

UNIVERSITE PARIS XII VAL DE MARNE

THESE

Doctorat Sciences Physiques Chimiques et Ingénierie

Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement

Sujet de la thèse :

DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE DE PROPAGATION DE CRUE
(METHODE "DELAI-STOCKAGE")

par

Piter L. F. BENTURA

Soutenue le 4 Octobre 1996

Devant le jury composé de :

M. Daniel THEVENOT
M. Pierre-Alain ROCHE
M. Claude THIRRIOT
M. Philippe BOIS
M. Claude MICHEL

Président
Directeur de thèse
Rapporteur
Rapporteur
Examineur



REMERCIEMENTS

A l'heure de conclure ce travail, ma première pensée va à ma famille en Indonésie qui malgré la distance a toujours été présente dans les périodes difficiles et m'a énormément aidé à surmonter les moments de "*malarindu*" du pays.

Ce travail n'aurait jamais abouti sans le soutien et la participation de tous les gens et des nombreux organismes qui, de loin ou de près, ont participé à sa réalisation.

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur Thierry LEVIANDIER, chef de la Division Hydrologie du CEMAGREF d'Antony qui m'a accueilli dans son équipe.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Claude MICHEL, qui m'a accordé sa confiance en me proposant cette recherche et auprès duquel j'ai trouvé les conseils, l'aide et l'appui de tous les instants depuis mon premier contact avec la modélisation mathématique, en particulier dans le domaine hydrologique, au sein de la Division Hydrologie du CEMAGREF à Antony. Je n'oublie ni sa patience, ni sa gentillesse, ni ses encouragements.

Je remercie aussi très vivement mon Directeur de thèse Monsieur Pierre-Alain ROCHE, l'Homme et le Scientifique, Professeur d'hydrologie à l'Ecole des Ponts et Chaussées de Paris, Directeur départemental de l'équipement de l'Aube, qui a bien voulu m'encadrer et diriger mes travaux de recherche.

Je tiens également à assurer de ma gratitude et à remercier :

- Monsieur le Professeur Daniel THEVENOT de l'Université Paris XII Val de Marne d'avoir accepté la présidence du jury,
- Monsieur le Professeur Claude THIRRIOT et Monsieur le Professeur Philippe BOIS qui ont bien voulu accepter de juger ce travail en tant que rapporteurs.

Je tiens aussi à remercier les institutions suivantes :

- le CROUS de Créteil, le CNOUS, le Service Pédagogique et Culturel de l'Ambassade d'Indonésie en France qui, par l'intermédiaire d'une bourse d'études, a permis l'accomplissement de cette recherche,
- l'Ecole Doctorale des Sciences Physiques Chimiques et Ingénierie de l'Université Paris XII Val de Marne, pour l'enseignement dont j'ai pu bénéficier à l'occasion de cette longue année de thèse,
- l'Institut des Technologies du dix Novembre à Surabaya (ITS), qui m'a permis de faire mes études en France,
- le CEMAGREF, qui m'a accueilli et m'a fourni toutes les conditions nécessaires pour mener à bien cette recherche.
- Puslitbang Air DPU Bandung et Israel Hydrological Service Jerusalem qui m'ont envoyé les données pour l'application de la méthode 'délai-stockage'.

Je n'oublierai pas non plus tous les chercheurs, ingénieurs et techniciens, stagiaires qui m'ont aidé par leurs conseils, leur soutien moral par leur chaleureuse amitié. Ma reconnaissance s'adresse à Mesdames et Messieurs M. NORMAND, M. POIRSON, M. TANGARA, M. FERRY, J-L. ROSIQUE, V. ANDREASSIAN, C. LOUMAGNE, S. TONACHELLA, E. MARSHALL, G. GUYOT, A-L. COGNARD, R. KRIBECHE, A. ZERMANI, L. ANGUEL, A. DAO et l'équipe documentation.

Je remercie toutes les personnes qui m'ont soutenu et aidé à accomplir mon travail. Je remercie aussi tous ceux que j'ai rencontré ici et qui, par leur amitié, ont fait de mon séjour en France une expérience enrichissante et agréable. Un grand merci à Edijatno, Marcio, Zezet, Anne-Marie et Jean-Michel, Alice et Roger, Nono Setiawan et une reconnaissance émue pour la famille FAUVEAU.

Enfin, la liste ne saurait être complète sans un mot spécial pour mes parents, mes beaux parents, et Dian, ma femme, pour sa patience et sa compréhension.

R E S U M E

RESUME

Le traitement de la propagation des crues par le modèle de Saint-Venant exige des données précises et nombreuses qui font généralement défaut dans les études hydrologiques couramment rencontrées dans la pratique. La résolution numérique elle-même n'est pas exempte de difficultés. Il est donc utile, en particulier dans le domaine de l'hydrologie, de disposer de méthodes simples et assez fiables pour traiter ce problème.

Dans ce travail, on a cherché à identifier la meilleure méthode parmi différentes méthodes composées d'un hydrogramme unitaire et du passage par un réservoir. On a ainsi retrouvé la bonne vieille méthode 'lag and route', mais avec le routage par un réservoir qui peut être quadratique. Ces deux méthodes, la première ayant un réservoir linéaire comme cela se fait habituellement dans la méthode 'lag and route' et la seconde ayant un réservoir quadratique, ont été calées à l'aide de crues synthétiques, propagées par le modèle théorique de Saint-Venant sur plusieurs types de biefs de rivières. De plus, ces modèles sont adaptés à l'étude de la propagation de crues complexes (toute une séquence de crues variées) sur les grands comme sur les petits canaux.

Notre travail a donc permis l'élaboration de nouveaux modèles simples, à deux paramètres seulement, simulant de façon satisfaisante, la propagation des crues dans tout type de chenal. Les résultats encourageants que nous avons obtenus, ont permis la mise au point d'une relation permettant le calcul, a priori, des paramètres des modèles. Les paramètres de deux modèles ont été efficacement liés aux caractéristiques des rivières. Cela nous permet d'avoir un nouveau regard sur la manière dont une crue se propage dans un bief de rivière et sur la faisabilité de la prévision de crue. Enfin, nous avons examiné l'applicabilité de ces modèles sur des données réelles de crue et de rivière.

ABSTRACT

Handling flood propagation using the Saint-Venant model requires data that are accurate and numerous, a situation which is at odds with the actual hydrological practice. The numerical resolution itself may be subject to local dysfunctioning. Therefore, it is useful, especially in the field of Hydrology, to have simple and reliable methods for answering this problem.

In this work, we have sought to identify the best method among the different methods composed of an unit hydrograph and a routing reservoir. Thus, we have found the good old 'lag and route' method but with the routing by a reservoir that can be quadratic. These two methods, the first one having a linear reservoir as in the usual lag and route method and the second one having a quadratic reservoir, have been adjusted with the help of synthetic floods, routed by the theoretical model of Saint-Venant on several types of river reaches. Moreover, these models are adapted to the study of a complex flood routing (a whole series of varied flood peaks) in large as well as in small channels.

Thus, our work has given rise to two simple models, which have only two parameters, and simulate in a satisfactory way the flood routing in any type of channel. The encouraging results we have obtained, allowed us to set up a relationship for calculating, a priori, the parameters of models. The parameters of the two models have been effectively connected to characteristics of rivers. This enabled us to have a new look at the way floods propagate in a river reach and at the feasibility of flood forecasting. Finally, we have examined the applicability of these models on actual flood and river data.

ABSTRAK

Penyelesaian penelusuran banjir dengan model Saint-Venant membutuhkan sejumlah data yang akurat dan banyak sekali, suatu situasi yang pada umumnya merupakan kelemahan yang ditemui dalam praktek hidrologi. Penyelesaian numeriknya tidak dapat terlepas dari kesulitan-kesulitannya. Maka dari itu, adalah sangat berguna, khususnya dalam bidang hidrologi, untuk mempersembahkan metode-metode sederhana dan dapat dipercaya, untuk menangani masalah ini.

Dalam penelitian ini, kami telah mencoba untuk membuktikan metode terbaik dari berbagai metode yang terdiri dari kombinasi sebuah hidrograf satuan dan telusuran melalui sebuah reservoir. Jadi, kami telah menemukan metode tua yang baik yaitu metode 'lag and route', tetapi dengan telusuran melalui sebuah reservoir kuadrat. Kedua metode, yang pertama mempunyai sebuah reservoir linear seperti biasanya digunakan pada metode 'lag and route' dan yang kedua mempunyai sebuah reservoir kuadrat, telah dicocokkan dengan bantuan banjir-banjir sintesis yang ditelusuri oleh model teoretik Saint-Venant pada berbagai macam alur sungai. Lagi pula, model-model itu beradaptasi pada studi penelusuran banjir kompleks (suatu seri dari berbagai variasi puncak banjir) pada saluran yang besar maupun yang kecil.

Jadi penelitian kami telah memungkinkan untuk pengembangan model-model sederhana, yang hanya mempunyai dua buah parameter saja, menyimulasi telusuran banjir pada berbagai tipe saluran dengan cara yang memuaskan. Hasil-hasil menggembirakan yang kita peroleh, mengijinkan kita untuk dapat menetapkan suatu relasi perhitungan para parameter dari model-model tersebut. Parameter-parameter dari kedua model itu mempunyai hubungan secara efektif dengan karakteristik sungai. Hal ini membuat kita memiliki suatu pandangan baru terhadap cara bagaimana suatu banjir menelusuri sebuah alur sungai dan kemungkinan peramalannya. Akhirnya, kita telah menguji pemakaian model-model itu pada data-data banjir dan sungai aktual.

Mots clés :

crue; propagation;
modèle; hydrologie.

Key words :

flood; routing;
model; hydrology.

Kata-kata kunci :

banjir; penelusuran;
model; hidrologi.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

RESUME, ABSTRACT, ABSTRAK

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE	1
I. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES METHODES DE PROPAGATION DES CRUES	7
1. 1. Introduction	7
1. 2. Phénomène de propagation en hydrologie	7
1. 2. 1. <i>La propagation des crues</i>	8
1. 2. 2. <i>L'étude de la propagation des crues</i>	10
1. 2. 3. <i>Les objectifs pour l'étude de la propagation</i>	13
1. 2. 4. <i>Les types de l'onde de crue</i>	15
1. 3. Modèles mathématiques en hydrologie	20
1. 4. Modélisation de la propagation	20
1. 4. 1. <i>La classification des méthodes de la propagation de crue</i>	21
1. 4. 2. <i>Le modèle complet de Saint Venant</i>	28
1. 4. 3. <i>Les modèles hydrauliques simplifiés</i>	28
1. 4. 4. <i>Les modèles hydrologiques</i>	32
1. 4. 5. <i>Les modèles statistiques</i>	39
1. 5. Conclusion	40
II. CONCEPTION DE NOUVELLES APPROCHES GLOBALES	45
2. 1. Introduction	45
2. 2. Choix des modèles de propagation	46
2. 3. Création d'une nouvelle gamme de modèles globaux	48
2. 3. 1. <i>L'architecture du modèle conceptuel à étudier</i>	48
2. 3. 2. <i>L'hydrogramme unitaire</i>	50
2. 3. 3. <i>Le réservoir de vidange</i>	51

2. 4. Utilisation de canaux et de crues synthétiques pour le choix d'un modèle conceptuel particulier	52
2. 4. 1. <i>Les caractéristiques des hydrogrammes en amont</i>	53
2. 4. 2. <i>Les caractéristiques des canaux étudiés</i>	55
2. 4. 3. <i>La détermination des données de crues et de canaux</i>	56
2. 5. Génération des hydrogrammes théoriques en aval	61
2. 6. Approche utilisée pour comparer les différents modèles	62
2. 7. Démarche adoptée	64
2. 8. Critère d'appréciation	65
2. 8. 1. <i>Les critères graphiques</i>	66
2. 8. 2. <i>Les critères numériques d'efficacité</i>	69
2. 9. Conclusion	72
III. ANALYSE DES PRINCIPAUX RESULTATS	77
3. 1. Introduction	77
3. 2. Etude sur l'ordre du modèle $M[\gamma,\beta]$	78
3. 3. Résultats des critères numériques d'appréciation	81
3. 4. Considération sur les critères graphiques	91
3. 4. 1. <i>La comparaison des hydrogrammes observés et calculés</i>	91
3. 4. 2. <i>La distribution des écarts</i>	94
3. 5. Relation entre les paramètres et les caractéristiques des crues et des canaux	99
3. 6. Conclusion	108
IV. VARIATION DES PARAMETRES DU MODELE LINEAIRE	111
4. 1. Introduction	111
4. 2. Variation des paramètres du modèle linéaire	112
4. 3. Calage sur un ensemble d'événements	114
4. 4. Résultats des régressions des paramètres	115
4. 5. Discussion des résultats	116
4. 6. Conclusion	117

V. DEVELOPPEMENT DU MODELE 'DELAI-STOCKAGE'	121
5. 1. Introduction	121
5. 2. Nouveaux ensembles des données	122
5. 2. 1. <i>Les hydrogrammes d'entrée 'théoriques' de crues complexes</i>	122
5. 2. 2. <i>Les caractéristiques des canaux</i>	124
5. 3. Présentation des modèles 'délai-stockage'	127
5. 3. 1. <i>Le modèle à réservoir linéaire</i>	129
5. 3. 2. <i>Le modèle à réservoir quadratique</i>	132
5. 3. 3. <i>Le modèle à réservoir biquadratique</i>	133
5. 4. Calage des trois modèles 'délai-stockage'	135
5. 5. Comparaison des résultats du calage des trois modèles 'délai-stockage'	142
5. 6. Conclusion	153
VI. ESTIMATION DES PARAMETRES DES MODELES 'DELAI-STOCKAGE'	157
6. 1. Introduction	157
6. 2. Estimation des paramètres des trois modèles 'délai-stockage'	158
6. 2. 1. <i>L' évaluation des paramètres pour la méthode à réservoir linéaire</i>	159
6. 2. 2. <i>L' évaluation des paramètres pour la méthode à réservoir quadratique</i>	163
6. 2. 3. <i>L' évaluation des paramètres pour la méthode à réservoir biquadratique</i>	168
6. 3. Validation de la méthode sur de nouveaux ensembles de données	172
6. 4. Conclusion	186
VII. APPLICATION DU MODELE SUR DES COURS D'EAU REELS	191
7. 1. Introduction	191
7. 2. Présentation des données de crues et de caractéristiques des rivières	191
7. 2. 1. <i>La rivière Cimanuk</i>	192
7. 2. 2. <i>Rio Jacui</i>	197
7. 2. 3. <i>La rivière Ayalon</i>	201
7. 3. Conditions de la procédure de validation de la méthode 'délai-stockage'	203

7. 3. 1. <i>Le coefficient de rugosité</i>	204
7. 3. 2. <i>Les apports latéraux et pertes</i>	204
7. 3. 3. <i>L'introduction d'une période de mise en route</i>	204
7. 3. 4. <i>Le choix des pas de temps</i>	204
7. 4. Résultats de la validation	205
7. 4. 1. <i>L'application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Cimanuk</i>	205
7. 4. 2. <i>L'application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Jacui</i>	206
7. 4. 3. <i>L'application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Ayalon</i>	209
7. 5. Conclusion	209
 CONCLUSION GENERALE	 213
 BIBLIOGRAPHIE	 219
 ANNEXES	 247

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau 1. 1. Méthodes globales de la propagation de crue	24
Tableau 1. 2. Modèles distribués pour la propagation de crue	27

CHAPITRE II

Tableau 2. 1. Canaux-types pour les 'petites' et les 'grandes' rivières	59
---	----

CHAPITRE III

Tableau 3. 1. Canaux et crues étudiés pour le changement d'ordre du modèle $M[\gamma, \beta]$ ou $M[\beta, \gamma]$	78
Tableau 3. 2. Résultat de 50 couples de modèles pour le canal type 1	79
Tableau 3. 3. Résultat de 50 couples de modèles pour le canal type 2	79
Tableau 3. 4. Résultat de 50 couples de modèles pour le canal type 3	80
Tableau 3. 5. Résultat de 50 couples de modèles pour le canal type 4	80
Tableau 3. 6. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M1, M6, M11, M16, M21 sur 100 canaux étudiés	82
Tableau 3. 7. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M2, M7, M12, M17, M22 sur 100 canaux étudiés	84
Tableau 3. 8. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M3, M8, M13, M18, M23 sur 100 canaux étudiés	85
Tableau 3. 9. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M4, M9, M14, M19, M24 sur 100 canaux étudiés	87
Tableau 3.10. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M5, M10, M15, M20, M25 sur 100 canaux étudiés	89
Tableau 3.11. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M21, M22, M13, M14, M10 sur 100 canaux étudiés	90
Tableau 3.12. Canaux et crues étudiés pour la comparaison des hydrogrammes des quatre modèles différents $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$	91
Tableau 3.13. Résultats de calage du modèle $M[\infty, 2]$	100

CHAPITRE V

Tableau 5. 1. Les différentes caractéristiques des canaux étudiés	125
Tableau 5. 2. Résultats du calage du modèle linéaire sur cent canaux différents	135
Tableau 5. 3. Résultats du calage du modèle quadratique sur cent canaux différents	138
Tableau 5. 4. Résultats du calage du modèle biquadratique sur cent canaux différents	140

CHAPITRE VI

Tableau 6. 1. Résultats de contrôle du modèle linéaire sur cent canaux différents	173
Tableau 6. 2. Résultats de contrôle du modèle quadratique sur cent canaux différents	175
Tableau 6. 3. Résultats de contrôle du modèle biquadratique sur cent canaux différents	177

CHAPITRE VII

Tableau 7. 1. Disposition de sous-biefs de Rio Jacui	197
--	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure 1. 1.	Naissance et propagation d'une crue au sein d'un bassin versant	8
Figure 1. 2.	Propagation d'une crue	9
Figure 1. 3.	Exemple d'hydrogramme de l'onde de crue avec une translation simple	16
Figure 1. 4.	Exemple typique d'hydrogramme de crue propagé par un réservoir	17
Figure 1. 5.	Structure des types de l'onde obtenue de l'analyse des équations de Saint-Venant	19
Figure 1. 6.	Schéma d'un système des méthodes distribuée et globale de la propagation de crue	22
Figure 1. 7.	Schéma des hydrogrammes de l'onde diffusante	30
Figure 1. 8.	Périodes de crue et de décrue dans un tronçon de lit de rivière (Modèle Muskingum)	33
Figure 1. 9.	Schéma représentant le modèle "lag and route"	37

CHAPITRE II

Figure 2. 1.	Architecture d'un modèle $M[\gamma, \beta]$	49
Figure 2. 2.	Hydrogramme unitaire pour différentes valeurs de γ	50
Figure 2. 3.	Schéma du changement d'ordre des composants du modèle $M[\gamma, \beta]$	52
Figure 2. 4.	Schématisation d'un tronçon de cours d'eau et des crues considérées	56
Figure 2. 5.	Schéma implicite de Preissmann dans le plan $x - t$	63
Figure 2. 6.	Comparaison des hydrogrammes observé et calculé	67
Figure 2. 7.	Valeurs observées et calculées	68
Figure 2. 8.	Distribution des écarts	68
Figure 2. 9.	Schéma du rapport des pointes de crues	71
Figure 2. 10.	Schéma du rapport des durées de pointe	72

CHAPITRE III

Figure 3. 1.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M1, M6, M11, M16, M21	83
Figure 3. 2.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M2, M7, M12, M17, M22	84
Figure 3. 3.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M3, M8, M13, M18, M23	86
Figure 3. 4.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M4, M9, M14, M19, M24	87
Figure 3. 5.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M5, M10, M15, M20, M25	88
Figure 3. 6.	Distributions de critère de Nash pour les modèles M21, M22, M13, M14, M10	90
Figure 3. 7.	Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 1	92
Figure 3. 8.	Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 2	93
Figure 3. 9.	Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 3	93
Figure 3. 10.	Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 4	94

Figure 3. 11. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) pour les modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 1	97
Figure 3. 12. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) pour les modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 2	97
Figure 3. 13. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) pour les modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 3	98
Figure 3. 14. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) pour les modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 4	98
Figure 3. 15. Régression pour le paramètre C	105
Figure 3. 16. Régression pour le paramètre B	106

CHAPITRE IV

Figure 4. 1. Hydrogramme unitaire après introduction du délai T	112
Figure 4. 2. Hydrogramme unitaire après introduction du délai sT	113
Figure 4. 3. Hydrogramme de propagation de crue par le modèle linéaire	117

CHAPITRE V

Figure 5. 1. Schéma d'une série de crues simples	122
Figure 5. 2. L'hydrogramme complet des crues complexes	124
Figure 5. 3. Structure du modèle avec délai et réservoir	128
Figure 5. 4. Schéma des éléments du débit en amont et en aval pour un pas de temps Δt	130
Figure 5. 5. Application de la méthode ' <i>délai-stockage</i> '	131
Figure 5. 6. Distribution des critères F pour les trois modèles ' <i>délai-stockage</i> ' sur 100 biefs des canaux	143
Figure 5.7. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un chenal de faible pente (calage)	144
Figure 5.8. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un chenal de pente moyenne (calage)	145
Figure 5.9. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un chenal de forte pente (calage)	146
Figure 5.10. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de faible pente (calage)	147
Figure 5.11. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de pente moyenne (calage)	148
Figure 5.12. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de forte pente (calage)	149
Figure 5.13. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de faible pente (calage)	150
Figure 5.14. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de pente moyenne (calage)	151
Figure 5.15. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de forte pente (calage)	152

CHAPITRE VI

Figure 6. 1. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle linéaire	160
Figure 6. 2. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle linéaire	160

Figure 6. 3. Régression de $\ln(C)$ pour le modèle linéaire	162
Figure 6. 4. Régression de D pour le modèle linéaire	163
Figure 6. 5. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle quadratique	165
Figure 6. 6. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle quadratique	165
Figure 6. 7. La meilleure régression de $\ln(S)$ pour le modèle quadratique	167
Figure 6. 8. La meilleure régression de $\ln(T)$ pour le modèle quadratique	167
Figure 6. 9. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle biquadratique	170
Figure 6. 10. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle biquadratique	170
Figure 6. 11. La meilleure régression de $\ln(S)$ pour le modèle biquadratique	171
Figure 6. 12. La meilleure régression de $\ln(T)$ pour le modèle biquadratique	171
Figure 6. 13a. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation)	180
Figure 6. 13b. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation)	180
Figure 6. 13c. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation)	181
Figure 6. 14a. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation)	181
Figure 6. 14b. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation)	182
Figure 6. 14c. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation)	182
Figure 6. 15a. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation)	183
Figure 6. 15b. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation)	183
Figure 6. 15c. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation)	184

CHAPITRE VII

Figure 7. 1. Archipel Indonésie	192
Figure 7. 2. Bassin versant de la rivière Cimanuk	193
Figure 7. 3a. Station Monjot (vue vers amont)	194
Figure 7. 3b. Station Monjot (vue vers aval)	194
Figure 7. 4. Station Kertasemaya (vue vers aval)	195
Figure 7. 5. Station Jatiwangi (vue vers amont)	195
Figure 7. 6. Hydrogrammes du débit observé de la rivière Cimanuk	196
Figure 7. 7. La rivière Jacui	198
Figure 7. 8. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990)	199
Figure 7. 9. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990)	199
Figure 7.10. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990)	200
Figure 7.11. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990)	200
Figure 7.12. Bassin versant de la rivière Ayalon	201
Figure 7.13. Crues observée et calculée sur la rivière Cimanuk	202
Figure 7.14. Crues observée et calculée sur la rivière Jacui le 22 Mai 1981	205
Figure 7.15. Crues observée et calculée sur la rivière Jacui le 17 Decembre 1981	206
Figure 7.16. Crues observée et calculée sur la rivière Jacui le 25 Decembre 1981	207
Figure 7.17. Crues observée et calculée sur la rivière Jacui le 25 Mars 1981	208
Figure 7.15. Crues observée et calculée sur la rivière Ayalon	209

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Des petites rivières aux grands fleuves, l'homme a toujours été très dépendant des caprices de cette eau qui circule sur les continents. Afin de mieux connaître et de pouvoir anticiper la dynamique des cours d'eau, les hydrologues étudient le cycle complexe de l'eau depuis très longtemps.

Une méthode de propagation de crue est une procédure mathématique pour prévoir la magnitude, la vitesse, et la forme d'une onde de crue comme fonction du temps en un ou plusieurs points le long d'un cours d'eau. Le cours d'eau peut être une rivière, un fleuve, un estuaire, un réservoir, un ruisseau, un canal, un fossé de drainage, ou un égout d'orage.

L'hydrogramme de débit peut provenir de l'écoulement occasionné par une précipitation ou par la fonte de neige, l'évacuation d'un réservoir, un glissement de terrain dans un réservoir ou un ressac généré par la tempête

Beaucoup d'études ont été faites pour prévoir les caractéristiques d'une onde de crue quand elle se propage dans un cours d'eau, afin de pouvoir déterminer les actions nécessaires pour protéger les vies humaines et les biens des effets dommageables des inondations. Commencées avec les investigations dès le XVII^e siècle, les techniques mathématiques pour la propagation de crue ont continuellement évolué dans le temps. En 1871, Barré de Saint-Venant formule la théorie fondamentale pour analyser l'écoulement non permanent unidimensionnel. Cependant, en raison de la complexité mathématique des équations de Saint-Venant, des simplifications étaient souhaitables pour obtenir des solutions rapides concernant les caractéristiques importantes d'une onde de crue et de son mouvement. Voilà seulement quatre décennies que l'on peut

résoudre les équations complètes de Saint-Venant grâce aux ordinateurs et avec le développement des techniques d'analyse numérique, avec des degrés variables de succès.

Les méthodes complètes, c'est-à-dire les différentes résolutions numériques du modèle de Barré de Saint-Venant sont, dans la plupart des cas pratiques, amoindries par la non disponibilité des données nécessaires (profil en travers, coefficients de Strickler) et se prêtent mal à un traitement généralisé du fait soit de difficultés numériques ou physiques (approche du régime critique, fonctionnement en torrentiel).

L'usage des méthodes, dites hydrologiques, pour la propagation des crues a toujours été répandu parce que de telles méthodes conviennent bien au nombre limité de données disponibles en hydrologie opérationnelle. La méthode Muskingum est la méthode la plus utilisée dans la pratique et elle fait encore l'objet de recherches malgré plusieurs difficultés comme par exemple les valeurs négatives des débits initiaux calculés avec cette méthode. Une autre méthode hydrologique a été développée par Hayami, mais l'explication de ses paramètres se fait au voisinage d'un régime de référence. Il en est de même pour la méthode "lag-and-route" que je dénommerai dans ce qui suit "**délai-stockage**".

Malgré l'existence d'un grand nombre d'outils, il existe encore un besoin d'une méthodologie robuste, peu exigeante en données d'entrée. Les méthodes hydrologiques, très simples, comme la méthode Muskingum, ou plus généralement les méthodes ARX (Auto Régressives avec variable eXterne (débit amont)), sont trop sommaires.

Une méthode globale et robuste permettrait de rendre service dans de nombreuses applications pratiques, en particulier dans toutes les approches de dégrossissage d'un problème complexe d'aménagement des eaux.

D'énormes progrès ont été réalisés en matière de prévision et d'analyse des crues. Cependant, l'étude de la propagation des crues, sur des tronçons de cours d'eau et de canaux de toutes dimensions, reste un domaine où des progrès peuvent encore être réalisés en ce qui concerne les modèles hydrologiques simples. Afin de combler cette lacune, nous avons travaillé à l'élaboration d'un nouveau modèle hydrologique simple et pratique.

L'objectif de notre étude est de développer une méthode conceptuelle de propagation de crue simple, robuste en comparaison de la méthode de Saint-Venant, économe concernant l'acquisition des données d'entrée nécessaires, pratique pour les crues complexes et pour un bief assez long, et basée sur les principes hydrologiques. On essaiera également de trouver la relation permettant l'estimation des paramètres du modèle en fonction des caractéristiques physiques des rivières. Nous appliquerons la méthode sur des cas réels.

Ce mémoire de thèse est constitué de sept chapitres répartis comme suit :

Le chapitre I comprendra l'étude bibliographique nécessaire au développement de cette recherche.

Le chapitre II suggérera de nouvelles approches globales de modèles hydrologiques, que l'on proposera de tester avec certaines caractéristiques de canaux et des crues synthétiques. Cette démarche permet le choix d'un modèle

conceptuel particulier et d'affiner l'approche que nous avons utilisée pour la comparaison de différentes variantes en précisant les critères numériques d'efficacité.

Le chapitre III présentera l'analyse des résultats de comparaison des différents modèles étudiés.

Chapitre IV : dans ce chapitre nous essayerons de faire une étude sur la variation des paramètres du modèle "délai-stockage" linéaire. Nous présenterons une solution possible et analyserons les résultats.

Les chapitres V, VI constitueront le coeur de ce travail. Il porte sur le développement du modèle "délai-stockage", en combinant la translation simple et le routage par différents types de réservoirs.

Dans le septième chapitre de cette thèse nous présenterons l'application de la méthode proposée sur des données de cours d'eau réels.

L'étude menée au cours de cette thèse a permis "la publication d'un article". Ce document est présenté dans l'annexe (A).

CHAPITRE I

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES METHODES DE PROPAGATION DES CRUES

1. 1. Introduction.

Ce chapitre a en partie pour objet la définition de ce que nous entendons par le terme "*propagation de crue*", élément central de toute cette recherche; il vise d'autre part à déterminer des représentations possibles de cette propagation de crue - des représentations qui soient opératoires du point de vue de cette recherche, c'est-à-dire qui permettent de décrire et évaluer les différents aspects des modèles mathématiques.

1. 2. Phénomène de propagation en hydrologie.

Ce paragraphe décrit la problématique de la propagation des crues en hydrologie afin d'éclaircir le cadre de cette étude.

Le paragraphe 1.2.1. présentera sommairement la physique du phénomène de propagation de crues. Ensuite, au paragraphe 1.2.2., on fera un court rappel historique sur l'hydrologie et, plus particulièrement, sur la propagation des crues. Dans le paragraphe 1.2.3, on essaiera d'explicitier les différents objectifs que l'on peut avoir lors d'une étude de propagation de crues. Enfin, on présentera les différents types d'onde de crue.

1. 2. 1. La propagation des crues.

Les situations, où le phénomène de propagation de crue se présente, peuvent être schématisées de la façon suivante :

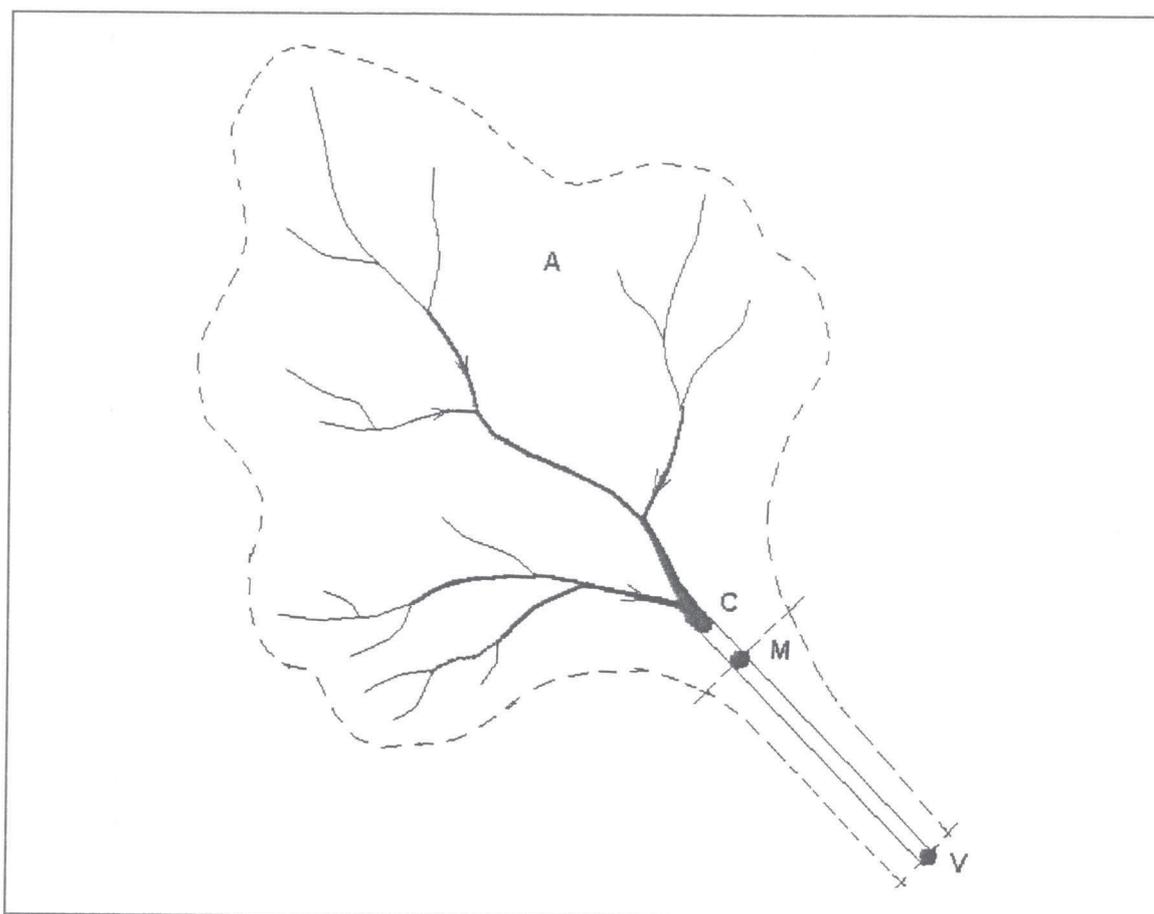


Figure 1.1. Naissance et propagation d'une crue au sein d'un bassin versant.

Dans un bassin versant A, drainé par un cours d'eau C, des pluies importantes viennent de se produire. On constate une augmentation du niveau d'eau à l'amont, au point M. Notre problème est de savoir comment cette montée du niveau, à l'amont, va se propager à l'aval, jusqu'au point V. Il s'agit, bien sûr, de tronçons de cours d'eau qui ne présentent pas d'apports latéraux importants, comme cela est probablement le cas pour le tronçon MV de la figure 1.1 (ce

schéma se présente assez couramment en Indonésie comme le montrera ultérieurement la figure 7.2).

Le phénomène de propagation d'une crue peut être assimilé à la translation d'une onde qui se déforme au cours de cette translation, en fonction du frottement et du stockage dans le cours d'eau. En effet, on observe que cette onde, tout en conservant son volume, présente une certaine réduction du débit de pointe et met un certain temps pour parcourir le bief. Il y a donc une atténuation de la pointe de crue qui se propage à une certaine vitesse et parcourt le bief en un temps donné. (cf. figure 1.2.) :

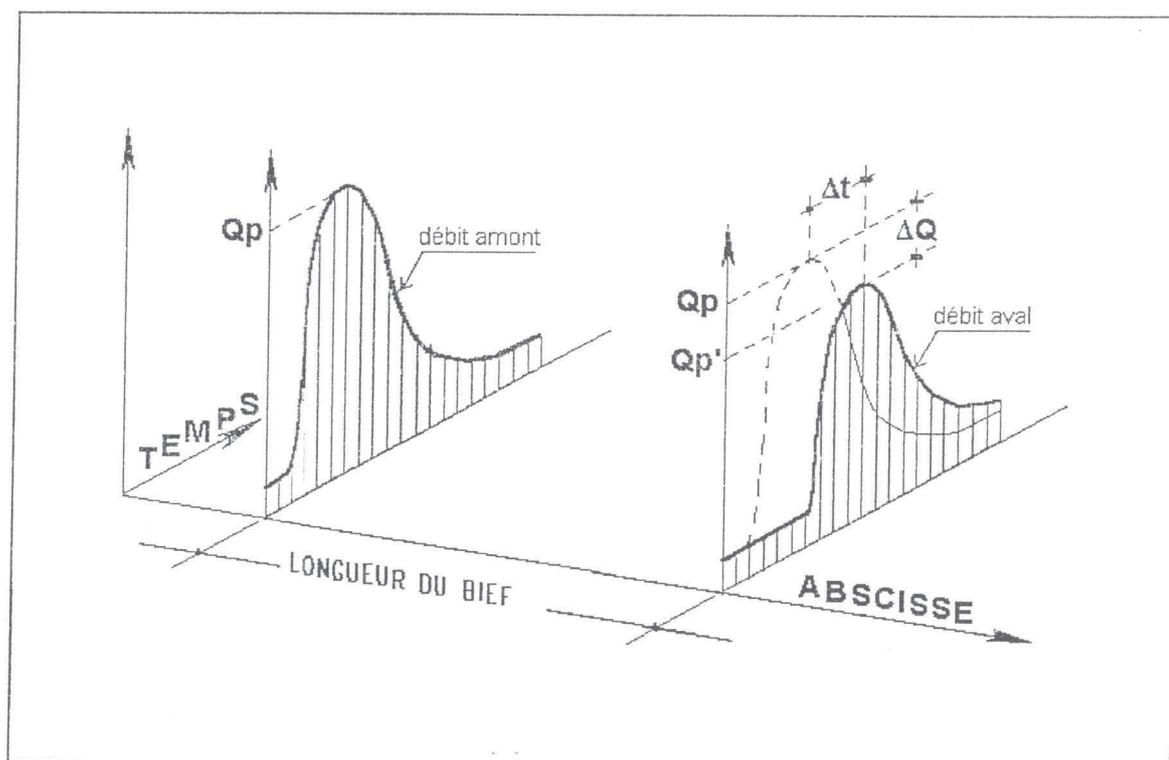


Figure 1.2. Propagation d'une crue.

Cette atténuation de la pointe et ce temps de transfert sont fonction des caractéristiques de frottement et stockage dans le cours d'eau, ainsi que des

caractéristiques propres de la crue. La propagation d'une crue est donc plutôt une affaire de mécanique des fluides.

Du point de vue de l'hydraulique, la propagation d'une crue dans un cours d'eau est un problème typique d'écoulement transitoire. L'importance du phénomène est assez variable et est fonction des éléments précédemment cités.

La propagation est un phénomène physique rarement isolé en hydrologie. D'autres phénomènes, comme l'infiltration ou les apports latéraux, peuvent interférer et modifier plus au moins légèrement les écoulements. Néanmoins, dans le cadre de l'étude de la propagation ces phénomènes secondaires sont souvent négligés.

1. 2. 2. L'étude de la propagation des crues.

L'hydrologie, traitant des diverses étapes du cycle de l'eau dans la nature, est un domaine vaste et complexe.

En effet, en étudiant l'eau sous ses diverses formes, l'hydrologue est obligé de traiter une multitude de phénomènes complexes et de natures très différentes. Il faut donc chercher les moyens de comprendre et de maîtriser le cycle de l'eau, essentiel aux activités humaines, de façon à minimiser ou à éviter les problèmes, que les périodes d'abondance ou de pénurie peuvent occasionner aux hommes.

Ainsi, du fait du caractère vital de l'eau, l'homme a été confronté très tôt aux problèmes hydrologiques dès 4000 avant J. C. Les travaux de drainage et d'irrigation ont été effectués par les sumériens.

Cependant, ces travaux anciens étaient faits d'une façon presque "intuitive" et ne correspondaient pas à une préoccupation "cognitive" (Klemes, 1988). En effet, on ne recherchait pas, à l'époque, la compréhension des phénomènes hydrologiques en cause et on ne mettait pas l'accent sur la transmission des connaissances, qui n'étaient pas considérées comme fondamentales.

En effet, l'hydrologie en tant que science, a connu un développement tardif et c'est seulement au XIV^e siècle que l'on a pris conscience du fait que les pluies pouvaient jouer un rôle important dans l'explication des débits des rivières. Cette constatation, tout à fait fondamentale, n'a été réellement confirmée qu'au XVII^e siècle par les mesures de Perrault sur la Seine. Le développement moderne des connaissances de l'hydrologie et de l'hydraulique n'a vraiment débuté qu'au XVIII^e siècle, avec la fondation de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Linsley et Franzini, 1979).

Le phénomène de propagation des crues ne représente qu'une partie modeste du vaste domaine de l'hydrologie. D'abord, ce problème ne se pose, effectivement, que dans un nombre limité de cas. Ensuite, il semble que son étude appartienne plutôt au domaine de l'hydraulique. Ainsi, la problématique très particulière de la propagation des crues n'a été posée, de façon nette, qu'au milieu du XIX^e siècle (Gallati et Maionne, 1977).

En 1871 Barré de Saint-Venant a proposé un système d'équations décrivant le phénomène. Ce système, qui porte son nom, constitue depuis la base théorique de l'étude de la propagation.

Comme le système de Saint-Venant n'a pas de solution analytique générale connue, l'étude du phénomène, avec l'ensemble des hypothèses de

départ, n'a été vraiment opérationnelle qu'à partir de la deuxième moitié du XX^{ème} siècle, avec l'avènement de l'informatique. Auparavant, l'étude du phénomène était faite de façon empirique en recourant à des simplifications, plus au moins importantes, du système complet.

Dans le XIX^{ème} siècle, on doit citer les études de Graef (1875) et de Kleitz (1877). La première méthode d'intégration graphique des équations de Saint-Venant, fondée sur les courbes caractéristiques, est due à Massau en 1889.

Au début du XX^{ème} siècle, malgré le développement important des mathématiques, les études sur la propagation ont eu un caractère essentiellement empirique et pratique, vis-à-vis d'objectifs immédiats. On peut citer ici les études sur les rivières Mississipi-Missouri, effectuées par Seddon en 1990 et les études sur les rivières Sacramento et San Joaquin, réalisées en 1907 et 1908.

Dans les années 30, on voit apparaître des modèles "hydrologiques", qui s'éloignent du système de Saint-Venant, car ils sont fondés sur des considérations de stockage dans les cours d'eau. Le modèle hydrologique le plus connu est le modèle Muskingum proposé par McCarthy en 1938.

En 1934, Bachet, un ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, a proposé une méthode graphique très ingénieuse, connue sous le nom de "Réglette de Bachet", qui est encore fréquemment utilisée en matière de prévision des crues.

En 1951, Hayami a proposé une simplification du système complet de Saint-Venant et a fait des développements mathématiques conduisant à son intégration directe. L'application du modèle ainsi obtenu, sur la rivière Yedo, a donné d'excellents résultats, et a permis une généralisation des études de propagation et l'apparition d'un nombre important de modèles dérivés.

Depuis la fin des années 50, de nombreuses recherches et études ont été menées et des améliorations nettes ont été obtenues, tant au niveau de la qualité de la modélisation qu'au niveau des techniques numériques.

L'ensemble de ces travaux et l'essor de l'informatique sont à l'origine du grand développement de l'étude de la propagation. Il existe, aujourd'hui, un nombre important de modèles, utilisant diverses techniques numériques tant pour l'intégration du système complet de Saint-Venant et pour la résolution des équations simplifiées que pour les modèles hydrologiques et statistiques.

Les perspectives actuelles concernent la modélisation bidimensionnelle de l'écoulement afin de traiter les cours d'eau complexes, et l'utilisation de techniques avancées comme les éléments finis ou la théorie fractale pour la description de la géométrie des systèmes d'écoulement.

1. 2. 3. Les objectifs pour l'étude de la propagation.

En hydrologie, on a besoin de connaître la propagation des crues pour plusieurs types d'étude ayant des objectifs assez différents. On peut répartir ces objectifs en deux grandes classes :

* la *prédétermination* des crues;

* la *prévision* des crues.

Les objectifs de gestion recouvrent ces deux classes.

Ces deux grandes classes d'objectifs ne nécessitent pas les mêmes besoins et intérêts. Les positions, que l'on doit prendre face aux problèmes, sont donc assez différentes.

En effet, dans la catégorie des problèmes de prédétermination, on veut étudier, par exemple, l'impact de travaux d'aménagement sur la propagation des crues. Dans ce cas, nous cherchons à savoir comment une crue de projet va se propager le long d'un tronçon donné et le maximum de précision est recherché dans l'estimation de la pointe de la crue et éventuellement de son volume. L'étude doit fournir des résultats de qualité, sur l'ensemble du tronçon, pour plusieurs scénarios d'aménagement du cours d'eau.

Un modèle de propagation adapté aux objectifs de prédétermination doit donc fournir des résultats assez précis pour plusieurs situations. A priori, le temps de calcul du modèle n'est pas un critère très important car ce dernier ne sera utilisé que dans le cadre d'une étude ou d'un projet. Les qualités recherchées sont donc la précision pour l'évaluation de la pointe de la crue et la souplesse du modèle.

Par contre, les objectifs de prévision de crues, évaluant en temps réel l'évolution d'une crue, ont des besoins nettement différents. On a intérêt à avoir ici plus de précision dans le déroulement temporel de la crue, dans les dates de franchissement des niveaux critiques et dans les durées de submersion. Un modèle, adapté aux besoins de la prévision des crues, doit fournir des réponses rapides afin de permettre la mise en oeuvre de mesures de prévention et de sécurité. La préoccupation principale de l'hydrologue est ici moins centrée sur la précision des résultats que sur la rapidité de son intervention. De plus, l'incertitude des informations pluviométriques et hydrométriques ainsi que l'éventuelle évolution des paramètres liés à la géométrie du cours d'eau, invalident toute recherche d'une grande finesse dans la description des phénomènes.

Un autre aspect important concerne la localisation des zones d'intérêt. Par exemple, les résultats de la propagation d'une crue sont d'un intérêt moindre à l'amont et à l'aval d'une ville que dans la ville elle-même. Le domaine de l'étude peut être limité à la zone urbaine, où les dommages et le coût social d'une inondation sont potentiellement beaucoup plus importants.

Etant donné ces différences importantes, au niveau des besoins, les outils mis en oeuvre par l'hydrologue devront être adaptés à chaque objectif. Ainsi, pour les *objectifs de prédétermination*, des modèles, plutôt déterministes et assez souples, capables de donner des réponses fiables pour des situations différentes de celles du calage doivent être utilisés. Par contre, pour les *objectifs de prévision*, des modèles plutôt statistiques, liant la pluie et la hauteur d'eau en divers points, semblent être les modèles les plus indiqués.

1. 2. 4. Les types d'onde de crue.

Nous pouvons distinguer deux type généraux d'ondes de crue dans des canaux naturels :

- 1) le type d'onde de crue pour laquelle la force d'impulsion et l'accélération sont importantes;
- 2) le type d'onde de crue pour laquelle les frottements constituent la force prédominante.

Les ondes du premier type ressemblent à une translation de l'onde et se produisent habituellement dans les canaux à sec, à forte pente, lorsque survient une brusque arrivée d'eau (par exemple le résultat de la rupture d'un barrage). La longueur de telles ondes est courte comparée à la longueur du canal dans lequel elles se déplacent. Les ondes les plus proches des ondes naturelles sont du

deuxième type et ont une période supérieure au temps de propagation. Pendant son passage, une onde de crue peut subir une translation simple (écoulement uniformément progressif) et un traitement équivalent à un routage dans un réservoir. L'écoulement uniformément progressif a besoin d'un canal régulier et d'une vitesse d'onde constante. Dans la translation simple, l'onde de crue maintient une forme constante quand elle se déplace en aval, et l'hydrogramme au niveau des stations successives diffère seulement par le temps de passage de l'onde. Les exemples de mouvement de translation pure dans des canaux naturels sont moins rares qu'on le croit et un cas sans changement appréciable dans la forme est montré sur la figure 1.3.

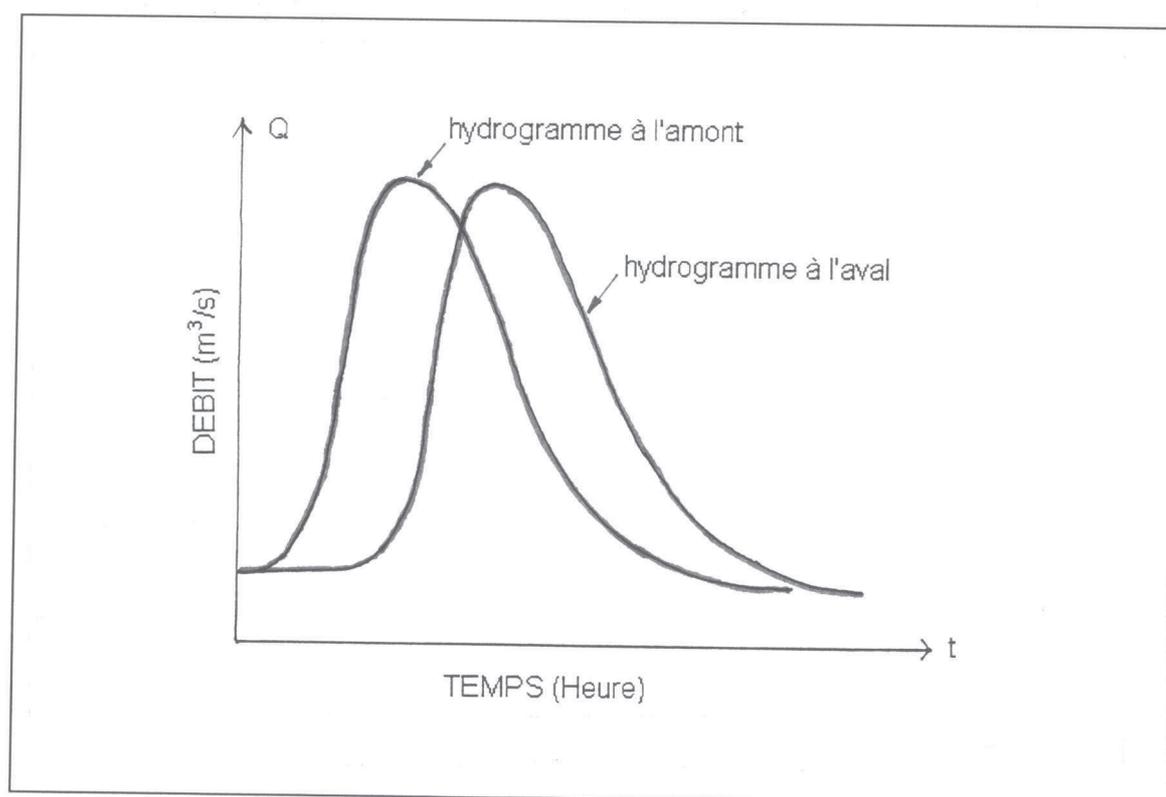


Figure 1.3. Exemple d'hydrogramme de l'onde de crue avec une translation simple.

