C.....
IF(RATIO .LE. .001 .OR. JJ .EQ. 20) GOTO 20
QSQS    = OCFS(I+1)
C.....pour accélérer le processus de convergence
OCFS(I+1) = ((1-W)*W*QQQ+(W)*OCFS(I+1))
QQQ     = QSQS
GO TO 111
C.....
20      CONTINUE
9       CONTINUE

```

```

C.....
      DO 222 I = 1,N-1
      CFS(I) = OCFS(I)
222    CONTINUE
      RAT      = OCFS(N-1) / (OCFS(N-2+.1E-20)
      CFS(N)   = OCFS(N-1) * RAT
1000  CONTINUE
C.....
      DO 1111 IJ=1,N
      WRITE(6,*) CFS(IJ)
1111  CONTINUE
      WRITE(6,*) ' '
C.....
C.....
      STOP
      END
C*****
C SUBROUTINE D'INTERPOLATION
C.....
C avec le débit Q on determine la proffondeur et la section
C cerrespondante
      SUBROUTINE INTERP(TAB, Q, D, A)
      DIMENSION TAB(3,50)
C.....
      IF(Q .GT. 0.) THEN
        DO 4 I = 2,50
          IF(TAB(3,I) .LT. Q) GOTO 4
          ROT = (-TAB(3,I-1)+Q) / (TAB(3,I)-TAB(3,I-1))
          DIS = ROT*(TAB(1,I)-TAB(1,I-1))
          AIS = ROT*(TAB(2,I)-TAB(2,I-1))
          D = TAB(1,I-1)+DIS
          A = TAB(2,I-1)+AIS
          GO TO 15
4        CONTINUE
          ROT = (-TAB(3,49)+Q) / (TAB(3,50)-TAB(3,49))
          DIS = ROT*(TAB(1,50)-TAB(1,49))
          AIS = ROT*(TAB(2,50)-TAB(2,49))
          D = TAB(1,49)+DIS
          A = TAB(2,49)+AIS
15       CONTINUE
        ELSE
          D = 0.
          A = 0.
        ENDIF
C
      RETURN
      END

```

```

C*****
C      FUNCTION SLOPE
C.....
C....Pour la détermination de la pente de la surface de l'eau

      FUNCTION SLOP(YI,YO,SO,AL)
      AA      = (YI-YO)/(AL*SO)
      IF (AA.LT. -1.) THEN
          SLOP = 1.
      ELSE
          SLOP = SQRT(1+AA)
      ENDIF
C
      RETURN
      END
C
C*****
C      SUBROUTINE STAGE DISCHARGE CURVE
C*****
C      pour la détermination des caractéristique hydraulique de la
C      section transversale du canal
C.....

      SUBROUTINE ESSAI(SO , GMN, N , X , Y , QMAX,AMAX,YMAX,TAB)
C.....
      DIMENSION SJ(10),SIJ(10),Y(10),X(10),IA(10),A(50),QQ(50)
      DIMENSION B(10),AL(10),H(10),TH(10),BL(50),PL(50),HO(50)
      DIMENSION TAB(3,50)
C.....
      WRITE(6,*) N, GMN, SO , QMAX
      III      = 1
      SJ(1)    = Y(1)
      DO 10 II= 1,N
C.....
      DO 15 K = 1, II-1
          IF(SJ(K) .LE. Y(II)) GOTO 15
          DO 20 L      = K, II-1
              SIJ(L+1) = SJ(L)
20          CONTINUE
              SJ(K) = Y(II)
              KKK   = II
              DO 25 KK      = K+1, II
                  SJ(KK) = SIJ(KK)
                  IA(KKK) =IA(KKK-1)
                  KKK     = KKK - 1
25          CONTINUE
              IA(K) = II

```

```

          GOTO 10
C.....
15    CONTINUE
      IA(II) = II
      SJ(II) = Y(II)
10    CONTINUE
      HH      = 0.