Les ondes du deuxième type ressemblent à un routage dans un réservoir qui est caractérisé par sa profondeur et la surface de son plan d'eau. La vitesse de

l'eau dans un tel réservoir est presque nulle, mais l'effet de l'eau qui entre est transmis presque instantanément à toutes les parties du réservoir. Si l'eau sort d'un tel réservoir par un déversoir ou un orifice, le débit sortant est une fonction de la hauteur d'eau. L'eau entrant dans le réservoir provoque la montée du plan d'eau et le débit sortant du réservoir augmente. Une certaine quantité d'eau est nécessaire pour remplir le réservoir, si bien qu'il faut du temps pour que le débit entrant ait une influence sur le débit sortant. Le niveau d'eau du bassin peut continuer à monter après que le débit entrant ait commencé à diminuer, et cela jusqu'à ce que le débit entrant et le débit sortant soient égaux. Le niveau le plus haut de l'eau dans le bassin et la pointe du débit sortant sont simultanés et se produisent au moment où les hydrogrammes du débit sortant et du débit entrant se croisent. La figure 1.4. représente un cas de propagation de crue par l'intermédiaire d'un réservoir.

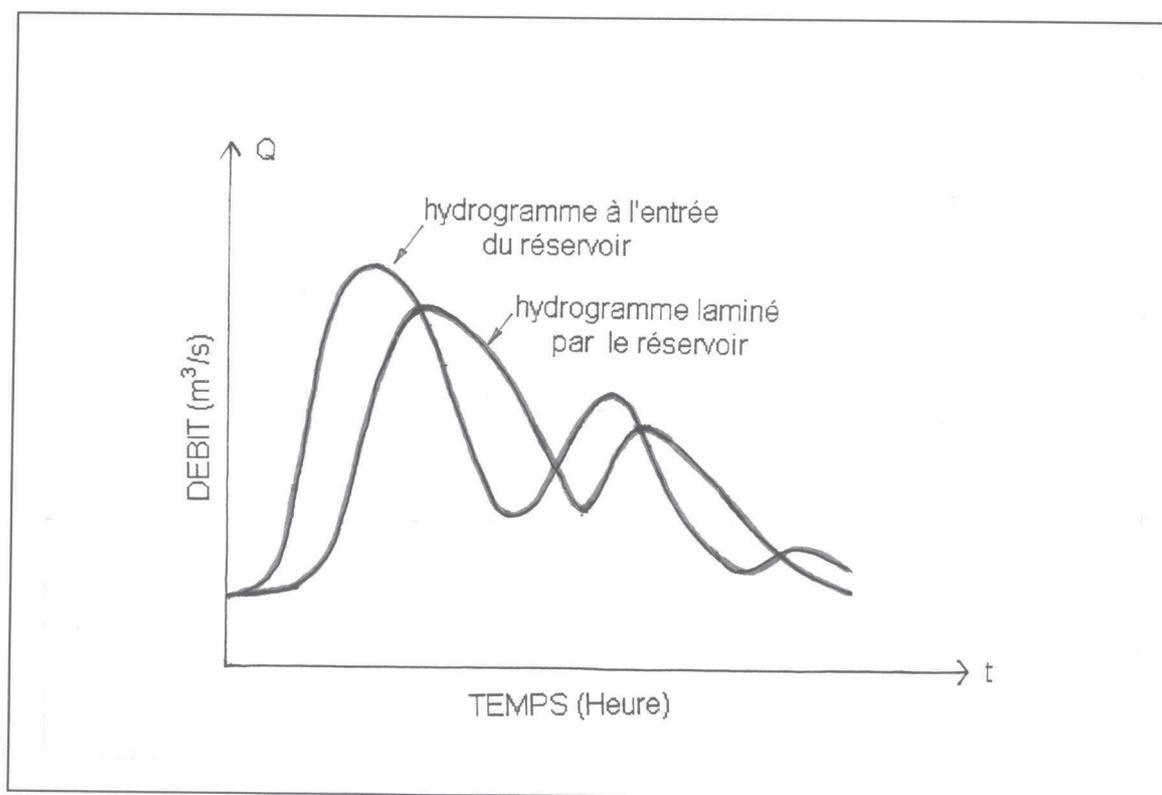


Figure 1.4. Exemple typique d'hydrogramme de crue propagé par un réservoir.

Le mouvement de l'onde de crue dans une rivière naturelle est généralement intermédiaire entre les deux exemples cités, variant du mouvement de pure translation à celui résultant de l'action d'un réservoir pur. Les différences fondamentales entre les ondes naturelles de crue et les deux cas théoriques simplifiés ci-dessus peuvent être résumées comme suit :

- 1) l'onde de crue naturelle, différente de l'onde de translation brusque ou de l'onde solitaire de translation, n'est jamais générée instantanément, mais provient de l'alimentation en eau (de pluie ou de fonte de neige) qui n'est pas réalisable instantanément;
- 2) l'onde de crue naturelle n'est pas générée en un point seulement mais plutôt résulte de l'effet cumulatif des écoulements entrant dans les canaux sur des distances importantes. Cela montre la complexité de l'influence du débit entrant sur une onde durant son passage dans un bief de rivière;
- 3) l'onde de crue naturelle n'est pas monoclinale mais comporte une pointe de courte durée suivie alors d'une baisse de débit. Les décrues ont habituellement une pente plus faible et dans certains cas, l'onde peut approcher la forme de l'onde monoclinale;
- 4) les ondes de crue sont fréquemment complexes dans la forme, étant générées par la pluie, qui varie en intensité dans le temps et dans l'espace. Lors de la montée et de la descente, il peut se produire plusieurs pointes secondaires qui se superposent à la forme de l'onde principale.

Les équations complètes (l'équation dynamique) sont généralement employées pour décrire les types d'onde de l'écoulement variable des rivières ou des fleuves. Les ondes de crue résultent du contrôle du débit d'un barrage hydroélectrique, de la rupture d'un barrage, de la formation ou la libération d'une avalanche de glace etc.

Ferrick (1985) a développé une méthode quantitative pour identifier des types d'onde des rivières ou des fleuves et il a clarifié les rapports entre les types d'onde. L'analyse a été basée sur le principe que l'équilibre entre la friction et l'inertie détermine le comportement de l'onde des écoulements. Il a aussi identifié les gammes de valeur des paramètres qui correspondent à chaque type d'onde et leur transition (cf. figure 1.5).

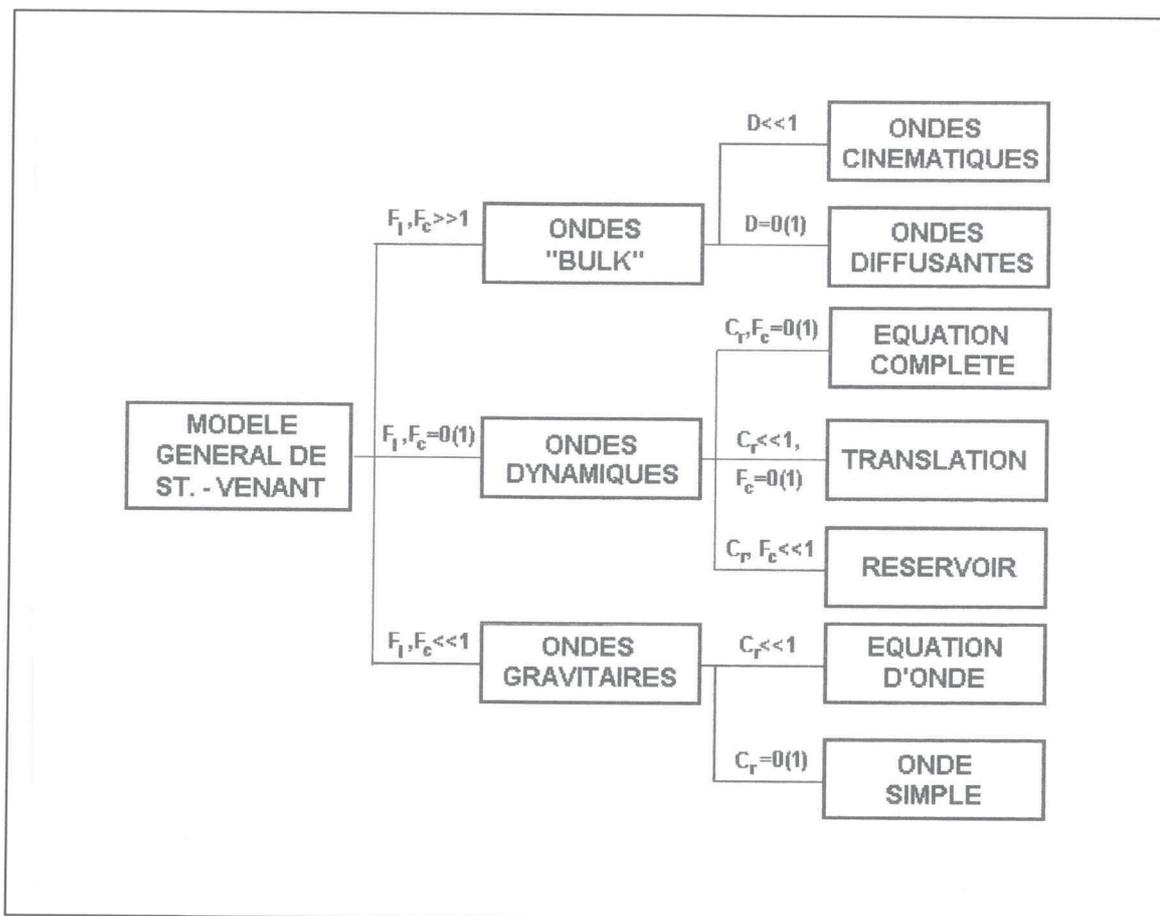


Figure 1.5. Structure des types de l'onde obtenue de l'analyse des équations de Saint-Venant.

Les ondes dynamiques sont décrites en retenant tous les termes de l'équation dynamique. L'équation dynamique pour *les ondes gravitaires* néglige les effets de la pente du lit et les pertes d'énergie dues à la viscosité. Les ondes gravitaires se propagent à la vitesse de l'onde dynamique et elles décrivent un écoulement dominé par l'inertie. *Les ondes diffusantes et cinématiques* sont à l'opposé des

ondes gravitaires. L'équation dynamique des ondes diffusantes néglige l'inertie et l'équation des ondes cinématiques néglige les deux termes : le terme d'inertie et le terme de gradient de pression dû à la variation de la profondeur de l'écoulement sur la distance. Ces deux types d'onde voyagent avec une célérité gouvernée par la résistance de frottement du lit. Cette célérité est liée à la célérité de l'onde dynamique. Les ondes diffusantes et cinématiques requièrent le mouvement d'une grande quantité d'eau. Elles sont fréquemment groupées ensemble et appelées *les ondes "de déplacement en masse"*. Nous pouvons trouver l'explication détaillée des paramètres pour chaque type d'onde dans Ferrick (1985).

Dans la suite de ce paragraphe, on présentera une description sommaire des modèles mathématiques en hydrologie.

1. 3. Modèles mathématiques en hydrologie.

Une présentation générale des concepts liés à l'emploi des modèles mathématiques en hydrologie est une nécessité pour bien situer le travail actuel. Cependant, pour alléger ce chapitre de généralités, cette présentation est reportée à l'Annexe B1.

1. 4. Modélisation de la propagation.

Dans la pratique de l'hydrologie, nous pouvons avoir diverses motivations pour la propagation des crues. L'outil à utiliser, pour modéliser la propagation, doit donc être adapté à ces différents besoins, qui sont spécifiques d'une étude donnée.

On dispose, éventuellement, d'un éventail important de modèles mathématiques de propagation, qui permettent d'étudier convenablement le phénomène en fonction de différents besoins.

Dans le paragraphe 1.4.1., on essaiera de décrire, dans leurs grandes lignes, la classification des méthodes de propagation de crue et les principaux types de modèles utilisés en hydrologie. Dans le paragraphe 1.4.2., on présentera de façon un peu détaillée, les fondements théoriques de la modélisation de propagation des crues, c'est-à-dire la théorie des modèles complets de Saint-Venant. On montrera ensuite quelques méthodes numériques pour la solution des équations complètes de Saint-Venant. Puis on passera aux différentes simplifications possibles du système complet dans le paragraphe 1.4.3. On verra aussi quelques modèles hydrologiques avec leurs principes de base et d'autres aspects concernant ces modèles, jugés importants (paragraphe 1.4.4). Les modèles statistiques seront décrits sommairement dans le paragraphe 1.4.5. Enfin, on exposera les problématiques posées dans la mise en oeuvre pratique des modèles de la propagation de crue.

1. 4. 1. La classification des méthodes de la propagation de crue.

Les méthodes de la propagation de crue peuvent être classées dans l'une ou l'autre des deux classes suivantes :

- 1). les méthodes globales ou;
- 2). les méthodes distribuées.

Dans une *méthode distribuée* (dite aussi *méthode hydraulique*), la propagation de crue dans un tronçon est calculée comme une fonction du temps

simultanément sur plusieurs sections en travers des sous-biefs tout au long du parcours de l'eau. Cependant, dans une *méthode globale* (dite aussi *méthode hydrologique*), la propagation de crue dans un tronçon de bief donné est directement calculée comme une fonction du temps à un endroit donné le long du parcours de l'eau (voir la figure 1.6).

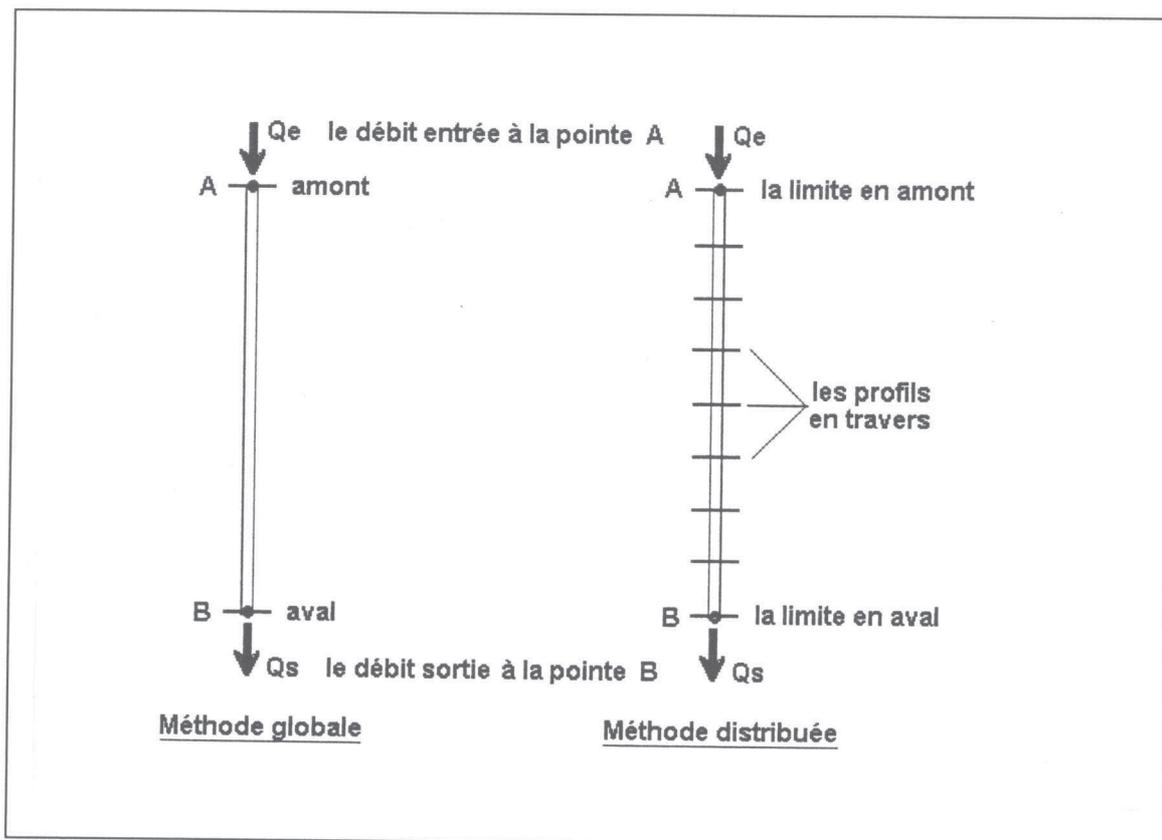


Figure 1.6. Schéma du système des méthodes distribuée et globale de la propagation de crue.

1). Les méthodes globales.

Une description simplifiée de l'écoulement variable le long d'un tronçon d'écoulement (le bief de la propagation) le représente comme une procédure globale (cf. figure 1.6) dans lequel le débit d'entrée (Q_e) à l'amont du bief et le débit de sortie (Q_s) en aval du bief sont fonction du temps (t). Le principe de la

conservation de la masse requiert que la différence entre les deux flux (le débit d'entrée et le débit de sortie) soient égaux à la dérivée par rapport au temps du stockage (S) dans le bief, soit :

$$Q_e(t) - Q_s(t) = \frac{dS}{dt} \quad (1.1)$$

où

Q_e est le débit d'entrée dans le bief;

Q_s est le débit de sortie du bief;

S est le stockage dans le bief.

Le stockage (S) est une fonction soit du débit [$S = f(Q)$] soit une fonction de la cote (h) ou le tirant d'eau [$S = f(h)$]. Habituellement, un tronçon d'écoulement est un canal, un réservoir ou un lac. La fonction f la plus complexe existe pour des réservoirs longs et étroits ou des canaux découverts (les rivières et les canaux) où l'emmagasinage est une fonction du débit en entrée et du débit en sortie.

La solution de l'équation (1.1) pour $Q_s(t)$ avec différentes approximations pour le stockage constitue une propagation globale. Des techniques graphiques ou mathématiques sont utilisées pour résoudre l'équation (1.1). L'attrait des méthodes globales de propagation de crue réside dans sa simplicité relativement à la méthode distribuée. Cependant, les méthodes globales négligent l'effet de la courbe de remous que l'on trouve souvent dans le cas de la propagation dans une rivière et elles ne sont pas exactes pour des hydrogrammes d'entrée avec une montée rapide dans un réservoir très allongé.

Les méthodes globales peuvent être classées comme suit :

- 1) les méthodes de type "plan d'eau" qui sont employées pour la propagation dans un réservoir;
- 2) les méthodes de type stockage qui sont utilisées pour la propagation dans une rivière ou un canal;

- 3) les méthodes de type linéaire qui supposent que la propagation dans un canal est le fait de réservoirs linéaires reliés par des canaux linéaires qui peuvent être caractérisés uniquement par un hydrogramme unitaire.

Nous présentons plusieurs exemples de méthodes globales dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1. Méthodes globales de propagation de crue.

Type du modèle	Nom	Numéro de la référence
Level-pool	PULS, GOODRICH	48, 49, 103, 122, 139, 291, 240, 303
Level-pool	PULS MODIFIE	151
Level-pool	RUNGE-KUTTA	51
Level-pool	Iterative trapezoidal Integration	101, 104
Storage routing	KALININ-MILJUKOV	74, 103, 167, 184, 240
Storage routing	LAG AND ROUTE	103, 257
Storage routing	MUSKINGUM	48, 49, 51, 79, 103, 219, 231, 240, 249, 267, 332, 380
Storage routing	SSARR	240, 314
Storage routing	TATUM	103
Système linéaire	RESERVOIR LINEAIRE	51, 74, 103, 256
Système linéaire	SOSM	255
Système linéaire	Linéarisation de Saint-Venant	216
Système linéaire	LINEARISATION MULTIPLE	174, 196
Système linéaire	CLS	260

2). Les méthodes distribuées.

L'écoulement variable dans un parcours d'eau est plus exactement décrite comme un procédé distribué parce que le débit, la vitesse et la hauteur d'eau (l'élévation ou la ligne d'eau) varient dans l'espace (dans des sections en travers le long du canal) (cf. figure 1.9).

Les estimations de ces variables dans le système formé d'un canal donné peuvent être obtenues en utilisant la propagation distribuée du débit basée sur des équations complètes de Saint-Venant (les équations aux dérivées partielles

d'écoulement variable unidimensionnelles). Ces équations permettent le calcul du débit et de la hauteur d'eau comme des fonctions de l'espace et du temps. Elles sont plus précises que l'équation de la méthode globale qui est seulement une fonction du temps.

Les équations de Saint-Venant sont l'équation de continuité et l'équation dynamique.

L'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(SV)}{\partial x} - q = 0 \quad (1.2)$$

L'équation dynamique :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \left(\frac{\partial z}{\partial x} + J \right) = 0 \quad (1.3)$$

où S est la surface mouillée d'une section en travers;

V est la vitesse moyenne d'une section en travers;

q est l'apport latéral entrant ou sortant du canal;

z est la cote de l'eau, $(\partial z / \partial x = \partial y / \partial x - I$, I est la pente du fond de canal et y est le tirant d'eau);

J est la pente de la ligne d'énergie;

g est l'accélération de la pesanteur;

t est le temps et;

x est l'abscisse le long du tronçon considéré.

Les équations (1.2) et (1.3) sont des équations non-linéaires aux dérivées partielles de type hyperbolique avec deux paramètres dépendants (V et z) et deux paramètres indépendants (t et x).

Les équations de Saint-Venant n'ont pas de solution analytique connue dans l'application pratique. Des présentations des équations de Saint-Venant peuvent être trouvées dans les références suivantes : Stoker (1975); Chow (1959); Henderson (1966); Strelkoff (1969); et Liggett (1975). Du fait de la complexité des équations de Saint-Venant, leur solution analytique n'est pas faisable, et diverses approximations simplifiées de la méthode de propagation de crue continuent à être développées. Un excellent résumé sur ces méthodes est présenté par Miller et Yevjevich (1975).

Les modèles simplifiés peuvent donc être classés (Fread, 1985, 1993; Lamberti et Pilati, 1996) comme suit:

- 1). les modèles purement empiriques (le modèle "lag", les relations de jaugeage);
- 2). les linéarisations des équations de Saint-Venant (les modèles de l'onde classique, les modèles de réponse impulsionnelle, les modèles linéarisés complets, les modèles linéaires multiples);
- 3). les modèles hydrologiques (les modèles de stockage, le modèle Muskingum, le modèle Muskingum-Cunge, le modèle Kalinin-Miljukov, le modèle "lag and route");
- 4). les modèles hydrauliques (le modèle cinématique, le modèle diffusif, le modèle "quasi permanent").

Nous pouvons trouver la présentation complète des modèles ci-dessus dans Fread (1985).

L'explication détaillée de ces équations sera donnée dans le paragraphe (1.4.2). Plusieurs types de modèles distribués pour la propagation de crue sont énumérés dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2. Les modèles distribués pour la propagation de crue.

Type du modèle	Nom	Numéro de la référence
Modèle dynamique	BRANCH	321, 324
Modèle dynamique	BRASS	53
Modèle dynamique	CARIMA (ONDYN)	62
Modèle dynamique	CARIMA	143
Modèle dynamique	DAMBRK	51, 101, 104, 105
Modèle dynamique	DWOPER	51, 100, 102
Modèle dynamique	EXTRAN	147
Modèle dynamique	FEQ	97
Modèle dynamique	FLDWAV	51, 103, 105
Modèle dynamique	FLOSED	162
Modèle dynamique	FLUVIAL	42
Modèle dynamique	LORIS	336
Modèle dynamique	MOBED	192
Modèle dynamique	RICE	202, 398
Modèle dynamique	RUBICON	379
Modèle dynamique	SOC/SOCIM	113, 161
Modèle dynamique	SII	3, 63
Modèle dynamique	UNET	23
Modèle diffusif	MUSKINGUM-CUNGE	42, 51, 57, 103, 240, 262, 292, 301
Modèle diffusif	PAB	371
Modèle diffusif	ZERO-INERTIA	134, 350
Modèle cinématique	HEC-1	151
Modèle cinématique	MITCAT	135
Modèle cinématique	NONLINEAIRE	210, 337

Une autre classification des modèles de la propagation de crue que nous proposons est :

- 1). *le modèle complet de Saint-Venant*;
- 2). *les modèles simplifiés de Saint-Venant* (allant du modèle de l'onde cinématique au modèle de l'onde diffusante);
- 3). *les modèles hydrologiques* et;
- 4). *les modèles statistiques*.

1. 4. 2. Le modèle complet de Saint-Venant.

L'écoulement d'une rivière en crue, c'est-à-dire en régime transitoire, a été décrit pour la première fois par Barré de Saint-Venant, en 1871. Le modèle complet de Saint-Venant est fondé sur deux grands principes physiques. Ils sont basés sur deux équations :

- * la première équation est *l'équation de la continuité*, traduisant la conservation de la masse;
- * la deuxième est *l'équation dynamique*, qui traduit la conservation de la quantité de mouvement des particules de fluide.

La présentation détaillée de ce modèle est importante puis qu'il constitue la référence par rapport à laquelle les méthodes que nous développerons seront jugées. Cependant, comme ce sujet est bien connu, le texte correspondant est reporté en Annexe B2.

1. 4. 3. Les modèles hydrauliques simplifiés.

Les modèles hydrauliques simplifiés sont fondés sur diverses simplifications de l'équation dynamique (1.17). Ces modèles sont :

- 1) le modèle de *l'onde diffusante* (dont le modèle *Hayami*);
- 2) le modèle de *l'onde cinématique*;
- 3) le modèle *"quasi permanent"*.

Comme la simplification de l'équation de la continuité (1.7) serait lourde de conséquences, les simplifications ont été effectuées sur l'équation dynamique (1.17). Cette dernière, avec ses cinq termes, autorise de nombreuses simplifications, souvent réalistes et acceptables pour les besoins de l'hydrologue

(Miller et Cunge, 1975). Une première simplification, négligeant les termes d'inertie et groupant les termes de pression et de frottement, nous conduit à l'expression suivante (1.24) pour l'équation dynamique simplifiée :

$$\frac{\partial y}{\partial x} + J - I = 0 \quad (1.24)$$

Cette simplification est justifiée pour les crues lentes naturelles sur des rivières ayant une pente du fond pas trop faible (Cunge, 1976).

La suppression des termes d'inertie permet d'éliminer une des variables et d'obtenir une seule équation, en hauteur ou en débit. En général, on conserve la variable de débit. L'expression obtenue est alors la suivante (1.25) (Weinmann et Laurenson, 1979) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (1.25)$$

où :

$$C = C(x, t, y, Q);$$

$$D = D(x, t, y, Q).$$

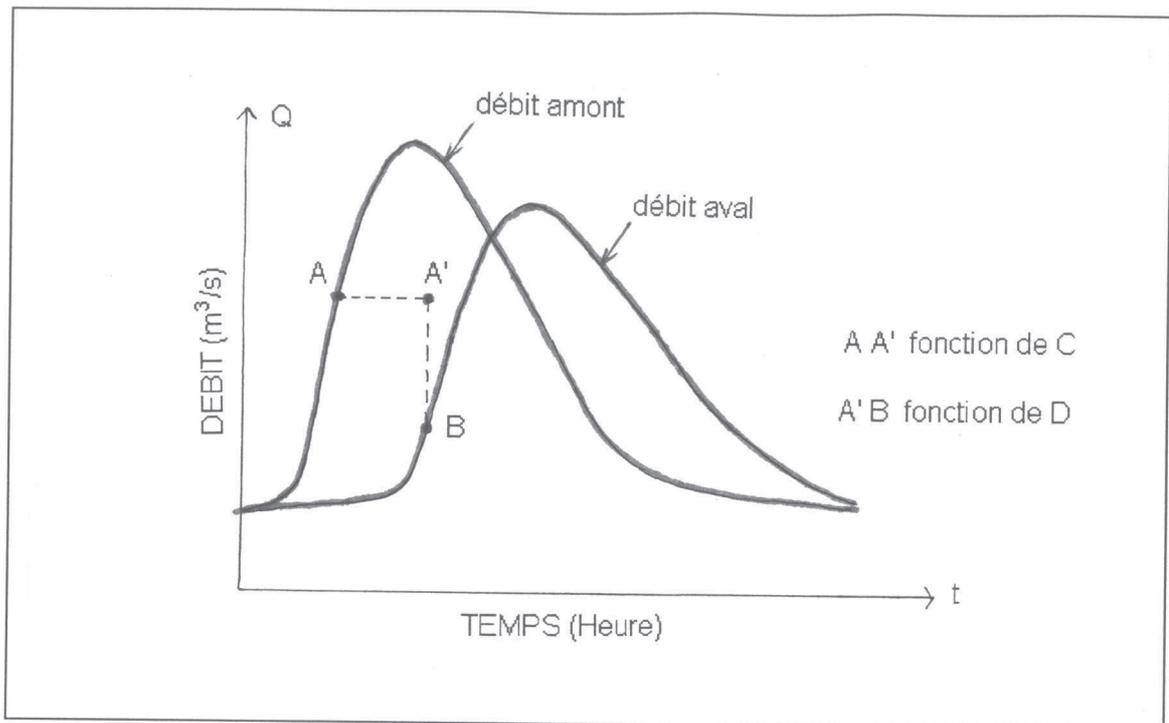


Figure 1.7. Schéma des hydrogrammes de l'onde diffusante.

Lorsque l'on élimine la variable y (ou Q) des expressions analytiques C et D , cette équation est appelée *onde de crue diffusante*.

Dans ce modèle, l'écoulement est décrit comme une onde qui se propage, de l'amont vers l'aval, avec une *célérité* C et qui s'atténue, de façon analogue à la diffusion de la chaleur, selon un *coefficient de diffusion* D . Ces coefficients C et D , dans le modèle de l'onde de crue diffusante, varient en fonction des caractéristiques du cours d'eau, comme on le verra par la suite.

Cette nouvelle formulation, très différente de celle du système complet de Saint-Venant, permet une prise en compte plus globale de la géométrie du cours d'eau, sans référence explicite à la rugosité. De plus, ces nouvelles équations sont plus faciles à mettre en oeuvre, tant au niveau du calcul qu'au niveau des besoins sur la connaissance physique du cours d'eau.

L'utilisation du modèle d'onde diffusante pose quand même un problème car il n'existe pas de solution analytique connue pour l'équation (1.25) et l'on est encore obligé d'utiliser des méthodes numériques pour sa résolution.

Le domaine, où les paramètres C et D sont constants, constitue *le modèle Hayami*, proposé par Hayami en 1951. Son intérêt principal est que l'équation (1.25) possède une solution analytique quand la condition aval est repoussée à l'infini, ce qui élimine d'importantes contraintes de calcul. En effet, après quelques considérations mathématiques, on obtient la solution analytique donnée par l'expression (1.26) :

$$Q(t, x) = Q_0 + \int_0^t Q(\theta, 0) k(\theta, x) d\theta \quad (1.26)$$

avec

$$k(\theta, x) = \frac{x}{2\sqrt{\pi D \theta^{3/2}} \exp\left[\frac{(x - C\theta)^2}{4D\theta}\right]} \quad (1.27)$$

$k(x, \theta)$ est nommé Noyau d'Hayami.

Une simplification additionnelle que l'on peut faire dans l'équation dynamique est de considérer les forces de frottement et de gravité comme prépondérantes, et donc les termes d'inertie et de pression comme négligeables. Dans ces conditions l'équation dynamique devient, tout simplement, l'expression suivante (Thirriot, 1968) :

$$I = J \quad (1.28)$$

Le système décrit par l'équation de la continuité et l'équation (1.28) est connu comme étant *le modèle de l'onde cinématique*.

On peut obtenir l'équation de la propagation de l'onde cinématique (1.29) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.29)$$

On vérifie que l'équation de l'onde cinématique correspond à l'équation de l'onde diffusante où le coefficient de diffusion, D , est nul. L'équation définit donc une translation de l'onde avec une célérité C , sans donner lieu à diffusion. Si l'on adopte une valeur constante de C , comme dans le modèle Hayami, il y aura une simple translation de l'onde, sans atténuation, comme la propagation dans un canal linéaire.

Un troisième type du modèle hydraulique simplifié est *le modèle hydraulique "quasi permanent"* dans lequel l'équation de la continuité est employée avec l'équation dynamique conservant tous ses termes sauf $\frac{\partial V}{\partial t}$. Cette simplification économise très peu d'effort de calcul et introduit plus d'erreur que le modèle de l'onde diffusante. Le modèle "quasi permanent" a été peu utilisé et son emploi n'est pas recommandé.

1. 4. 4. Les modèles hydrologiques.

On appelle "modèles hydrologiques" les modèles qui sont centrés, non pas sur les concepts hydrauliques de résistance à l'écoulement, mais plutôt sur des considérations sur le stockage le long des cours d'eau (Weinmann et Laurenson, 1979).

* Modèle Muskingum.

De tous les modèles hydrologiques, le plus connu est le "modèle Muskingum", développé à l'origine par le Corps des Ingénieurs de l'U.S. Army et

par McCarty, dans ses projets de contrôle de crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'Ohio en 1934-1935. Ce modèle Muskingum est basé uniquement sur l'utilisation de l'équation de continuité. L'équation dynamique des équations de Saint-Venant est entièrement modifiée. Le seul principe de ce modèle est qu'une onde de crue, se déplaçant dans une rivière, est amortie par la friction du fond et des berges, ainsi que par l'emménagement dans le lit d'inondation.

Pendant la période de crue, le débit d'entrée, dans une section amont, est supérieur au débit de sortie dans une section aval. L'emménagement prend la forme du prisme dont un coin a sa pente vers l'amont. Pendant la période de décrue, la situation est renversée, le coin d'emménagement a sa pente vers l'aval (cf. figure 1.8).

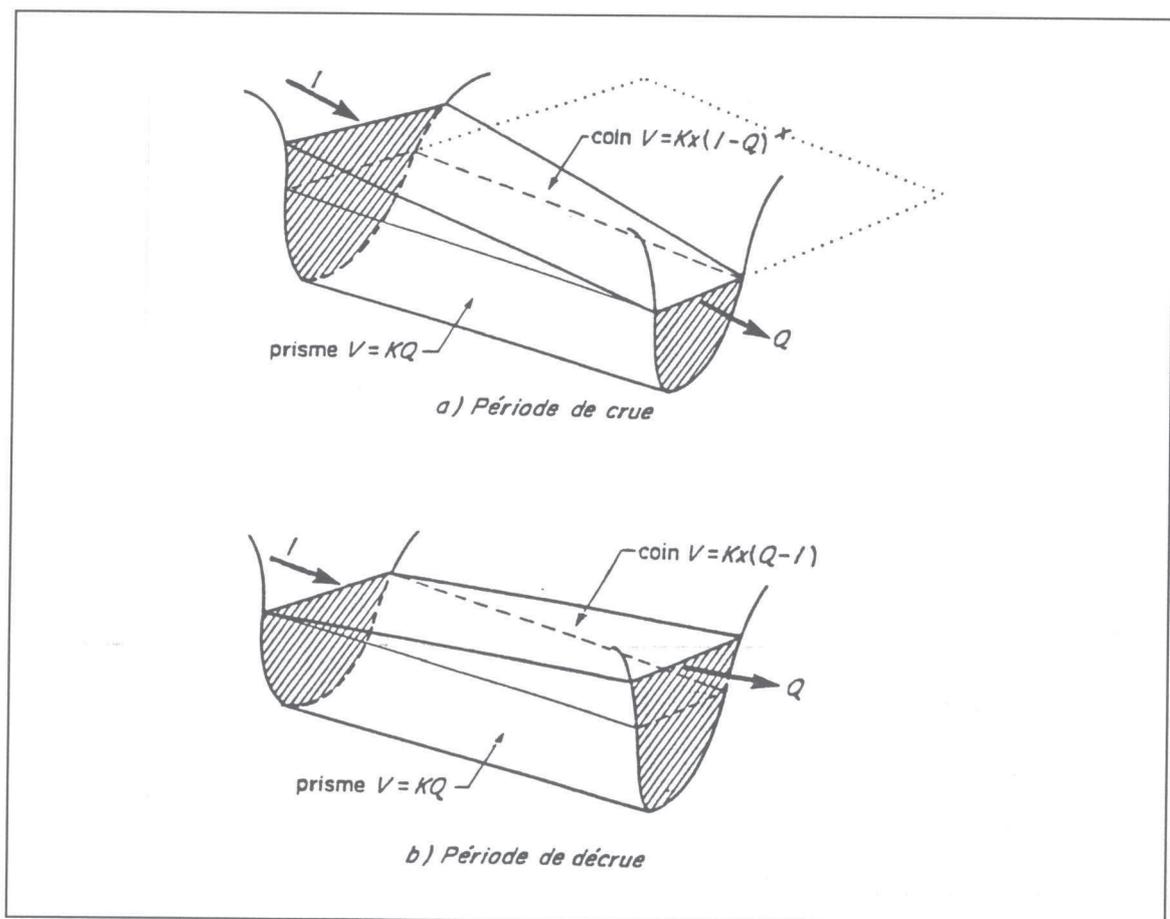


Figure 1.8. Période de crue et de décrue dans un tronçon de lit de rivière. (modèle de Muskingum).

L'emmagasinement total est :

$$V = KQ + KX(I - Q) \quad (1.30)$$

où :

V = volume stocké;

I = débit d'entrée, au temps t;

Q = débit sortie, au temps t;

K et X = constantes empiriques.

Cette relation s'appelle "*équation de Muskingum*".

Les constantes K et X sont déterminées expérimentalement lors d'essais successifs sur des observations de crues antérieures.

* Modèle Muskingum-Cunge.

La méthode Muskingum a été considérablement renforcée par les apports de Cunge (1969), qui a donné une interprétation physique aux constantes K et X. La méthode dérivée, appelée "*Muskingum-Cunge*" peut être assimilée à une méthode de résolution d'une onde diffusante, avec assimilation de la diffusion numérique à la diffusion hydraulique.

Une autre amélioration du modèle Muskingum concerne la prise en compte de valeurs variables en fonction du débit pour K et X, comme l'ont proposé Miller et Cunge en 1975. On arrive alors au modèle "*Muskingum-Cunge non linéaire*"

Depuis le développement du modèle Muskingum par McCarthy (1939) jusqu'au développement par Dooge (1967), Cunge (1969) et Dooge et al. (1982) qui lient les paramètres de la méthode avec les caractéristiques de flux et de canal, le modèle Muskingum a été considérablement employé dans la pratique de

l'ingénierie de la propagation de crue en rivière et en canal. Malgré sa simplicité et son large champ d'applicabilité, la méthode Muskingum a le défaut de produire un débit initial négatif ou réduit en début d'hydrogramme. On a trouvé dans plusieurs textes qui discutent ce phénomène, différents termes comme "*flux négatif*" ou "*flux réduit*". La présence d'un tel défaut a été explicitée par Nash (1959), Venetis (1969) et Dooge (1973). Le problème du débit initial réduit ou négatif existe déjà depuis la solution de la méthode Muskingum conventionnelle (McCarthy, 1939) ou avec des solutions basées physiquement qui ont été proposées par Dooge et Harly (1967), Cunge (1969) et Dooge et al. (1982). Beaucoup de recettes basées sur des considérations numériques ont été suggérées pour éliminer ce défaut (U.S. Army Corps of Engineers, 1960; Weinmann et Laurensen, 1979; Ponce et Theurer, 1982; Chang et al., 1983). Cependant, comme l'a indiqué Kundzewicz (1980), le problème n'est pas réellement résolu, il est seulement contourné.

Les défenseurs de la méthode Muskingum interviennent en sa faveur en indiquant que la méthode est simple, et utilisée dans la pratique, et que la formation du débit initial réduit ou négatif est inévitable (Nash, 1959; Singh et McCann, 1980; Strupczewski et Kundzewicz, 1980; Kundzewicz, 1986). Par contre, les opposants considèrent que la méthode devrait être amendée convenablement (Gill, 1980; 1984 et 1989) ou rejetée (Meehan, 1979; Meehan et Wiggins, 1979). Perumal (1992) a tenté d'examiner la raison de la génération d'un débit de sortie négatif ou réduit au début de l'application de la méthode de Muskingum dans une analyse en deux étapes. La première étape met en oeuvre l'interprétation physique du débit pondéré de Muskingum et de l'équation d'emménagement, en utilisant une théorie basée sur l'extension de la méthode de Kalinin-Milyukov. La seconde étape consiste en la recherche d'une solution analytique pour le débit pondéré, basée sur la théorie des systèmes linéaires

d'analyses en faisant l'hypothèse d'une variation linéaire de débit à l'intérieur du bief étudié.

Perumal (1992) a montré qu' en utilisant une extension de l'approche de Kalinin-Milyukov, il est possible d'interpréter physiquement la méthode Muskingum et d'identifier la position de la section où le débit pondéré est effectué. Il a montré aussi que la formation du débit négatif ou réduit, en début d'application de la méthode Muskingum, peut être expliquée par la considération d'une variation linéaire du débit pondéré.

* Modèle Kalinin-Miljukov.

Une autre version du modèle Muskingum est le modèle Kalinin-Miljukov (Miller et Cunge, 1975), développé en 1958 en Russie (USSR). Ce modèle a la forme suivante :

$$O_2 = O_1 + K_1(I_1 - O_1) + K_2(I_2 - I_1) \quad (1.31)$$

où $K_1 = 1 - e^{-c \frac{\Delta x}{\Delta t}}$ $K_2 = 1 - K_1 \frac{\Delta x}{(c \Delta t)}$ $\Delta x = \frac{O}{S_0 \left(\frac{\Delta y}{\Delta O} \right)}$

dans lequel $\frac{\Delta y}{\Delta O}$ est la pente de la courbe de remous, I_1 est le débit d'entrée au temps ($t = 1$), I_2 est le débit d'entrée au temps ($t = 2$), O_1 est le débit de sortie au temps ($t = 1$), O_2 est le débit sortie au temps ($t = 2$) et K_1 , K_2 sont des constantes. Une autre version du modèle Muskingum figure dans le modèle SSARR (Rockwood, 1958). Miller et Cunge ont montré que ce modèle est similaire au modèle Muskingum si $x = 0$.

* Modèle "Lag and route".

La méthode du réservoir linéaire peut être étendue en considérant que le stockage à tout moment est proportionnel au débit de sortie après un décalage de temps (τ). La procédure de la propagation de crue est représentée par une combinaison d'un canal linéaire pour le décalage du temps (τ) et d'un routage par un réservoir linéaire, comme le montre la figure (1.9).

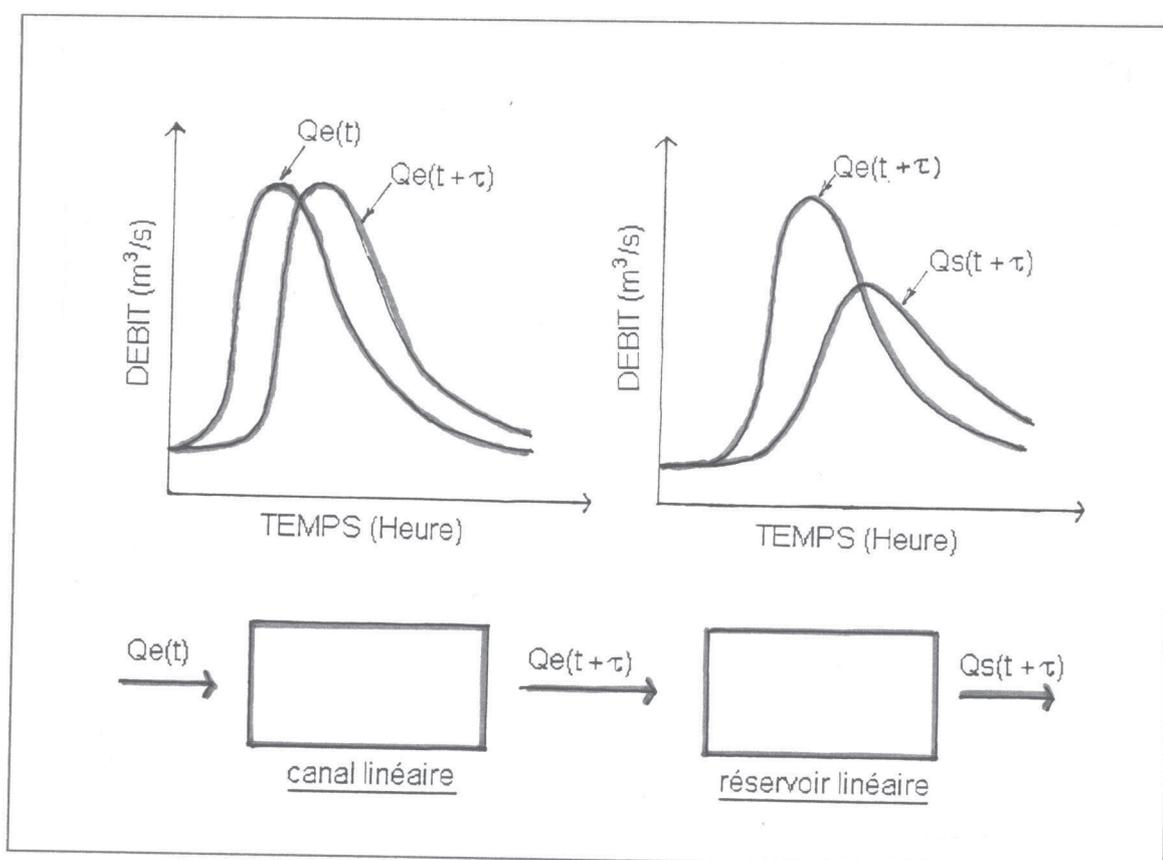


Figure 1.9. Schéma représentant le modèle "lag and route".

Cette méthode est connue sous le nom "*lag and route*" (*décalage et routage*), attribuée à Meyer (1941) selon Gill (1994) et popularisée par Snyder. Elle est basée sur l'*équation continuité* et une relation "*écoulement-stockage*".

L'équation continuité :

$$\frac{dS}{dt} = Q_e - Q_s \quad (1.32)$$

La relation "écoulement-stockage" :

$$S(t) = kQ(t - \tau) \quad (1.33)$$

Ce qui amène à une fonction de réponse d'impulsion :

$$h(t) = \frac{1}{k} \exp\left(-\frac{t - \tau}{k}\right) \quad \text{si } t \geq \tau \quad (1.34)$$

$$h(t) = 0 \quad \text{si } t < \tau$$

L'équation (1.33) suppose que le stockage au temps (t) est directement proportionnel au débit de sortie produit après le décalage de temps (τ) et k est un coefficient de stockage du réservoir linéaire. Il y a donc deux paramètres pour le modèle "lag and route". Ce sont le paramètre de décalage (τ) et le paramètre de stockage du réservoir linéaire (k). L'estimation des paramètres du modèle "lag and route" peut être obtenue en utilisant les formules suivantes (Dooge, 1973, Fread, 1993) :

$$\tau = \frac{x}{1.5V_0} - k \quad (1.35)$$

$$k = \frac{x}{1.5V_0} \left[\frac{2}{3} \left(1 - \frac{F^2}{4} \right) \left(\frac{y_0}{Ix} \right)^{0.5} \right] \quad (1.36)$$

où

V_0 est la vitesse de référence;

y_0 est la hauteur d'eau de référence;

F est le nombre de Froude;

x est la longueur de la section du bief;

I est la pente du fond de canal;

k est un coefficient de stockage.

Les deux formules montrent que les paramètres τ et k sont fonction de la vitesse de l'eau, de la hauteur d'eau, de la longueur du bief considéré, du nombre de Froude et de la pente du bief. Ils sont pas expliqués directement en fonction des seules caractéristiques physiques des rivières.

Nous pouvons trouver un autre type de modèle "lag and route" dans Linsley et al. (1949) et Quick et Pipes (1975).

Il semble donc que les modèles hydrologiques, bien qu'ils soient très répandus, ne constituent pas vraiment des méthodes de calcul de propagation tout à fait autonomes. Si l'on cherche à donner des fondements physiques à ces modèles, on en arrive aux modèles de l'onde diffusante (Kovacs, 1988). Si l'on s'en tient à l'empirisme basé sur les crues antérieures, on débouche sur des modèles à régression multiple (Thirriot, 1984), dans lesquels on cherche des relations entre les débits observés en plusieurs sections du cours d'eau.

1. 4. 5. Les modèles statistiques.

Les "modèles statistiques", ou "modèles régressifs" sont des relations statistiques entre les variables de débit (ou de hauteur d'eau) et leur déroulement temporel. Ces modèles, de type inductif, font appel aux méthodes statistiques pour faire ressortir les relations entre les sollicitations et les réponses tout en accordant un intérêt secondaire aux processus physiques du système.

Les modèles de régression et corrélation établissent ces relations fonctionnelles à l'aide des données expérimentales et les quantifient en termes de coefficient de corrélation, intervalles de confiance et tests de significativité. Dans

ce type de modèle, les données utilisées sont de forme discrète avec des intervalles de discrétisation choisis au préalable.

On peut formuler un modèle régressif, en débit, de la façon suivante:

$$Q(t) = a_0 + a_1 Q_1(t - \tau_1) + a_2 Q_2(t - \tau_2) + \dots + a_n Q_n(t - \tau_n) + e(t) \quad (1.37)$$

Le débit à prédire $Q(t)$ doit donc être expliqué en fonction des débits Q_1, Q_2, \dots, Q_n , observés aux temps $t - \tau_1, t - \tau_2, \dots, t - \tau_n$. Le terme $e(t)$ représente l'erreur du modèle. Ce modèle général correspond au cas de plusieurs affluents où sont mesurés les débits Q_1, Q_2, \dots, Q_n .

L'utilisation de ce type de modèle correspond surtout à des objectifs de prévision de crues en temps réel.

Pour la mise en oeuvre des modèles statistiques, on a besoin d'un nombre important de crues observées, et les techniques statistiques montrent l'augmentation de la précision avec la taille de l'échantillon utilisé.

1. 5. Conclusion.

Il était indispensable pour débiter ce mémoire de rappeler ce qu'était le phénomène de propagation de crue. Le phénomène de propagation de crue a été un sujet important de recherche dans le domaine hydrologique, comme l'a montré notre paragraphe 1.2.2. Il est intéressant de remarquer la diversité des objectifs de ces études sur la propagation de crue.

Nous avons présenté une classification des différents modèles de propagation de crue dans les travaux de recherche. Nous avons pu ainsi relever deux classes principales :

- les modèles globaux (modèles hydrologiques);
- les modèles distribués (modèles hydrauliques).

Parmi les modèles globaux, le modèle le plus utilisé dans la pratique de l'hydrologie est celui de Muskingum. Malgré son problème de débit négatif calculé par le modèle, il est toujours l'objet de recherches.

Quant aux modèles distribués, c'est le modèle complet de Saint-Venant qui représente la base de tous les modèles hydrauliques. Cependant, ce modèle n'a pas de solution analytique et il est rarement utilisé dans l'hydrologie pratique. Il est plutôt utilisé par les hydrologues pour construire des modèles simples (on le considère comme un modèle parfait du point de vue physique). Pourtant, il y a eu de nombreuses tentatives pour le simplifier.

En fait, que l'on utilise un modèle hydrologique ou bien un modèle hydraulique, on rencontre de nombreux problèmes dans la mise en oeuvre pratique de tout modèle de propagation de crue.

Malgré l'existence de ces problèmes, nous allons néanmoins essayer de construire un outil hydrologique, capable de représenter le phénomène de la propagation de crue.

CHAPITRE II

CHAPITRE II

CONCEPTION DE NOUVELLES APPROCHES GLOBALES

2. 1. Introduction.

Nous allons présenter de nouveaux modèles empiriques de propagation de crues, choisis parmi toute une classe de modèles hydrologiques.

Etant donné la panoplie des modèles de propagation disponibles, le problème de choisir le modèle le plus adapté à une application donnée est très complexe.

Les problèmes ou les questions qui se posent sont :

- quels sont les modèles auxquels on s'intéresse ? et;
- quelles données va-t-on utiliser pour comparer les différents modèles ? ;
- quels critères va-t-on prendre pour juger qu'un modèle est le meilleur ?.

Les objectifs de ce chapitre sont donc de :

- présenter des modèles hydrologiques simples pour la propagation de crues qui sont basés sur le principe hydrologique et;
- rechercher une approche et une démarche simples pour comparer les modèles en utilisant différents critères d'efficacité.

Nous présenterons quelques considérations générales préalables pour le choix des modèles. Ensuite, nous décrirons l'architecture des modèles proposés qui suppose un hydrogramme unitaire et un réservoir de vidange qui peut être non linéaire. Les parties 2. 4. et 2. 5. présenteront les caractéristiques des canaux et des crues synthétiques et la génération des hydrogrammes théoriques amont et aval qui nous serviront pour caler les différents modèles. Dans les paragraphes 2.6. et 2.7., on présentera l'approche utilisée et la démarche adoptée. Dans les paragraphes 2.8, nous décrirons les critères d'appréciation pour juger l'efficacité des modèles proposés.

2. 2. Choix des modèles de propagation.

Le choix d'un modèle est un problème délicat compte-tenu de la variété des qualités à apprécier. La première des choses à définir est l'emploi prévu pour le modèle, c'est-à-dire la tâche que l'on veut résoudre avec son aide. Cela permet de définir les qualités et les caractéristiques souhaitées. Le deuxième souci est d'examiner les données disponibles pour le calage du modèle. Il est essentiel que ces données correspondent en nombre et en qualité aux prétentions du modèle. Il faut reconnaître, que dans la pratique cela limite considérablement la richesse souhaitée pour le modèle.

Les qualités que l'on peut attendre d'un modèle sont nombreuses et l'on peut citer entre autres :

- **précision** ; c'est certainement la qualité fondamentale et qui en "coiffe" bien d'autres;
- **robustesse** ; le modèle garde une précision acceptable même dans des conditions extrêmes;
- **généralité**; le modèle est également valable pour des événements très différents,
- **universalité** ; cette qualité concerne la possibilité d'utiliser le modèle pour des chenaux très différents;
- **richesse** ; on désigne par là, l'intégration d'un grand nombre de caractéristiques permettant une grande variété des biefs;
- **adaptabilité** ; possibilité de corriger le modèle pour tenir compte de nouvelles données.

Thirriot et al. (1987) proposent que le choix d'un modèle s'effectue en deux temps :

- 1) élimination a priori des modèles incompatibles avec l'information disponible, les moyens de calcul, ou les caractéristiques hydrauliques et hydrologiques de la rivière;

2) comparaison sur un échantillon de crues des modèles "rescapés", puis sélection du ou des modèles les plus satisfaisants du point de vue de la prévision (précision et fiabilité).

L'étape 2) n'offre pas de difficulté méthodologique, si ce n'est le calage des modèles envisagés. L'étape 1) est plus délicate et pour assortir les choix, nous avons choisi de répondre aux questions suivantes de la manière indiquée après la flèche :

- * faut-il travailler en hauteurs ou en débits ? → *en débits* ;
- * faut-il choisir un modèle statistique, déterministe ou mixte ? → *modèle déterministe* ;
- * faut-il choisir un modèle simple et approximatif ou bien un modèle fin et complexe ? → *modèle simple et approximatif* ;
- * dans quelle mesure un modèle doit-il être adaptatif ? → *oui il doit être adaptatif en se réglant en temps réel* ;

Il est donc prudent de partir du modèle le plus simple qui soit compatible avec les caractéristiques physiques de la rivière, puis de l'étoffer petit à petit, en contrôlant les gains de qualité.

Notre objectif est de rechercher un modèle très simple et pour cela nous nous intéresserons à des modèles globaux.

Nous nous proposons de choisir un modèle sur la base de la meilleure reproduction de la propagation telle qu'elle est réalisée par le modèle complet de Saint-Venant appliqué à des crues synthétiques, simples, propagées sur des biefs de rivière assez variés pour garantir la généralité du modèle.

Nous avons fait la manipulation sur cent biefs différents qui représentent aussi bien les grandes rivières que les petits canaux.

Le recours à des données synthétiques générées par le modèle de Saint-Venant s'explique par le fait que les données naturelles sont complexes (Pridal et al., 1989) entachées d'erreurs de mesure et ne se situent pratiquement jamais dans un contexte de propagation pure, mais avec des apports latéraux diffus ou concentrés, mal connus (par exemple: les données recueillies sur les rivières Citanduy, Citarum - Indonésie).

2. 3. Création d'une nouvelle gamme de modèles globaux.

Nous allons développer dans ce paragraphe la mise-au-point d'une nouvelle gamme de modèles globaux de propagation de crue qui sont fondés sur deux outils classiques de l'hydrologie qui sont un hydrogramme unitaire et un réservoir.

2. 3. 1. L'architecture du modèle conceptuel à étudier.

Les modèles proposés sont, à l'image de la fonction de transfert d'un modèle hydrologique conceptuel, composés de :

- *un hydrogramme unitaire*, qui correspond à la partie "délai" de la fonction de transfert. Cette hydrogramme unitaire pourra avoir plusieurs formes en faisant varier un coefficient dénommé γ .
- *un réservoir* de "routage" qui réalise la partie "tarissement" de la fonction de la transfert (loi de vidange). Ce réservoir pourra avoir plusieurs lois de vidange en faisant varier un exposant dénommé β .

On obtient ainsi toute une gamme de modèles, indicés par le couple de paramètres (γ, β) , que nous désignerons par $M[\gamma, \beta]$.

La figure 2. 1. présente l'architecture d'un modèle $M[\gamma, \beta]$.

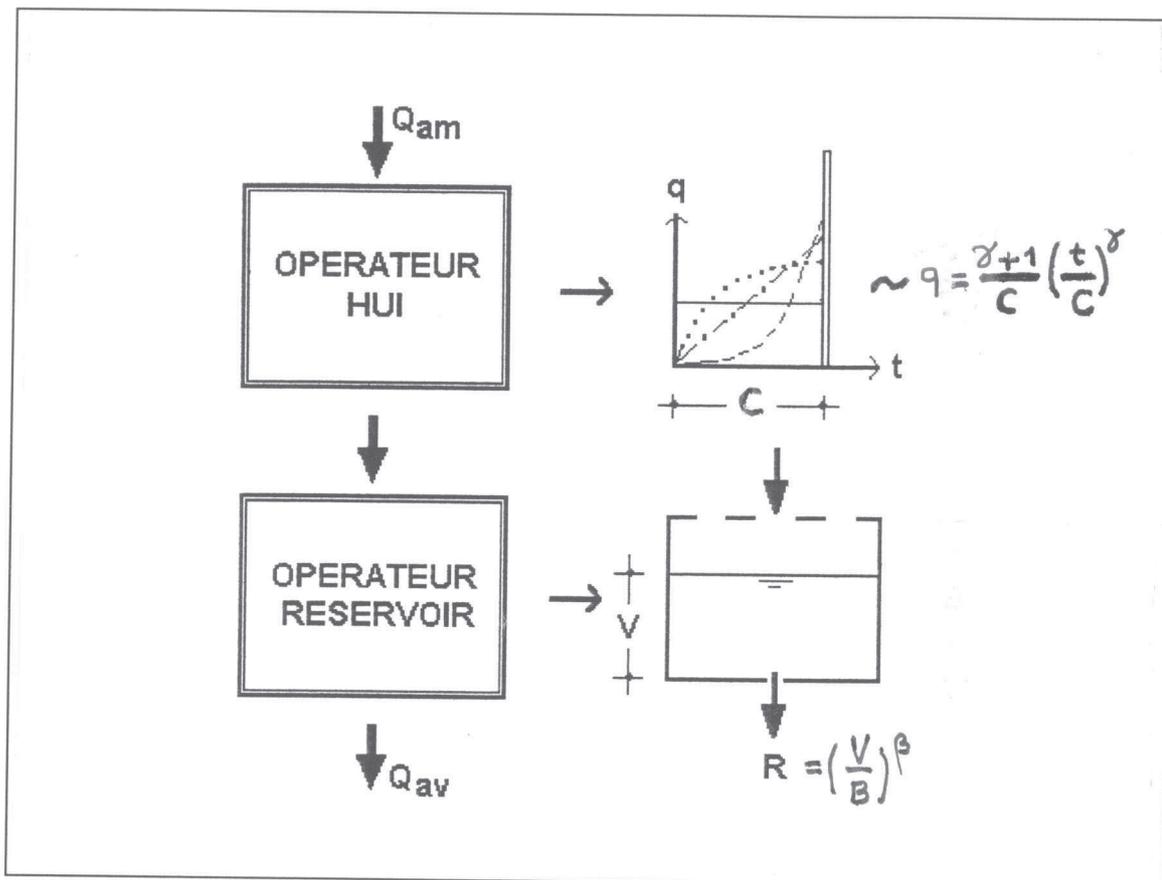


Figure 2. 1- Architecture d'un modèle $M[\gamma, \beta]$.

Cette architecture, comprenant un hydrogramme unitaire et un réservoir de vidange, constitue le minimum nécessaire pour représenter simplement le comportement global d'une propagation de crue.

2. 3. 2. L'hydrogramme unitaire.

L'hydrogramme unitaire permet de simuler un décalage progressif du débit amont et concomitamment une certaine atténuation de la pointe. Cet hydrogramme unitaire a été choisi avec un seul paramètre, C. C'est le temps de base de l'hydrogramme unitaire (en heure). L'hydrogramme unitaire instantané a pour équation :

$$q = \frac{\gamma + 1}{C} \left(\frac{t}{C} \right)^\gamma \quad \text{si } 0 \leq t \leq C \quad (2.1)$$

$$q = 0 \quad \text{si } t \geq C$$

où q est l'ordonnée de l'hydrogramme unitaire instantané (HUI),
 t est le temps,
 C est un paramètre d'échelle en heure et
 γ est un coefficient de forme de l'HUI.

La figure 2. 2. présente les différents types d'hydrogramme correspondant à quelques valeurs contrastées de l'exposant γ .

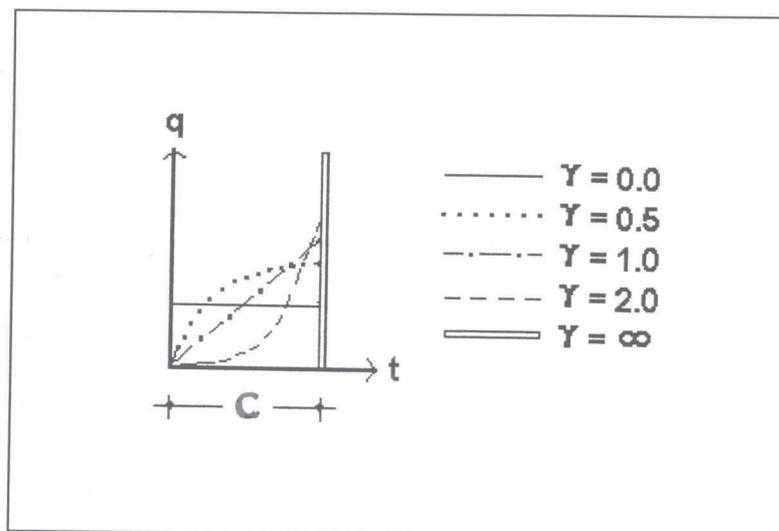


Figure 2. 2 - Hydrogramme unitaire pour différentes valeurs de γ .

2. 3. 3. Le réservoir de vidange.

Comme outil, quelque peu complémentaire de l'hydrogramme unitaire, nous proposons d'utiliser le routage par un réservoir qui peut être non-linéaire et pour lequel l'équation dynamique s'écrit :

$$R = \left(\frac{V}{B} \right)^\beta \quad (2.2)$$

où R est le débit de sortie du réservoir,

V est le volume stocké dans le réservoir,

B est le paramètre d'échelle et,

β est l'exposant du réservoir (paramètre de forme).

Nous noterons le modèle correspondant au couple de paramètres (γ, β) où (β, γ) par $M[\gamma, \beta]$ ou $M[\beta, \gamma]$. C et B peuvent être considérés comme des paramètres du modèle devant être calés pour adapter le modèle à la propagation théorique "observée" dans un bief spécifique, tandis que γ et β peuvent caractériser un certain type de modèle. Les deux opérateurs ci-dessus peuvent être associés de deux manières selon l'ordre dans lequel ils interviennent.

Notre but est de comparer l'efficacité des différents modèles $M[\gamma, \beta]$ et $M[\beta, \gamma]$ pour représenter la propagation le long d'un bief large.

La figure 2.3 présente les deux possibilités selon l'ordre des opérateurs du modèle $M[\gamma, \beta]$.

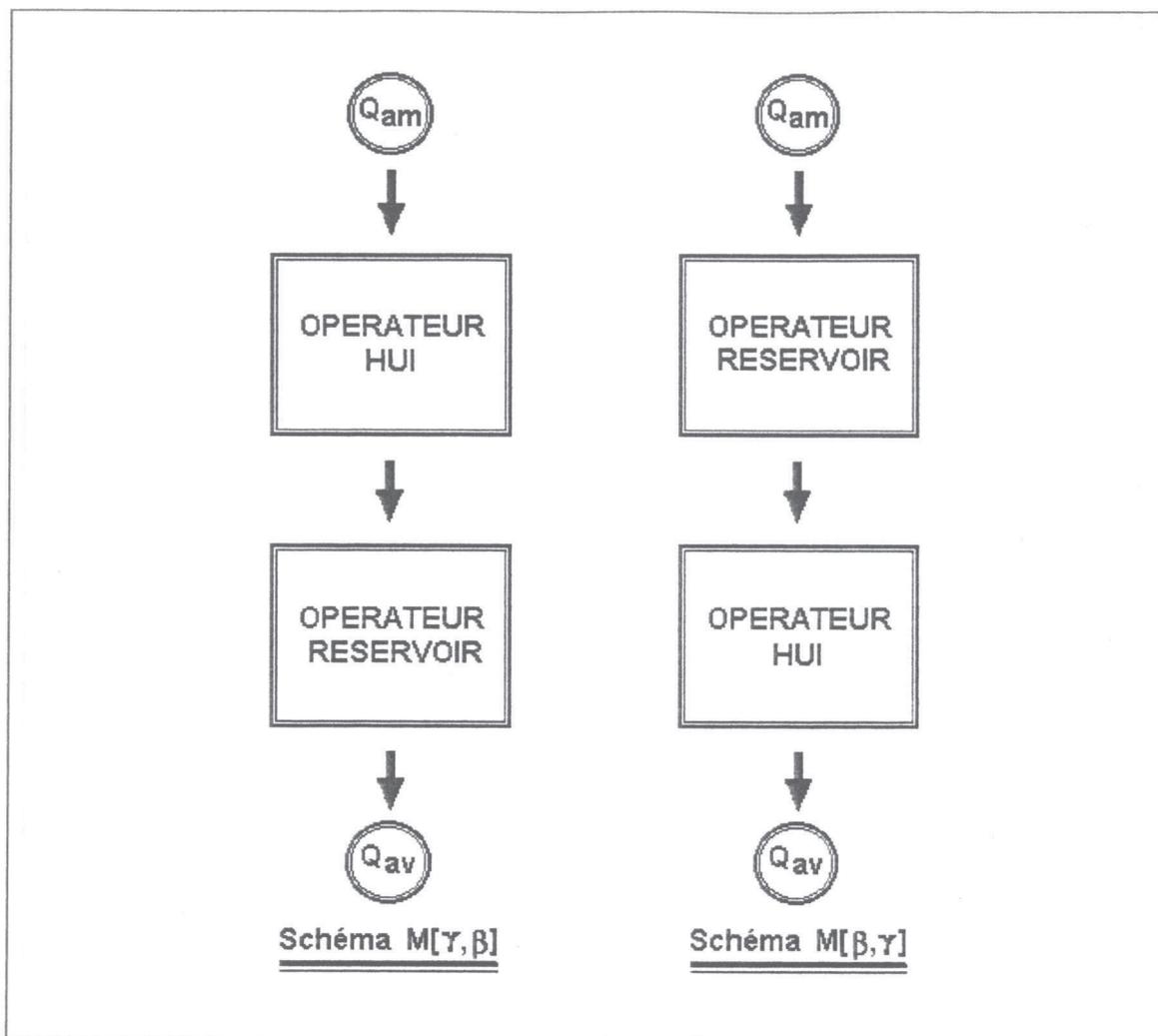


Figure 2. 3 - Schéma du changement d'ordre des composants du modèle $M[\gamma,\beta]$.

2. 4. Utilisation de canaux et de crues synthétiques pour le choix d'un modèle conceptuel particulier.

On entend par choix d'un modèle particulier, la recherche du couple (γ,β) qui permet la meilleure production du phénomène de propagation de crue.

Dans la réalité, il est difficile de trouver les données de crues observées en amont et en aval dans un tronçon du bief donné, qui ne soient pas influencées par des apports latéraux ou des pertes et que l'on peut utiliser pour le calage du modèle de propagation de crue pure. Ces données de terrain ne sont jamais

suffisamment précises pour pouvoir être utilisées dans le choix entre des modèles alternatifs proches.

Nous considérons que la performance idéale pour une méthode simplifiée de propagation de crue est d'imiter la propagation d'une crue synthétique, effectuée avec l'utilisation des équations complètes de Saint-Venant (supposées constituer le modèle hydraulique exact), qui sont l'équation de continuité et l'équation dynamique complète, appliquées au problème de la propagation de crue unidimensionnelle dans un canal large.

Si nous générons des données synthétiques de débit, et les acheminons le long d'un bief de rivière selon le modèle de Saint-Venant, et si nous prenons les valeurs des débits calculées à l'aval du bief, nous considérons ces débits comme des débits parfaits que doivent chercher à reproduire les méthodes hydrologiques approximatives de propagation de crue.

Nous décrivons les biefs comme des canaux très larges, c'est-à-dire, où l'on peut assimiler la hauteur d'eau moyenne avec le rayon hydraulique. Si l'on raisonne en débit par mètre de largeur, la variable largeur du bief disparaît des calculs.

2. 4. 1. Les caractéristiques des hydrogrammes en amont.

Selon une démarche tout-à-fait similaire à celle adoptée par les hydrologues (p.e. NERC, 1975; Weinmann et Laurenson, 1979; Ponce et Theurer, 1982; Garbrecht et Brunner, 1991; Perumal(a), 1992; Perumal(b), 1994 etc.), il nous faut aussi une représentation simplifiée des hydrogrammes réels.

Dans cette étude, l'hydrogramme du débit d'entrée dans une section amont est défini par une fonction mathématique, définie par le débit initial (Q_0), le débit de pointe (Q_p) et le temps de montée (t_m). La courbe de l'hydrogramme du débit d'entrée est obtenue grâce à l'équation suivante :

$$Q(t) = Q_0 + (Q_p - Q_0) \left(\frac{t}{t_m} \right)^\alpha \exp \left\{ \frac{2}{\delta} \left[1 - \left(\frac{t}{t_m} \right)^\delta \right] \right\} \quad (2.3)$$

où :

Q_0 est le débit initial en m^2/s ;

Q_p est le débit de pointe en m^2/s ;

t est le temps en heure;

t_m est le temps de montée en heure;

δ est un facteur d'asymétrie, égal à 1.5;

α est égal à 2.

Il faut bien noter que nous pouvons jouer sur le facteur d'asymétrie δ pour avoir différentes formes d'hydrogramme de crue.

Ce type d'hydrogramme avait été choisi par Marcio Baptista (1990) dans sa thèse sur la propagation des pointes de crues, et a été repris ici.

Il existe beaucoup de types d'hydrogrammes théoriques dans la littérature et nous en avons présenté quelques uns dans l'Annexe C1. Mais en raison de la simplicité de l'équation et du faible nombre des paramètres nous avons choisi l'équation ci-dessus.

2. 4. 2. Les caractéristiques des canaux étudiés.

Pour étudier convenablement l'influence des différentes caractéristiques des cours d'eau et des crues sur la propagation, il nous faut traiter un nombre significatif de biefs, avec des caractéristiques hydrologiques et hydrauliques assez différentes, représentatives des cours d'eau qui apparaissent dans la pratique de l'hydrologie.

L'utilisation de données provenant de cours d'eau réels, bien que très séduisante, serait rendue très difficile par des problèmes de recherche de données variées ou difficilement accessibles, comme les apports diffus. Il nous faut donc simuler la propagation de crues synthétiques sur des cours d'eau schématisés. On a choisi d'adopter une schématisation par une section rectangulaire large, caractérisée par :

- la longueur (L);
- la rugosité (K_s);
- la pente (I).

Avec une telle géométrie, on peut travailler avec des débits par unité de largeur. (cf. figure 2. 4).

Pour tester la gamme de modèles globaux que nous voulons étudier, nous avons choisi 100 canaux-types différents (cf. tableau 2.1). Nous considérons que ces canaux-types sont susceptibles de représenter les grandes et les petites rivières et les parties des rivières aussi bien en amont qu'en aval. C'est-à-dire de la pente la plus forte en amont à la pente la plus faible en aval, et de même pour la rugosité, en allant de la plus grossière à la rugosité la plus fine et aussi pour une longueur de bief assez variée.

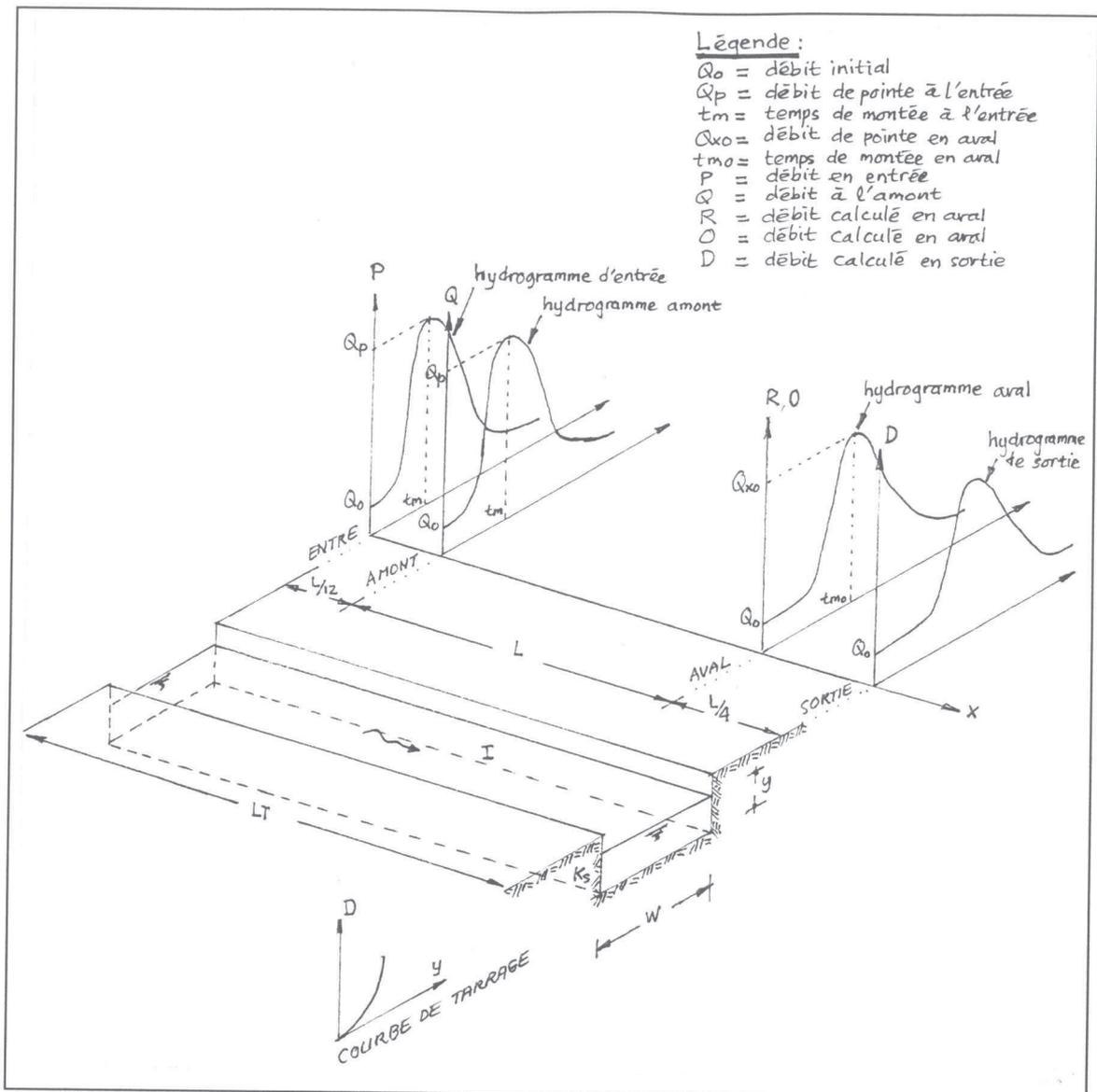


Figure 2.4 - Schématisation d'un tronçon de cours d'eau et des crues considérées.

2. 4. 3. La détermination des données de crues et de canaux.

Pour choisir les caractéristiques de crues (Q_0 , t_m , Q_p) et les caractéristiques de canaux (L , K_s , I) pour cent situations différentes (de crues et de canaux), nous avons étudié les différentes formes de crues et les nombreuses variétés de canaux et de rivières qui existent dans la littérature et dans la réalité.

L'étude, que nous avons faite, a porté sur :

1) les données réelles recueillies en Indonésie sur plusieurs rivières. Nous pouvons citer quelques rivières :

- la rivière Noelmina à l'île de Timor à l'est de l'Indonésie;
- le fleuve Brantas et ses affluents à Java est;
- la rivière Bengawan Solo à Java centre;
- les rivières Cimanuk, Citanduy, Citarum, Cipunegara, Cisadane, Ciliwung à Java ouest;
- la rivière Batang Hari à Sumatra et;
- les données qui existent dans le rapport interne au CEMAGREF d'Antony;

2) les données figurant dans la littérature, comme par exemple :

- les manuels d'hydrologie :

- * Anderson M. G. et Burt T. P. (1985) Hydrology forecasting
- * Chow V. T. (1964) Handbook of Applied Hydrologie;
- * Chow V. T. (1959) Open-Channel Hydraulics;
- * Eagleson P. S. (1970) Dynamic Hydrology;
- * French R. H. (1985) Open-channel Hydraulics;
- * Henderson F. M. (1966) Open Channel Flow;
- * Linsley R. K. Jr. et al. (1949) Applied Hydrology;
- * Maidment D. R. (1993) Handbook of Hydrology;
- * Roche P.-A. et al. (1987) Guide de prévision des crues;
- * Wilson E. M. (1990) Engineering Hydrology etc.;

- les thèses:

- * Baptista M. (1990) Contribution à l'étude de la propagation de crues en hydrologie ;
- * etc;

- les études ou les rapports de recherche (les articles) que l'on cite dans la référence bibliographique.

Détermination des données de canaux.

Tout d'abord, nous choisissons des valeurs de la pente du bief entre 0.008 (la pente la plus forte en amont) et 0.00008 (la pente la plus faible en aval). Ensuite, nous déterminons le coefficient de la rugosité K_s de telle manière qu'il puisse représenter la rugosité en rapport avec la pente (en régime amont, moyen, ou aval). D'habitude le K_s d'une rivière est, en amont, beaucoup plus petit que celui de la rivière en aval. Mais il est possible qu'un chenal artificiel construit par l'homme ait une pente assez forte en amont avec un K_s très grand, si les parois de ce chenal sont en béton. Dans l'étape suivante on fixe la longueur du bief qui varie entre 5 km et 40 km.

Détermination des données de crues.

Premièrement, nous choisissons la valeur du débit de pointe (Q_p) qui correspond à peu près aux caractéristiques du bief cité ci-dessus. Les valeurs de Q_p varient entre $5 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$ et $50 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$.

Deuxièmement, on calcule la valeur du débit initial qui varie entre 10 à 20 % de la valeur du Q_p . Il est arrivé que le modèle ne marche pas à cause de l'écoulement torrentiel, mais aussi parce que le débit initial était trop petit. Dans ce dernier cas nous augmentons cette valeur.

Enfin, nous déterminons la valeur du temps de montée (t_m) de telle façon qu'il ne soit pas trop petit par rapport au débit de pointe, le temps de montée minimum est de 2.5 heures et le maximum est égal à 9 heures.

Toutes les données présentées dans le tableau 2.1. ont été testées pour qu'elles ne provoquent pas d'écoulement torrentiel.

Tableau 2.1 - Canaux-types pour les 'petites' et les 'grandes' rivières.

Canal - type	Débit initial Q_0 (m^2/s)	Temps de montée t_m (heure)	Débit de pointe Q_p (m^2/s)	Coefficient de Strickler K_s ($m^{1/3}/s$)	Pente du bief I	Longueur du bief L (km)
1	0.20	2.60	5.00	17.00	0.00800	5.00
2	0.38	2.80	8.50	20.18	0.00798	8.60
3	0.44	2.80	8.40	21.60	0.00781	9.40
4	0.42	3.00	9.40	24.20	0.00764	10.30
5	0.40	2.50	10.00	15.00	0.00750	10.00
6	0.38	3.20	8.60	23.40	0.00742	8.60
7	0.42	3.10	9.70	29.20	0.00723	12.10
8	0.40	3.00	11.20	28.31	0.00702	11.68
9	0.25	2.80	6.25	16.00	0.00700	8.00
10	0.36	2.60	9.20	27.84	0.00684	10.20
11	0.46	2.80	10.64	28.25	0.00663	11.50
12	0.50	3.00	12.50	18.00	0.00650	14.00
13	0.42	3.00	11.49	27.28	0.00641	12.70
14	0.44	3.10	12.36	26.40	0.00622	12.20
15	0.40	2.70	9.80	28.65	0.00604	10.80
16	0.28	2.70	7.00	16.00	0.00600	9.00
17	0.38	3.20	10.86	27.24	0.00581	12.60
18	0.39	2.90	11.64	29.32	0.00564	11.80
19	0.80	3.20	24.00	25.00	0.00550	18.00
20	0.37	3.00	11.20	28.12	0.00543	12.40
21	0.43	2.80	10.48	27.36	0.00522	10.50
22	0.38	3.20	9.68	26.48	0.00501	9.20
23	0.30	2.80	7.50	19.00	0.00500	12.00
24	0.42	2.60	8.95	28.36	0.00484	8.80
25	0.36	3.00	9.20	28.16	0.00463	9.40
26	0.60	3.10	15.00	21.00	0.00450	15.00
27	0.40	2.80	8.78	27.26	0.00441	8.50
28	0.41	2.70	9.50	26.74	0.00422	10.00
29	0.39	2.80	8.56	28.52	0.00404	11.25
30	0.90	3.40	27.00	28.00	0.00400	13.00
31	0.72	3.20	19.80	32.00	0.00390	10.00
32	0.42	2.40	9.20	25.86	0.00383	10.50
33	0.45	2.90	11.25	20.00	0.00380	17.00
34	0.75	3.10	15.00	33.00	0.00370	13.00
35	0.38	2.60	9.40	27.58	0.00362	11.80
36	0.70	3.30	21.00	26.00	0.00360	19.00
37	0.90	3.20	18.00	25.00	0.00350	15.00
38	0.35	2.80	9.86	26.20	0.00341	12.00
39	0.80	3.00	24.00	22.00	0.00340	16.00
40	1.25	3.30	25.00	24.00	0.00330	18.00
41	0.40	2.50	9.20	26.95	0.00322	12.30
42	1.00	3.40	30.00	30.00	0.00320	20.00
43	1.00	3.10	20.00	28.00	0.00310	19.00

44	0.38	2.60	10.25	28.86	0.00303	12.70
45	0.50	3.00	12.50	21.00	0.00300	15.00
46	0.75	4.20	18.50	20.00	0.00290	20.00
47	0.36	2.70	10.70	29.60	0.00281	13.40
48	0.60	3.60	15.00	25.00	0.00280	18.00
49	0.64	3.50	16.00	37.00	0.00270	17.50
50	0.37	2.80	11.50	30.82	0.00262	14.00
51	0.90	5.10	22.50	36.00	0.00260	23.00
52	0.55	3.40	13.75	27.00	0.00250	16.50
53	0.34	2.90	11.90	34.16	0.00241	14.20
54	0.60	3.80	15.00	28.00	0.00240	16.00
55	0.85	3.20	21.25	29.00	0.00230	20.50
56	0.38	2.80	12.20	36.92	0.00223	14.80
57	0.80	4.40	20.00	32.00	0.00220	21.00
58	0.95	4.60	23.75	31.00	0.00210	23.50
59	0.36	3.00	12.80	37.81	0.00205	15.10
60	1.00	5.80	25.00	38.00	0.00200	17.00
61	1.15	4.90	28.75	34.00	0.00190	19.50
62	0.35	3.10	13.60	33.56	0.00182	16.86
63	0.70	4.80	17.50	26.00	0.00180	22.00
64	1.05	4.70	26.25	24.00	0.00170	18.50
65	0.33	3.30	14.86	32.20	0.00165	17.90
66	1.10	5.60	27.50	33.00	0.00160	19.00
67	0.65	4.10	16.25	20.00	0.00150	15.50
68	0.90	5.20	22.50	35.00	0.00140	24.00
69	0.82	5.30	20.50	22.00	0.00130	22.50
70	0.32	3.50	15.50	30.60	0.00128	19.20
71	1.20	6.00	30.00	40.00	0.00120	25.00
72	0.96	5.70	23.75	37.00	0.00110	18.50
73	0.30	3.70	14.26	33.20	0.00105	18.23
74	1.00	4.00	20.00	33.00	0.00100	20.00
75	0.36	3.20	15.24	34.20	0.00093	19.85
76	1.30	5.00	26.00	39.00	0.00090	37.00
77	0.27	3.60	13.52	35.48	0.00081	21.35
78	1.80	7.00	45.00	60.00	0.00080	26.00
79	0.23	4.00	12.68	31.20	0.00072	20.76
80	1.20	4.50	24.00	46.00	0.00070	30.00
81	0.68	3.60	24.30	31.35	0.00066	28.25
82	0.22	4.20	14.80	33.84	0.00063	22.45
83	1.50	6.50	30.00	50.00	0.00060	33.00
84	0.58	4.50	22.40	42.66	0.00058	20.40
85	0.24	3.80	16.90	36.50	0.00054	24.80
86	1.70	5.40	42.50	54.00	0.00050	38.00
87	0.65	4.20	15.40	38.68	0.00046	32.60
88	0.28	3.40	18.60	32.69	0.00042	26.46
89	1.40	4.80	28.00	48.00	0.00040	24.00
90	0.23	4.60	20.40	34.72	0.00033	28.68
91	0.56	3.40	18.20	38.26	0.00032	24.28

92	1.90	6.00	47.50	40.00	0.00030	36.00
93	0.32	3.50	16.50	29.78	0.00026	23.58
94	0.26	5.80	24.26	38.56	0.00022	30.40
95	1.60	7.20	40.00	62.00	0.00020	28.00
96	0.42	3.50	15.40	36.50	0.00014	22.60
97	0.25	6.80	18.50	43.00	0.00011	32.30
98	2.00	9.00	50.00	66.00	0.00010	40.00
99	1.00	5.00	30.00	60.00	0.00009	35.00
100	0.60	4.50	26.25	42.56	0.00008	32.00

2. 5. Génération des hydrogrammes théoriques en aval.

La génération des hydrogrammes "théoriques" (fictivement observés) en aval a été effectuée en utilisant le modèle de Saint-Venant. Si la propagation a lieu dans un chenal large, alors les débits devront être exprimés en m^2s^{-1} . Dans ces conditions un chenal est décrit par trois caractéristiques :

K_s : le coefficient de frottement de Manning-Strickler;

I : la pente du canal;

LT : la longueur totale du bief (on étudiera la propagation sur un sous-bief de longueur L).

La condition initiale est un écoulement permanent fixé égal à Q_0 .

La condition à la limite en aval est donnée par une courbe de tarage qui correspond à une profondeur normale. La relation hauteur-débit est donc donnée par l'équation :

$$D = K_s y^{5/3} I^{1/2} \quad (2.4)$$

où :

D est le débit par unité de largeur, y est la profondeur d'eau, tous deux sont relatifs à la limite aval.

Pour atténuer au mieux l'influence des deux conditions aux limites, la propagation sera étudiée sur un bief commençant à une abscisse égale à $LT/16$, et se terminant à une abscisse égale à $13 LT/16$ en aval. En conséquence, le bief sur lequel la propagation de crue sera étudiée est un bief intérieur dont la longueur est $L = 12 LT/16$.

On a calculé la propagation selon les équations de Saint-Venant avec une méthode implicite et double balayage. Nous notons $Q(t)$, l'hydrogramme à l'entrée du sous-bief de longueur L , $O(t)$ le débit en sortie de ce sous-bief tel qu'il est calculé par les équations de Saint-Venant, et $R(t)$ le débit correspondant calculé par le modèle $M[\gamma, \beta]$. Nous utilisons un pas de temps constant égal à 360 secondes, et un pas d'espace égal à $L/120$, soit en moyenne, égal à 83 mètres (cela dépend de la valeur exacte de la longueur du bief).

Une situation est décrite par cinq paramètres pour le bief, et un paramètre pour la condition initiale (Q_0). Ainsi nous obtenons un ensemble de cinquante couples d'hydrogrammes $[Q(t), O(t)]$. Ceci représente les données qui serviront à départager les différents modèles étudiés selon leur capacité à reproduire cette transformation de $Q(t)$ en $O(t)$. Une représentation schématique d'un bief de propagation est montrée dans la figure 2.4.

2. 6. Approche utilisée pour comparer les différents modèles.

Les équations de Saint-Venant ont été discretisées utilisant un schéma numérique implicite à quatre points (Preissmann, 1961; Amein et Fang, 1970; Liggett et Cunge, 1975; Cunge et al., 1980; Pochat, 1980) avec une coefficient de pondération θ égal à 0.75 (Chaudhry et Contractor, 1973; Lyn et Goodwin, 1987; Ponce et al., 1978), ce qui veut dire que les équations sont résolues pour le point

$\left(x + \frac{\Delta x}{2}, t + \theta t\right)$ (cf. figure 2.5), où x et t sont respectivement les coordonnées d'espace et de temps, et Δt et Δx sont les variations correspondantes.

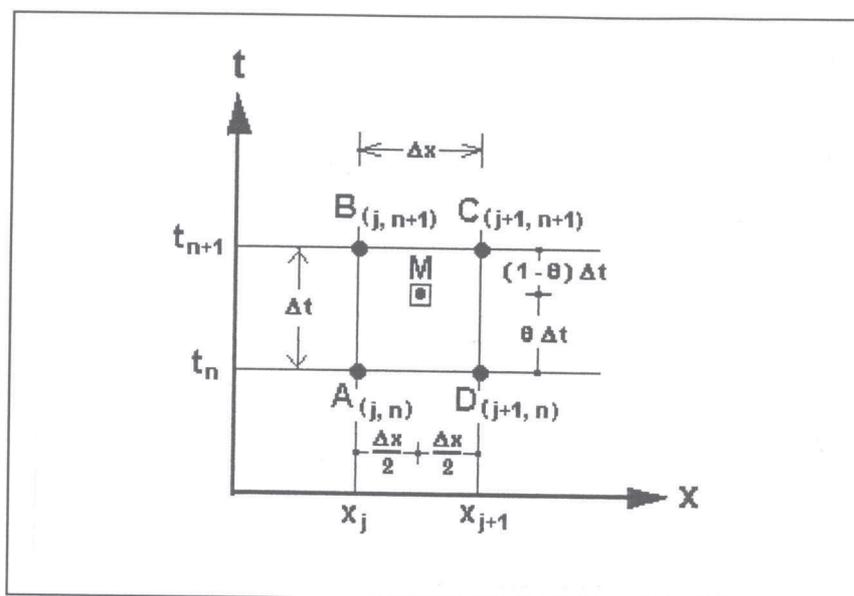


Figure 2.5 - Schéma implicite de Preissmann dans le plan x-t.

Le coefficient de pondération, θ , est considéré comme important pour la sensibilité des méthodes numériques et a été analysé dans la littérature (Arden et Astill, 1970; Hildebrand, 1968). Sa valeur varie de 0 à 1. Quand $\theta = 0$, le schéma numérique se réduit à la méthode explicite. La valeur de $\theta = 0.5$ produit le schéma centre (Amein et Fang, 1970; Pochat, 1980; Isaacson et al., 1956) qui est une technique implicite de différence - centrée.

Le schéma est exact et stable pour des écoulements variant lentement. Cependant, il produit des oscillations numériques sous certaines conditions transitoires. Il est 'théoriquement meilleur', mais impraticable du point de vue de la stabilité (Ponce et al., 1978). Il a été montré (Cunge et Wagner, 1964; Chaudhry et Contractor, 1973; Quinn et Wylie, 1972) que ces oscillations ne surviennent pas, si $0.6 \leq \theta \leq 1$.

Le système linéaire formé par les équations discrétisées et par les conditions aux limites linéarisées est résolu par la méthode du "*double balayage*" (Cunge et al., 1980; Pochat, 1980; Poirson, 1995). La description du programme qui met en oeuvre le modèle de Saint-Venant et le calage d'un modèle $M[\gamma, \beta]$ sur un ensemble de données préétablies figure en Annexe C2.

2. 7. La démarche adoptée.

Pour la mise en oeuvre de l'étude, la démarche adoptée est composée des deux étapes principales suivantes :

- 1). Le choix du meilleur modèle $M[\gamma, \beta]$, c'est-à-dire de celui qui reproduit le mieux possible la propagation théorique du modèle Saint-Venant, se décompose en sous-étapes :
 - a). étude sur le changement de l'ordre des opérateurs du modèle,
 - b). étude sur plusieurs modèles $M[\gamma, \beta]$,
 - c). vérification des résultats obtenus :
 - comparaison des critères numériques d'appréciation;
 - comparaison visuelle des hydrogrammes.

- 2). L'étude des paramètres du meilleur modèle $M^o[\gamma, \beta]$:

Une fois ce choix effectué, on a jugé nécessaire d'augmenter le nombre de canaux-types pour avoir un échantillon suffisamment important de paramètres calés. On procédera alors aux deux opérations suivantes :

 - a). simulation de la propagation de crues (200 simulations) dans les différents canaux et calage du modèle (le meilleur modèle identifié à l'étape précédente);

- b).analyse de la relation entre les paramètres du modèle et les caractéristiques des canaux et des crues.

2. 8. Critère d'appréciation.

Un modèle de propagation de crue permet de produire une série chronologique de débits (Q_c) ou de hauteurs d'eau (y) à une station en aval à partir des entrées de débit ou de hauteurs d'eau (y) à une station en amont et des caractéristiques du bief de rivière étudié qui sont la longueur (L), la pente (I), et le coefficient de rugosité (K_s) (la largeur B n'intervient pas si Q_c est un débit par unité de largeur).

Le modèle sera d'autant plus satisfaisant que les débits (Q_c) seront proches des débits (Q_o) effectivement observés à la station étudiée. La façon la plus facile d'apprécier la validité d'un modèle de propagation est de visualiser la proximité des deux séries chronologiques Q_o et Q_c . Mais nous ne pouvons éviter de définir un critère numérique permettant de faire des comparaisons entre modèles ainsi que de caler les modèles, c'est-à-dire de trouver les valeurs les plus adéquates à affecter aux paramètres.

Il est souhaitable d'avoir, en plus, toute une batterie de critères permettant de juger de la pertinence des simulations effectuées par les différents modèles.

Deux groupes de critères d'appréciation peuvent être utilisés pour évaluer la qualité d'un ajustement entre valeurs observées et valeurs simulées par le modèle. Ce sont les suivants :

- * les critères graphiques (approche qualitative);
- * les critères numériques d'efficacité (approche quantitative).

2. 8. 1. Les critères graphiques.

Le critère graphique est probablement l'approche la plus simple pour évaluer la performance d'un modèle de propagation de crue. Il consiste à représenter graphiquement les valeurs observées et les valeurs simulées et, le modélisateur émet son jugement sur la qualité de l'ajustement, à partir d'une inspection visuelle.

Nous pouvons citer quelques critères graphiques suivants :

- 1) les hydrogrammes observé et calculé;
- 2) le graphique des couples de valeurs observées et de valeurs calculées (Q_o, Q_c);
- 3) la distribution des écarts.

1). Hydrogrammes observé et calculé.

Le problème est ici de savoir dans quelle mesure le calage effectué par les modèles étudiés, s'ajuste aux données observés. La comparaison des hydrogrammes observé et calculé permet de savoir immédiatement par un diagnostic visuel du graphe à l'écran de visualisation ou sur l'imprimante. Nous pouvons donc comparer directement l'ensemble des hydrogrammes Q_o et Q_c en même temps pour une crue simple ou une série de crues complexes étudiées sur un bief donné.