      DO 35 I = 1,N-1
      AL(I) = (ABS((X(I+1)-X(I))**2 + (Y(I+1)-Y(I))**2 ))**(.5)
      B(I)  = X(I+1) - X(I)
      H(I)  = ABS(Y(I) - Y(I+1))
      TH(I) = ATAN(H(I)/(B(I)+.1E-15))
      H(I)  = ABS(Y(I) - Y(IA(1)))
35    CONTINUE
      H(N)  = ABS(Y(N)-Y(IA(1)))
C.....
      IF(Y(1) .LE. Y(N)) THEN
          HH = Y(1)-Y(IA(1))
          NP = 0
          I1 = 1
      ELSE
          I1 = 0
          NP = N
          HH = Y(N) - Y(IA(1))
      ENDIF
C.....
      NN      = 49
70    CONTINUE
      AA      = HH/NN
      H0(1)   = 0.
      BL(1)   = 0.
      PL(1)   = 1.
      A(1)    = 0.
      DO 55 I = 2, NN+1
      H0(I) = H0(I-1)+ AA
      B1    = 0.
      P1    = 0.
      A1    = 0.
C.....
      DO 40 J = IA(1),N-1
      IF (H0(I) .LT. H(J+1) ) GOTO 41
      P1 = P1 + AL(J)
      B1 = B1 + B(J)
      A1 = A1 + (B1 -B(J)/2. )*(Y(J+1)-Y(J))
40    CONTINUE
41    CONTINUE

```

```

        BB      = H0(I) - H(J)
        B1      = B1 + BB/(TAN(TH(J))+.1E-15)
        P1      = P1 + BB/(SIN(TH(J))+.1E-15)
        A1      = A1 + (B1 - .5*BB/(TAN(TH(J))+.1E-15))*BB
        A2      = 0.
        B2      = 0.
        P2      = 0.

DO 45 J      = IA(1)-1,1,-1
IF (H0(I) .LT. H(J)) GOTO 46
P2 = P2 + AL(J)
B2 = B2 + B(J)
A2 = A2 + (B2 - B(J)/2.)*(Y(J)-Y(J+1))
45 CONTINUE
46 CONTINUE
        BB      = H0(I)-(Y(J+1)-Y(IA(1)))
        B2      = B2 + BB/(TAN(TH(J))+.1E-15)
        P2      = P2 + BB/(SIN(TH(J))+.1E-15)
        A2      = A2 + (B2 - .5*BB/(TAN(TH(J))+.1E-15))*BB
        A(I)    = A1 + A2
        PL(I)   = P1 + P2
        BL(I)   = B1 + B2
55 CONTINUE
C.....
DO 44 I      = 2,NN+1
        QQ(I)   = SQRT(S0)/GMN* A(I)**(5./3.)/(PL(I)+
&                .1E-15)**(2./3.)
C.....
44 CONTINUE
C.....
IF (III .EQ. 1) THEN
C.....
        DO 77 I = 1,NN+1
        IF (QMAX .LT. QQ(I)) THEN
            HH = H0(I)
            III= 2
            GOTO 170
        ENDIF
77 CONTINUE
C.....CHANNEL OVERTOPED
        WRITE(6,*)'SORRY YOUR CHANNEL IS OVERTOPED, Change
&                the geometry of your section'
        ENDIF
C.....
DO 66 I      = 1, NN+1
        TAB(3,I) = QQ(I)
        TAB(1,I) = H0(I)

```

```

        TAB(2,I) = A(I)
        WRITE(6,*) (TAB(J,I),J=1,3)
66      CONTINUE
      DO 67 I      = 2,NN+1
        IF (QMAX .LT. TAB(3,I)) THEN
          RATIO = (TAB(3,I)-QMAX) / (TAB(3,I)-TAB(3,I-1))
          YMAX  = TAB(1,I) -RATIO*(TAB(1,I)-TAB(1,I-1))
          AMAX  = TAB(2,I) -RATIO*(TAB(2,I)-TAB(2,I-1))
          GO TO 453
        ELSE
          CONTINUE
        ENDIF
67      CONTINUE
453     CONTINUE
      C
      C
      RETURN
      END
C*****
C      SUBROUTINE POUR LA DETERMINATION DU PAS  DX
C*****
C.....

      SUBROUTINE DXGRID(QMAX, AMAX, YMAX, AL1, NN, AL)
        VMAX  = QMAX/AMAX
        C      = SQRT(9.81*YMAX)
        FROUD = VMAX/(C+.1E-20)
        DX    = 1.85*(C+VMAX)/(FROUD+.1E-20)
        NN    = (AL1/DX+.5)
        IF(NN .EQ. 0) THEN
          AL = AL1
          NN = 1
        ELSE
          AL = AL1/NN
        ENDIF

        WRITE(6,*) '      DX      NN      AL '
        WRITE(6,*) DX, NN, AL
      C
      RETURN
      END
C.....
C*****

```