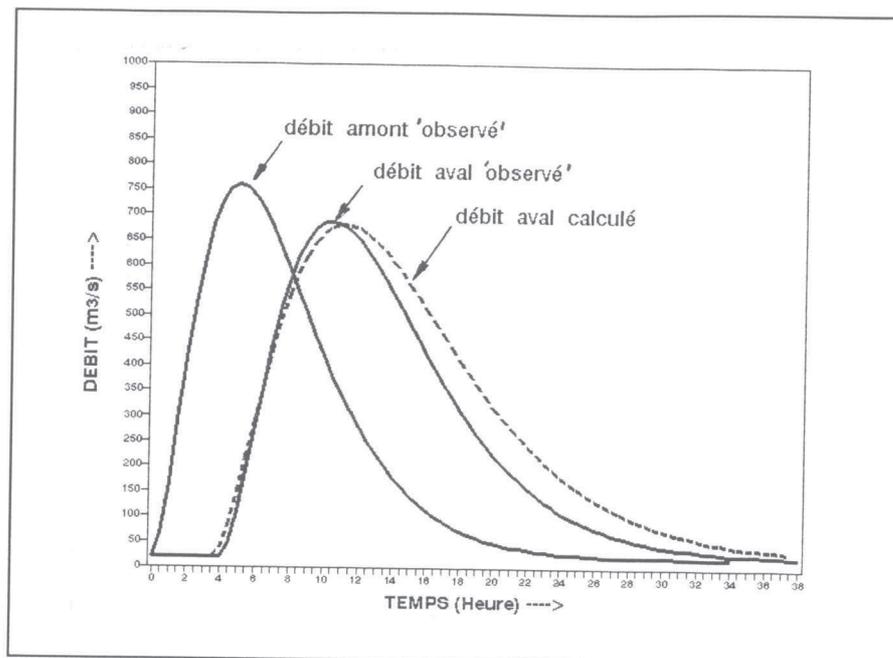


Figure 2.6. Comparaison des hydrogrammes observé et calculé.

2. Graphique des couples de valeurs observées et de valeurs calculées.

Ce critère montre graphiquement le nuage de points représentant les couples (valeur calculée, valeur observée). La question est de savoir si le nuage est bien aligné autour de la première bissectrice. Si l'ensemble des points est proche de la première bissectrice, cela implique que le modèle étudié représente bien la propagation de crue (dans notre cas particulier ici, il s'agit de la propagation par le modèle Saint-Venant). Nous pouvons aussi juger par les valeurs du coefficient de détermination R^2 et de l'erreur standard σ . R^2 est d'autant meilleur qu'il est plus proche de 1 et σ doit être proche de zéro.

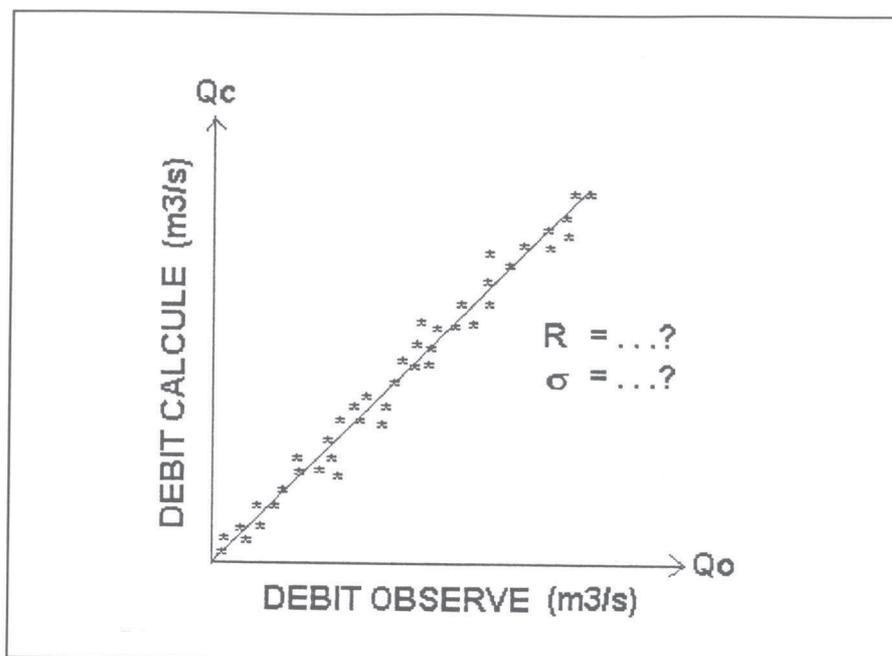


Figure 2.7. Valeurs observées et calculées.

3). Diagramme des erreurs en fonction du temps.

Ce critère permet d'établir le graphe des écarts entre les valeurs observées (Q_o) et les valeurs calculées (Q_c) en fonction du temps (t). Le problème ici est de juger le calage du modèle en fonction de la repartition chronologique des erreurs (autocorrélation) et du dépassement d'un certain nombre de fois l'écart type σ .

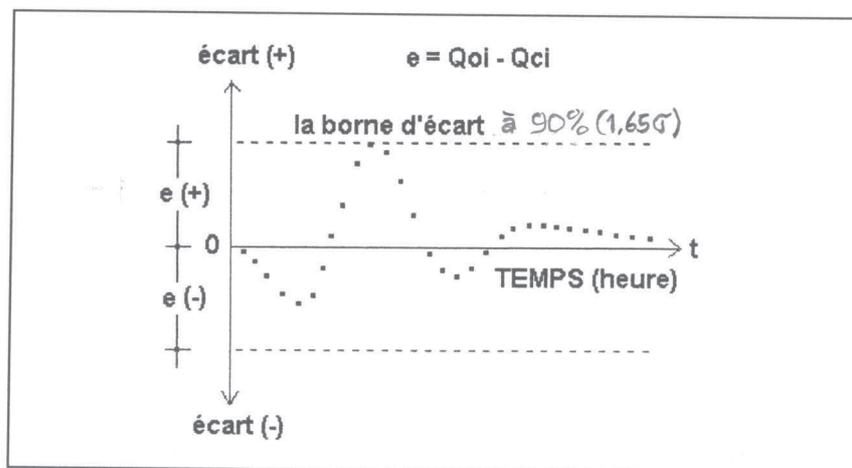


Figure 2.8. Distribution des écarts.

2. 8. 2. Les critères numériques d'efficacité.

Il s'agit d'une batterie de critères numériques à appliquer successivement et qui permettent, de manière quantitative, la mise en évidence de la plus ou moins grande qualité du calage effectué par les modèles étudiés. Il existe dans la littérature, un très grand nombre de critères indépendants du jugement de l'observateur (Nash (1969), Fortin (1971)), le plus classique étant celui des moindres carrés. Il est parfois commode de rendre cette quantité adimensionnelle pour faciliter les comparaisons.

L'appréciation des modèles peut se faire grâce à différents critères :

1) Le critère de Nash.

Le critère proposé par Nash (1969), pour le modèle pluie-débit est de la forme suivante :

$$CN = 100x \left[1 - \frac{\sum_i^n (Q_o - Q_c)^2}{\sum_i^n (Q_o - Q_m)^2} \right] \quad (2.5)$$

où :

Q_o est un débit observé ;

Q_c est un débit calculé;

Q_m est le débit observé moyen.

Le résultat obtenu en pourcentage sera d'autant meilleur que le critère sera proche de 100.

2). L'écart quadratique moyen.

$$EQM = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_o - Q_c)^2 \right]^{0.5} \quad (2.6)$$

Le résultat obtenu en m²/s sera d'autant meilleur qu'il sera proche de zéro.

3). L'erreur de volume.

On calcule le rapport ER (erreur relative) donne par :

$$ER = \frac{\int_0^T [Q_c(t) - Q_o(t)] dt}{\int_0^T Q_o(t) dt} \quad (2.7)$$

où :

$Q_c(t)$ est l'hydrogramme calculé par le modèle $M[\gamma, \beta]$;

$Q_o(t)$ est l'hydrogramme observé (propagé par le modèle Saint-Venant).

Le résultat sera d'autant meilleur que ce rapport sera proche de 0%

4). Le rapport des pointes de crues.

Le rapport des pointes de crues est en pourcentage :

$$RPC = \left(\frac{Q_{xc}}{Q_{xo}} \right) \times 100\% \quad (2.8)$$

où :

Q_{xc} est le débit maximum calculé par le modèle $M[\gamma, \beta]$ en m²/s;

Q_{xo} est le débit maximum donné par le modèle Saint-Venant en m²/s.

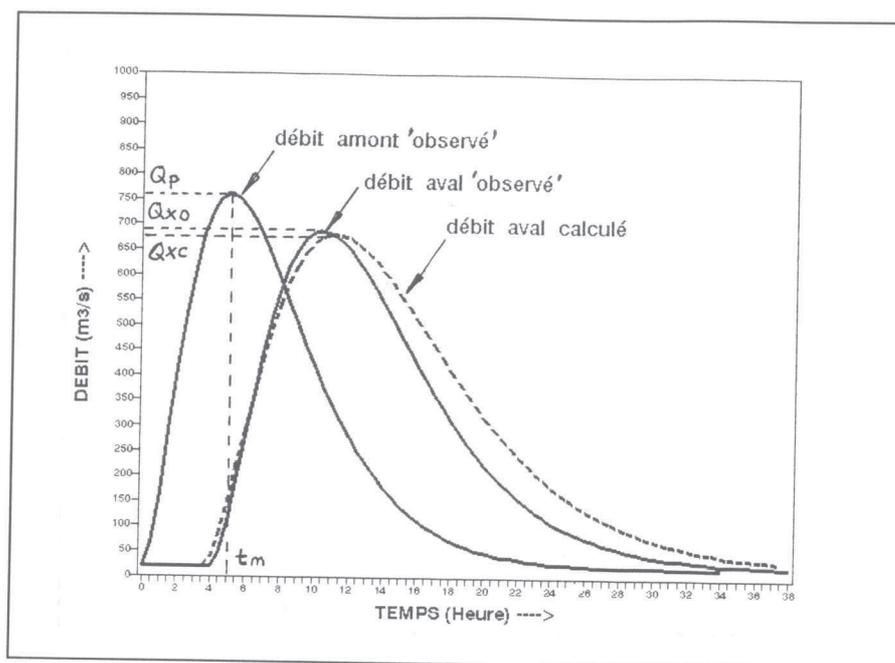


Figure 2.9. Schéma du rapport des pointes de crues.

5). Le rapport des durées de pointe.

Le rapport des durées où le débit est supérieur à la moitié du débit maximum observé ($Q_c > Q_{x0}/2$), en pourcentage :

$$RD = \left(\frac{t_{mc}}{t_{mo}} \right) \times 100\% \quad (2.9)$$

où :

t_{mc} est le temps de dépassement de la moitié du débit observé maximum, calculé par le modèle $M[\gamma, \beta]$;

t_{mo} est le temps de dépassement de la moitié du débit observé maximum, pour l'hydrogramme du modèle de Saint-Venant.

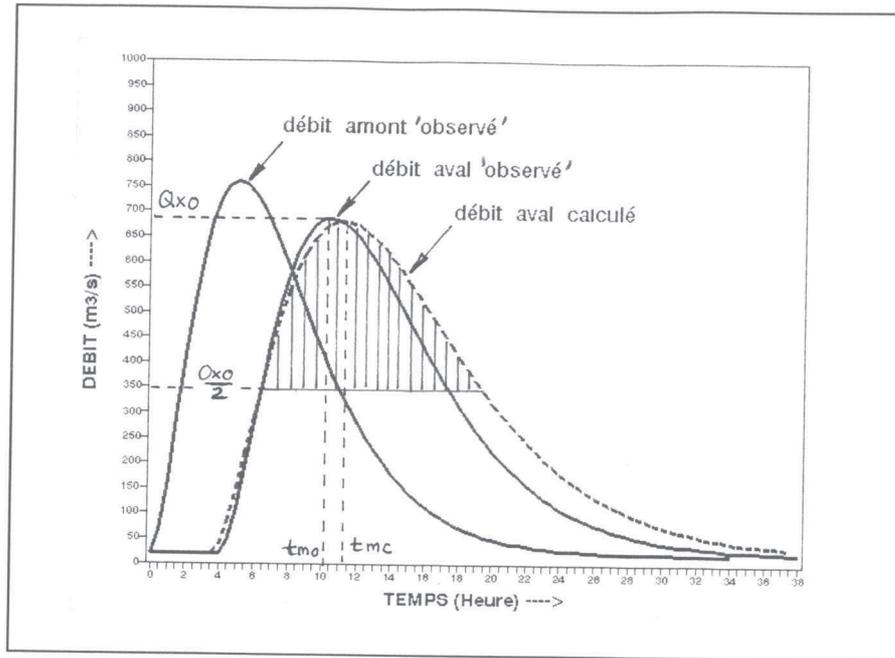


Figure 2.10. Schéma du rapport des durées de pointe.

Les critères présentés ci-dessus ont été appliqués pour juger la qualité des résultats du calage des modèles $M[\gamma, \beta]$ sur 100 crues et canaux différents. C'est l'objet du troisième chapitre de ce rapport.

2. 9. Conclusion.

A l'aide d'un critère de choix d'un modèle, nous avons pu proposer un modèle générique global pour la propagation de crue, ayant deux composantes :

- un hydrogramme unitaire instantané (HUI) et;
- un réservoir de vidange;

qui constituent le minimum nécessaire pour représenter simplement le comportement global d'une propagation de crue.

Ce modèle hydrologique, très simple, a seulement deux paramètres :

- un paramètre d'échelle du temps de transfert (C) et;

- un paramètre d'échelle du réservoir (B).

Il se caractérise aussi par deux indices γ et β qui sont des paramètres :

- de la forme de l'HUI et;
- de la loi de vidange du réservoir.

Les deux opérateurs du modèle générique peuvent être associés de deux manières selon l'ordre dans lequel ils interviennent. En faisant varier l'ordre des deux opérateurs, l'HUI et le réservoir, on obtiendra différents modèles - issus du modèle générique que l'on comparera ensuite du point de vue de leur efficacité à bien représenter la propagation le long d'un bief large. Lorsque le réservoir est linéaire ($\beta = 1$), l'ordre est indifférent. Il en est de même lorsque l'hydrogramme unitaire se réduit à une translation simple.

L'absence de données réelles de crues observées en amont et en aval d'un bief pour la propagation pure, qui auraient pu servir de données permettant de choisir le meilleur modèle, ne sont pas disponibles, à cause des difficultés rencontrés. Il a donc fallu créer des données synthétiques.

Notre démarche va être la suivante :

- à partir de l'équation donnée (équation 2.3), et en se basant sur des études (l'une sur des données réelles recueillies en Indonésie sur plusieurs rivières, l'autre sur des données présentées dans des travaux de recherches) pour rester dans la gamme des crues qui existent dans la pratique de l'hydrologie, un hydrogramme de crue en amont a été défini;
- puis en utilisant le modèle de Saint-Venant, nous propagerons ce débit d'entrée et nous pourrons ainsi obtenir l'hydrogramme 'théorique' du débit de sortie en aval;
- à l'aide des deux études citées ci-dessus, nous avons pu déterminer les données des 100 canaux et crues qui sont bien dans la gamme des canaux et des crues que l'on peut rencontrer dans la réalité.

Enfin, à partir des différents critères d'appréciation des résultats, nous pourrons choisir le meilleur modèle $M[\gamma, \beta]$.

Le cadre étant posé, on peut maintenant aborder l'analyse de ces résultats.

CHAPITRE III

CHAPITRE III

ANALYSE DES PRINCIPAUX RESULTATS

3. 1. Introduction.

Dans ce chapitre, nous allons analyser les principaux résultats des différents modèles de propagation de crue proposés dans le chapitre précédent.

Le but de l'analyse des principaux résultats est de :

- comparer l'efficacité des différents modèles globaux $M[\gamma,\beta]$ et $M[\beta,\gamma]$;
- choisir le meilleur modèle de propagation de crue $M^\circ[\gamma,\beta]$, en le comparant avec le modèle Saint-Venant;
- trouver la relation entre les paramètres du meilleur modèle $M^\circ[\gamma,\beta]$ et les caractéristiques des crues et des canaux.

Il est très difficile de juger, par des comparaisons visuelles, la qualité des très nombreux résultats de calage (100 biefs différents) des nombreux modèles examinés en même temps (25 modèles à comparer) . Premièrement, parce que l'outil (logiciel pour la présentation des graphiques) qui peut présenter les hydrogrammes est souvent limité à six séries seulement, et deuxièmement, parce que la quantité de résultats à comparer est très importante (100 canaux et crues différents). Il est donc souhaitable de faire des comparaisons des critères numériques de Nash (le critère que l'on a utilisé pour le calage du modèle) présentés sous la forme graphique de distribution pour chaque groupe de cinq modèles. Et ensuite on procédera à une comparaison fondée sur le critère de Nash et sur les autres critères d'efficacité pour les cinq meilleurs modèles.

3. 2. Etude sur l'ordre du modèle $M[\gamma,\beta]$.

Avant de faire une étude des différents modèles hydrologiques, il nous paraît important de mieux connaître dans quel ordre nous allons utiliser les deux composantes $[\gamma,\beta]$ du modèle.

Nous avons étudié sur 4 couples de crues et de canaux différents que nous considérons pouvoir présenter les conditions d'écoulement de cours d'eau situés en zone amont, zone médiane et en zone aval. Les quatre types de crues et de canaux sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Canaux et crues étudiés pour le changement d'ordre du modèle $M[\gamma,\beta]$ ou $M[\beta,\gamma]$.

No de type de canal	Longueur en mètre	Pente	Strickler en $m^{1/3}/s$	Débit de base en m^2/s	Débit de pointe en m^2/s	Temps de montée en heure
1	10.000	0.005	19.00	0.50	7.50	2.8
2	15.000	0.001	33.00	1.00	15.00	3.0
3	20.000	0.0005	44.00	1.50	25.00	4.5
4	30.000	0.0001	66.00	2.00	50.00	6.0

Les différents modèles $M[\gamma,\beta]$ ou $M[\beta,\gamma]$ que nous envisageons de tester correspondent aux choix suivants :

- pour l'hydrogramme unitaire, les valeurs de γ sont 0, 1, 2, 3 et ∞
- pour l'exposant de la loi de vidange du réservoir les valeurs de β sont 1, 2, 3, 4, 5.

Pour chaque type de canal, nous avons donc 25 modèles $M[\gamma,\beta]$ et 25 modèles $M[\beta,\gamma]$ correspondant à l'inversion des opérateurs du modèle $M[\gamma,\beta]$ précédant.

Les tableaux 3.2 à 3.5 présentent les résultats du critère de Nash et des paramètres C et B pour les 50 couples de modèles différents optimisés dans les canaux-types 1, 2, 3, 4, respectivement.

Tableau 3.2. Résultat des 50 couples de modèles pour le canal type 1.

$\beta=1; \gamma=0$			$\beta=2; \gamma=0$			$\beta=3; \gamma=0$			$\beta=4; \gamma=0$			$\beta=5; \gamma=0$			
C	B	Nash													
5.95	2.00	78.63	5.01	2.00	75.58	4.90	2.00	73.14	4.93	2.00	71.34	5.00	2.00	69.97	M[γ, β]
5.95	2.00	78.63	5.01	2.00	75.58	4.90	2.00	73.14	4.93	2.00	71.34	5.00	2.00	69.97	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=1$			$\beta=2; \gamma=1$			$\beta=3; \gamma=1$			$\beta=4; \gamma=1$			$\beta=5; \gamma=1$			
C	B	Nash													
4.14	1.95	97.96	3.57	2.00	98.18	3.62	2.01	98.23	3.75	2.01	98.21	3.81	2.04	98.28	M[γ, β]
4.07	1.95	97.72	3.44	2.01	97.79	3.39	2.05	97.83	3.43	2.08	97.86	3.57	2.08	97.83	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=2$			$\beta=2; \gamma=2$			$\beta=3; \gamma=2$			$\beta=4; \gamma=2$			$\beta=5; \gamma=2$			
C	B	Nash													
4.25	1.62	98.97	3.65	1.67	99.16	3.45	1.78	99.40	3.57	1.79	99.42	3.70	1.79	99.41	M[γ, β]
4.22	1.62	98.89	3.50	1.71	99.15	3.37	1.79	99.31	3.51	1.79	99.30	3.61	1.80	99.30	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=3$			$\beta=2; \gamma=3$			$\beta=3; \gamma=3$			$\beta=4; \gamma=3$			$\beta=5; \gamma=3$			
C	B	Nash													
4.18	1.50	99.20	3.50	1.61	99.45	3.58	1.61	99.43	3.64	1.63	99.46	3.69	1.66	99.52	M[γ, β]
4.16	1.50	99.16	3.48	1.61	99.40	3.55	1.61	99.36	3.68	1.61	99.29	3.68	1.65	99.41	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=-1$			$\beta=2; \gamma=-1$			$\beta=3; \gamma=-1$			$\beta=4; \gamma=-1$			$\beta=5; \gamma=-1$			
C	B	Nash													
4.33	1.25	99.24	3.55	1.37	99.49	3.62	1.37	99.41	3.65	1.41	99.45	3.73	1.43	99.47	M[γ, β]
4.27	1.27	99.28	3.55	1.37	99.48	3.62	1.37	99.41	3.70	1.39	99.39	3.67	1.45	99.50	M[β, γ]

Tableau 3.3. Résultat des 50 couples de modèles pour le canal type 2.

$\beta=1; \gamma=0$			$\beta=2; \gamma=0$			$\beta=3; \gamma=0$			$\beta=4; \gamma=0$			$\beta=5; \gamma=0$			
C	B	Nash													
7.09	2.00	62.28	6.03	2.00	59.14	5.88	2.00	56.31	5.89	2.00	54.13	5.95	2.00	52.45	M[γ, β]
7.09	2.00	62.28	6.03	2.00	59.14	5.88	2.00	56.31	5.89	2.00	54.13	5.95	2.00	52.45	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=1$			$\beta=2; \gamma=1$			$\beta=3; \gamma=1$			$\beta=4; \gamma=1$			$\beta=5; \gamma=1$			
C	B	Nash													
5.57	2.09	97.66	4.80	2.15	98.33	4.68	2.21	98.62	4.75	2.22	98.66	4.80	2.25	98.77	M[γ, β]
5.53	2.08	97.08	4.59	2.20	97.64	4.57	2.21	97.59	4.67	2.21	97.47	4.78	2.21	97.36	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=2$			$\beta=2; \gamma=2$			$\beta=3; \gamma=2$			$\beta=4; \gamma=2$			$\beta=5; \gamma=2$			
C	B	Nash													
5.66	1.76	98.66	4.87	1.82	98.89	4.80	1.85	98.73	4.58	2.00	99.10	4.70	2.00	99.06	M[γ, β]
5.57	1.79	98.60	4.84	1.82	98.67	4.61	1.93	98.82	4.52	2.00	98.91	4.64	2.00	98.85	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=3$			$\beta=2; \gamma=3$			$\beta=3; \gamma=3$			$\beta=4; \gamma=3$			$\beta=5; \gamma=3$			
C	B	Nash													
5.72	1.61	98.74	4.88	1.68	98.84	4.78	1.73	98.60	4.81	1.77	98.40	4.89	1.79	98.21	M[γ, β]
5.71	1.61	98.67	4.81	1.71	98.80	4.71	1.76	98.57	4.67	1.79	98.35	4.88	1.78	98.09	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=-1$			$\beta=2; \gamma=-1$			$\beta=3; \gamma=-1$			$\beta=4; \gamma=-1$			$\beta=5; \gamma=-1$			
C	B	Nash													
5.78	1.36	98.79	5.00	1.40	98.51	4.42	1.67	97.82	4.50	1.68	97.70	4.62	1.68	97.63	M[γ, β]
5.76	1.37	98.80	5.00	1.40	98.51	4.45	1.66	97.88	4.50	1.68	97.71	4.62	1.68	97.63	M[β, γ]

Tableau 3.4. Résultat des 50 couples de modèles pour le canal type 3.

$\beta=1; \gamma=0$			$\beta=2; \gamma=0$			$\beta=3; \gamma=0$			$\beta=4; \gamma=0$			$\beta=5; \gamma=0$			
C	B	Nash													
7.15	2.00	88.22	6.19	2.00	85.03	6.07	2.00	82.04	6.10	2.00	79.72	6.17	2.00	77.93	M[γ, β]
7.15	2.00	88.22	6.19	2.00	85.03	6.07	2.00	82.04	6.10	2.00	79.72	6.17	2.00	77.93	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=1$			$\beta=2; \gamma=1$			$\beta=3; \gamma=1$			$\beta=4; \gamma=1$			$\beta=5; \gamma=1$			
C	B	Nash													
6.07	1.61	99.35	4.98	1.88	99.45	4.86	1.96	99.45	4.86	2.01	99.52	4.94	2.03	99.53	M[γ, β]
6.04	1.61	99.21	4.94	1.87	99.26	4.85	1.93	99.16	4.84	1.98	99.22	4.83	2.03	99.33	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=2$			$\beta=2; \gamma=2$			$\beta=3; \gamma=2$			$\beta=4; \gamma=2$			$\beta=5; \gamma=2$			
C	B	Nash													
6.18	1.19	99.28	5.16	1.46	98.62	4.78	1.68	98.48	4.85	1.70	98.33	4.98	1.70	98.19	M[γ, β]
6.17	1.19	99.23	5.19	1.43	98.52	4.74	1.68	98.46	4.86	1.68	98.26	4.91	1.71	98.20	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=3$			$\beta=2; \gamma=3$			$\beta=3; \gamma=3$			$\beta=4; \gamma=3$			$\beta=5; \gamma=3$			
C	B	Nash													
6.18	1.06	99.27	5.14	1.34	98.35	4.91	1.48	97.93	4.96	1.51	97.65	5.06	1.52	97.44	M[γ, β]
6.16	1.08	99.25	5.12	1.34	98.34	4.99	1.43	97.81	4.94	1.51	97.65	5.02	1.53	97.47	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=-1$			$\beta=2; \gamma=-1$			$\beta=3; \gamma=-1$			$\beta=4; \gamma=-1$			$\beta=5; \gamma=-1$			
C	B	Nash													
6.21	0.85	99.23	5.28	1.04	98.02	4.75	1.35	97.22	4.87	1.35	96.96	4.97	1.36	96.74	M[γ, β]
6.22	0.84	99.22	5.28	1.04	98.02	4.77	1.34	97.26	4.84	1.36	96.94	4.96	1.36	96.74	M[β, γ]

Tableau 3.5. Résultat des 50 couples de modèles pour le canal type 4.

$\beta=1; \gamma=0$			$\beta=2; \gamma=0$			$\beta=3; \gamma=0$			$\beta=4; \gamma=0$			$\beta=5; \gamma=0$			
C	B	Nash													
8.08	2.00	95.56	7.01	2.00	85.46	6.85	2.00	77.32	6.86	2.00	71.30	6.92	2.00	66.76	M[γ, β]
8.08	2.00	95.56	7.01	2.00	85.46	6.85	2.00	77.32	6.86	2.00	71.30	6.92	2.00	66.76	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=1$			$\beta=2; \gamma=1$			$\beta=3; \gamma=1$			$\beta=4; \gamma=1$			$\beta=5; \gamma=1$			
C	B	Nash													
8.03	-1.72	95.54	6.97	-1.50	85.45	6.79	-0.88	77.32	-1.76	2.39	80.56	-0.74	2.39	80.56	M[γ, β]
8.03	-1.72	95.55	6.96	-1.24	85.49	6.49	1.13	74.83	6.32	1.50	70.24	3.26	2.38	80.56	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=2$			$\beta=2; \gamma=2$			$\beta=3; \gamma=2$			$\beta=4; \gamma=2$			$\beta=5; \gamma=2$			
C	B	Nash													
8.04	-2.69	95.56	6.97	-2.24	85.45	6.79	-1.67	77.32	6.79	-1.43	71.36	6.83	-1.09	66.87	M[γ, β]
8.03	-2.46	95.55	6.96	-2.00	85.49	6.79	-1.65	77.48	6.71	0.01	70.55	6.39	1.16	62.06	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=3$			$\beta=2; \gamma=3$			$\beta=3; \gamma=3$			$\beta=4; \gamma=3$			$\beta=5; \gamma=3$			
C	B	Nash													
8.04	-3.11	95.56	6.97	-2.66	85.45	6.79	-2.10	77.32	6.79	-1.87	71.36	6.84	-1.71	66.93	M[γ, β]
8.03	-2.88	95.55	6.96	-2.43	85.49	6.79	-2.09	77.48	6.79	-1.86	71.62	6.72	0.07	65.63	M[β, γ]
$\beta=1; \gamma=-1$			$\beta=2; \gamma=-1$			$\beta=3; \gamma=-1$			$\beta=4; \gamma=-1$			$\beta=5; \gamma=-1$			
C	B	Nash													
8.04	-2.10	95.56	6.97	-1.70	85.45	6.80	-1.39	77.36	6.79	-1.05	71.36	6.83	-0.82	66.87	M[γ, β]
8.03	-1.89	95.55	6.96	-1.49	85.45	6.79	-1.22	77.48	6.79	-1.04	71.62	6.71	0.04	64.90	M[β, γ]

Les résultats des tableaux 3.2 à 3.5 nous montrent que pour tous les modèles $M[\gamma, \beta]$ avec $\gamma = 0$, donnent les mêmes résultats pour les paramètres optimisés et aussi pour le critère Nash. Il est clair que le changement d'ordre pour les différents modèles combinés avec un hydrogramme unitaire uniforme ($\gamma = 0$) ne donne aucune différence. En revanche, les modèles avec $\beta \geq 1$ et $\gamma > 0$ donnent une petite différence pour les résultats de critère de Nash et aussi pour les paramètres optimisés. Les modèles $M[\gamma, \beta]$ sont apparus très légèrement meilleurs que les modèles $M[\beta, \gamma]$ pour la plupart des types de canaux. Nous constatons donc que le meilleur ordre du modèle $M[\gamma, \beta]$ est l'hydrogramme unitaire d'abord et ensuite l'opérateur de réservoir, mais la différence étant très faible. On peut accepter un ordre quelconque.

3. 3. Résultats des critères numériques d'appréciation.

Nous allons maintenant compléter ces considérations grâce aux différents critères d'appréciation, présentés dans le paragraphe 2.7.2.

Les tableaux D1 - D101, situés dans l'Annexe D, nous montrent les résultats de critère de Nash lors du calage effectué par les 25 modèles $M[\gamma, \beta]$ pour 100 types de canaux différents. Du fait de la difficulté à comparer les 25 modèles en même temps, nous nous proposons de comparer les graphiques par cinq modèles à la fois.

Nous commençons par comparer le premier groupe des modèles nommés M1, M6, M11, M16, M21. Ce sont des modèles qui ont le même exposant de réservoir linéaire ($\beta = 1$) avec l'exposant de l'hydrogramme unitaire instantané (HUI) allant de l'HUI uniforme ($\gamma = 0$) à l'HUI "décalage" ($\gamma = \infty$). Pour faciliter la comparaison des cinq meilleurs modèles de la première comparaison de

distribution de Nash, nous présentons dans le tableau 3.6. les valeurs moyennes des critères d'appréciation. Ces valeurs sont les résultats de calculs, d'après les tableaux D102 - D126, présentés dans l'Annexe D.

La figure 3.1 nous montre nettement qu'il y a trois classements possibles :

- 1) en tête viennent les modèles $M[2,1]$, $M[3,1]$, $M[\infty,1]$, c'est-à-dire les modèles avec le réservoir linéaire qui ont l'exposant de l'HUI supérieur à 2 (l'exposant de l'HUI infini est le meilleur modèle);
- 2) en deuxième position est le modèle $M[1,1]$, c'est le modèle avec l'exposant de l'HUI égal à 1;
- 3) le troisième modèle est $M[0,1]$; la distribution de critère de Nash de ce modèle est comparativement très mauvais.

Si nous nous reportons au tableau 3.6, nous voyons que le meilleur modèle parmi les cinq premiers modèles est le modèle M21 ($M[\infty,1]$) avec une valeur de Nash moyen de 96.56 % pour les cent canaux étudiés; l'écart quadratique moyen (EQM) est de 1.23; l'erreur de bilan (EB) est de 3.37 %, le rapport des pointes de crues (RPC) est en moyenne de 99.78% et le rapport des durées des crues (RD) est de 101.35%. Le modèle M21, c'est-à-dire le modèle avec un réservoir linéaire et l'HUI équivalent à 'un décalage' ($M[\infty,1]$).

Tableau 3.6. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M1, M6, M11, M16, M21 sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critère	M1 = $M[0,1]$	M6 = $M[1,1]$	M11 = $M[2,1]$	M16 = $M[3,1]$	M21 = $M[\infty,1]$
Nash (%)	70.48	95.47	96.48	96.55	96.56
EQM(m^2s^{-1})	1.77	1.33	1.24	1.24	1.23
EB (%)	-3.23	-3.43	-3.38	-3.38	-3.37
RPC (%)	95.17	98.95	99.57	99.69	99.78
RD (%)	102.73	100.95	101.04	101.23	101.35

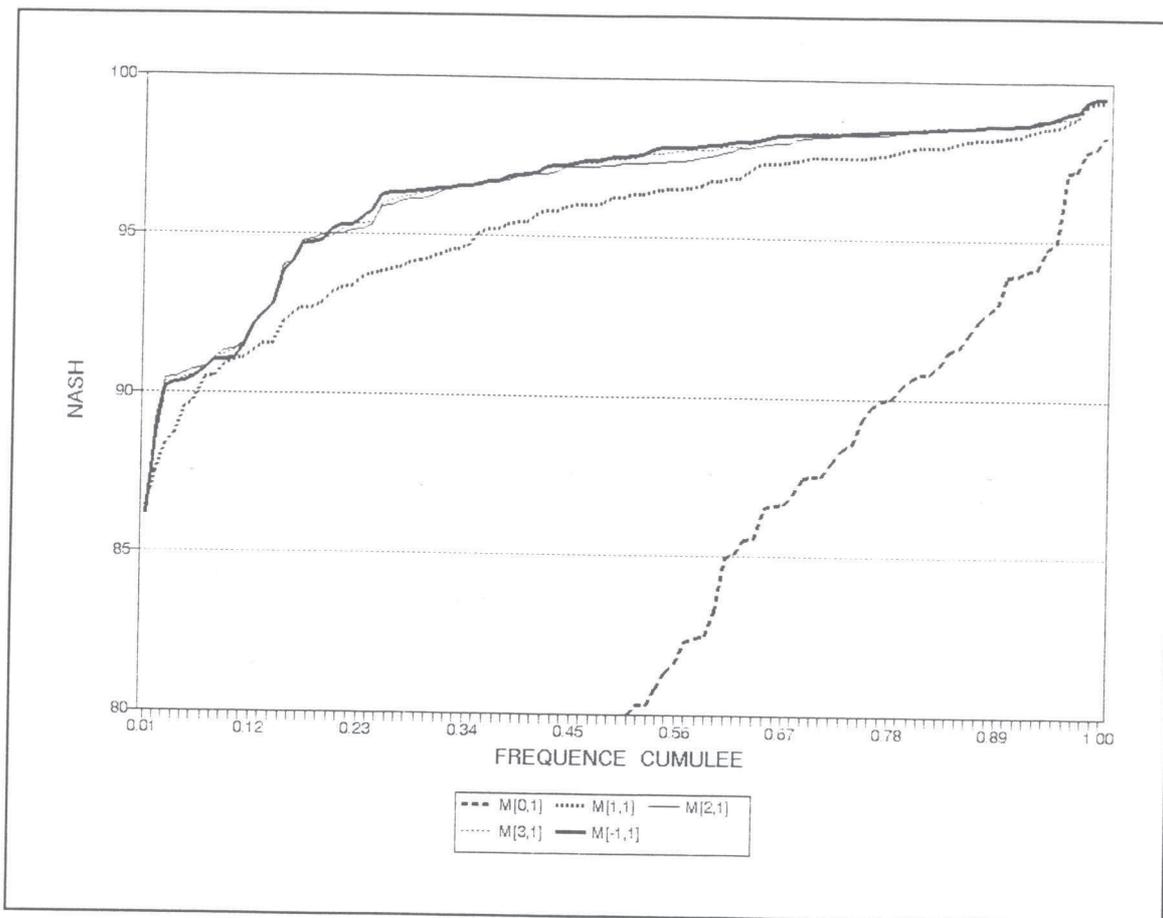


Figure 3.1. Distributions des critères de Nash pour les modèles M1, M6, M11, M16, M21 sur 100 canaux étudiés.

Dans le deuxième groupe de modèles (M2, M7, M12, M17, M22), nous remarquons que le modèle M22 ($M[\infty,2]$) est le meilleur modèle, et ce d'après la comparaison des distributions de Nash (de la figure 3.2) et selon les valeurs des critères d'appréciation (du tableau 3.7). Le modèle $M[\infty,2]$ donne des résultats du critère de Nash moyen de 98.27% pour cent canaux étudiés; l'écart quadratique moyen est de 0.79; l'erreur de bilan est de -1.40 %; (ou rapport des volumes est de 98.6 %) le rapport des pointes de crue est de 100.44 %, et le rapport des durées de crue est de 98.32%. Le modèle $M[\infty,2]$ est un modèle avec un HUI qui équivaut à une *translation simple*, et avec un *réservoir quadratique*.

Tableau 3.7. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M2, M7, M12, M17, M22 sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critère	M2 = M[0,2]	M7 = M[1,2]	M12 = M[2,2]	M17 = M[3,2]	M22 = M[∞,2]
Nash (%)	67.13	97.22	98.12	98.24	98.27
EQM (m ² s ⁻¹)	1.21	0.91	0.82	0.81	0.79
EB (%)	0.35	-1.54	-1.46	-1.45	-1.40
RPC (%)	96.51	99.56	100.13	100.29	100.44
RD (%)	97.05	98.75	98.46	98.52	98.32

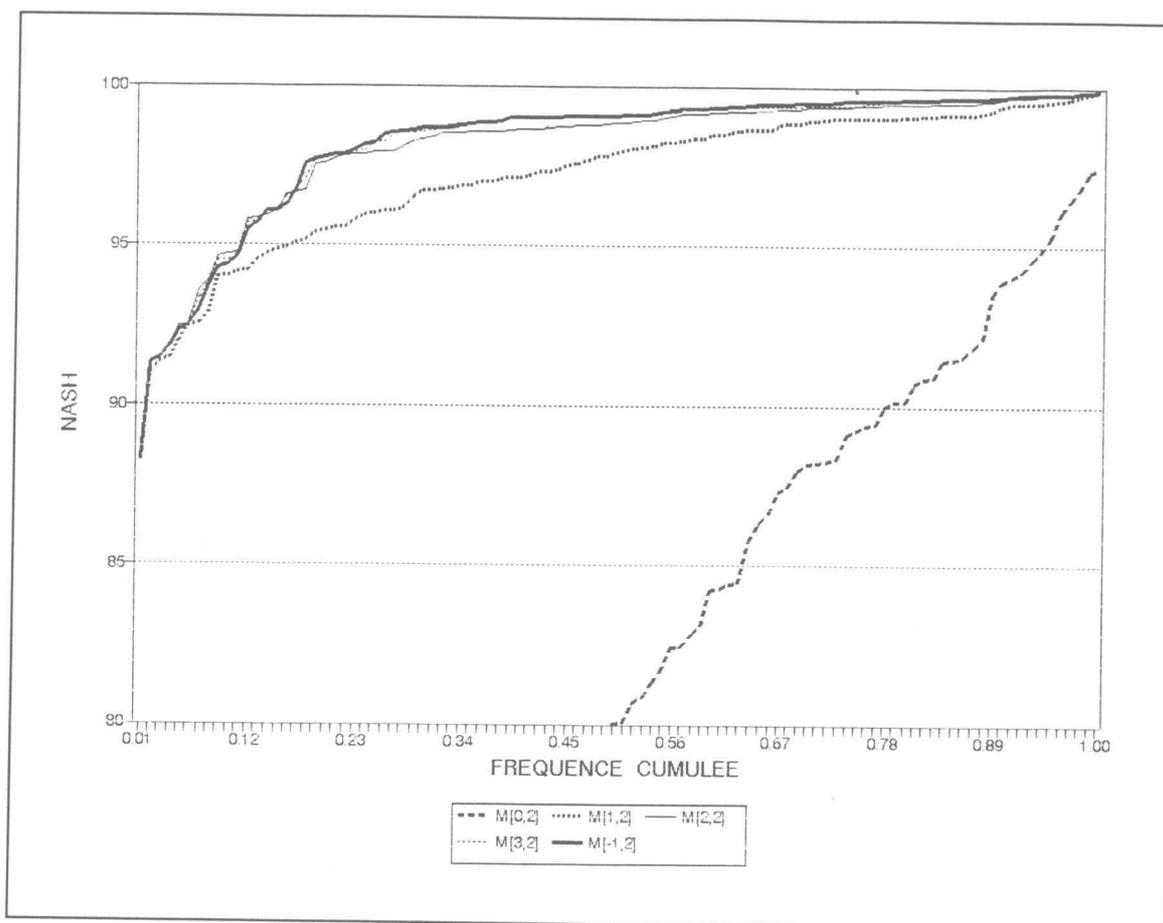


Figure 3.2. Distributions des critères de Nash pour les modèles M2, M7, M12, M17, M22 sur 100 canaux étudiés.

Nous remarquons dans ce groupe de comparaison que tous les modèles avec le réservoir quadratique et l'HUI avec $\gamma \geq 2$ donnent une bonne distribution des critères de Nash sur les cent canaux étudiés.

Nous allons maintenant comparer le troisième groupe de modèles, nommés M3, M8, M13, M18, M23. Ce sont les modèles avec l'exposant de réservoir $\beta = 3$ et l'HUI allant de l'HUI uniforme ($\gamma = 0$) à l'HUI "décalage" ou "translation" ($\gamma = \infty$). La figure 3.3 nous montre que les courbes de la distribution des Nash sont presque confondues pour les quatre modèles M[1,3], M[2,3], M[3,3], M[∞ ,3] et ces courbes s'entrecroisent pour une valeur inférieure à une fréquence de 0.14. Il est difficile de choisir le meilleur modèle parce que les résultats des valeurs du critère d'appréciation s'entrecroisent aussi. Mais si nous considérons que le critère de Nash, que nous avons utilisé pour le calage des modèles, est le premier critère pour choisir le meilleur modèle. Nous pouvons donc choisir le modèle M[2,3] comme le meilleur modèle avec un critère de Nash moyen de 97.14% pour 100 canaux étudiés. Les résultats du rapport des pointes de crue (RPC = 100.55%) et du rapport des durées de crue (RD = 97.91%) sont légèrement supérieurs à ceux des modèles M[3,3] et M[∞ ,3]. A l'inverse, les valeurs de l'écart quadratique moyen (EQM = 0.69) et d'erreur du bilan (EB = -0.92 %) sont légèrement moins bonnes que celles des modèles M[3,3] et M[∞ ,3] (voir le tableau 3.8).

Tableau 3.8. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M3, M8, M13, M18, M23 sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critère	M3 = M[0,3]	M8 = M[1,3]	M13 = M[2,3]	M18 = M[3,3]	M23 = M[∞ ,3]
Nash (%)	59.85	96.58	97.14	97.08	96.91
EQM (m ² s ⁻¹)	1.06	0.79	0.69	0.68	0.65
EB (%)	1.85	-0.98	-0.92	-0.87	-0.80
RPC (%)	97.22	99.86	100.55	100.76	100.94
RD (%)	94.93	98.01	97.91	97.88	97.65

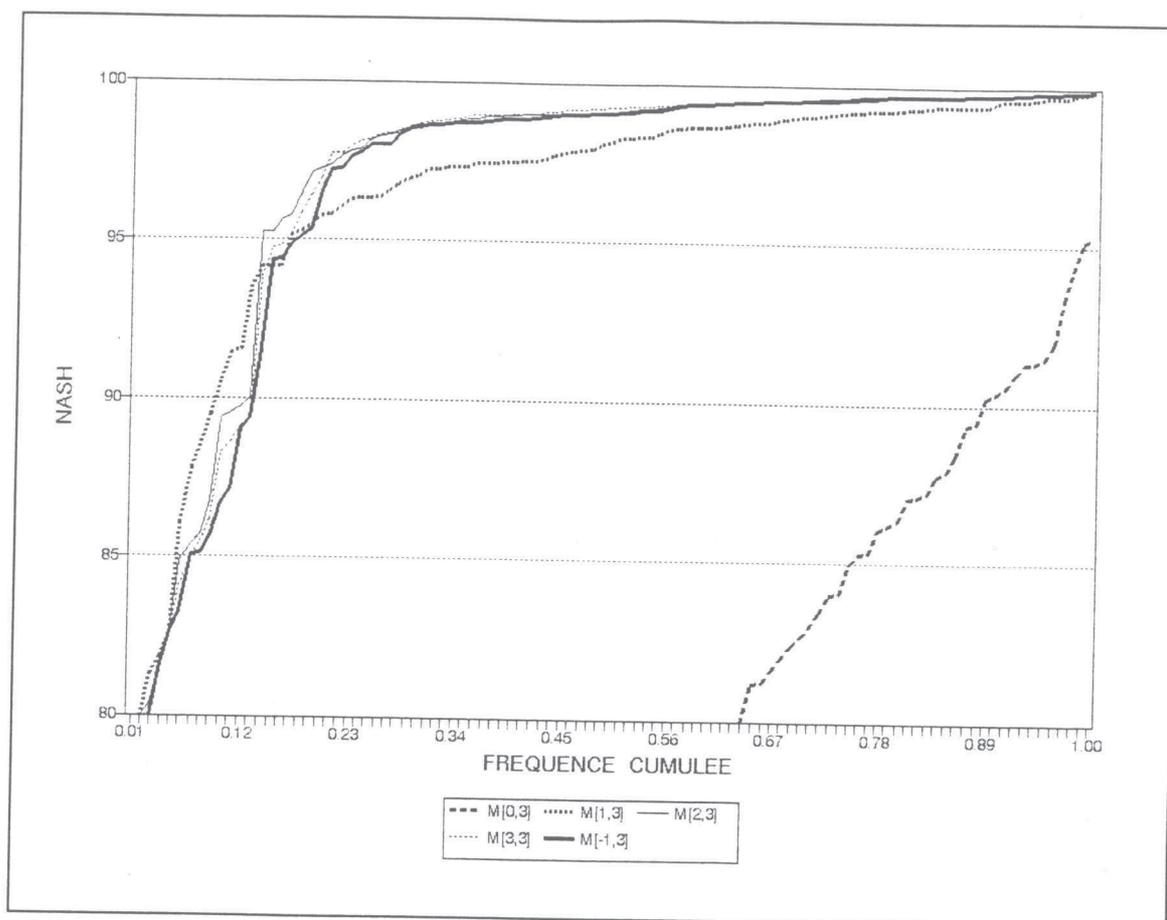


Figure 3.3. Distributions des critères de Nash pour les modèles M3, M8, M13, M18, M23 sur 100 canaux étudiés.

Nous trouvons le même problème de croisement pour les courbes de distribution des critères de Nash des modèles M4, M9, M14, M19, M24 (cf. figure 3.4).

Nous voyons dans la figure 3.4 que les courbes de distribution des critères de Nash s'entrecroisent pour une valeur inférieure à une fréquence de 0.22. Le modèle avec l'exposant de l'HUI plus petit (p.e. l'HUI = 1) donne une courbe de distribution de Nash légèrement supérieure à celle du modèle avec l'HUI, dont le paramètre γ est égal à 2 ou infini. Mais à partir d'une certaine valeur de fréquence ils sont équivalents. Il est donc correct de choisir le modèle M[2,4] comme étant le meilleur modèle du fait du critère de Nash moyen de 96.18% pour les cent canaux étudiés (cf. tableau 3.9).

Tableau 3.9. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M4, M9, M14, M19, M24 sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critère	M4 = M[0,4]	M9 = M[1,4]	M14 = M[2,4]	M19 = M[3,4]	M24 = M[∞,4]
Nash (%)	54.17	95.98	96.18	95.98	95.70
EQM (m ² s ⁻¹)	1.02	0.74	0.64	0.63	0.60
EB (%)	2.61	-0.74	-0.71	-0.66	-0.58
RPC (%)	97.62	99.97	100.76	100.99	101.19
RD (%)	93.59	97.86	97.56	97.53	97.42

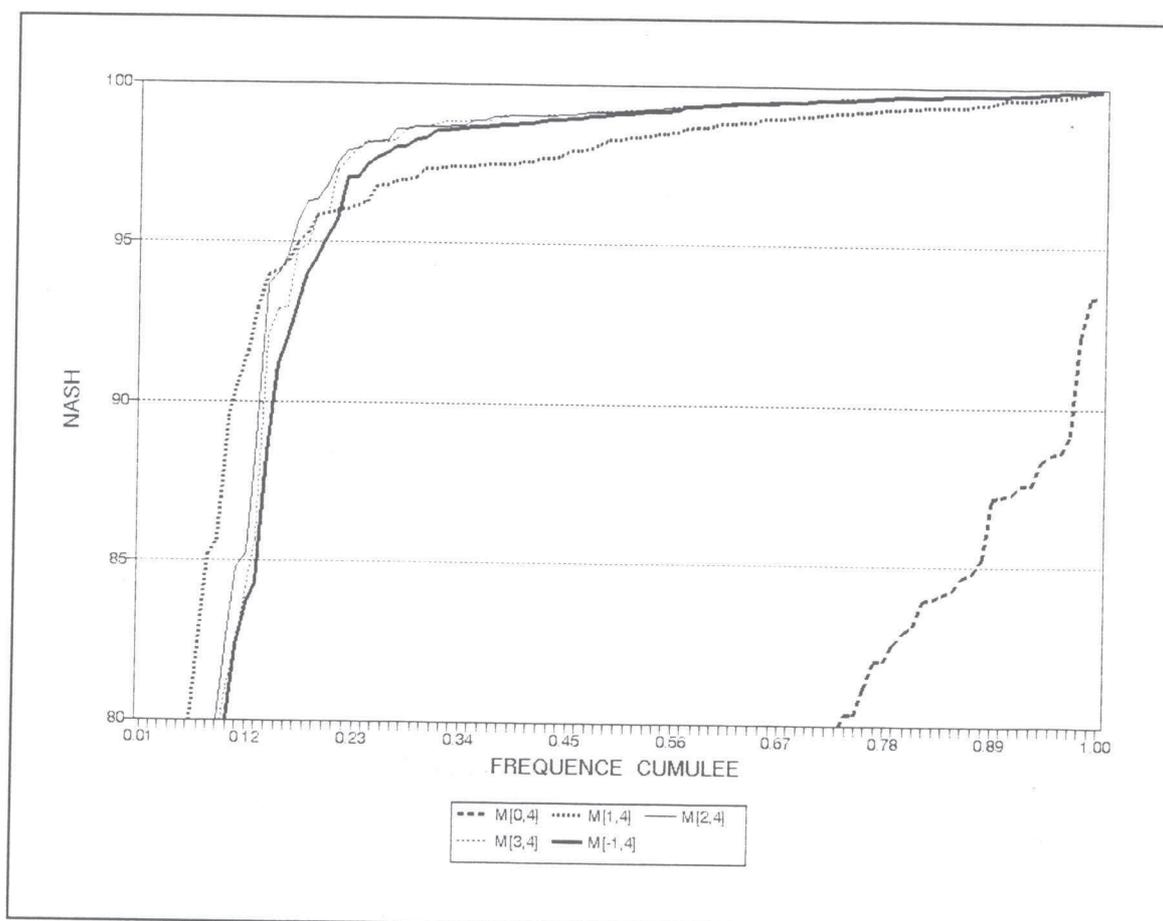


Figure 3.4. Distributions des critères de Nash pour les modèles M4, M9, M14, M19, M24 sur 100 canaux étudiés.

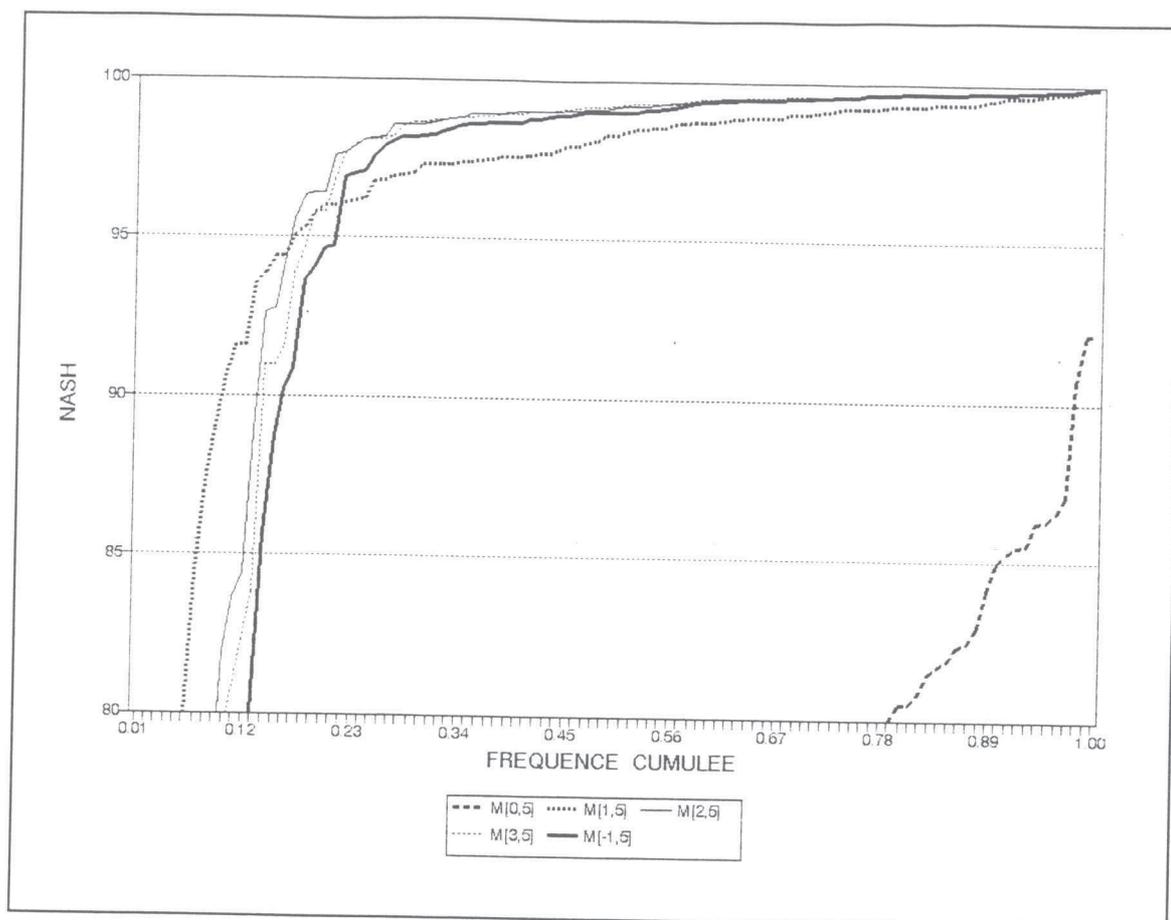


Figure 3.5. Distributions des critères de Nash pour les modèles M5, M10, M15, M20, M25 sur 100 canaux étudiés.

Il en est de même pour le cinquième groupe de modèles avec l'exposant du réservoir égal à 5 (M5, M10, M15, M20, M25). Si nous nous reportons à la figure 3.5 et au tableau 3.10, nous trouvons que le modèle M[1,5] est le meilleur modèle avec un critère de Nash moyen de 95.74% sur 100 canaux étudiés, un écart quadratique moyen de 0.71, une erreur de bilan de -0.70 %, un rapport des pointes de crue de 99.99% et un rapport des durées de crue de 97.89%.

Tableau 3.10. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les modèles M5, M10, M15, M20, M25 sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critère	M5 = M[0,5]	M10 = M[1,5]	M15 = M[2,5]	M20 = M[3,5]	M25 = M[∞,5]
Nash (%)	50.09	95.74	95.54	95.25	94.77
EQM (m ² s ⁻¹)	1.00	0.71	0.62	0.60	0.58
EB (%)	3.07	-0.70	-0.62	-0.58	-0.45
RPC (%)	97.89	99.99	100.86	101.12	101.33
RD (%)	92.95	97.89	97.57	97.34	97.29

Nous allons maintenant comparer entre eux les cinq modèles, précédemment choisis dans chaque groupe de cinq modèles (M[∞,1], M[∞,2], M[2,3], M[2,4], M[1,5]) pour trouver le meilleur modèle. La figure 3.6 nous montre que la courbe de distribution des critères de Nash du modèle M[∞,2] est nettement meilleure que celle des autres modèles. Le tableau 3.11 nous montre aussi que le modèle M[∞,2] présente une valeur de Nash moyen de 98.27% pour les cent canaux étudiés. Cette valeur de Nash est nettement supérieure à celle des autres modèles. Cependant, les écarts quadratiques moyennes (EQM) des modèles M[2,3], M[2,4], M[1,5] sont légèrement meilleurs par rapport à celui du modèle M[∞,2]. En revanche pour ce modèle, le rapport des pointes de crue est en moyenne proche de 100% (RPC = 100.44%) et le rapport des durées de crue de 98.32% est en deuxième position.

Nous constatons donc que le modèle avec un *décalage simple* (l'HUI avec γ infini) et un *réservoir quadratique* est sensiblement plus performant que les autres. Nous remarquons aussi que le modèle avec un *décalage simple* et un *réservoir linéaire* (M[∞,1]) donne une distribution de Nash assez correcte par rapport aux trois modèles avec l'exposant du réservoir supérieur à 2 (M[2,3], M[2,4], M[1,5]).

Tableau 3.11. Valeurs moyennes des critères d'appréciation pour les cinq meilleurs modèles (M21, M22, M13, M14, M10) sur 100 canaux étudiés.

Modèle Critères	M21 = M[∞,1]	M22= M[∞,2]	M13= M[2,3]	M14 = M[2,4]	M10 = M[1,5]
Nash (%)	96.56	98.27	97.14	96.18	95.75
EQM (m ² s ⁻¹)	1.23	0.80	0.69	0.64	0.71
EB (%)	-3.37	-1.40	-0.92	-0.71	-0.70
RPC (%)	99.78	100.44	100.55	100.76	99.99
RD (%)	101.35	98.32	97.91	97.56	97.89

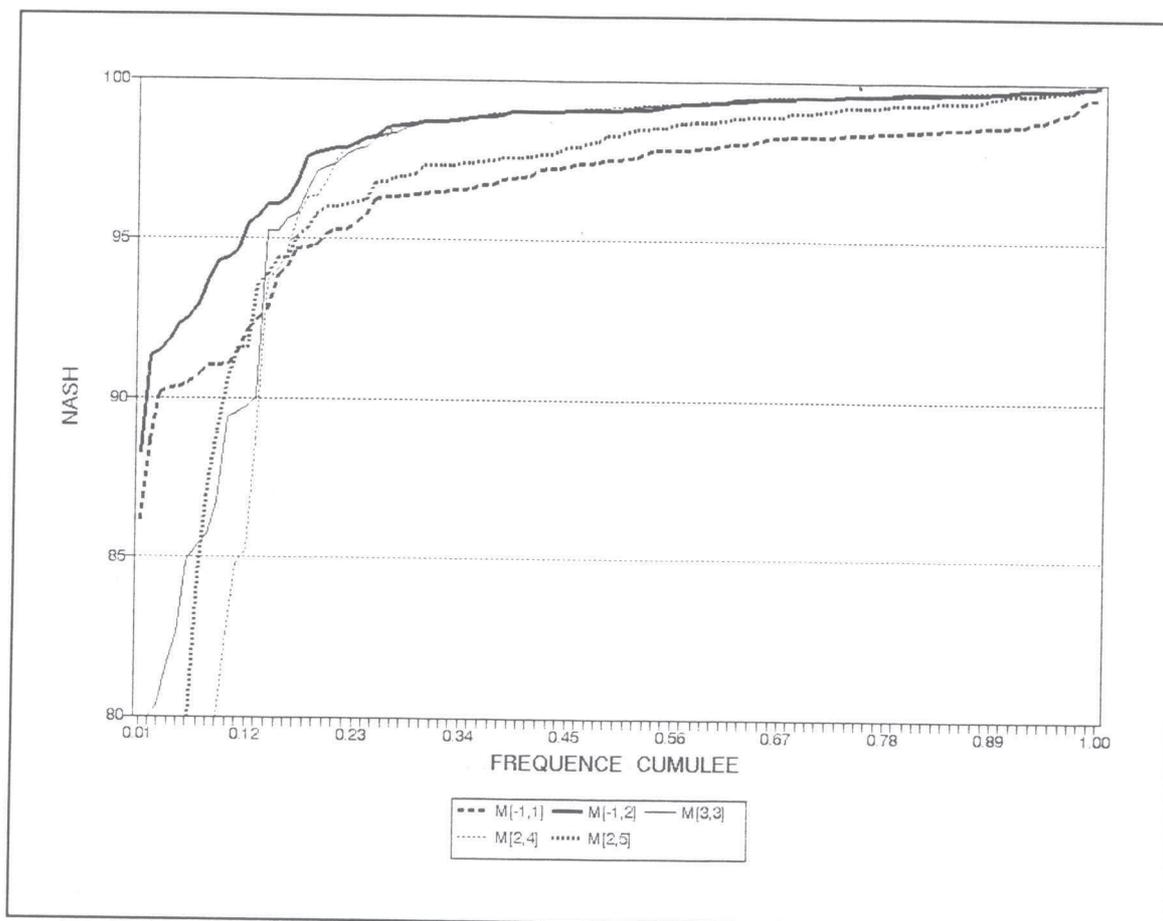


Figure 3.6. Comparaison des distributions de Nash pour les modèles M21, M22, M13, M14, M10 sur 100 canaux étudiés.

3. 4. Considération sur les critères graphiques.

Nous allons comparer les hydrogrammes de la propagation de crue obtenus par les quatre modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$ $M[2,4]$ avec la propagation obtenue par le modèle de Saint-Venant :

- le modèle $M[\infty,1]$ pour le modèle avec un réservoir linéaire;
- le modèle $M[\infty,2]$ pour le modèle avec un réservoir quadratique;
- le modèle $M[1,5]$ pour le modèle avec un réservoir de l'exposant de puissance 5;
- le modèle $M[2,4]$ pour le modèle avec un réservoir de l'exposant de puissance 4.

Nous montrons seulement les hydrogrammes de la propagation de crue sur quatre types de canaux avec des pentes différentes qui peuvent présenter à peu près les différents types de rivière naturelle. Le tableau 3.12 présente les caractéristiques des canaux et des crues étudiés.

Tableau 3.12. Canaux et crues étudiés pour la comparaison des hydrogrammes des quatre modèles différents ($M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$).

No de type de canal	Longueur en mètre	Pente	Strickler en $m^{-1/3}/s$	Débit de base en m^2/s	Débit de pointe en m^2/s	Temps de montée en heure
1	12.000	0.005	19.00	0.30	7.50	2.8
2	20.000	0.001	33.00	1.00	20.00	4.0
3	38.000	0.0005	54.00	1.70	42.00	5.4
4	40.000	0.0001	66.00	2.00	50.00	9.0

3. 4. 1. Comparaison des hydrogrammes observés et calculés.

Nous présentons des hydrogrammes pour les cent canaux étudiés dans l'Annexe D.

La propagation effectuée par le modèle avec un HUI consistant en un décalage simple et le routage par un réservoir quadratique est nettement meilleure par rapport à celle des autres modèles pour tous types de canal. Ce modèle est donc le meilleur modèle, d'après le résultat du critère de Nash et la comparaison visuelle des hydrogrammes obtenus pour tous les canaux. Il surpasse le modèle linéaire pour la partie montante de crue, et de la décrue et aussi pour la partie la plus importante dans le problème de propagation de crue, c'est-à-dire la pointe de la crue, pour tous types de canal. Même dans le cas du bief le plus long avec une pente très faible, il est toujours mieux que les modèles $M[1,5]$ et $M[2,4]$. Nous remarquons aussi que, dans ce dernier cas, le modèle $M[\infty,1]$ produit une propagation assez bonne surtout pour la pointe de crue. Mais il présente un débit surestimé pour la montée de crue, par rapport au modèle $M[\infty,2]$ (voir figures 3.10). Nous notons aussi que le modèle $M[\infty,1]$ produit un débit trop fort dans tous les types de canal (cf. figures 3.7 - 3.10).

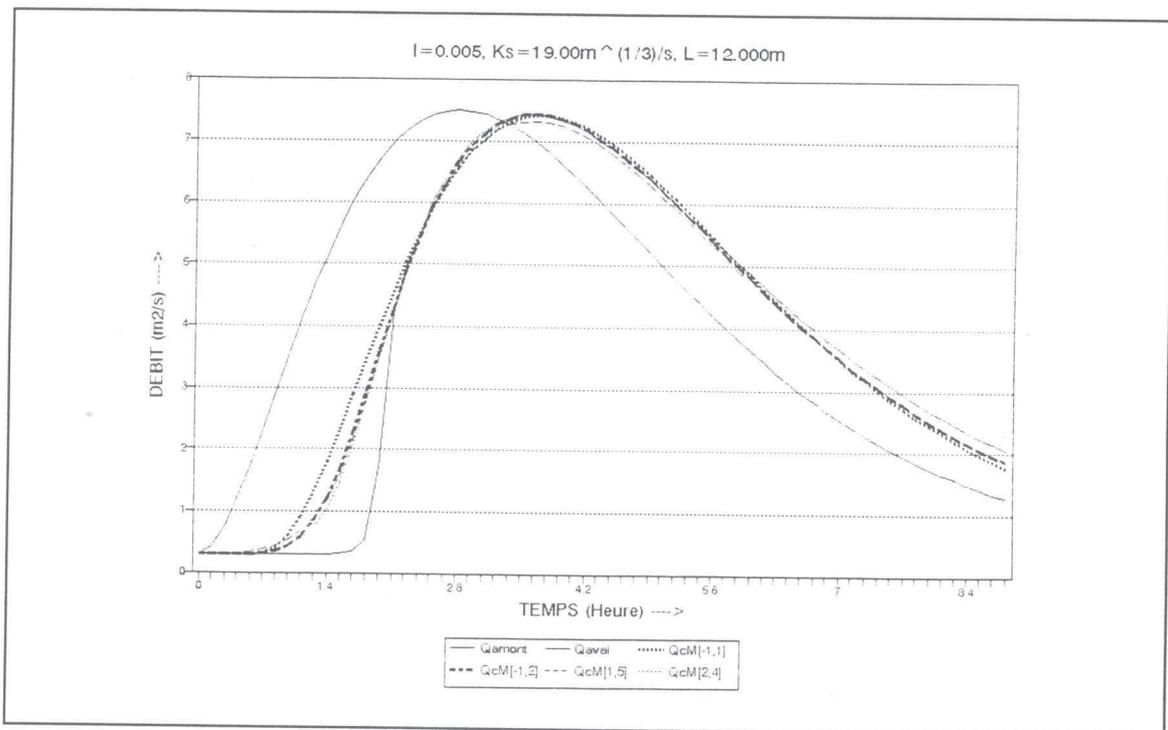


Figure 3.7. Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 1.

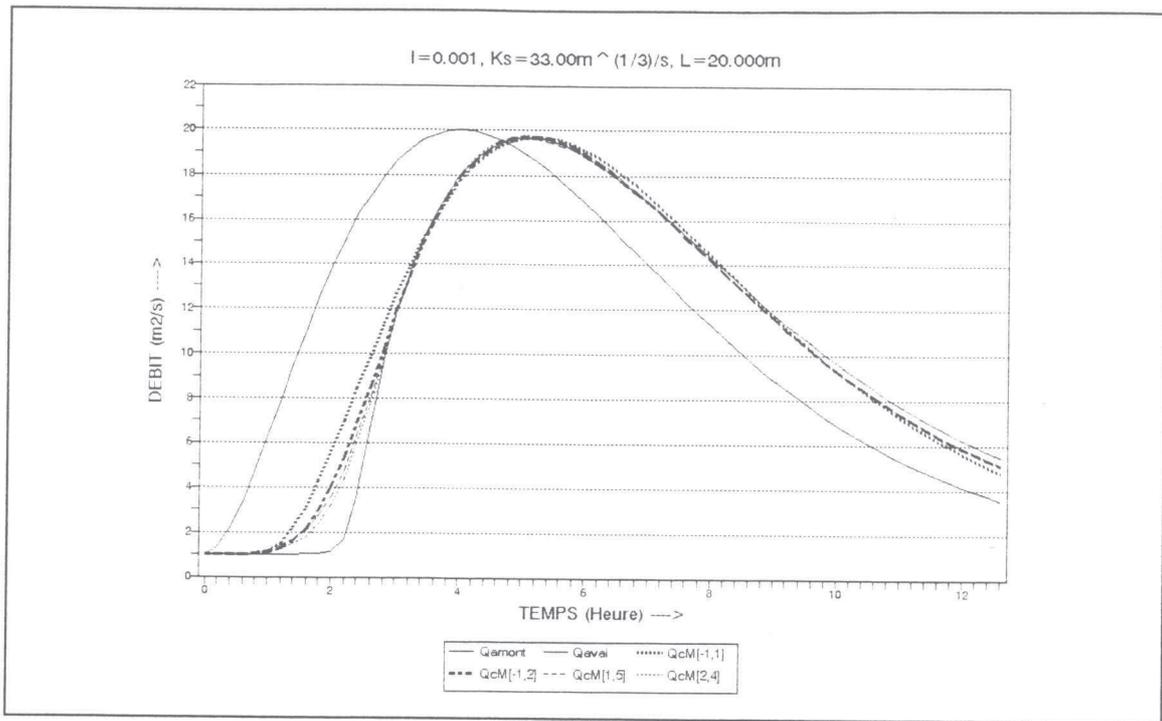


Figure 3.8. Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 2.

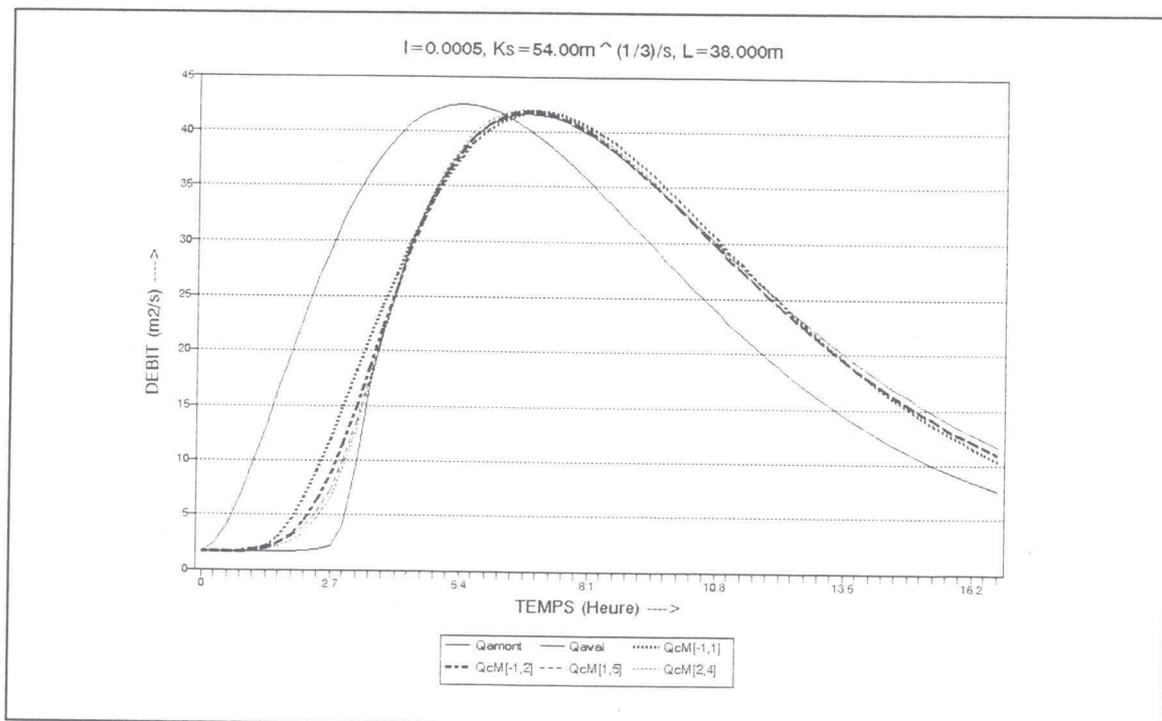


Figure 3.9. Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 3.

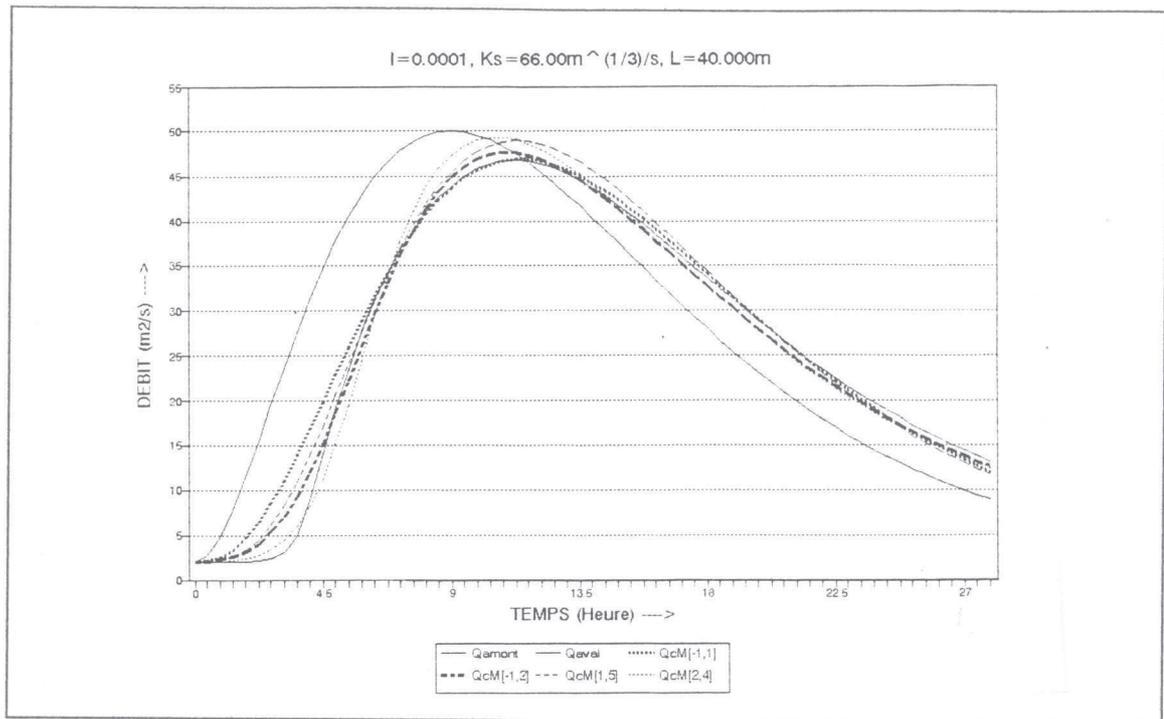


Figure 3.10. Comparaison des hydrogrammes de propagation de crue des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 4.

3. 4. 2. La distribution des écarts.

Pour permettre de voir les écarts entre les débits calculés et les débits observés, tout au long de la propagation, nous avons montré les graphiques de ces écarts en fonction du temps, dans les figures 3.12 - 3.15, pour les quatre types de canaux étudiés.

La figure 3.11 nous montre la comparaison des écarts ($Q_{observé} - Q_{calculé}$) des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ lors de la propagation de crue dans le canal type 1 avec une pente assez forte, ce qui présente une rivière dans une zone en amont. D'après cette figure, les trois modèles ($M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$) présentent à peu près le même écart pour la montée de crue et pour la décrue, sauf pour la pointe de crue (temps de montée = 2.8 heures). Le

modèle $M[\infty,2]$ présente l'écart le plus petit de $0.07 \text{ m}^2/\text{s}$. Les écarts pour les modèles $M[\infty,1]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur la pointe de crue sont respectivement de 0.15 , 0.13 , 0.08 . Le modèle $M[\infty,1]$ montre un écart beaucoup plus grand sur la montée de crue avec un maximum de $-2.9 \text{ m}^2/\text{s}$ au temps $(t) = 1.82$ heures, et de $0.28 \text{ m}^2/\text{s}$ sur la fin de la décrue.

Pour le chenal type 2 avec une pente égale à 0.001 , ce qui représente une valeur moyenne, la figure 3.13 nous montre une comparaison assez nette pour les écarts des quatre modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$. Le modèle $M[2,4]$ donne un écart qui semble plus faible que celui des autres modèles, avec un écart sur la pointe de crue de $-0.01 \text{ m}^2/\text{s}$. Tandis que les modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$ ont des écarts de $0.31 \text{ m}^2/\text{s}$, $0.14 \text{ m}^2/\text{s}$, $0.16 \text{ m}^2/\text{s}$ respectivement sur la pointe de crue. Les écarts maximum de ces quatre modèles sont de $-5.3 \text{ m}^2/\text{s}$ pour le modèle $M[\infty,1]$, de $-3.67 \text{ m}^2/\text{s}$ pour le modèle $M[\infty,2]$, de $-3.08 \text{ m}^2/\text{s}$ pour le modèle $M[1,5]$, et de $2.73 \text{ m}^2/\text{s}$ pour le modèle $M[2,4]$.

La comparaison des écarts effectuée sur un chenal avec une pente assez faible, ce qui représente une rivière de zone située en aval, nous montre que les modèles $M[\infty,2]$ et $M[1,5]$ présentent des résidus assez faibles de $0.19 \text{ m}^2/\text{s}$ et de $0.12 \text{ m}^2/\text{s}$. Nous voyons nettement sur la figure 3.13 que les écarts maximaux, obtenus au temps 2.97 heures, sont de $-11 \text{ m}^2/\text{s}$, $-7.57 \text{ m}^2/\text{s}$, $-6.02 \text{ m}^2/\text{s}$, $-5.31 \text{ m}^2/\text{s}$, respectivement pour les modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$. Ces écarts sont situés sur la partie montée des crues (le temps de montée des crues est de 5.4 heures). Nous remarquons que les graphiques des écarts en fonction du temps pour les trois types de canaux ont à peu près la même forme. Cet ensemble de courbes prouve que les quatre modèles donnent des débits surestimés sur la montée de crue, avec des écarts en plus ou en moins autour de la pointe de la crue. Et, petit à petit, les débits calculés par ces modèles deviennent sous-estimés dans la décrue. Les figures 3.11 - 3.13 nous montrent

que si les écarts en montée de crue sont plus grands, les écarts en décrue sont également plus grands. Cela s'explique par le fait que les modèles ont essayé de compenser pour respecter le volume global de la crue.

Nous montrons aussi sur la figure 3.14 une comparaison des écarts obtenus lors de la propagation de crue d'un bief ayant une pente très faible ($I = 0.0001$) et une longueur très forte de 40 km. Nous observons ici que les deux modèles $M[1,5]$, $M[2,4]$ donnent un écart très important sur la pointe de la crue par rapport aux modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$. Les écarts sont de $0.31 \text{ m}^2/\text{s}$, $-0.90 \text{ m}^2/\text{s}$, $-1.43 \text{ m}^2/\text{s}$, $-3.37 \text{ m}^2/\text{s}$, respectivement pour les modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$. Nous voyons nettement que le modèle $M[\infty,2]$ produit des écarts beaucoup plus modestes pour l'ensemble du graphique des écarts, avec des valeurs maximales de $-4.3 \text{ m}^2/\text{s}$ et de $1.8 \text{ m}^2/\text{s}$.

On constate que le modèle $M[\infty,2]$ est sensiblement le meilleur modèle selon cette analyse des écarts graphiques. Il donne une propagation de crue toujours meilleure que les autres modèles testés sur tous les types de canal, tandis que les modèles $M[\infty,1]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ peuvent être meilleurs, mais dans un certain canal seulement. Ils ont une application limitée à une certaine pente.

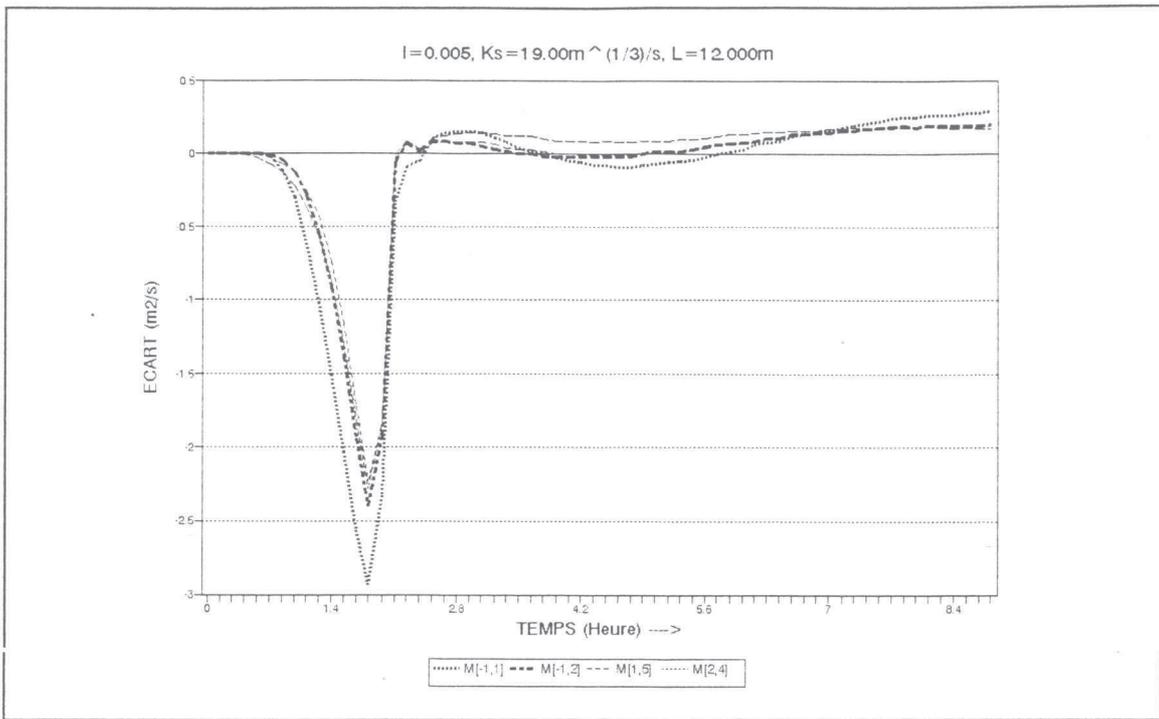


Figure 3.11. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 1.

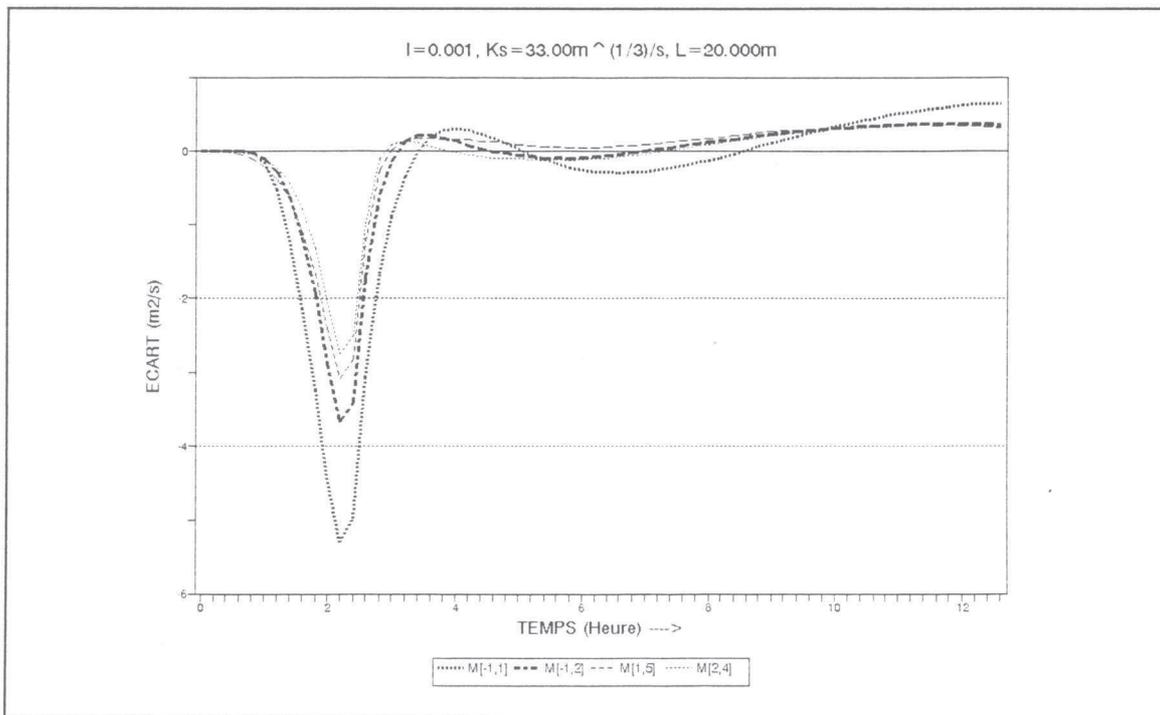


Figure 3.12. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) des modèles $M[\infty, 1]$, $M[\infty, 2]$, $M[1, 5]$, $M[2, 4]$ sur le chenal type 2.

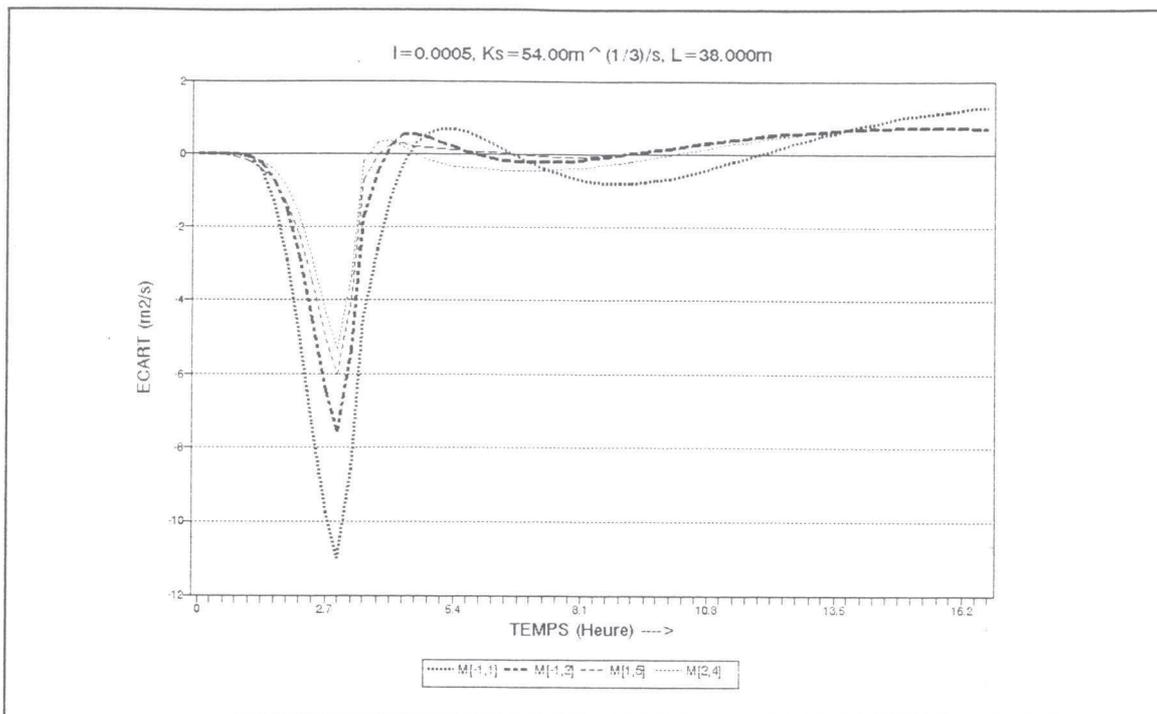


Figure 3.13. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 3.

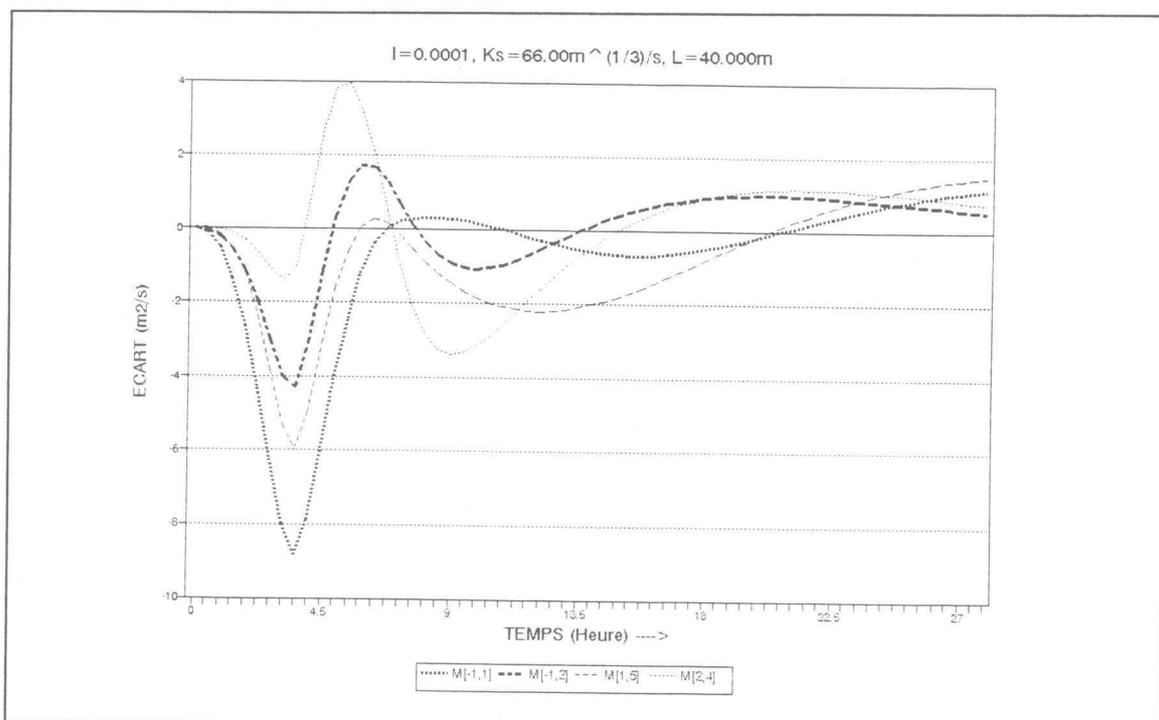


Figure 3.14. Comparaison des graphiques des écarts ($Q_{\text{observé}} - Q_{\text{calculé}}$) des modèles $M[\infty,1]$, $M[\infty,2]$, $M[1,5]$, $M[2,4]$ sur le chenal type 4.

L'analyse des divers résultats montre que l'exposant ($\beta = 2$) pour la loi de vidange du réservoir est souvent la bonne solution et qu'un fort exposant de l'HUI ($\gamma = \infty$) est nettement plus efficace, mais un fort exposant surestime parfois les très fortes pointes de crue. L'exposant de l'HUI, égal à l'infini, signifie que l'on a un opérateur de simple retard.

Le résultat principal de cette comparaison est que nous sommes renvoyés à la bonne vieille méthode de décalage simple et de routage par un réservoir, qui a été attribuée à Meyer (1941) par Gill (1994) et popularisée par Snyder, mais avec un réservoir qui peut être non linéaire, ou plus exactement avec le réservoir quadratique ($\beta = 2$). Nous avons cependant conservé l'option du réservoir linéaire dont la simplicité est très séduisante. Comme ces deux modèles de décalage et de routage sont plus faciles à traiter que le modèle générique $M[\gamma, \beta]$, nous pouvons reprendre les calculs et être plus précis dans la manière de rendre compte de la limite en amont, c'est-à-dire de l'hydrogramme amont.

3. 5. Relation entre les paramètres et les caractéristiques des crues et des canaux.

Nous rappelons les deux équations du modèle $M[\infty, 2]$ pour pouvoir citer les paramètres que l'on explique.

L'hydrogrammes unitaire :

$$q = \frac{\gamma + 1}{C} \left(\frac{t}{C} \right)^\gamma \quad \text{si } 0 \leq t \leq C \quad (3.1)$$

$$q = 0 \quad \text{si } t \geq C$$

où q est l'ordonnée de l'hydrogramme unitaire instantané (HUI),

γ est un coefficient de forme de l'HUI,

C est un paramètre d'échelle en heure et,
t est le temps.

Le réservoir de vidange :

$$R = \left(\frac{V}{B} \right)^\beta \quad (3.2)$$

où R est le débit de sortie du réservoir,

V est le volume stocké dans le réservoir,

B est un paramètre de forme et,

β est l'exposant du réservoir.

Certaines relations, entre les paramètres du modèle choisi $M[\infty,2]$ et les caractéristiques des crues et des canaux, ont été étudiées à l'aide d'un modèle de régression multiple, appliqué à des transformées logarithmiques des paramètres et des caractéristiques.

Deux cent calages du modèle $M[\infty,2]$ ont été réalisés sur plusieurs canaux et crues différents afin d'avoir des données assez nombreuses pour pouvoir exploiter au mieux la régression multiple. Les résultats des calages sont présentés dans le tableau 3.13. Chaque calage correspond à une seule crue propagée sur un canal de caractéristiques données.

Tableau 3.13. Résultats de calage du modèle $M[\infty,2]$.

Canal type No	Débit de base (Qo) m2/s	Temps de monte (tm)	Débit de pointé (Qp)	Coef. de Strickler Ks	Pente du bief I	Longueur (L) Km	Paramètre C	Paramètre B
1	0.20	2.60	5.00	17.00	0.00800	5.00	0.67	3.28
2	0.38	2.80	8.50	20.18	0.00798	8.60	0.85	3.95
3	0.44	2.80	8.40	21.60	0.00781	9.40	0.93	4.02
4	0.42	3.00	9.40	24.20	0.00764	10.30	0.80	4.08
5	0.40	2.50	10.00	15.00	0.00750	10.00	1.32	4.41
6	0.38	3.20	8.60	23.40	0.00742	8.60	0.63	3.73
7	0.42	3.10	9.70	29.20	0.00723	12.10	0.82	4.13
8	0.40	3.00	11.20	28.31	0.00702	11.68	0.81	4.18

9	0.25	2.80	6.25	16.00	0.00700	8.00	1.10	3.89
10	0.36	2.60	9.20	27.84	0.00684	10.20	0.93	4.06
11	0.46	2.80	10.64	28.25	0.00663	11.50	0.93	4.17
12	0.50	3.00	12.50	18.00	0.00650	14.00	1.33	4.58
13	0.42	3.00	11.49	27.28	0.00641	12.70	0.97	4.24
14	0.44	3.10	12.36	26.40	0.00622	12.20	0.87	4.31
15	0.40	2.70	9.80	28.65	0.00604	10.80	0.97	4.08
16	0.28	2.70	7.00	16.00	0.00600	9.00	1.33	3.98
17	0.38	3.20	10.86	27.24	0.00581	12.60	0.97	4.11
18	0.39	2.90	11.64	29.32	0.00564	11.80	0.91	4.23
19	0.80	3.20	24.00	25.00	0.00550	18.00	1.09	5.04
20	0.37	3.00	11.20	28.12	0.00543	12.40	1.01	4.16
21	0.43	2.80	10.48	27.36	0.00522	10.50	0.95	4.13
22	0.38	3.20	9.68	26.48	0.00501	9.20	0.69	3.94
23	0.30	2.80	7.50	19.00	0.00500	12.00	1.49	4.37
24	0.42	2.60	8.95	28.36	0.00484	8.80	0.86	4.07
25	0.36	3.00	9.20	28.16	0.00463	9.40	0.81	4.00
26	0.60	3.10	15.00	21.00	0.00450	15.00	1.31	4.78
27	0.40	2.80	8.78	27.26	0.00441	8.50	0.81	3.99
28	0.41	2.70	9.50	26.74	0.00422	10.00	1.04	4.24
29	0.39	2.80	8.56	28.52	0.00404	11.25	1.11	4.33
30	0.90	3.40	27.00	28.00	0.00400	13.00	0.57	4.91
31	0.72	3.20	19.80	32.00	0.00390	10.00	0.45	4.33
32	0.42	2.40	9.20	25.86	0.00383	10.50	1.30	4.44
33	0.45	2.90	11.25	20.00	0.00380	17.00	1.73	4.97
34	0.75	3.10	15.00	33.00	0.00370	13.00	0.86	4.58
35	0.38	2.60	9.40	27.58	0.00362	11.80	1.32	4.40
36	0.70	3.30	21.00	26.00	0.00360	19.00	1.29	5.07
37	0.90	3.20	18.00	25.00	0.00350	15.00	1.11	5.02
38	0.35	2.80	9.86	26.20	0.00341	12.00	1.29	4.41
39	0.80	3.00	24.00	22.00	0.00340	16.00	1.24	5.36
40	1.25	3.30	25.00	24.00	0.00330	18.00	1.13	5.57
41	0.40	2.50	9.20	26.95	0.00322	12.30	1.46	4.60
42	1.00	3.40	30.00	30.00	0.00320	20.00	1.08	5.35
43	1.00	3.10	20.00	28.00	0.00310	19.00	1.34	5.32
44	0.38	2.60	10.25	28.86	0.00303	12.70	1.39	4.58
45	0.50	3.00	12.50	21.00	0.00300	15.00	1.56	4.91
46	0.75	4.20	18.50	20.00	0.00290	20.00	1.32	5.30
47	0.36	2.70	10.70	29.60	0.00281	13.40	1.39	4.64
48	0.60	3.60	15.00	25.00	0.00280	18.00	1.35	5.04
49	0.64	3.50	16.00	37.00	0.00270	17.50	1.09	4.75
50	0.37	2.80	11.50	30.82	0.00262	14.00	1.35	4.76
51	0.90	5.10	22.50	36.00	0.00260	23.00	0.81	4.97
52	0.55	3.40	13.75	27.00	0.00250	16.50	1.35	4.93
53	0.34	2.90	11.90	34.16	0.00241	14.20	1.31	4.53
54	0.60	3.80	15.00	28.00	0.00240	16.00	1.10	4.91
55	0.85	3.20	21.25	29.00	0.00230	20.50	1.44	5.47
56	0.38	2.80	12.20	36.92	0.00223	14.80	1.32	4.75
57	0.80	4.40	20.00	32.00	0.00220	21.00	1.11	4.99
58	0.95	4.60	23.75	31.00	0.00210	23.50	1.11	5.33
59	0.36	3.00	12.80	37.81	0.00205	15.10	1.29	4.63
60	1.00	5.80	25.00	38.00	0.00200	17.00	0.33	4.62
61	1.15	4.90	28.75	34.00	0.00190	19.50	0.72	5.10
62	0.35	3.10	13.60	33.56	0.00182	16.86	1.46	4.96
63	0.70	4.80	17.50	26.00	0.00180	22.00	1.28	5.25

64	1.05	4.70	26.25	24.00	0.00170	18.50	0.97	5.46
65	0.33	3.30	14.86	32.20	0.00165	17.90	1.42	5.20
66	1.10	5.60	27.50	33.00	0.00160	19.00	0.59	5.08
67	0.65	4.10	16.25	20.00	0.00150	15.50	1.25	5.52
68	0.90	5.20	22.50	35.00	0.00140	24.00	1.06	5.28
69	0.82	5.30	20.50	22.00	0.00130	22.50	1.31	5.64
70	0.32	3.50	15.50	30.60	0.00128	19.20	1.51	5.49
71	1.20	6.00	30.00	40.00	0.00120	25.00	0.78	5.27
72	0.96	5.70	23.75	37.00	0.00110	18.50	0.72	4.89
73	0.30	3.70	14.26	33.20	0.00105	18.23	1.39	5.52
74	1.00	4.00	20.00	33.00	0.00100	20.00	1.25	5.81
75	0.36	3.20	15.24	34.20	0.00093	19.85	1.62	6.01
76	1.30	5.00	26.00	39.00	0.00090	37.00	1.59	6.14
77	0.27	3.60	13.52	35.48	0.00081	21.35	1.65	5.87
78	1.80	7.00	45.00	60.00	0.00080	26.00	0.31	5.28
79	0.23	4.00	12.68	31.20	0.00072	20.76	1.60	5.99
80	1.20	4.50	24.00	46.00	0.00070	30.00	1.39	6.20
81	0.68	3.60	24.30	31.35	0.00066	28.25	1.76	7.08
82	0.22	4.20	14.80	33.84	0.00063	22.45	1.50	6.16
83	1.50	6.50	30.00	50.00	0.00060	33.00	0.95	5.94
84	0.58	4.50	22.40	42.66	0.00058	20.40	1.04	5.88
85	0.24	3.80	16.90	36.50	0.00054	24.80	1.67	6.57
86	1.70	5.40	42.50	54.00	0.00050	38.00	1.10	6.72
87	0.65	4.20	15.40	38.68	0.00046	32.60	1.97	6.81
88	0.28	3.40	18.60	32.69	0.00042	26.46	1.80	7.51
89	1.40	4.80	28.00	48.00	0.00040	24.00	0.99	6.39
90	0.23	4.60	20.40	34.72	0.00033	28.68	1.43	7.33
91	0.56	3.40	18.20	38.26	0.00032	24.28	1.53	7.53
92	1.90	6.00	47.50	40.00	0.00030	36.00	0.77	7.61
93	0.32	3.50	16.50	29.78	0.00026	23.58	1.50	8.00
94	0.26	5.80	24.26	38.56	0.00022	30.40	0.81	7.46
95	1.60	7.20	40.00	62.00	0.00020	28.00	0.12	6.68
96	0.42	3.50	15.40	36.50	0.00014	22.60	0.88	8.32
97	0.25	6.80	18.50	43.00	0.00011	32.30	-0.27	7.81
98	2.00	9.00	50.00	66.00	0.00010	40.00	-17.09	7.80
99	1.00	5.00	30.00	60.00	0.00009	35.00	-18.31	8.53
100	0.60	4.50	26.25	42.56	0.00008	32.00	-19.99	8.20
101	0.46	2.85	7.64	20.53	0.00546	7.54	0.83	3.90
102	0.52	3.20	9.82	24.36	0.00424	9.42	0.81	4.12
103	0.64	2.95	14.50	26.62	0.00398	8.65	0.60	4.33
104	0.48	2.58	8.54	25.28	0.00394	11.20	1.32	4.45
105	0.50	3.10	7.82	30.00	0.00390	8.44	0.69	3.87
106	0.46	2.86	12.40	28.43	0.00386	12.67	1.11	4.55
107	0.69	3.25	16.80	33.24	0.00382	14.51	0.86	4.70
108	0.54	2.50	10.20	26.69	0.00378	9.58	1.07	4.41
109	0.40	3.20	18.60	32.12	0.00374	10.50	0.53	4.39
110	0.62	2.85	14.50	31.00	0.00370	13.25	1.07	4.62
111	0.46	3.50	20.46	36.47	0.00366	12.50	0.52	4.42
112	0.57	2.84	16.66	28.32	0.00362	14.63	1.16	4.92
113	0.82	3.42	18.20	29.56	0.00358	10.96	0.53	4.54
114	0.55	2.64	12.60	27.61	0.00354	13.58	1.31	4.81
115	0.64	3.80	16.40	26.00	0.00350	14.82	0.93	4.69
116	0.73	3.24	8.58	34.20	0.00346	8.25	0.21	4.15
117	0.52	2.68	9.45	29.16	0.00342	9.80	1.07	4.17
118	0.48	2.90	16.70	30.46	0.00338	13.45	1.05	4.68

119	0.72	3.05	11.20	27.38	0.00334	7.90	0.57	4.16
120	0.80	2.84	20.00	25.00	0.00330	10.00	0.72	4.88
121	0.68	3.00	24.63	31.67	0.00326	20.40	1.35	5.02
122	0.51	3.40	18.69	35.83	0.00322	14.57	0.79	4.69
123	0.60	2.75	12.50	22.98	0.00318	11.80	1.25	4.86
124	0.82	3.05	17.62	26.45	0.00314	16.23	1.25	5.17
125	0.75	2.80	19.50	29.00	0.00310	15.24	1.19	5.15
126	0.64	3.10	20.40	27.94	0.00306	18.84	1.37	5.12
127	0.83	4.40	16.80	30.25	0.00302	20.45	1.08	4.81
128	0.48	2.48	9.54	33.12	0.00298	9.40	1.07	4.22
129	0.63	3.00	12.44	30.80	0.00294	16.84	1.41	4.87
130	0.90	2.50	8.37	22.00	0.00290	8.20	1.11	4.67
131	0.72	4.00	18.40	26.67	0.00286	13.60	0.77	4.69
132	0.58	3.26	12.20	28.82	0.00282	11.40	0.91	4.52
133	0.96	3.80	26.54	30.48	0.00278	20.68	1.05	5.33
134	0.72	2.92	18.40	26.85	0.00274	14.60	1.21	5.14
135	0.84	3.50	24.50	32.45	0.00270	19.40	1.11	5.17
136	0.76	2.84	10.00	30.70	0.00266	12.64	1.27	4.62
137	0.63	3.60	17.50	32.87	0.00262	18.57	1.15	4.97
138	0.85	3.21	22.46	29.64	0.00258	20.40	1.34	5.48
139	0.58	2.84	16.40	27.98	0.00254	16.40	1.43	5.18
140	0.72	3.48	18.68	28.00	0.00250	14.56	1.04	4.87
141	0.63	3.20	24.50	33.41	0.00246	18.82	1.17	5.24
142	0.91	2.50	12.66	36.32	0.00242	12.40	1.13	5.01
143	0.72	3.80	16.45	30.30	0.00238	22.20	1.41	5.16
144	0.83	2.97	8.94	41.18	0.00234	16.40	1.39	4.75
145	0.64	2.60	17.64	30.56	0.00230	9.78	0.85	4.86
146	0.80	3.80	22.99	35.32	0.00226	24.32	1.32	5.20
147	0.71	2.82	16.40	40.15	0.00222	8.90	1.39	5.18
148	0.55	3.00	10.80	30.90	0.00218	10.87	1.05	4.54
149	0.87	2.80	13.44	29.80	0.00214	17.50	1.61	5.33
150	0.66	3.20	19.40	32.00	0.00210	13.00	0.89	5.00
151	0.78	2.90	20.14	30.80	0.00206	20.40	1.56	5.58
152	0.87	3.30	13.00	32.64	0.00202	12.00	0.89	4.81
153	0.65	2.79	13.21	38.20	0.00198	16.26	1.39	5.05
154	0.96	3.10	12.00	33.68	0.00194	7.64	0.49	4.28
155	0.48	2.84	20.82	35.00	0.00190	9.20	0.59	4.73
156	0.65	3.20	16.00	26.68	0.00186	20.80	1.70	5.57
157	1.02	2.86	18.00	25.93	0.00182	10.82	1.04	5.13
158	0.84	2.96	14.00	32.21	0.00178	14.69	1.29	5.24
159	0.93	3.45	28.20	33.46	0.00174	18.67	1.08	5.58
160	0.82	3.00	18.56	25.00	0.00170	15.24	1.35	5.70
161	0.66	2.87	14.66	27.88	0.00166	13.80	1.36	5.35
162	0.54	3.30	12.44	29.29	0.00162	16.40	1.45	5.28
163	0.85	2.82	13.50	30.15	0.00158	8.20	0.73	4.79
164	0.72	3.14	10.00	27.39	0.00154	10.78	1.16	4.86
165	0.87	3.95	19.65	24.00	0.00150	21.82	1.51	5.86
166	0.95	3.40	12.40	26.48	0.00146	7.00	0.44	4.54
167	1.26	2.80	21.56	28.19	0.00142	10.28	0.79	5.56
168	0.94	3.70	18.40	30.67	0.00138	13.50	0.95	5.10
169	0.73	2.80	22.87	29.13	0.00134	18.20	1.50	6.15
170	0.62	2.60	17.36	25.58	0.00130	9.61	1.04	5.49
171	1.80	3.08	24.50	27.37	0.00126	22.50	1.65	6.51
172	0.95	2.68	13.40	32.11	0.00122	11.02	1.17	5.31
173	1.35	3.20	16.45	30.82	0.00118	19.60	1.60	5.95

174	0.86	4.80	18.40	28.96	0.00114	30.0	1.65	5.94
175	0.63	3.40	20.00	36.40	0.00110	21.46	1.47	5.85
176	0.75	2.94	16.50	27.44	0.00106	18.62	1.71	6.26
177	0.92	3.60	12.86	29.92	0.00102	9.65	0.70	5.10
178	0.67	2.86	19.20	32.46	0.00098	12.88	1.08	5.87
179	0.71	2.90	14.32	30.18	0.00094	7.80	0.62	5.22
180	0.80	2.70	18.40	37.00	0.00090	18.70	1.59	6.30
181	0.77	3.86	20.68	35.56	0.00086	20.50	1.29	5.96
182	1.00	4.30	23.10	33.00	0.00082	24.00	1.35	6.22
183	0.72	3.20	16.50	30.68	0.00078	8.10	0.72	5.02
184	0.89	4.10	17.50	29.98	0.00074	22.20	1.47	6.34
185	0.73	2.90	20.48	42.00	0.00070	18.95	1.42	6.38
186	0.86	3.00	18.20	28.69	0.00066	10.60	0.76	6.20
187	0.98	3.20	21.20	32.40	0.00062	14.32	1.02	6.40
188	1.08	4.00	24.50	46.22	0.00058	20.48	1.04	6.11
189	0.60	3.40	18.40	36.33	0.00054	13.50	0.93	6.08
190	1.20	4.80	25.00	38.00	0.00050	26.52	1.19	6.68
191	0.88	3.20	13.50	35.79	0.00046	12.90	0.94	6.36
192	0.64	3.70	19.80	44.36	0.00042	21.84	1.32	6.64
193	1.25	3.80	16.59	37.60	0.00038	15.00	0.64	6.63
194	1.30	4.00	18.40	39.90	0.00034	18.45	0.83	6.87
195	1.50	3.40	27.00	36.00	0.00030	24.58	1.10	8.04
196	1.84	3.98	26.50	47.78	0.00026	30.50	1.21	7.80
197	1.72	3.30	26.56	42.15	0.00022	16.80	16.80	-0.55
198	1.66	4.20	20.98	40.00	0.00018	27.59	0.77	8.19
199	1.29	3.88	22.40	39.23	0.00014	18.40	-19.23	8.06
200	1.80	5.00	28.00	47.80	0.00012	15.00	-19.59	7.28
Moyen	0.70	3.51	17.40	31.55	0.00255	16.72	0.60	5.31
Min.	0.20	2.40	5.00	15.00	0.00008	5.00	-19.99	3.28
Max.	2.00	9.00	50.00	66.00	0.00800	40.00	1.97	8.53

Les valeurs obtenues pour le paramètre C se situent entre -19.99 et 1.97, avec une moyenne de 0.60. Nous remarquons que les valeurs négatives du paramètre C sont dues aux pentes très faibles (pente I inférieure à 0.00022). Les canaux-types numéros : 100 (I = 0.00008); 99 (I = 0.00009); 98 (I = 0.00010); 200 (I = 0.00012) et 199 (I = 0.00014), présentent des écarts des valeurs du paramètre C beaucoup plus importantes que les autres types de canaux. Les résultats obtenus sur les régressions (cf. figure 3.15) montrent que le paramètre C est lié de façon significative aux caractéristiques des crues (t_m , Q_p) et des canaux (L, K_s , I) avec un coefficient de détermination R^2 de 0.98 et une erreur standard σ de 0.04. Les rapports de Student des variables explicatives sont supérieurs à 3 (seuil de signification théoriquement supérieur à 99 %).

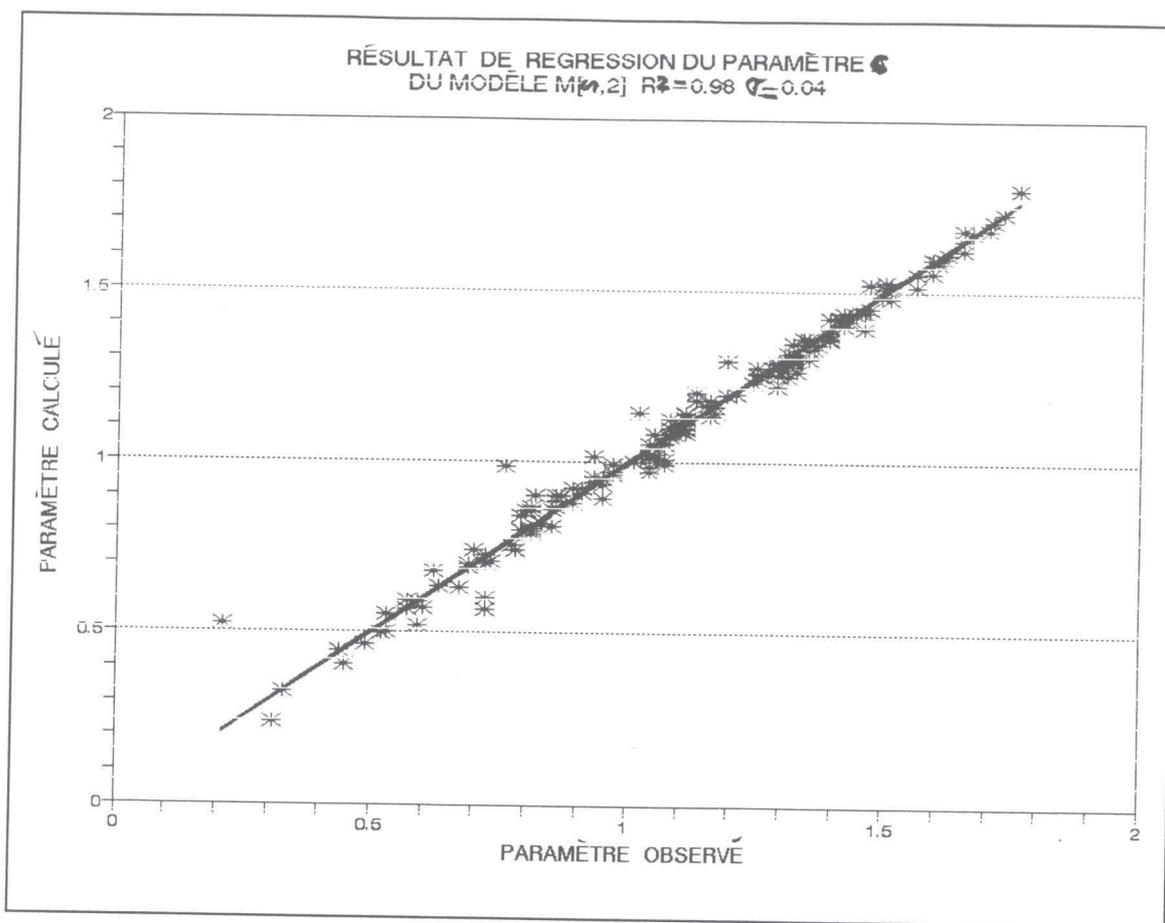


Figure 3.15. Régression pour le paramètre C.

$$\ln(C) = 2.91 + 1.23 \ln(L) - 0.63 \ln(K_s) - 0.31 \ln(I + 0.001) - 0.46 \ln(Q_p) - 1.12 \ln(t_m)$$

Student: [34.06] [78.76] [27.86] [28.10] [31.31] [45.84]

ou bien :

$$C = \frac{18.35L^{1.23}}{K_s^{0.63} (I + 0.001)^{0.31} Q_p^{0.46} t_m^{1.12}} \quad (3.3)$$

où :

C est le temps de décalage;

L est la longueur du bief en km;

K_s est le coefficient de Strickler en $m^{1/3}/s$;

I est la pente du bief;

t_m est le temps de montée en heure; et

Q_p est le débit de pointe en m^2/s .

La matrice de corrélation entre les paramètres est donnée par le tableau suivant :

1.00	-0.16	-0.85	-0.71	-0.10	0.01
-0.16	1.00	-0.03	0.16	-0.41	-0.35
-0.85	-0.03	1.00	0.40	-0.12	-0.07
0.71	0.16	0.40	1.00	0.20	0.06
-0.10	-0.41	-0.12	0.20	1.00	-0.26
0.01	-0.35	-0.07	0.06	-0.26	1.00

L'étude de la matrice de corrélation entre les paramètres nous montre qu'il n'existe pas de liaison notable entre les paramètres calculés. Les coefficients de corrélation établis sont inférieurs à 0.90.

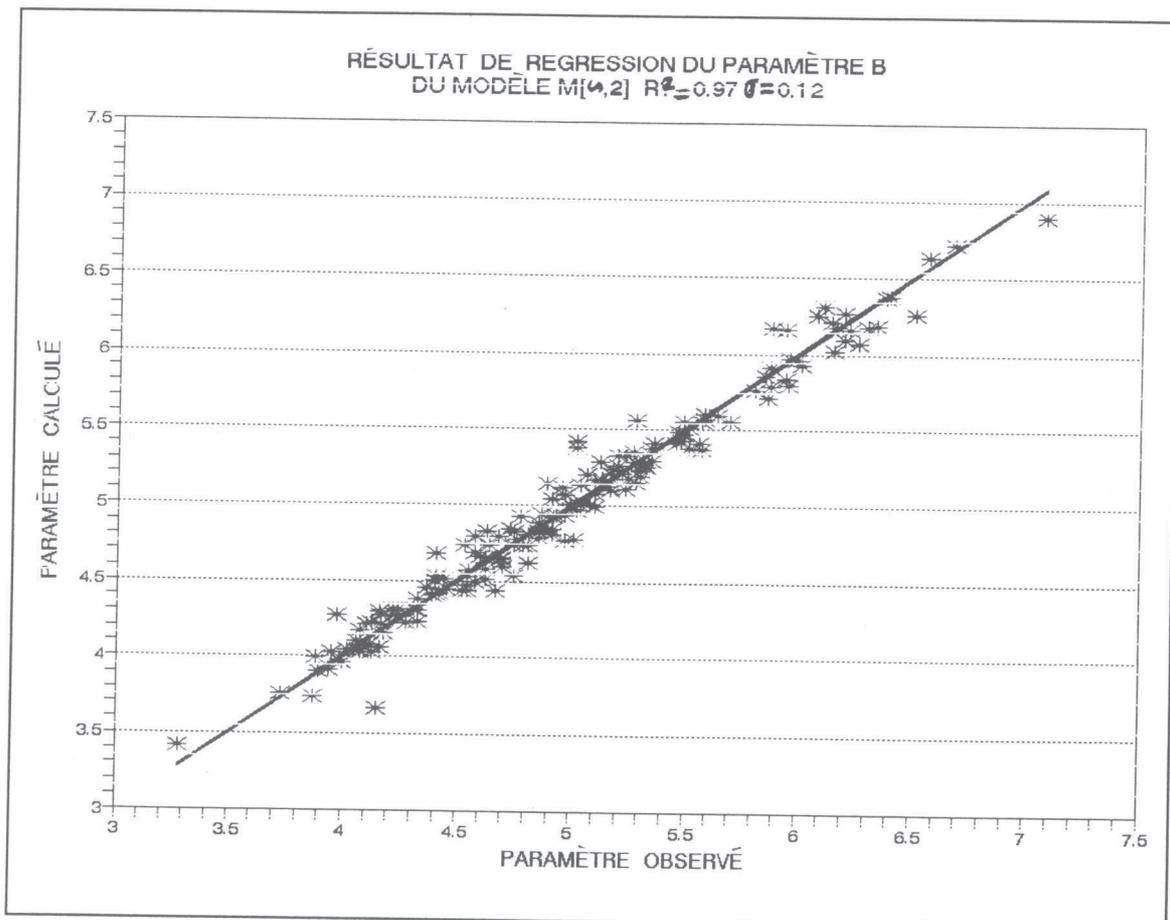


Figure 3.16. Régression pour le paramètre B.

Pour le paramètre B, la relation est suivante :

$$B = \frac{66.68 L^{0.96} Qp^{0.62}}{Ks^{0.83} (I + 0.001)^{2.21} tm^{1.29}} \quad (3.4)$$

où :

B est le coefficient du réservoir.

Le coefficient de détermination R^2 de 0.97 permet de conclure à une très bonne corrélation avec une erreur standard égale à 0.12. Les rapports de Student pour les variables explicatives L, Ks, I, Qp, tm sont égaux respectivement à 24.01, 14.52, 43.62, 16.59 et 20.44.

Les paramètres C et B du modèle $M[\infty,2]$ sont donc liés de façon significative aux caractéristiques des crues et des canaux. Ceux ci nous ont permis d'ouvrir de nouvelles perspectives pour la mise au point de ces équations quant au développement du modèle $M[\infty,2]$. En effet, le modèle peut ainsi être calé très facilement, sur tout nouveau site, à l'aide des simples caractéristiques des crues et des canaux. Par contre, la dépendance des paramètres C et B du modèle $M[\infty,2]$ par rapport aux caractéristiques de crues (tm et Qp), nous posera des difficultés dans l'utilisation du modèle $M[\infty,2]$ notamment dans la prévision de crues, parce que, pour pouvoir prévoir un certain débit en temps donné, il faut que l'on sache d'abord le temps de montée (tm) et le débit de pointe (Qp), ce qui est un problème impossible à résoudre sans parler du cas des hydrogrammes de crues complexes.

Ce sont des problèmes que nous essayerons de résoudre dans le chapitre IV suivant, en essayant d'intégrer la dépendance par rapport au débit, dans le modèle, avant son calage.

3. 6. Conclusion.

L'étude du changement d'ordre du nouveau modèle, sur quatre types de canaux représentant différents types de rivières dans la nature, a déjà justifié la structure du meilleur ordre pour les composants du modèle $M[\gamma, \beta]$. Le processus de propagation d'un débit amont sera traité d'abord par un hydrogramme unitaire instantané ensuite dans un opérateur de routage par un réservoir.

Les résultats de comparaison des calages du modèle $M[\gamma, \beta]$ nous ont montré que l'on obtenait une meilleure solution de calage avec $\gamma > 1$ et $\beta = 2$, (critère de Nash moyen supérieur 0.90 %). Le modèle $M[\infty, 2]$ donne, en effet, des résultats de calage assez proches du modèle Saint-Venant, pour tous types de canaux et de crues. Cependant, les crues débutent avec une avanie assez nette lorsque la pente du bief est très faible ($I < 0.0001$).

Pour affiner les résultats, nous avons complété notre étude en rajoutant 100 canaux et crues différents pour avoir 200 canaux et crues au total.

Nous avons essayé de trouver une explication plus ou moins "physique" des paramètres du modèle $M[\infty, 2]$, en les reliant aux caractéristiques physiques des rivières et des crues. Nous avons réussi à mettre en évidence l'existence d'une relation satisfaisante. Cela ouvre des perspectives intéressantes pour le développement du modèle de propagation de crues, si l'on arrive à ne conserver que les variables descriptives des canaux, comme variables explicatives, à l'exclusion des caractéristiques des crues simples traitées.

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV

VARIATION DES PARAMETRES DU MODELE LINEAIRE

4. 1. Introduction.

Dans le chapitre III, nous avons conclu que le modèle avec la composante de retard combinée avec un réservoir quadratique ou avec un exposant plus grand que deux est la meilleure réponse pour décrire la propagation de crue par rapport à la propagation de modèle Saint-Venant. Cependant le modèle avec la composante de retard combiné avec un réservoir linéaire donne une reproduction assez correcte de la propagation de crue produite par le modèle Saint-Venant. Toute fois, ce modèle produit un léger retard sur la montée de crue. La question qui se pose maintenant est : *est-ce-que avec la variation des paramètres du modèle linéaire nous pouvons améliorer la réponse de ce modèle ?*.

L'objectif poursuivi est donc ici de tenter de développer le modèle linéaire avec une variation des paramètres en fonction du débit amont. Il faudra ensuite expliquer les nouveaux paramètres intervenant dans les relations précédentes avec les caractéristiques physiques des canaux.

Dans le paragraphe 4.2 qui suit, nous allons présenter la variation des paramètres du modèle linéaire et dans le paragraphe 4.3, nous ferons le calage sur un ensemble d'événements, ce qui nous permettra de faire des régressions des paramètres du modèle linéaire au paragraphe 4.4. Enfin nous présenterons une discussion des résultats dans le paragraphe 4.5.

4. 2. Variation des paramètres du modèle linéaire.

La formulation commode du modèle linéaire sous la forme :

$$R(t + T) = e^{-\frac{\Delta t}{S}} R(t) + \left[\left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{S}}\right) \frac{S}{\Delta t} - e^{-\frac{\Delta t}{S}} \right] Q(t) + \left[1 - \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{S}}\right) \frac{S}{\Delta t} \right] Q(t + \Delta t) \quad (4.1)$$

ne peut pas être utilisée telle quelle pour introduire la variation des paramètres S et T en fonction de $Q(t)$ car on ne respectera plus l'équation de continuité. On ne peut procéder à cette variation des paramètres qu' en revenant à l'interprétation fournie par l'hydrogramme unitaire qui respecte les volumes.

Quand nous introduisons l'opérateur de retard (paramètre T) (cf. figure 4.1), nous obtenons :

$$q = \frac{1}{S} \exp\left(\frac{t-T}{S}\right) \quad \text{si } t \geq T \quad (4.2)$$

$$q = 0 \quad \text{si } t \leq T$$

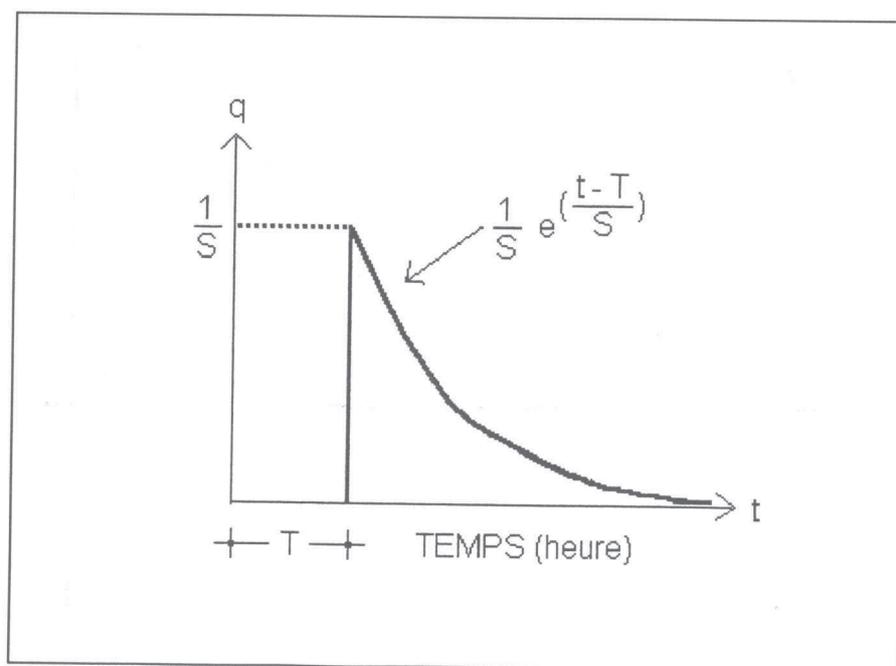


Figure 4.1. Hydrogramme unitaire après introduction du délai T .

La méthode "délai-stockage" avec le réservoir linéaire a deux paramètres qui doivent être calés S et T . Lors du calage du modèle, nous avons trouvé qu'il y avait une corrélation très forte entre ces deux paramètres. Ce fait a été corroboré par une analyse de sensibilité. Cela nous a conduit à exprimer le deuxième paramètre comme une fonction linéaire du premier paramètre. C'est-à-dire :

$$S = s T \quad (4.3)$$

avec s au lieu de S , nous obtenons comme hydrogramme unitaire (cf. figure 4.2):

$$q = \frac{1}{sT} \exp\left(-\frac{t-T}{sT}\right) \text{ si } t \geq T \quad (4.4)$$

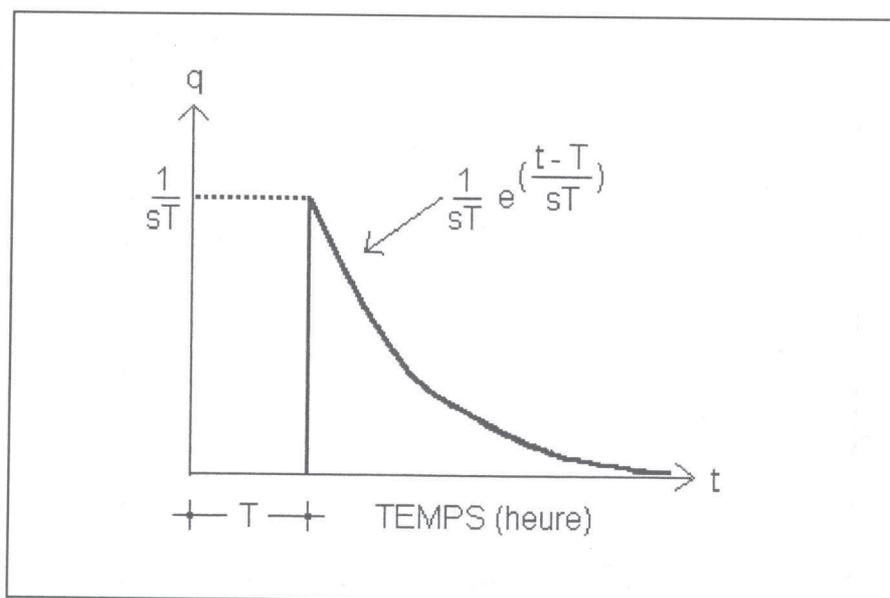


Figure 4.2. Hydrogramme unitaire après introduction du délai sT .

où s est maintenant un paramètre sans dimension. Nous pouvons considérer les deux paramètres s et T , comme des fonctions du débit d'entrée $Q(t)$ et de la dérivée par rapport au temps de ce débit : $\frac{dQ(t)}{dt}$. Une telle formulation comprendra au moins six nouveaux paramètres qui devront être reliés aux caractéristiques du

bief de canal. Sûrement une telle solution ne serait pas commode à établir. Cependant, on doit tenter de l'obtenir pour trouver quelles simplifications sont possibles. Le résultat de cet essai a montré que la dérivée du débit d'entrée $\frac{dQ(t)}{dt}$

n'est pas nécessaire dans les expressions de s et de T .

Une deuxième conclusion, contraire à beaucoup d'affirmations existant dans les écrits scientifiques, était que T ne devait pas être rendu fonction du débit d'entrée sous peine d'introduire des incohérences dans le déroulement temporel du débit aval calculé par le modèle. Dans ces conditions, seul le paramètre s peut être rendu variable en fonction de $Q(t)$

4. 3. Calage sur un ensemble d'événements.

Après avoir effectué beaucoup d'essais, il est apparu que la meilleure formule dépendait de deux nouveaux paramètres, C et D .

$$T = \frac{L}{C} \quad (4.5)$$

où C , le premier nouveau paramètre, a la dimension d'une célérité (vitesse ms^{-1}); L est la longueur du bief, et s varie avec la valeur du débit amont selon :

$$s = \exp\left(-\frac{Q(t)}{CD}\right) \quad (4.6)$$

où le deuxième nouveau paramètre D a la dimension d'une hauteur d'eau en mètre. Il faut noter que le débit Q est une valeur de débit par unité de largeur du chenal.

Dans cette étape de la recherche nous calons le modèle, c'est-à-dire les paramètres C et D , sur une série aléatoire de crues synthétiques du type donné

par l'équation (4.7) propagées sur le même bief de canal que cela a été fait pour le modèle Saint-Venant.

$$Q_k(t) = Q_{xk} \left(\frac{t - t_k}{t_{mk}} \right)^2 \exp \left(2 - \frac{2(t - t_k)}{t_{mk}} \right) \quad (4.7)$$

où :

Q_{xk} est la valeur du débit de pointe de l'impulsion qui commence au temps t_k ;

Q_k est l'accroissement du débit au temps t induit par cette $k^{ième}$ impulsion de crue.

Ensuite nous avons répété cette expérience cent fois en changeant seulement les caractéristiques du canal et en maintenant la même série de crues, c'est-à-dire le même hydrogramme amont. Ce travail nous a permis d'obtenir cent valeurs de C et de D avec les caractéristiques correspondantes des canaux.

4. 4. Résultats des régressions des paramètres.

Une analyse de régression doit être faite pour trouver la relation entre les paramètres C et D et les caractéristiques des canaux (I , K_s , L). Ces expressions se sont révélées difficiles à découvrir, malgré les précautions prises pour garantir l'indépendance entre les deux paramètres. Il est apparu dans cette étape du développement du modèle que L n'avait pas d'effet sensible sur C et sur D .

Bien que la longueur du bief ne figure pas comme variable explicative dans les relations des paramètres, nous devons traiter le problème discuté par Diskin et Ding (1994), concernant l'indépendance de la méthode par rapport à une subdivision en sous-biefs. Pour ce faire, nous avons opté pour une valeur L de cinq kilomètres, recommandant ce pas d'espace pour appliquer la méthode, à

charge pour nous de vérifier que le calage de la méthode est correct pour $0 \leq L \leq 10$ kilomètres.

Le modèle a été calé à nouveau sur cette base, dans le but de réussir à trouver une explication pour C et D. Nous avons choisi un processus alterné. Dans une première étape, le paramètre D était fixé à sa valeur moyenne qui était de 1.65 et la procédure de l'optimisation était lancée pour déterminer la valeur optimale du paramètre C. L'équation donnant le paramètre C est la suivante :

$$C = 4.06 K_s^{0.70} (I + 0.0002)^{0.42} \quad (4.7)$$

Ensuite cette valeur de C a été fixée dans le modèle et D a été autorisé à varier et a été optimisé de la même façon que précédemment pour le paramètre C. Le résultat a donné l'expression suivante :

$$D = \frac{1}{\left(\frac{0.06}{I}\right)^{0.8} + \left(\frac{70}{K_s}\right)^{0.30}} \quad (4.8)$$

La répétition du processus précédent a conduit aux mêmes résultats.

4. 5. Discussion des résultats.

Les expressions (4.7) et (4.8) permettent effectivement au modèle linéaire de produire de bien meilleures propagations que le modèle linéaire à coefficients constants. Cependant, si on considère l'hydrogramme calculé en aval (cf. figure 4.3) on constate que, pour une très forte crue amont, l'atténuation disparaît et l'on obtient même un débit aval ayant un pic de débit plus élevé que le pic correspondant de l'hydrogramme amont.

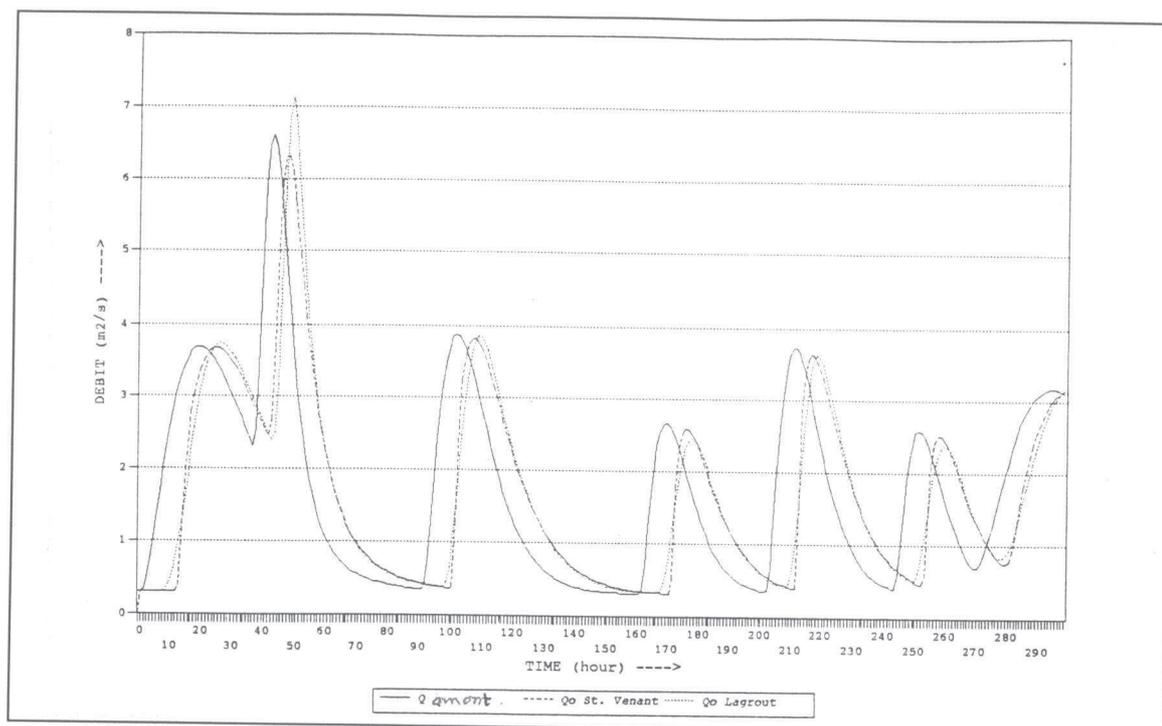


Figure 4.3. Hydrogrammes de propagation de crue par le modèle linéaire.

4.6. Conclusion.

La possibilité pour le modèle proposé, de conduire à une atténuation des crues, négative, même si cela ne se produit que de façon exceptionnelle, nous conduit à rejeter cette solution.

Cette décision est d'autant plus raisonnable que la variation de paramètres ne portait que sur S . Le modèle à variation de paramètres diffère de façon modeste d'une solution à réservoir non linéaire. La suite de la recherche a donc consisté à revenir aux modèles à réservoirs non-linéaires et à les étudier plus en détail.

CHAPITRE V

CHAPITRE V

DEVELOPPEMENT DU MODELE 'DELAI-STOCKAGE'

5. 1. Introduction.

Au chapitre III nous avons eu des paramètres qui varient en fonction du débit maximum et du temps de montée de la crue traitée par le modèle. On doit interpréter cela comme la conséquence d'un sur calage du modèle. Pour éviter ce surcalage, il faut lui soumettre la reproduction d'un grand nombre de crues à la fois, de cette façon on obtiendra un moins bon calage mais des paramètres indépendant des crues.

L'objectif de ce chapitre est de développer et de présenter en détail la méthode hydrologique de propagation de crue proposée, dite méthode 'délai-stockage' avec le réservoir qui peut être linéaire ou non-linéaire. Nous avons choisi de développer cette méthode avec :

- le réservoir linéaire;
 - le réservoir quadratique;
 - le réservoir biquadratique.
- } → les réservoirs non-linéaires

et avec les modalités suivantes :

- utiliser des hydrogrammes calculés avec un pas de temps plus petit (120 seconds) et un pas d'espace assez petit (environ 83 mètres), ce qui permet au modèle Saint-Venant de mieux s'approcher de la condition de Courant-Friedrichs-Lewy;
- utiliser une seule série de crues complexes (22 pointes de crue) pour l'hydrogramme d'entrée; et
- propager les hydrogrammes dans des biefs de canaux différents avec des caractéristiques tirées au hasard en utilisant une loi log-normale.

Au paragraphe 5.2, nous présenterons les nouveaux ensembles de données de crues et de caractéristiques des canaux. Ensuite, au paragraphe 5.3. nous décrivons plus en détail la méthode délai-stockage avec les trois types de réservoirs, et nous ferons la comparaison des trois modèles au paragraphe 5.4.

5. 2. Nouveaux ensembles des données.

5. 2. 1. Les hydrogrammes d'entrée 'théoriques' de crues complexes.

Un aspect qui se présente souvent dans la réalité est l'occurrence de crues complexes, constituées de deux ou plusieurs pointes de crue, comme on peut le voir sur la figure 5.1.

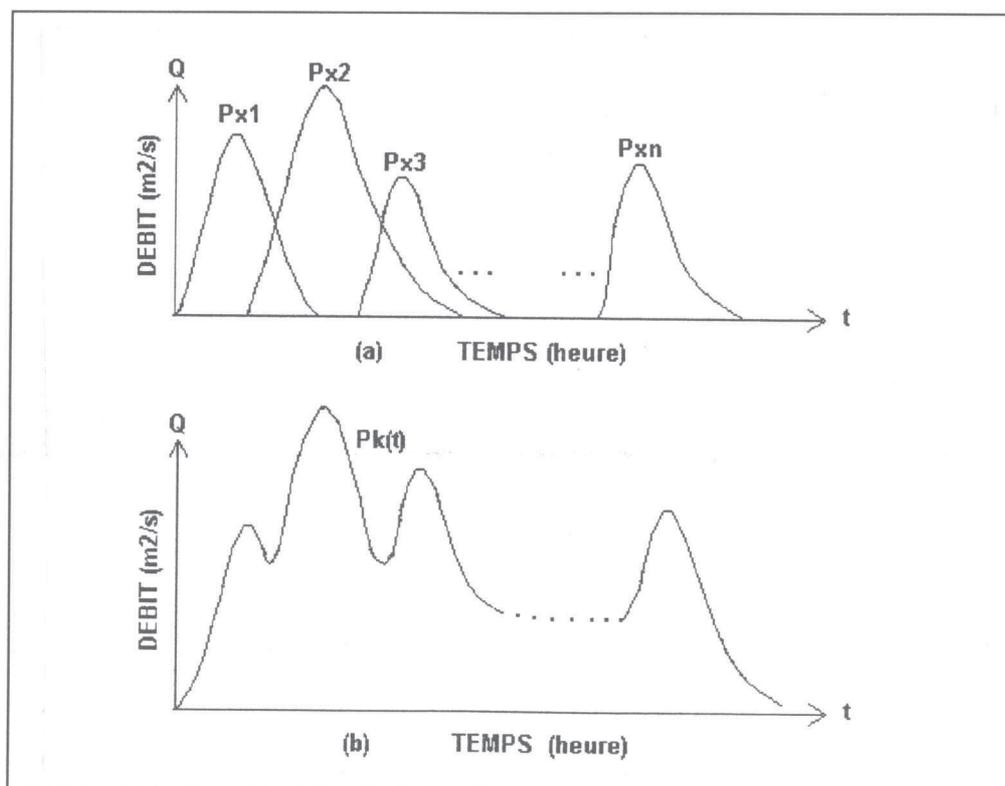


Figure 5.1. Schéma d'une série de crues multiples.

Nous pouvons traiter ce cas en effectuant une addition de plusieurs hydrogrammes, de façon à obtenir une série des crues multiples assez semblable à celle observée.

Pour obtenir un hydrogramme complexe des crues successives, la pointe de rang k sera décrite par l'expression :

$$P_k(t) = P_{xk} \left(\frac{t - t_k}{t_{mk}} \right)^2 \exp \left(2 - \frac{2(t - t_k)}{t_{mk}} \right) \quad (5.1)$$

où P_{xk} est la valeur du débit de pointe de l'impulsion qui commence au temps t_k , et P_k est l'accroissement du débit au temps t induit par cette $k^{\text{ième}}$ impulsion de crue. Dans cette expression tous les débits sont exprimés en m^2s^{-1} . Pour chaque impulsion les paramètres précédents sont obtenus par des réalisations de variables log-normales qui sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \ln(P_{xk}) & : N[1.4, 0.5] \text{ où } P_{xk} \text{ est exprimé en } m^2s^{-1}; \\ \ln(t_{mk}) & : N[10.2, 0.4] \text{ où } t_{mk} \text{ est exprimé en secondes}; \\ \ln(t_k - t_{k-1}) & : N[11.2, 0.4] \text{ où } t_k \text{ est exprimé en secondes et } t_0 = 0. \end{aligned}$$

Une série de vingt-deux crues successives ($k=1,2,\dots,22$), qui s'étend sur une période de 12600 pas de temps, s'est trouvée générée de cette façon et a été utilisée sur chaque bief testé. Le débit au temps t est donné par :

$$P(t) = \sum_{i=1}^{22} P_k(t) \quad (5.2)$$

L'hydrogramme complet d'une série de vingt-deux pointes des crues est présenté dans la figure 5.2.

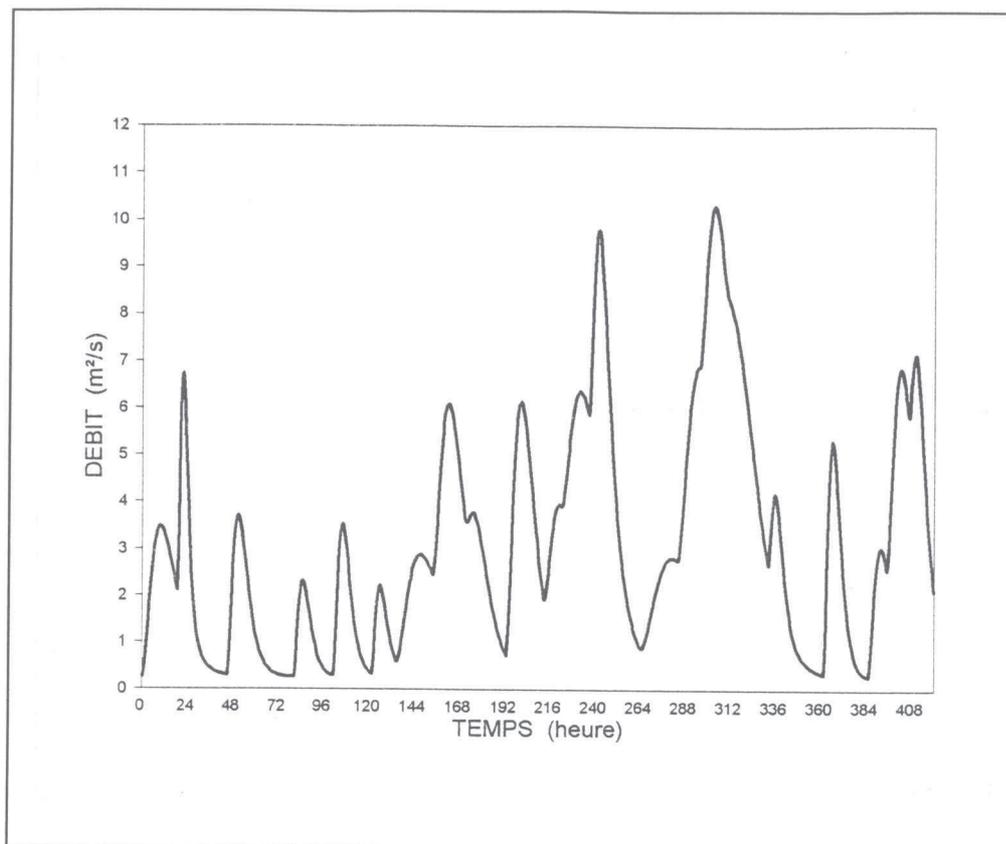


Figure 5.2. L'hydrogramme complet des crues complexes.

5. 2. 2. Les caractéristiques des canaux.

Afin d'essayer de comparer les trois modèles 'délai-stockage' de propagation de crue, une centaine de situations correspondant à des biefs et à leurs conditions aux limites sont proposées. Les grandeurs caractéristiques de ces situations sont définies par des réalisations de variables log-normales :

- $\ln(K_s)$: $N[3.5, 0.2]$ où K_s est le coefficient de frottement de Manning-Strickler en $m^{1/3}s^{-1}$;
- $\ln(I)$: $N[-7.2, 0.8]$ où I est la pente du bief;
- $\ln(L)$: $N[9.2, 0.2]$ où L est la longueur du sous-bief en m;
- $\ln(Q_0)$: $N[-1.4, 0.2]$ où Q_0 est le débit initial en m^2s^{-1} ;
- $\ln(w)$: $N[0, 0.07]$ où w est le coefficient d'élargissement à l'aval du bief (responsable de la condition aval).

N signifie 'loi-normale'. Le premier chiffre à l'intérieur des crochets est la moyenne et le second est l'écart-type. La notation $\ln(.)$ correspond au logarithme népérien. On présente dans le tableau 5.1 les cent biefs des canaux étudiés.

Tableau 5.1. Les différents caractéristiques des canaux étudiés.

No	L	I	Ks	Qo	w
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03
35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01

39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98
83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96

87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09

5. 3. Présentation des modèles 'délai-stockage'.

Dans ce paragraphe, nous présenterons les trois modèles 'délai-stockage'. En général la méthode 'délai-stockage' de propagation de crue est basée sur deux opérateurs principaux (cf. figure 5.3) :

- l'opérateur de retard et;
- l'opérateur de routage par un réservoir.

Les deux opérateurs ci-dessus peuvent être associés de deux manières selon l'ordre dans lequel ils interviennent. Nous présentons ici les modèles 'délai-stockage' avec l'opérateur de retard d'abord et suivi par l'opérateur de routage dans un réservoir. On peut trouver la présentation dans l'ordre différent dans Bentura et Michel (1996).

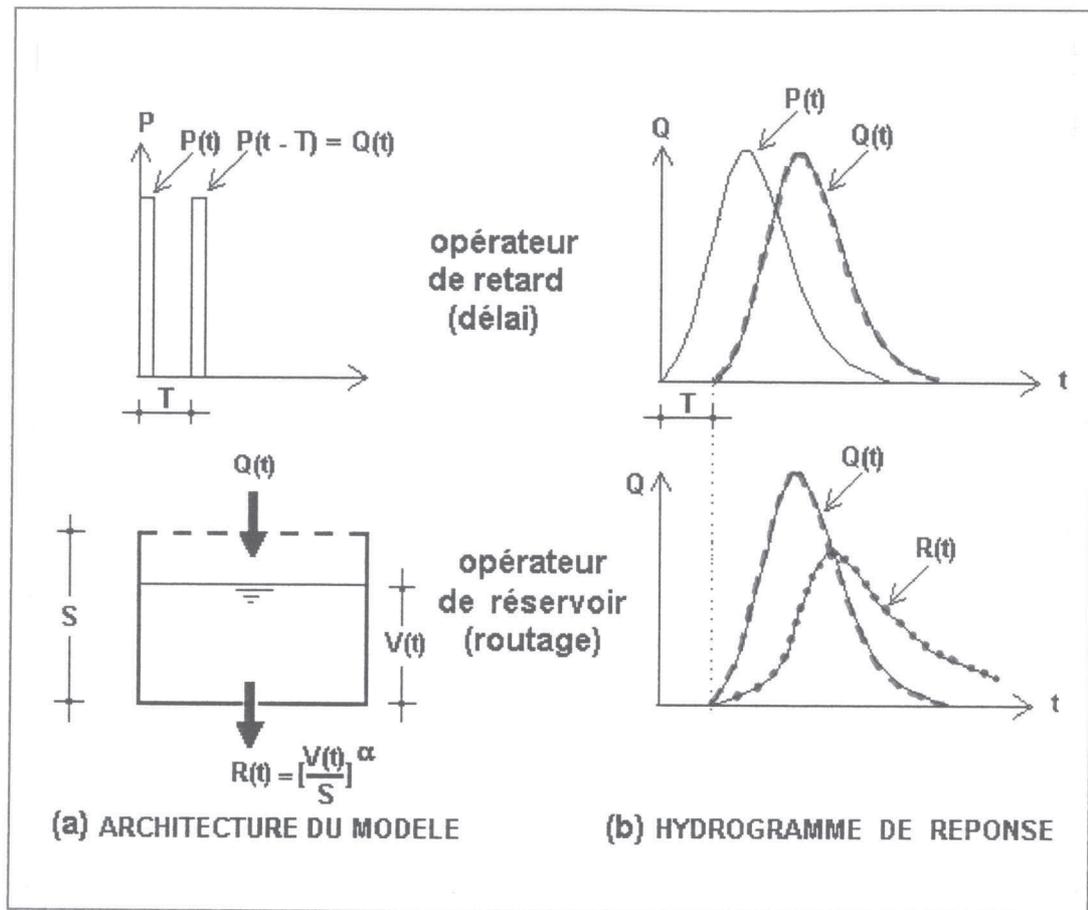


Figure 5.3. Structure du modèle avec délai et réservoir.

Le modèle 'délai-stockage' a deux paramètres seulement. Le premier paramètre T se trouve dans l'opérateur de retard; c'est un temps de décalage simple exprimé en secondes que l'on appelle *le délai*. Le deuxième paramètre S est la constante de temps du réservoir utilisé. La dimension du paramètre S dépend du type de réservoir de routage que l'on utilise. Nous notons $P(t)$ le débit entré en amont d'un bief donné avec t le temps et le débit après la transformation par l'opérateur de retard est noté $Q(t)$.

$$Q(t) = P(t - T) \quad (5.3)$$

Le débit $Q(t)$ va entrer dans le réservoir qui transforme ce débit en débit aval. Le débit après sortie du réservoir, ayant un volume de stockage $V(t)$, est noté $R(t)$. La relation entre $R(t)$ et le stockage $V(t)$ est la suivante :

$$\text{le modèle linéaire} \quad \rightarrow \quad R(t) = \frac{V(t)}{S} \quad (5.4)$$

$$\text{le modèle quadratique} \quad \rightarrow \quad R(t) = \left[\frac{V(t)}{S} \right]^2 \quad (5.5)$$

$$\text{le modèle biquadratique} \quad \rightarrow \quad R(t) = \left[\frac{V(t)}{S} \right]^4 \quad (5.6)$$

$$\text{ou, plus généralement} \quad \rightarrow \quad R(t) = \left[\frac{V(t)}{S} \right]^\alpha \quad (5.7)$$

où α est égal à 1 ou 2 ou 4, selon le type de modèle choisi. Cet exposant α influence la dimension du deuxième paramètre S .

L'équation $R(t) = \left[\frac{V(t)}{S} \right]^\alpha$ conduit à une équation différentielle déduite de l'équation de continuité :

$$\frac{dV}{dt} = P(t - T) - R(t) \quad (5.8)$$

Si on remplace $R(t)$ par son expression en fonction de $V(t)$, nous avons la relation suivante :

$$\frac{dV}{dt} = P(t - T) - \left[\frac{V(t)}{S} \right]^\alpha \quad (5.9)$$

Nous traiterons successivement les trois modèles 'délai-stockage' dans les paragraphes suivants.

5. 3. 1. Le modèle à réservoir linéaire.

Dans le cas où l'on utilise le réservoir linéaire et si l'on reprend l'étape de calcul avec les mêmes notations que dans le texte précédent, l'équation (5.9) s'écrit :

$$\frac{dV}{dt} = P(t - T) - \frac{V(t)}{S} \quad (5.10)$$

ou si on remplace $P(t-T)$ par $Q(t)$, l'équation (5.10) devient:

$$\frac{dV}{dt} = Q(t) - \frac{V(t)}{S} \quad (5.11)$$

L'équation différentielle (5.11) qui correspond à la partie de routage, peut être résolue quand le débit entrant dans le réservoir est décrit par une ligne brisée (cf. figure 5.4). C'est-à-dire pendant un pas de temps Δt , le débit entrant est donné par :

$$Q(t) = Q_1 + (Q_2 - Q_1) \frac{t}{\Delta t} \quad (5.12)$$

où Q_1 et Q_2 sont respectivement les débits au début et à la fin du pas de temps considéré. Bien que cela ne soit pas nécessaire, nous supposons dans la suite que le pas de temps est fixe.

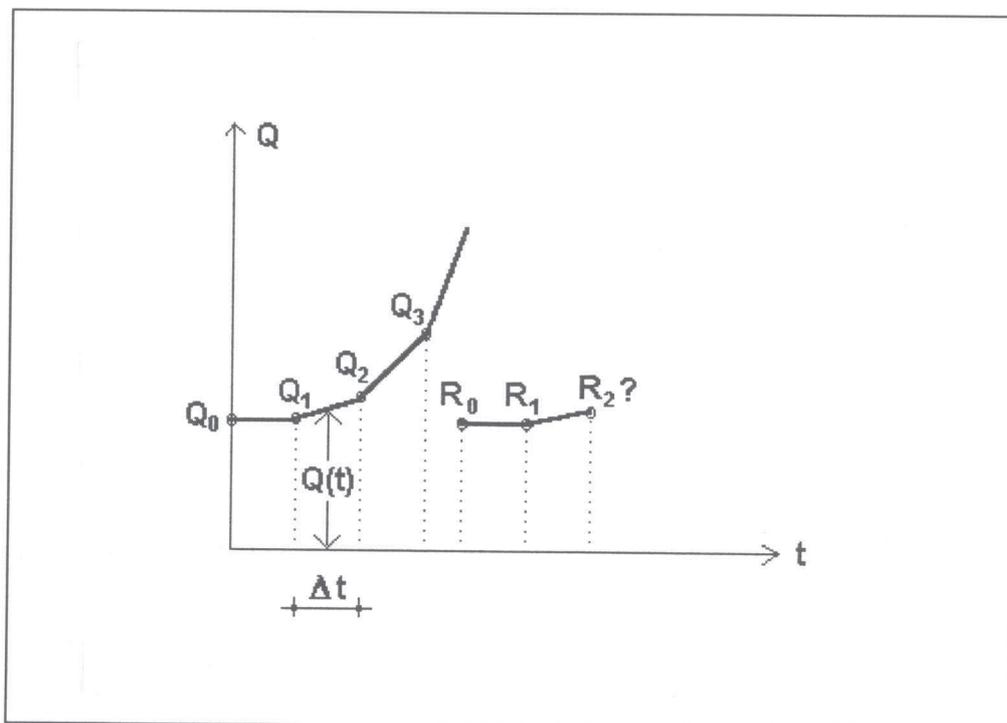


Figure 5.4. Schéma des éléments du débit en amont et en aval pour un pas de temps Δt .

Avec une telle condition à la limite amont, il peut être montré que la solution s'écrit :

$$R_2 = C_0 R_1 + C_1 Q_1 + C_2 Q_2 \quad (5.13)$$

où

$$C_0 = \exp\left(-\frac{\Delta t}{S}\right) \quad C_1 = \frac{S}{\Delta t}(1 - C_0) - C_0 \quad C_2 = 1 - \frac{S}{\Delta t}(1 - C_0) \quad (5.14)$$

Maintenant nous devons introduire la partie 'décalage' de la méthode. Notons $k = \text{la partie entière de } \frac{T}{\Delta t}$ et $\varepsilon = \frac{T}{\Delta t} - k$ où $0 \leq \varepsilon < 1$ (voir figure 5.5).

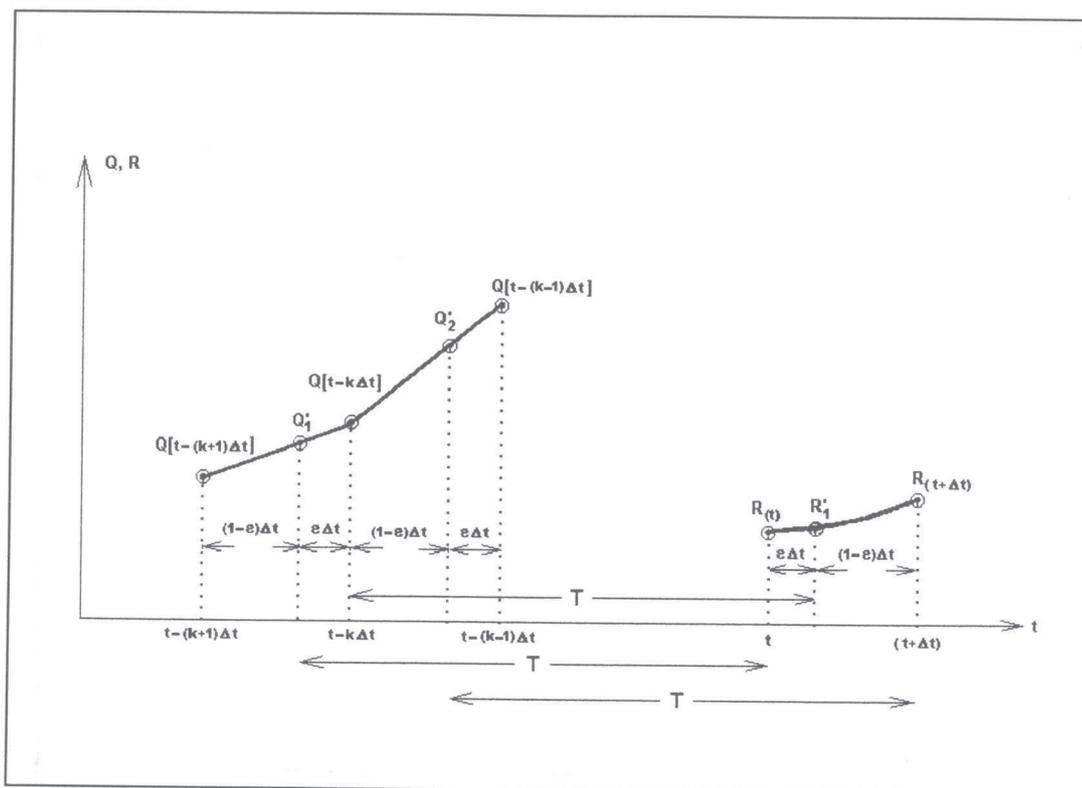


Figure 5.5. Application de la méthode 'délai et routage'.

Les calculs sont un petit peu plus complexes du fait que l'on est obligé d'interpoler à l'intérieur d'un pas de temps et on obtient :

$$R_2 = C'_0 R'_1 + C'_1 Q_1 + C'_2 Q'_2 \quad (5.15)$$

où

$$C'_0 = \exp\left(-\frac{(1-\varepsilon)\Delta t}{S}\right) \quad C'_1 = \frac{S}{(1-\varepsilon)\Delta t}(1 - C'_0) - C'_0 \quad C'_2 = 1 - C'_0 - C'_1 \quad (5.16)$$

et

$$Q'_2 = \varepsilon Q_1 + (1-\varepsilon)Q_2 \quad (5.17)$$

$$R'_1 = C''_0 R_1 + C''_1 Q'_1 + C''_2 Q_2 \quad (5.18)$$

où

$$C_0'' = \exp\left(-\frac{\varepsilon\Delta t}{S}\right) \quad C_1'' = \frac{S}{\varepsilon\Delta t}(1 - C_0'') - C_0'' \quad C_2'' = 1 - C_0'' - C_1'' \quad (5.19)$$

et $Q_1' = \varepsilon Q_0 + (1 - \varepsilon)Q_1$ (5.20)

tandis que, si $\varepsilon = 0$,

$$R_2 = C_0 R_1 + C_1 Q_1 + C_2 Q_2 \quad (5.21)$$

Dans les calculs précédents, nous avons utilisé simplement une interpolation linéaire dans l'hydrogramme amont (équation (5.17) et (5.20) et effectué les calculs sur deux fractions de pas de temps (équation (5.15) et (5.18)), pour conserver une évolution affine du débit amont, sur chacune des fractions de pas de temps.

5. 3. 2. Modèle à réservoir quadratique.

Dans ce cas, l'équation différentielle liée au routage peut être intégrée analytiquement, seulement si le débit amont est constant par morceaux. Nous utilisons la même notation que précédemment avec $(k+\varepsilon)\Delta t$ pour représenter T. Tous calculs faits, nous obtenons :

$$R_2 = \left[\frac{R_1^{1/2} + Q_*^{1/2} \tanh\left(Q_*^{1/2} \frac{\Delta t}{S}\right)}{1 + \left(\frac{R_1}{Q_*}\right)^{1/2} \tanh\left(Q_*^{1/2} \frac{\Delta t}{S}\right)} \right]^2 \quad (5.22)$$

si $Q_*^{1/2} \frac{\Delta t}{S} > 0.01$

sinon
$$R_2 = \left[\frac{R_1^{1/2} + Q_* \left(\frac{\Delta t}{S}\right)}{1 + R_1^{1/2} \left(\frac{\Delta t}{S}\right)} \right]^2 \quad (5.23)$$

où

$$Q_* = \frac{\varepsilon^2}{2} Q_0 + \left(\frac{1}{2} + \varepsilon + \varepsilon^2\right) Q_1 + \left(\frac{1}{2} - \varepsilon + \frac{\varepsilon^2}{2}\right) Q_2 \quad (5.24)$$

Cette dernière équation est le résultat d'une interpolation linéaire sur l'hydrogramme amont. Notons que la plupart des calculs analytiques précédents sont proches de ceux présentés par Singh et Scarlatos (1987) concernant une version non-linéaire du modèle Muskingum de propagation de crue. Il faut bien noter que les débits sont des valeurs instantanées, et non pas des valeurs moyennes sur chaque pas de temps. Il en est de même pour le modèle linéaire vu précédemment.

5. 3. 3. Le modèle à réservoir biquadratique.

Pour le modèle biquadratique, comme pour le calcul précédent, l'intégration analytique requiert que le débit entrant dans le réservoir soit constant dans chaque pas de temps. L'équation différentielle devient :

$$\frac{dV}{dt} = Q_* - \left[\frac{V(t)}{S} \right]^4 \quad (5.25)$$

Notons que le paramètre S n'a pas la même dimension que plus haut. Sur un pas de temps, le débit entrant est considéré comme approximativement constant et noté Q_* . Notons $\frac{(V/S)^4}{Q_*}$ par x^4 , nous avons :

$$\frac{dx}{1-x^4} = \frac{Q_*^{0.75}}{S} dt \quad (5.26)$$

la fonction intégrale de l'expression dans le côté gauche de l'équation est notée par $f(\cdot)$, et est donnée par

$$f(x) = 0.25 \log \frac{1+x}{|1-x|} + 0.5 \tan^{-1} x \quad (5.27)$$

où les barres indiquent la valeur absolue. Donc nous avons :

$$f[x(t + \Delta t)] = f[x(t)] + \frac{Q_*^{0.75}}{S} \Delta t \quad (5.28)$$

Si on revient à V , on obtient :

$$f\left[\frac{V(t + \Delta t)}{SQ_*^{0.75}}\right] = f\left[\frac{V(t + \Delta t)}{SQ_*^{0.75}}\right] + \frac{Q_*^{0.75}}{S} \Delta t \quad (5.29)$$

Comme le modèle précédent, Q_* est le débit moyen sur un pas de temps Δt , situé dans une durée T avant le temps t , et on peut le calculer par l'équation (5.24).

La différence avec les modèles précédents est que l'équation dérivée pour calculer $R(t+\Delta t)$ citée ci-dessus, est implicite et elle doit être résolue numériquement, par exemple avec la méthode de Newton. Pendant cette procédure, on doit faire attention de ne pas croiser la valeur $\frac{R}{Q_*} = 1$. De plus, une approximation doit être employée quand $\frac{R}{Q_*}$ est proche de 1, c'est-à-dire x

proche de 1. On peut démontrer que $f(x)$ peut être approximée au voisinage de $x = 1$ par

$$f(x) \approx \left[\frac{\pi}{2} + \log \left(\frac{2}{|x-1|} \right) \right] / 4 \quad (5.30)$$

Cependant, il est préférable de généraliser l'équation obtenue dans un cas semblable pour le réservoir quadratique, ce qui donne :

$$R(t + \delta t) = \left[\frac{R^{1-1/\alpha}(t) + (\alpha - 1) \frac{Q_*^{2(1-1/\alpha)} \delta t}{S}}{1 + (\alpha - 1) \frac{R^{1-1/\alpha}(t) \delta t}{S}} \right]^{\alpha/(\alpha-1)} \quad (5.31)$$

5. 4. Calage des trois modèles 'délai-stockage'.

Le calage des paramètres S et T des modèles 'délai-stockage' a été fait avec une méthode de descente maximale pour chaque canal de l'expérience de propagation. L'initialisation est faite en utilisant $R_0 = Q_0$.

Le critère utilisé pour le calage était le suivant :

$$F = 100 \left[1 - \frac{\sum_{i=1}^{12600} (R_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^{12600} (Q_i - O_i)^2} \right] \quad (5.32)$$

où Q est le débit en amont; O est le débit en aval calculé par le modèle Saint-Venant à la fin du bief de canal étudié; et R est le débit en aval calculé par le modèle 'délai-stockage' choisi; et l'indice i réfère à la valeur de $\left(\frac{t}{\Delta t} + 1\right)$.

Le critère F compare la somme des carrés des erreurs du modèle testé à celle relative à un modèle naïf de niveau-zéro qui pose simplement $R_i = Q_i$ pour chaque pas de temps. Pour chaque modèle, un ensemble de cent valeurs du critère F est obtenu. Les résultats du calage des modèles linéaire, quadratique et biquadratique sont respectivement présentés dans les tableaux 5.2, 5.3 et 5.4.

Tableau 5.2. Résultats du calage du modèle linéaire sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(C)	D	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	0.398	0.000	94.542
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	0.454	0.228	93.591
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	0.672	0.431	92.815
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	0.620	0.465	93.889

5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	0.993	0.811	91.889
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	1.009	0.913	92.657
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	0.915	0.854	92.264
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	0.863	0.865	92.625
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	0.994	0.971	91.643
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	1.012	0.919	91.711
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	1.250	0.989	90.943
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	1.314	0.966	93.085
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	1.223	0.990	91.073
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	1.501	0.990	91.156
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	1.517	0.966	91.975
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	1.005	1.000	91.965
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	1.085	0.981	92.221
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	1.165	0.990	91.669
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	1.098	0.931	91.621
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	1.015	1.000	92.200
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	1.223	1.000	91.448
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	1.079	1.000	92.757
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	1.007	0.995	91.067
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	1.225	0.971	92.776
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	1.004	1.000	91.596
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	0.540	0.418	93.574
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	1.223	0.995	90.978
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	1.477	0.972	92.067
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	1.073	1.000	91.040
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	1.188	0.995	92.050
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	1.223	1.000	91.302
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	1.402	0.988	91.462
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	1.253	0.985	91.323
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	1.403	0.979	91.405
35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	0.537	0.180	93.491
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	0.641	0.328	93.495
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	0.597	0.429	93.223
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	0.900	0.752	92.564
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	0.708	0.593	94.327
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	0.720	0.727	91.555
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	0.954	0.948	92.557
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	0.746	0.799	93.068
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	0.890	1.000	92.052
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	0.836	0.876	92.259
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	1.311	1.000	91.516
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	1.044	1.000	92.413
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	1.136	0.978	92.811
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	0.924	1.000	90.551
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	1.042	1.000	92.068
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	1.271	0.983	92.683
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	1.311	1.000	91.819
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	1.211	1.000	92.695

53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	1.139	0.992	90.772
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	1.337	0.996	91.255
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	1.036	1.000	91.208
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	1.120	0.997	90.608
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	1.287	1.000	91.187
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	1.252	0.981	91.647
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	1.100	0.984	91.362
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	1.072	0.995	90.878
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	1.223	0.979	92.761
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	1.255	1.000	91.124
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	0.0227	0.015	94.233
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	0.457	0.225	93.628
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	0.393	0.145	94.042
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	0.560	0.315	92.738
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	0.842	0.574	92.450
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	0.615	0.481	92.398
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	1.125	0.900	92.182
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	0.952	0.777	92.935
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	0.828	0.696	91.991
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	0.592	0.570	93.452
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	1.009	0.952	92.920
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	0.891	0.855	92.117
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	0.774	0.768	92.254
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	0.852	0.858	92.094
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	1.120	1.000	92.045
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	1.075	0.995	93.082
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	0.807	0.851	92.453
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	0.835	0.912	92.616
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	0.886	0.986	92.314
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	1.077	0.985	92.281
83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	0.908	0.865	92.696
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	1.028	0.990	91.462
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	1.053	0.984	90.837
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	1.143	0.994	92.369
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	0.855	0.973	92.176
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	0.854	0.928	91.577
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	1.156	1.000	92.404
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	1.124	1.000	90.863
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	0.818	0.985	91.630
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	0.925	0.972	92.096
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	1.200	0.976	92.681
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	1.038	1.000	91.698
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	0.976	1.000	91.343
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	1.182	1.000	91.566
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	1.093	0.995	91.958
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	1.203	1.000	91.489
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	1.184	1.000	91.326
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	1.167	0.995	90.266

Tableau 5.3. Résultats du calage du modèle quadratique sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(T)	ln(S)	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	3.859	9.681	98.961
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	7.319	9.839	98.875
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	7.351	9.326	98.762
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	7.611	9.410	98.805
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	7.576	8.997	97.792
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	7.265	8.825	98.265
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	7.551	8.953	97.858
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	7.484	8.922	98.026
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	7.469	8.872	97.474
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	7.780	9.003	97.038
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	7.272	8.707	96.951
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	6.586	8.341	98.438
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	7.324	8.672	96.869
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	6.970	8.487	97.354
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	5.982	8.043	98.733
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	7.424	8.829	97.531
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	7.349	8.792	97.574
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	7.164	8.644	97.582
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	8.026	9.075	96.450
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	7.489	8.821	97.408
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	7.422	8.761	97.035
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	7.181	8.705	97.842
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	7.652	8.899	96.667
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	6.822	8.483	98.197
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	7.185	8.709	97.413
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	7.644	9.497	98.704
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	7.167	8.606	97.166
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	6.915	8.485	97.771
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	7.617	8.864	96.556
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	6.905	8.521	97.829
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	6.904	8.497	97.594
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	6.982	8.489	97.478
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	7.678	8.860	96.413
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	6.864	8.499	97.531
35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	6.910	9.691	98.910
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	7.082	9.392	99.045
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	7.586	9.439	98.645
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	6.981	8.825	98.729
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	7.615	9.265	98.775
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	7.605	9.072	97.852
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	7.090	8.700	98.386
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	7.492	9.009	98.245
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	7.410	8.836	97.811
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	7.732	9.030	97.484
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	7.526	8.820	96.946

46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	7.400	8.788	97.635
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	7.269	8.746	97.792
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	7.348	8.782	97.060
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	7.559	8.879	97.194
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	7.610	8.841	97.229
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	6.579	8.348	98.210
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	7.227	8.678	97.689
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	7.272	8.697	96.987
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	7.045	8.555	97.387
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	7.673	8.868	96.652
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	7.088	8.572	97.204
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	7.482	8.768	96.731
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	6.555	8.321	98.174
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	7.352	8.719	97.052
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	7.616	8.861	96.475
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	7.168	8.625	97.733
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	7.494	8.758	96.631
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	5.354	9.876	98.871
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	7.638	10.044	98.589
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	6.483	9.565	99.148
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	7.085	9.358	98.819
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	7.313	9.092	98.608
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	7.555	9.353	98.474
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	7.185	8.785	98.249
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	7.272	8.909	98.530
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	7.933	9.244	97.613
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	7.920	9.414	98.348
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	7.322	8.858	98.250
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	7.423	8.906	98.004
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	7.712	9.089	97.824
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	7.481	8.915	97.910
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	6.983	8.618	98.114
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	7.559	8.913	97.807
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	7.617	9.009	97.797
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	7.426	8.941	97.931
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	7.268	8.785	98.006
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	6.864	8.561	98.237
83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	8.080	9.157	97.160
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	7.400	8.795	97.335
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	7.320	8.740	97.192
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	6.981	8.633	97.978
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	7.351	8.794	97.780
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	7.721	8.971	97.080
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	7.134	8.651	97.817
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	7.155	8.634	97.310
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	7.489	8.835	97.398
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	7.723	8.951	97.130
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	6.867	8.521	98.156

94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	7.349	8.772	97.310
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	7.388	8.777	97.190
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	7.270	8.669	97.309
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	6.983	8.544	97.843
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	7.592	8.848	96.758
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	7.184	8.678	97.234
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	7.495	8.809	96.405

Tableau 5.4. Résultats du calage du modèle biquadratique sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(T)	ln(S)	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	6.801	10.347	96.013
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	7.713	10.567	98.315
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	7.714	9.962	98.909
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	7.861	10.125	99.093
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	7.790	9.646	98.857
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	7.541	9.448	99.157
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	7.758	9.616	98.912
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	7.699	9.584	99.018
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	7.699	9.502	98.691
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	7.933	9.698	98.364
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	7.524	9.321	98.317
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	6.937	8.964	99.261
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	7.528	9.329	98.239
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	7.244	9.102	98.572
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	6.555	8.536	99.383
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	7.652	9.472	98.725
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	7.583	9.446	98.750
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	7.422	9.267	98.760
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	8.117	9.833	97.870
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	7.672	9.507	98.628
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	7.620	9.424	98.370
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	7.438	9.357	98.919
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	7.827	9.563	98.108
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	7.147	9.095	99.136
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	7.476	9.305	98.648
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	7.911	10.189	98.868
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	7.414	9.221	98.467
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	7.202	9.110	98.854
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	7.789	9.538	98.009
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	7.218	9.125	98.903
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	7.222	9.077	98.749
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	7.249	9.110	98.658
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	7.830	9.564	97.856
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	7.184	9.098	98.695

35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	7.508	70.358	97.834
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	7.561	10.026	98.710
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	7.889	10.095	98.816
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	7.394	9.385	99.291
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	7.840	9.992	99.307
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	7.840	9.695	98.847
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	7.397	9.306	99.230
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	7.725	9.678	99.128
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	7.630	9.487	98.901
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	7.905	9.717	98.667
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	7.705	9.499	98.302
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	7.605	9.462	98.787
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	7.509	9.414	98.886
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	7.615	9.370	98.427
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	7.756	9.549	98.472
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	7.749	9.578	98.456
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	6.977	8.903	99.128
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	7.447	9.359	98.807
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	7.520	9.311	98.352
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	7.324	9.159	98.613
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	7.819	9.565	98.082
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	7.361	9.165	98.499
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	7.666	9.434	98.136
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	6.962	8.863	99.098
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	7.559	9.379	98.381
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	7.795	9.523	97.951
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	7.396	9.297	98.830
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	7.666	9.434	98.050
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	7.007	10.564	96.244
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	7.954	10.792	98.076
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	7.290	10.217	97.759
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	7.605	9.931	98.317
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	7.666	9.675	99.050
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	7.861	9.985	98.868
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	7.485	9.386	99.137
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	7.557	9.546	99.248
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	8.091	9.938	98.690
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	8.089	10.148	99.030
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	7.578	9.506	99.157
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	7.666	9.540	98.995
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	7.904	9.761	98.860
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	7.698	9.567	98.943
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	7.317	9.197	99.093
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	7.738	9.628	98.883
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	7.823	9.678	98.871
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	7.677	9.586	98.965
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	7.530	9.416	99.024
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	7.227	9.137	99.167

83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	8.172	9.929	98.380
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	7.616	9.436	98.601
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	7.651	9.347	98.512
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	7.313	9.230	99.017
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	7.579	9.445	98.887
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	7.879	9.654	98.404
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	7.390	9.294	98.908
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	7.426	9.224	98.584
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	7.677	9.504	98.639
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	7.878	9.649	98.418
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	7.185	9.140	99.117
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	7.587	9.403	98.573
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	7.615	9.408	98.498
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	7.491	9.320	98.566
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	7.272	9.161	98.922
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	7.764	9.526	98.148
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	7.461	9.286	98.518
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	7.702	9.440	97.928

5. 5. Comparaison des résultats du calage des trois modèles 'délai-stockage'.

Pour simplifier la comparaison des résultats du calage des trois modèles 'délai-stockage' proposés, nous donnons les deux premiers moments pour chacun des trois ensembles de valeurs de critère F et les graphiques de distribution de ces critères pour les trois modèles à comparer (cf. figure 5.6).

le modèle linéaire $\rightarrow \mu = 92.13$ et $\sigma = 0.88$

le modèle quadratique $\rightarrow \mu = 97.73$ et $\sigma = 0.65$

le modèle biquadratique $\rightarrow \mu = 98.63$ et $\sigma = 0.52$

Nous présentons aussi quelques graphiques de trois biefs qui représentent le régime amont ($I = 0.005229$), le régime moyen ($I = 0.002529$) et le régime aval ($I = 0.000116$) dans les figures 5.7-5.15 concernant les résultats du calage des trois modèles.

Les résultats montrent qu'un fort exposant du réservoir ($\alpha \geq 2$) est la meilleure solution. Nous avons cependant conservé l'option du réservoir linéaire dont la simplicité est très séduisante. En plus, l'explication de ses paramètres n'avait jamais été réalisée correctement, et restait à faire.

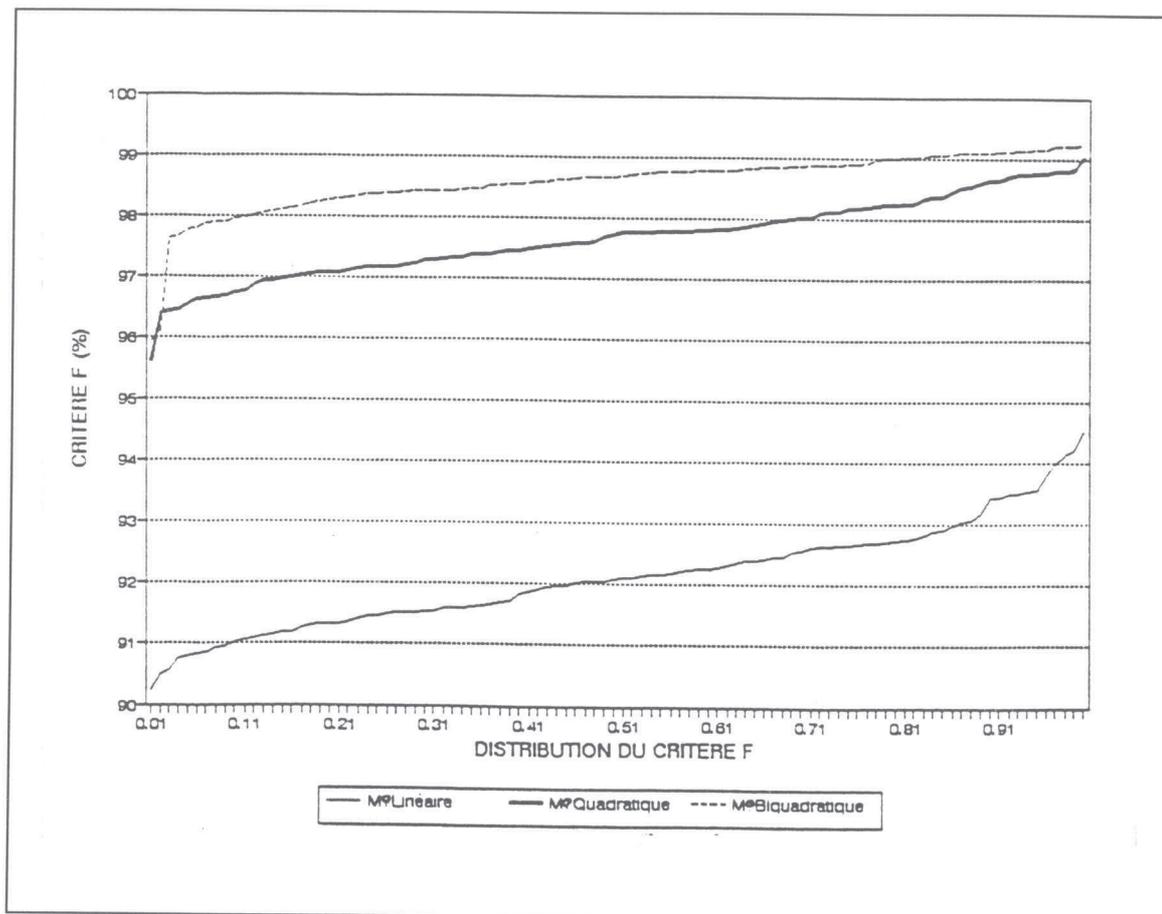


Figure 5.6. Distribution des critères F pour les trois modèles 'délai-stockage' sur 100 biefs des canaux.

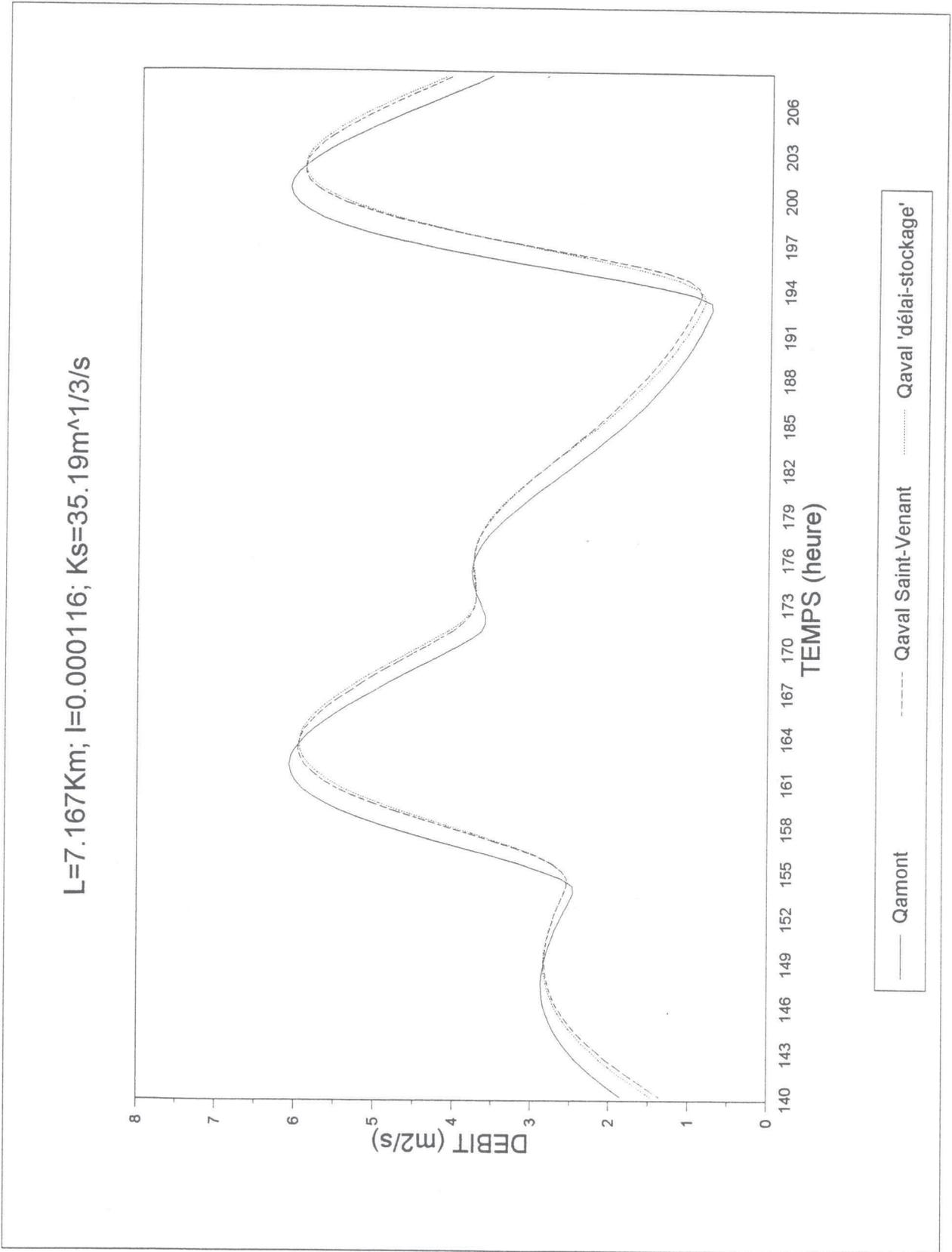


Figure 5.7. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un canal de faible pente (calage)

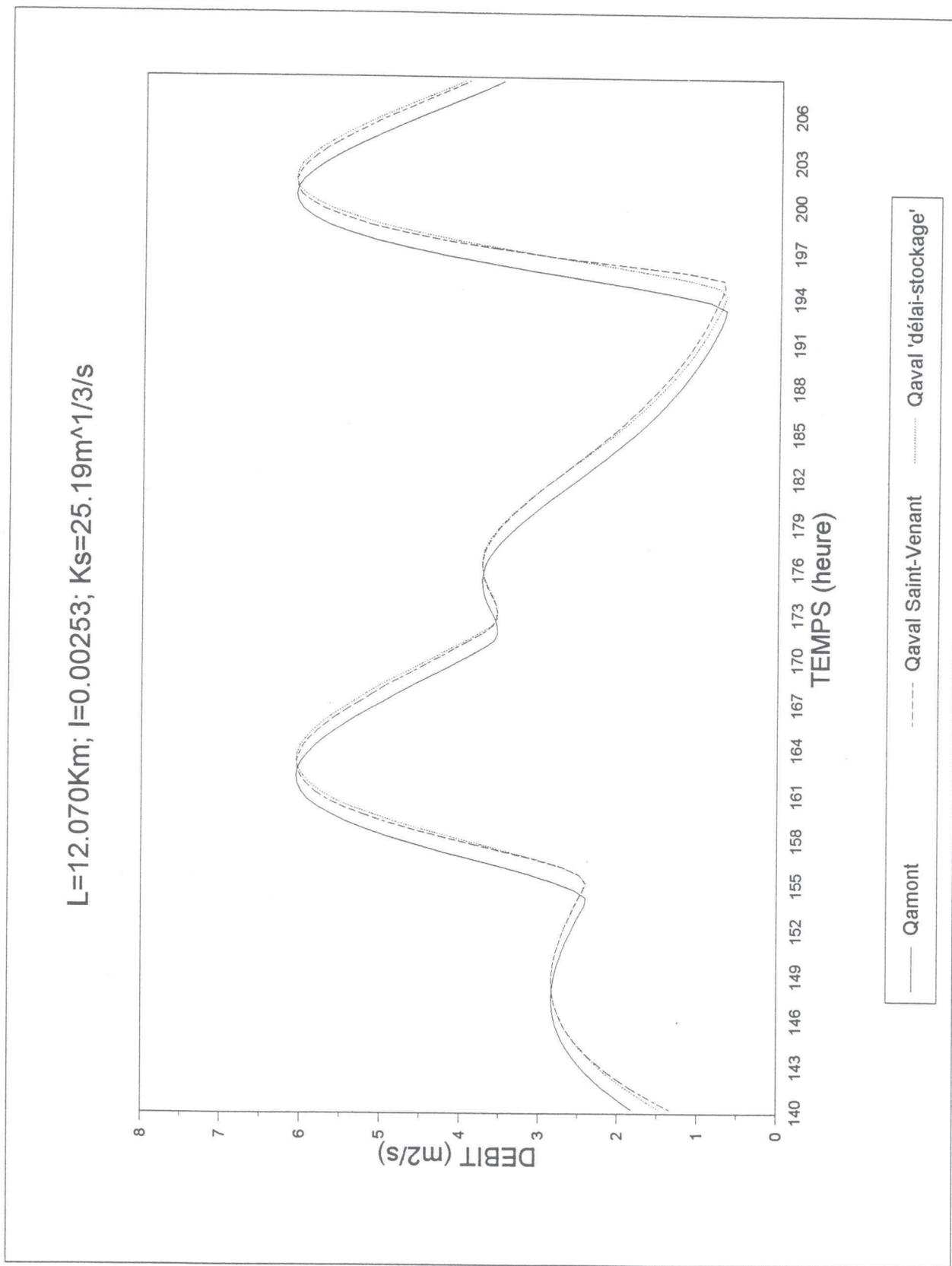


Figure 5.8. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un chenal de pente moyenne (calage)

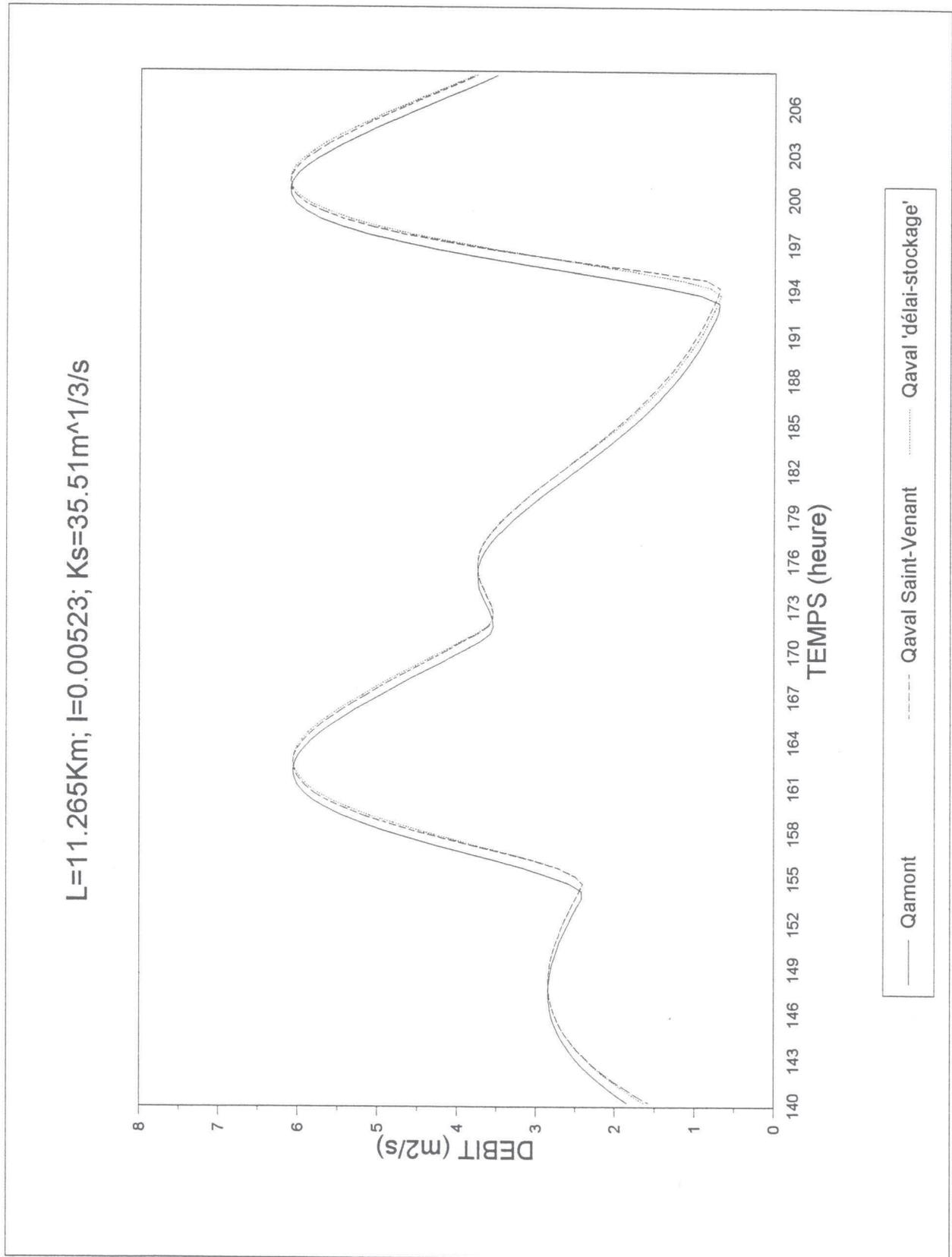


Figure 5.9. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle linéaire dans un chenal de forte pente (calage)

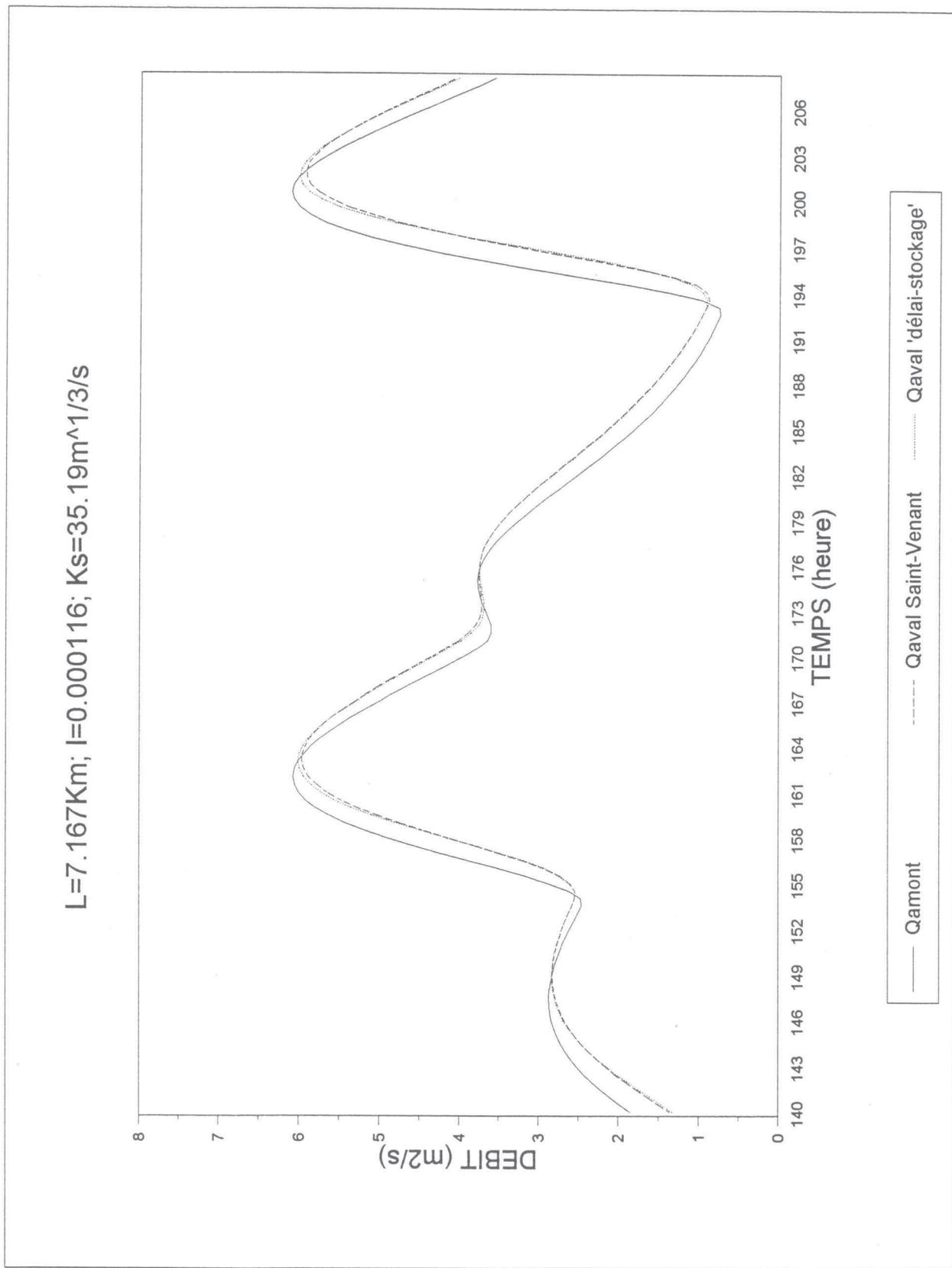


Figure 5.10. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de faible pente (calage)

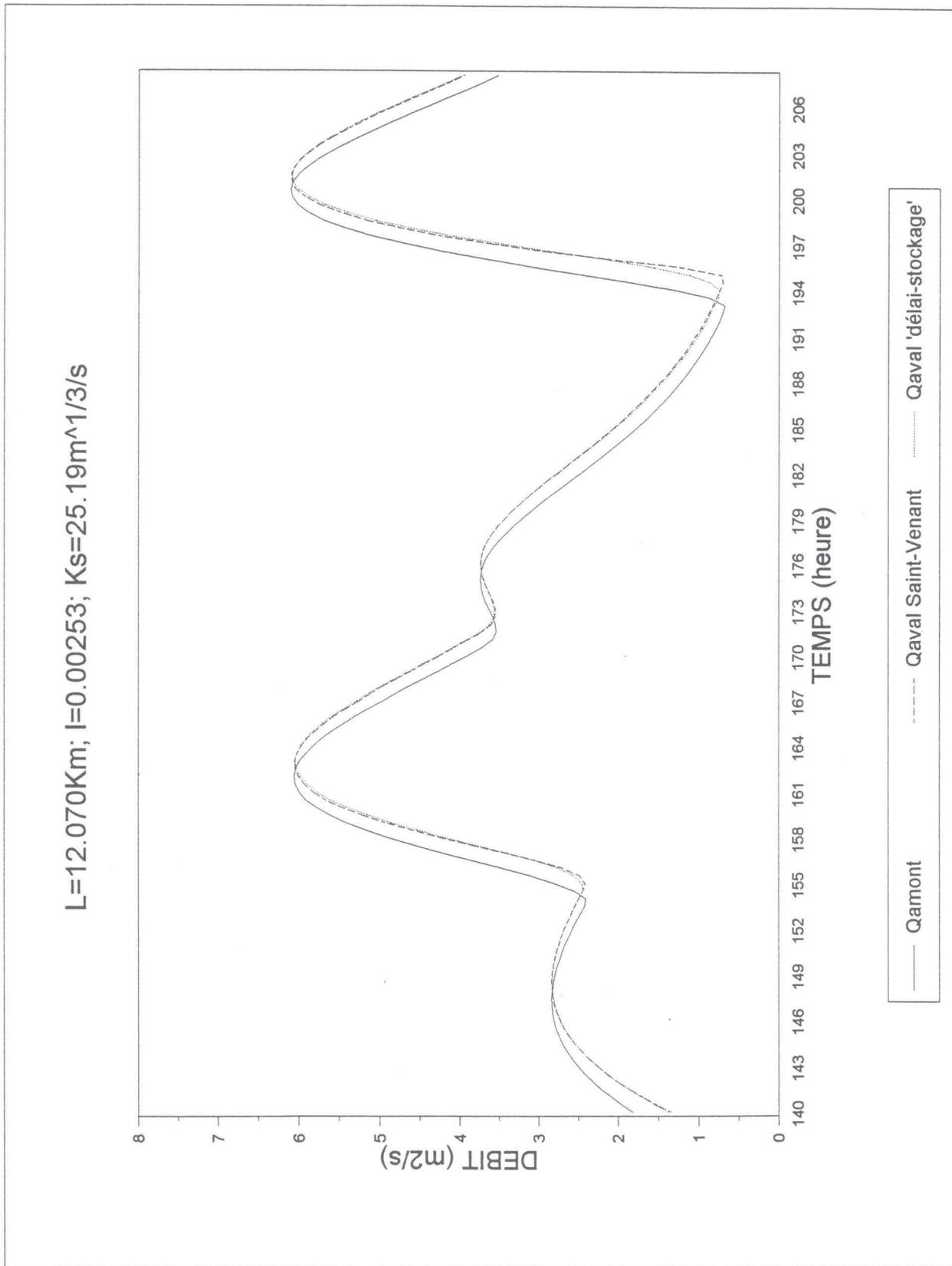


Figure 5.11. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de pente moyenne (calage)

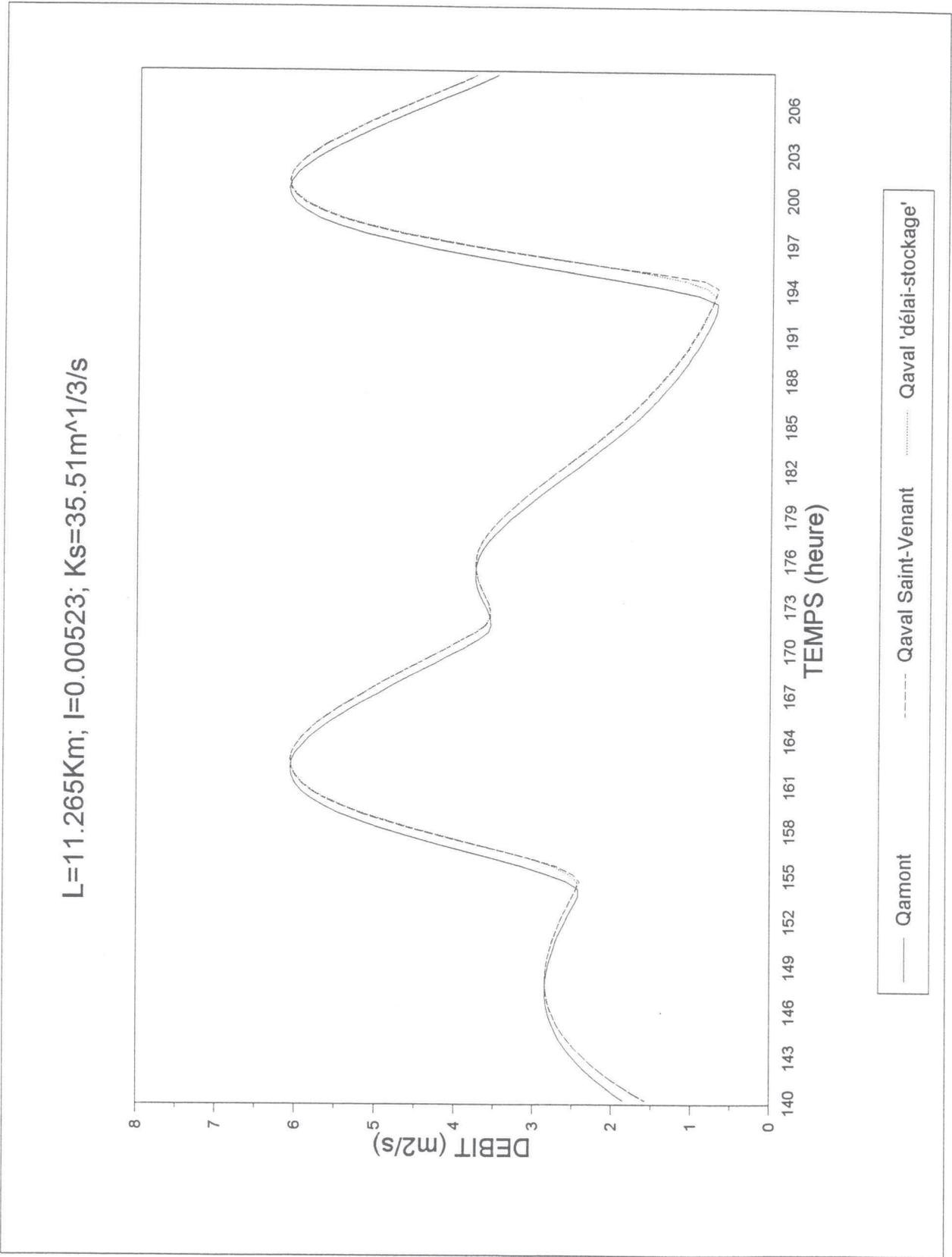


Figure 5.12. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle quadratique dans un chenal de forte pente (calage)

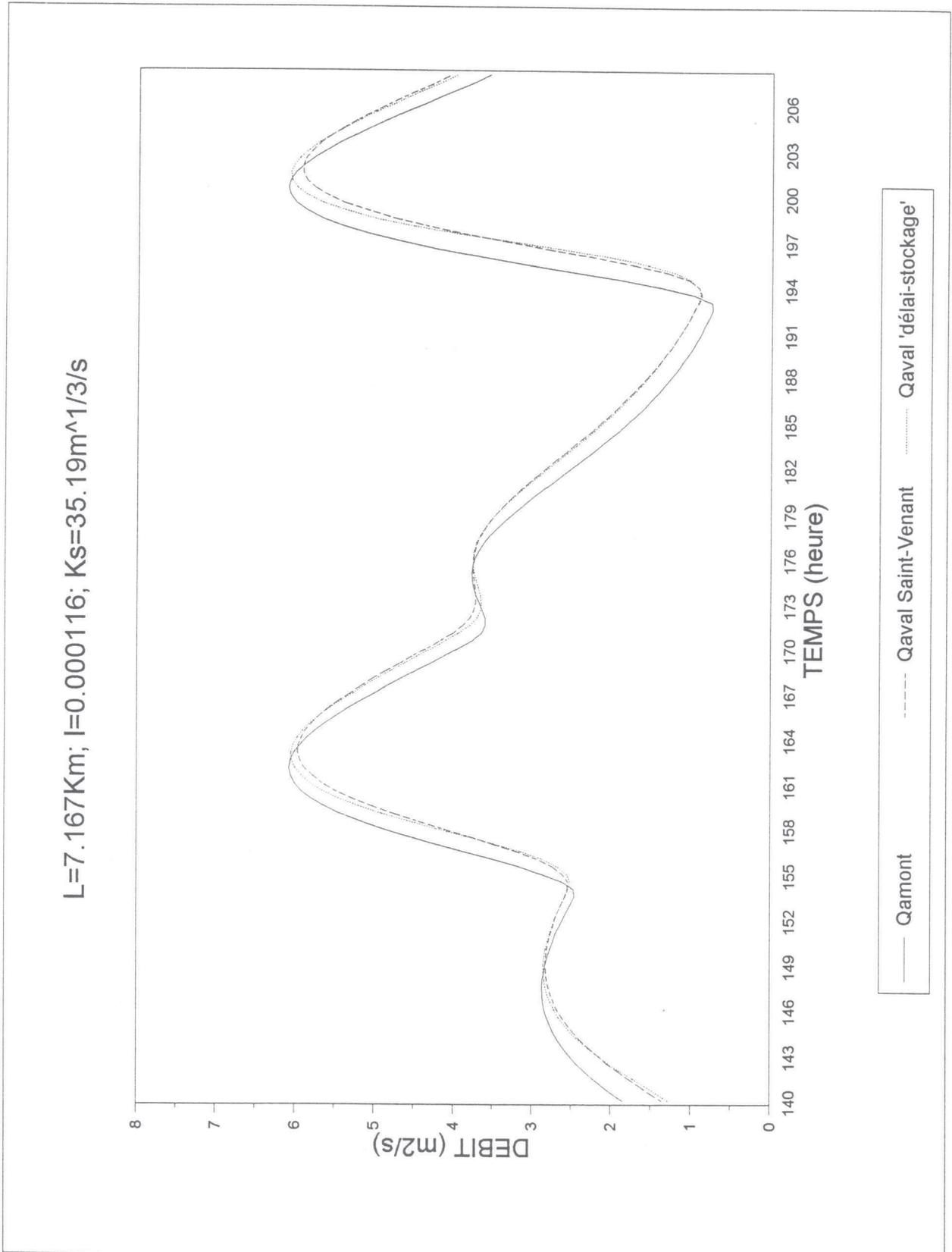


Figure 5.13. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de faible pente (calage)

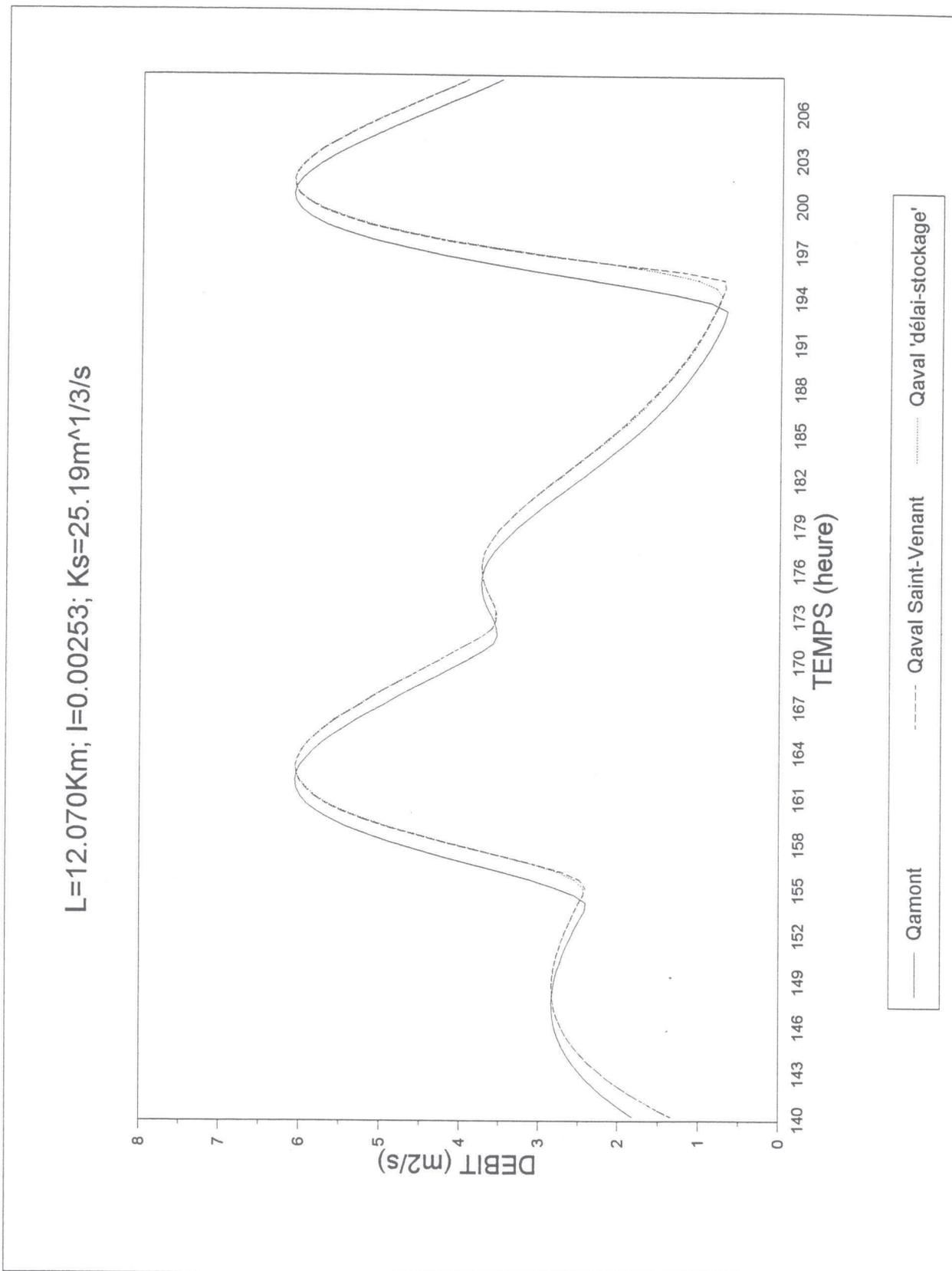


Figure 5.14. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de pente moyenne (calage)

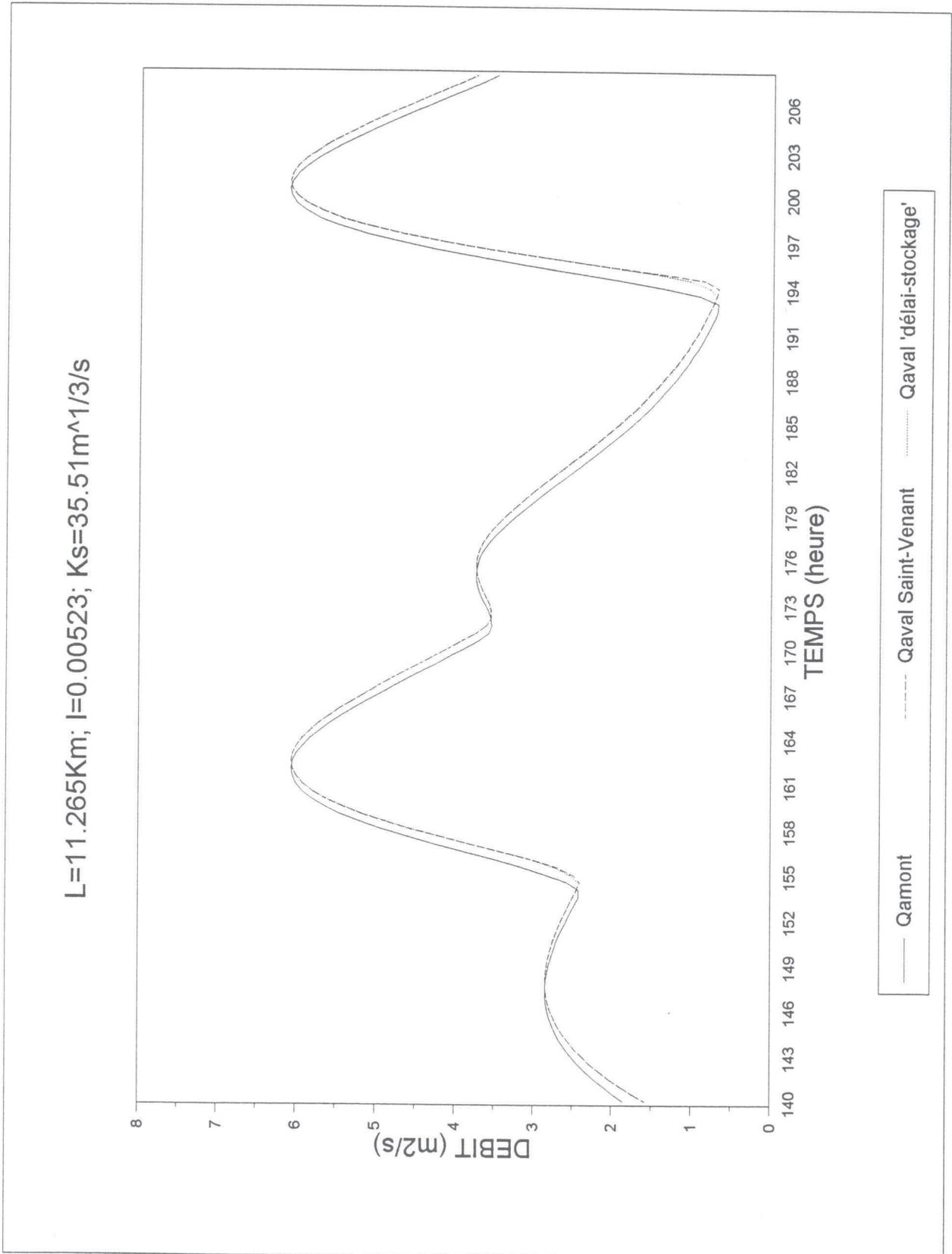


Figure 5.15. Hydrogramme de la propagation de crue du modèle biquadratique dans un chenal de forte pente (calage)

5. 6. Conclusion.

Nous proposons trois versions de la méthode 'délai-stockage' pour la propagation de crue. Ce sont :

1. le modèle délai-stockage avec le réservoir linéaire;
2. le modèle délai-stockage avec le réservoir quadratique;
3. le modèle délai-stockage avec le réservoir biquadratique.

Le calage des trois modèles a été effectué sur un hydrogramme complexe de 22 pointes de crues propagé sur 100 biefs de canaux différents. Ces nouveaux ensembles de données de crues complexes et de canaux ont été tirés au hasard dans des lois log-normales. Ils représentent des caractéristiques assez variées pour correspondre à des caractéristiques réelles de rivières que l'on peut trouver dans la pratique de l'hydrologie.

La comparaison des résultats du calage des trois modèles nous montre que l'exposant du réservoir $\alpha = 4$ est le plus efficace selon le critère F choisi (plus forte moyenne et plus faible écart-type). Cependant, les pointes de crues sont parfois surestimées pour certains biefs de canaux de pente faible. Le modèle avec le réservoir quadratique ne présente pas ce défaut. Nous recommandons donc le modèle quadratique pour toute application en propagation de crue.

Bien que le modèle quadratique semble clairement plus efficace que le modèle linéaire, ce dernier reste intéressant, d'abord par sa simplicité et ensuite par la possibilité d'introduire d'une façon très simple l'interdépendance entre les deux composantes de la méthode. D'autre part les explications des paramètres de ces modèles n'avaient jamais été faites réellement auparavant. De plus, il n'est pas certain que les données traitées dans la pratique exigent l'utilisation du modèle quadratique.

Nous rechercherons également une explication pour les paramètres du modèle biquadratique dont les performances sont tout de même remarquables.

CHAPITRE VI

CHAPITRE VI

ESTIMATION DES PARAMETRES DES MODELES 'DELAI-STOCKAGE'

6. 1. Introduction.

Nous analysons dans ce chapitre les liaisons statistiques entre les paramètres des modèles 'délai-stockage' et les différentes variables explicatives qui sont les caractéristiques physiques des canaux, et éventuellement deux variables supplémentaires, une variable pour la condition initiale (Q_0) et une autre pour la condition limite en aval (w). Bien sur il n'est pas conseillé d'introduire les caractéristiques de l'hydrogramme comme la moyenne des Q_{xk} ou celle des t_{mk} , bien que cela ait été fait dans beaucoup d'études. Nous avons utilisé un programme de régression multiple écrit en langage Fortran IV.

Après avoir obtenu les expressions des paramètres de ces modèles, nous comparerons les résultats des trois modèles 'délai-stockage' en intégrant les expressions permettant le calcul a priori des paramètres S et T.

Nous avons donc deux objectifs principaux. Le premier consiste à analyser les liaisons entre les paramètres et les différentes variables explicatives étudiées. Le second objectif est d'utiliser les résultats des paramètres expliqués pour appliquer les modèles et valider sur un ensemble de nouvelles données de crues et de canaux.

6. 2. Estimation des paramètres des modèles 'délai-stockage'.

Nous avons disposé d'une gamme assez étendue de différentes variables pour les caractéristiques des canaux (L , K_s , I) et de crues (Q_0 , w), ce qui nous permet d'effectuer des régressions pour étudier les variations correspondantes des paramètres. Pour le modèle linéaire et le modèle biquadratique, nous avons fait les régressions sur les données issues de 100 biefs différents. Tandis que pour le modèle quadratique nous employons six cent vingt trois biefs de canal (les résultats sont présentés dans l'Annexe E). Cette augmentation de la taille de l'échantillon a pour but de garantir l'utilisation correcte de nombreuses variables explicatives. Comme le modèle quadratique est recommandé pour l'utilisation dans la pratique, nous cherchons les relations les plus efficaces possible.

Il est généralement très difficile de relier des paramètres de modèles hydrologiques simples de propagation aux caractéristiques physiques des biefs, comme l'ont expérimenté Baptista et Michel (1989, 1990) pour le modèle Hayami et pour un autre modèle global. On pourra se référer aussi à Bravo et al. (1994) pour la même tentative, en ce qui concerne le modèle Muskingum. Les raisons principales de ces difficultés sont tout d'abord le rôle complexe de la pente et ensuite, la concurrence entre les deux composantes de chaque méthode. Car le réservoir effectue une partie du retard sur une pointe de crue tout comme la composante de décalage elle-même.

Nous présenterons dans les paragraphes suivants l'évaluation des paramètres des trois modèles 'délai-stockage' successivement pour la méthode à réservoir linéaire, quadratique et biquadratique.

6. 2. 1. L'Evaluation des paramètres pour la méthode à réservoir linéaire.

La première solution à laquelle on pense est d'essayer une régression linéaire entre les logarithmes des paramètres de la méthode délai-stockage et les logarithmes des paramètres physiques des biefs des canaux étudiés. Les régressions multiples donnent les résultats suivants :

$$\ln(S) = -11.05 - 1.94\ln(I) - 1.83\ln(Ks) + 0.26\ln(w) + 0.88\ln(Qo) + 1.15\ln(L)$$

[5.36] [0.12] [0.49] [1.54] [0.48] [0.56]

erreur standard = 0.90.

$$\ln(T) = -3.46 + 0.23\ln(I) + 0.19\ln(Ks) + 0.41\ln(w) + 0.12\ln(Qo) + 1.36\ln(L)$$

[2.56] [0.06] [0.23] [0.73] [0.30] [0.27]

erreur standard = 0.43.

Les nombres entre crochets sont les erreurs standards d'estimation correspondant aux coefficients de régression situés juste au-dessus. Les nuages de points illustrent la mauvaise qualité de ces modèles. (cf. figures 6.1 et 6.2).

Ces résultats montrent bien la difficulté d'explication des paramètres du modèle, pour les raisons que nous avons précédemment évoquées. Malgré tout, on obtient un résultat intéressant en remarquant que les conditions aux limites et les conditions initiales n'ont aucune influence sensible sur les paramètres étant donné que les coefficients de Student correspondant à w et Qo ne sont pas significatifs. Les erreurs standards des coefficients de w et Qo sont égales à 1.54 et 0.48 pour l'explication du paramètre S et égales à 0.73 et 0.3 pour l'explication du paramètre T , c'est-à-dire que les coefficients de Student de w et Qo pour expliquer le paramètre S sont égaux à 0.17 et 1.83 et à 0.56 et 0.40 pour expliquer le paramètre T , ce qui est bien inférieur à la valeur minimale requise de 3.

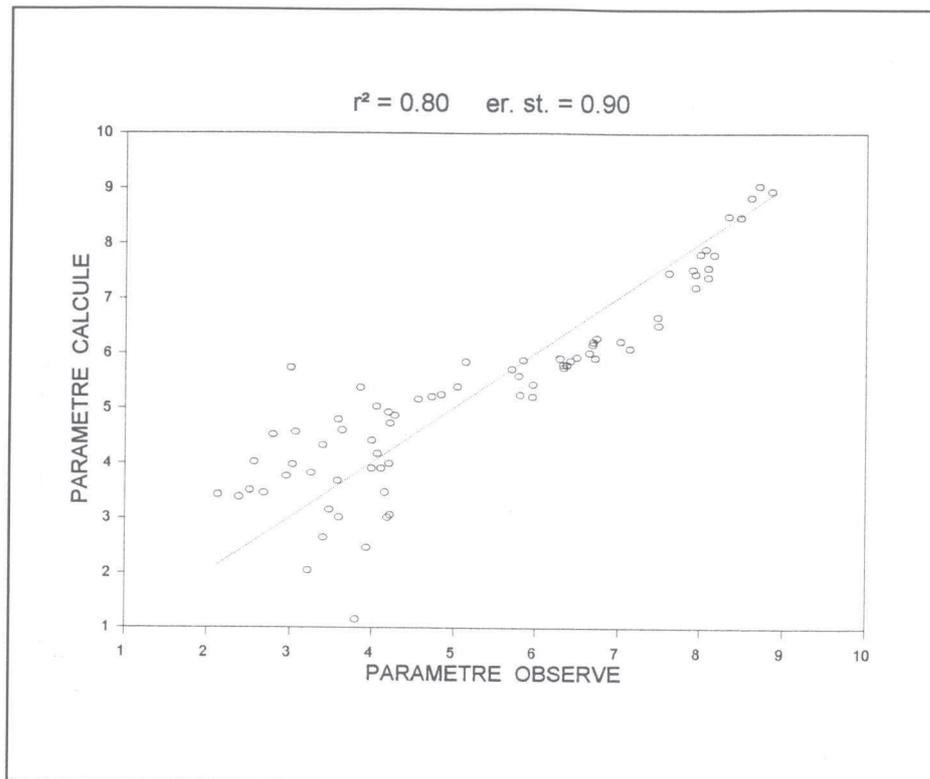


Figure 6.1. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle linéaire.

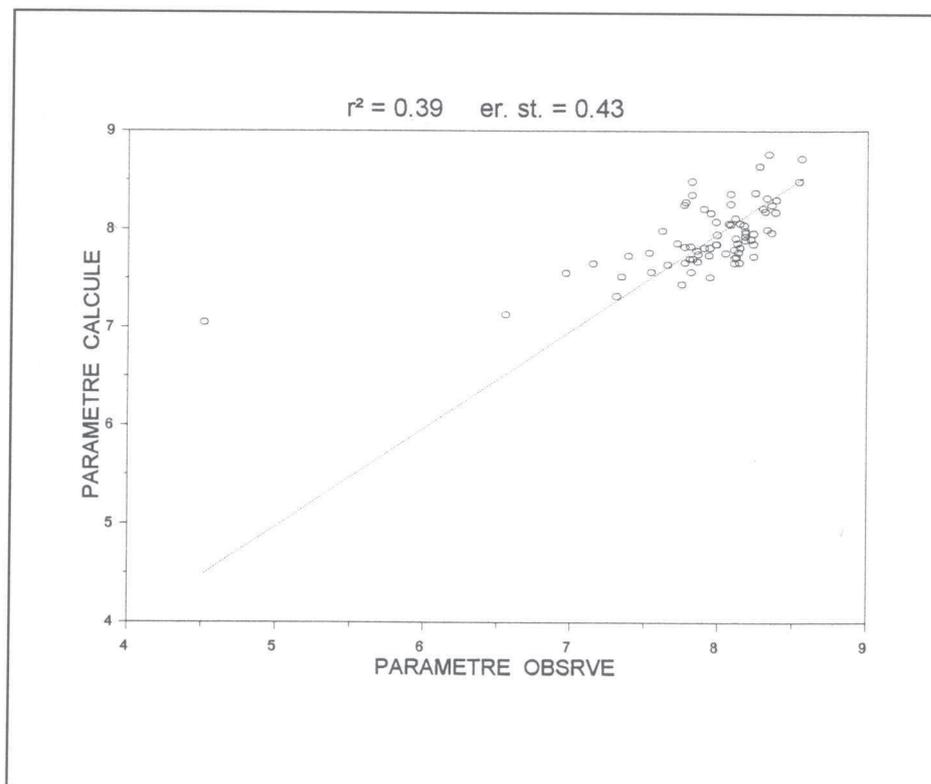


Figure 6.2. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle linéaire.

Nous devons maintenant chercher les meilleures explications des paramètres S et T.

Lors du calage des deux paramètres du modèle linéaire (paramètres S et T), nous avons trouvé qu'il y avait une forte corrélation entre ces deux paramètres. La meilleure solution a consisté à définir une célérité correspondant à $L/(S+T)$, notée C, et que l'on a pu relier à la pente (I) et au coefficient de frottement de Manning-Strickler (K_s) comme suit :

$$\ln(C) = 0.94 + 0.59 \ln(K_s \sqrt{I}) \quad (6.1)$$

[0.0013] [0.003]

avec C en ms^{-1} , S et T en seconde et L en mètre. L'erreur standard dans cette équation est égale à 0.013 (quand on utilise les logarithmes naturels). Le coefficient de corrélation entre les deux coefficients de régression est égal à -0.20. Nous pouvons écrire également :

$$C = 2.57(K_s \sqrt{I})^{0.59} \quad (6.2)$$

Quand on regarde l'équation (6.2), on est tenté d'arrondir l'exposant (0.60) et de l'assimiler à l'inverse de l'exposant de y (5/3) dans l'équation $q = K_s y^{5/3} I^{1/2}$ (Thirriot, communication personnelle, 1995). Il faut ensuite vérifier si cette hypothèse est vraisemblable. Nous reprenons l'étude en considérant que l'exposant de y est une variable d'entrée du modèle. Les résultats semblent justifier le regroupement $(K_s \sqrt{I})$ et l'identification de l'exposant dans l'équation (6.2) comme étant l'inverse de l'exposant de y dans l'équation de Manning. Par exemple, avec la relation de Chézy, où 2/3 est remplacé par 1/2, et donc 1+2/3 par 1+1/2 (équation (3)), et l'exposant 3/5 par 2/3, nous avons obtenu pour C l'expression suivante :

$$C = 2.17(K_s \sqrt{I})^{0.65} \quad (6.3)$$

avec un exposant 0.65 proche du rapport théorique (2/3) escompté.

En ce qui concerne la fraction $T/(S+T)$, notée D , la meilleure estimation que nous avons trouvée, a été :

$$D = 1.23 \frac{0.0007}{I + 0.0003} + 0.016Ks - 0.30Ks\sqrt{I} \quad (6.4)$$

[0.031] [0.00002] [0.00088] [0.022]

Le membre de gauche de l'équation (6.4) est compris entre 0 et 1. Cette fraction est égale à zéro quand le membre de droite est négatif ou nul, et égale à 1 quand le même membre de droite est plus grand ou égal à 1. On peut écrire :

quand $0 < D < 1$ alors $T = DL/C$ et $S = (D-1)L/C$,

quand $D \leq 0$ alors $T = 0$ et $S = L/C$,

quand $D \geq 1$ alors $S = 0$ et $T = L/C$.

L'erreur standard dans l'équation (6.4) est égale à 0.044. Les figures 6.3 et 6.4 montrent les nuages des valeurs observées et calculées, respectivement pour C et D .

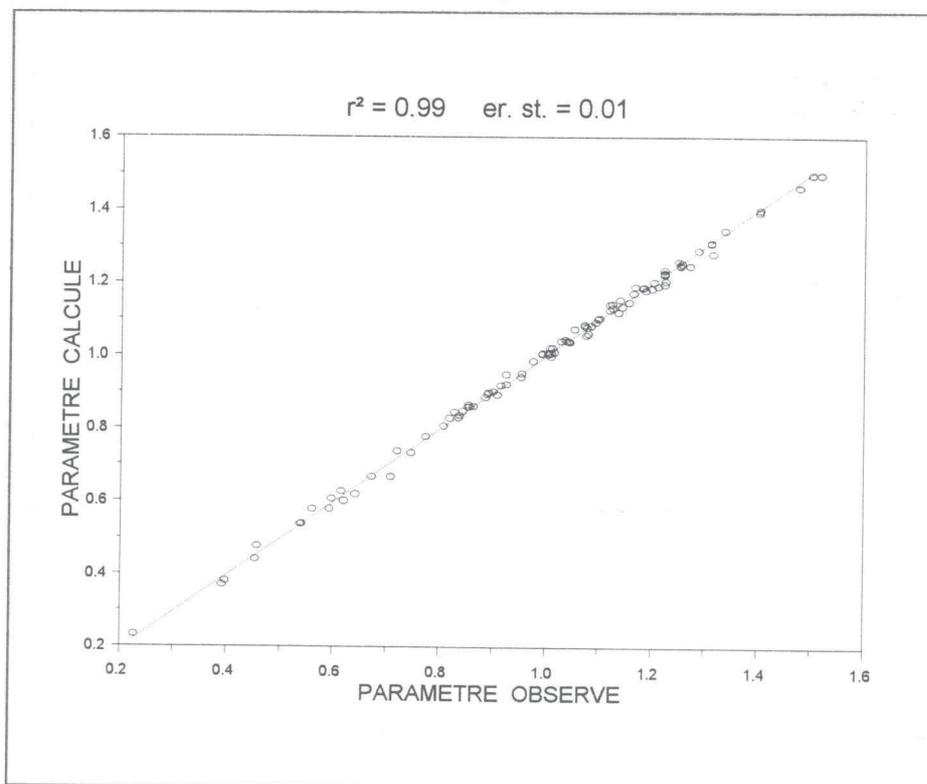


Figure 6.3. Régression de $\ln(C)$ pour le modèle linéaire.

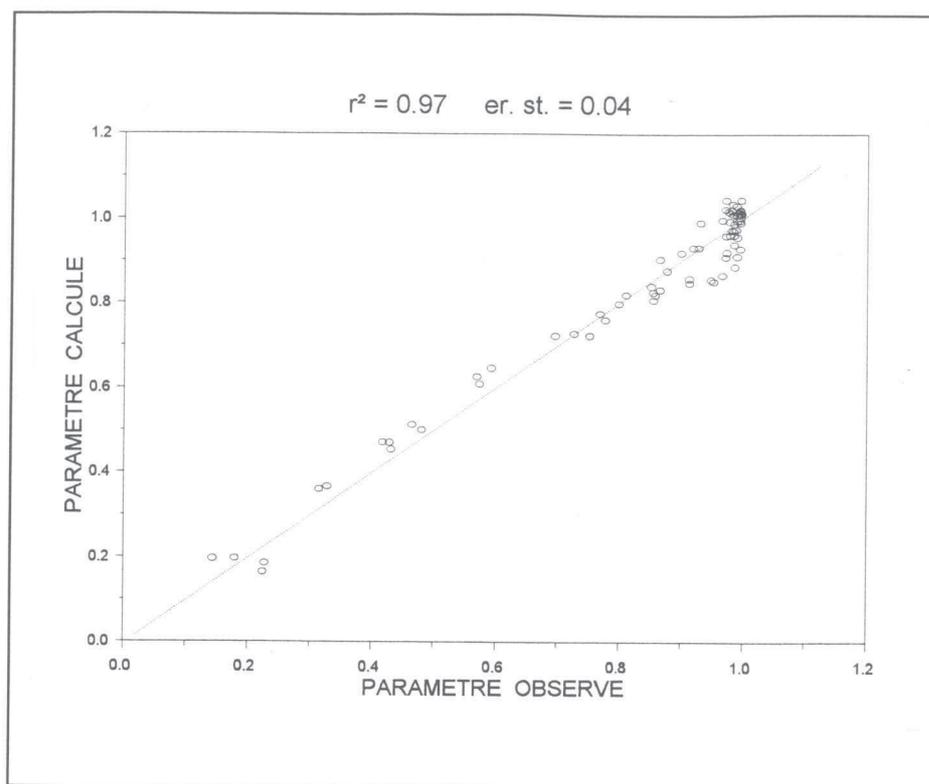


Figure 6.4. Régression de D pour le modèle linéaire.

L'équation (6.4) est très intéressante parce qu'elle montre quelle composante est la plus importante pour le bief de rivière étudié. Par exemple, quand T est égal à zéro, il n'y a alors aucune possibilité de prévision de crue à partir des observations de la station en amont. Car le délai de prévision offert par le modèle et qui est égal à T est donc nul. Il est donc clair que l'expression du membre de droite de l'équation (6.4) permet de vérifier si la prévision de crue est possible ou non pour la station en aval d'un bief donné, à partir de l'information disponible en amont.

6. 2. 2. L'Evaluation des paramètres pour la méthode à réservoir quadratique.

Le modèle à réservoir quadratique est plus efficace que le modèle à réservoir linéaire. Mais la possibilité d'ajuster les deux composantes ne peut pas être introduite d'une manière simple, comme cela a été fait pour le modèle

linéaire précédent, parce que les paramètres S et T n'ont pas la même dimension. Cependant, des expressions établies directement pour les deux paramètres S et T donnent :

$$\ln(S) = 1.92 - 0.38 \ln(I) - 0.58 \ln(K_s) + 0.01 \ln(w) + 0.01 \ln(Q_o) + 0.69 \ln(L)$$

$$[0.140] [0.0036] [0.0140] [0.0424] [0.0137] [0.0142]$$

erreur standard = 0.07.

$$\ln(T) = -5.04 - 0.13 \ln(I) - 0.59 \ln(K_s) - 0.12 \ln(w) - 0.07 \ln(Q_o) - 1.46 \ln(L)$$

$$[0.312] [0.0080] [0.0313] [0.0944] [0.0304] [0.0315]$$

erreur standard = 0.15.

La matrice des corrélations des coefficients de régression donne :

$$\begin{vmatrix} 1.00 & 0.10 & -0.32 & -0.05 & 0.08 & -0.92 \\ 0.10 & 1.00 & 0.13 & -0.06 & -0.02 & 0.03 \\ -0.32 & 0.13 & 1.00 & -0.01 & 0.01 & -0.01 \\ -0.05 & -0.06 & -0.01 & 1.00 & 0.08 & 0.06 \\ 0.08 & -0.02 & 0.01 & 0.08 & 1.00 & 0.05 \\ -0.92 & 0.03 & -0.01 & 0.06 & 0.05 & 1.00 \end{vmatrix}$$

Les nuages de points illustrent la mauvaise qualité de ces modèles (cf. figures 6.5 et 6.6). Il est évident que ces modèles linéaires sont défaillants et nous avons examiné plus en détail le rôle de la pente (I) et trouvé que l'influence de ce paramètre n'était pas monotone. Il faut donc admettre une relation plus complexe avec la pente (I) intervenant avec des influences opposées dans deux termes au moins. Rappelons que nous travaillons sur un échantillon de taille 623 et que cela nous autorise à rechercher une régression quelque peu sophistiquée.

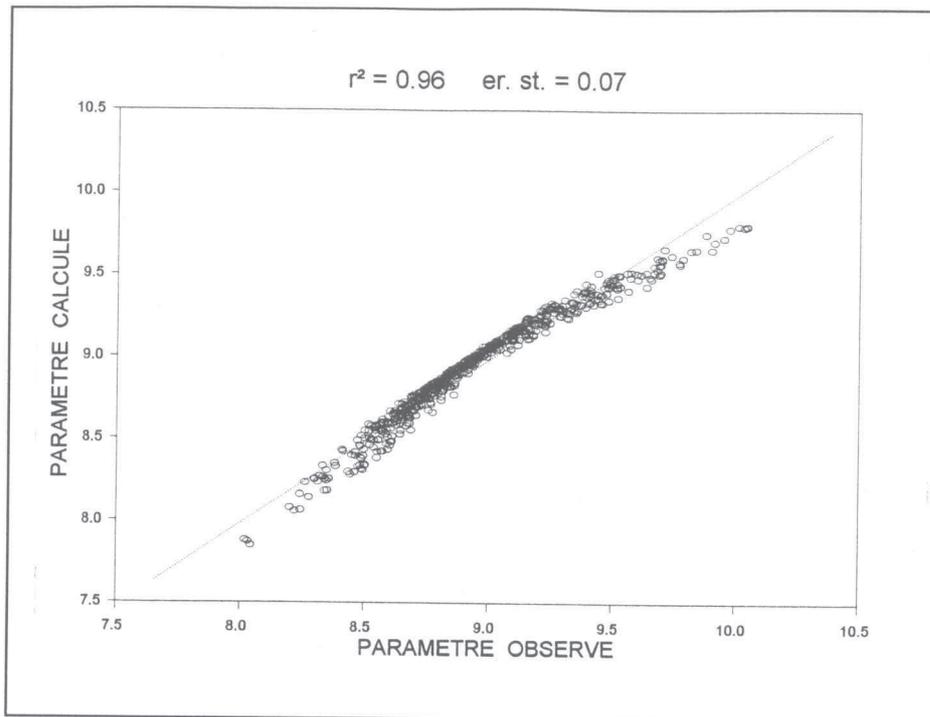


Figure 6.5. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle quadratique.

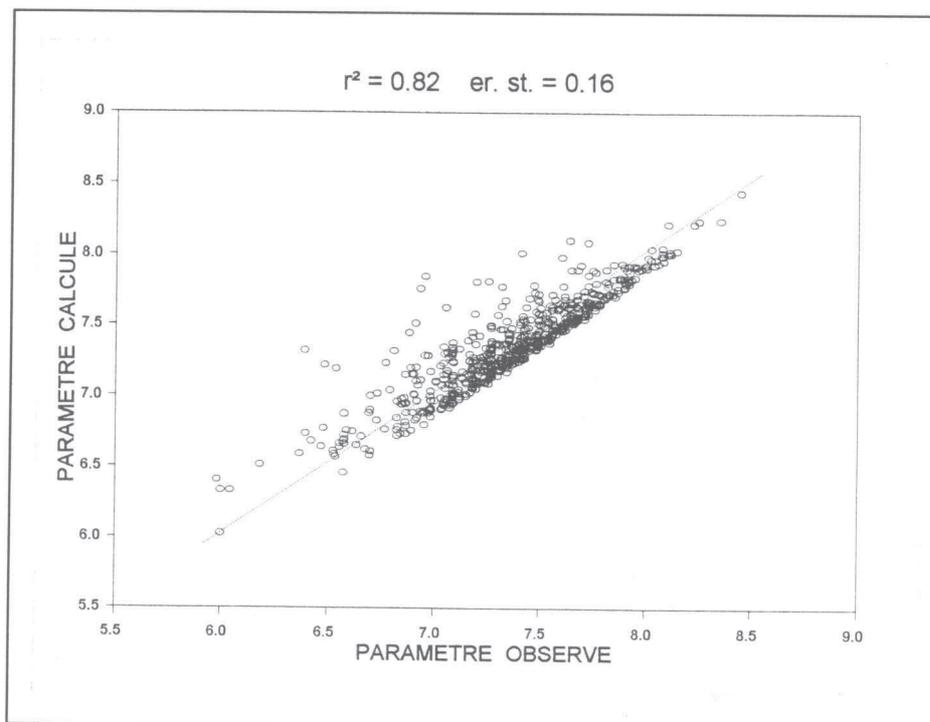


Figure 6.6. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle quadratique.

Après avoir fait de nombreux essais, nous avons trouvé comme meilleures explications pour les paramètres S et T les expressions suivantes :

$$\ln(S) = 2.0 + \frac{0.0003}{I + 0.0002} - 0.0067K_s + 0.71\ln(L) + \frac{0.30}{K_s\sqrt{I}} \quad (6.5)$$

[0.035] [0.000005] [0.00024] [0.0036] [0.0068]

où S en $\text{ms}^{0.5}$, L en mètre et K_s en $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Erreur standard = 0.02

Le graphique des nuages de points se trouve dans la figure 5.7.

Pour le deuxième paramètre (T), nous avons la relation suivante :

$$\ln(T) = -4.17 - 0.72\ln(I+0.00015) - 1.21\ln(K_s) + 1.27\ln(L)$$

[0.070] [0.007] [0.02] [0.009]

(suite) $\left\{ \begin{array}{l} -1.29/(LI) - 0.54/(K_s\sqrt{I}) \\ [0.033] [0.014] \end{array} \right. \quad (6.6)$

où T est exprimé en seconde, L en mètre, et K_s en $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Erreur standard = 0.037. La matrice des corrélations entre les coefficients est :

$$\begin{vmatrix} 1.00 & -0.07 & -0.18 & -0.79 & -0.05 & -0.06 \\ -0.07 & 1.00 & 0.71 & -0.04 & -0.12 & 0.76 \\ -0.18 & 0.13 & 1.00 & -0.34 & -0.64 & -0.91 \\ -0.79 & -0.04 & -0.34 & 1.00 & 0.54 & -0.37 \\ -0.05 & -0.12 & -0.64 & 0.54 & 1.00 & -0.69 \\ -0.06 & 0.76 & 0.91 & -0.37 & -0.69 & 1.00 \end{vmatrix}$$

La figure 6.8 montre le nuage des points de la régression du paramètre T.

Pour obtenir une erreur-standard qui soit petite, l'introduction des deux termes dépendant de la pente (I), et leurs différentes combinaisons avec le coefficient de Manning-Strickler (K_s) est absolument inévitable. Nous prouvons cela dans l'annexe E en montrant les résultats des régressions si l'on n'introduit pas ces combinaisons de I et K_s .

Il est donc évident qu'il y a un rôle complexe de la pente dans la propagation de crues.

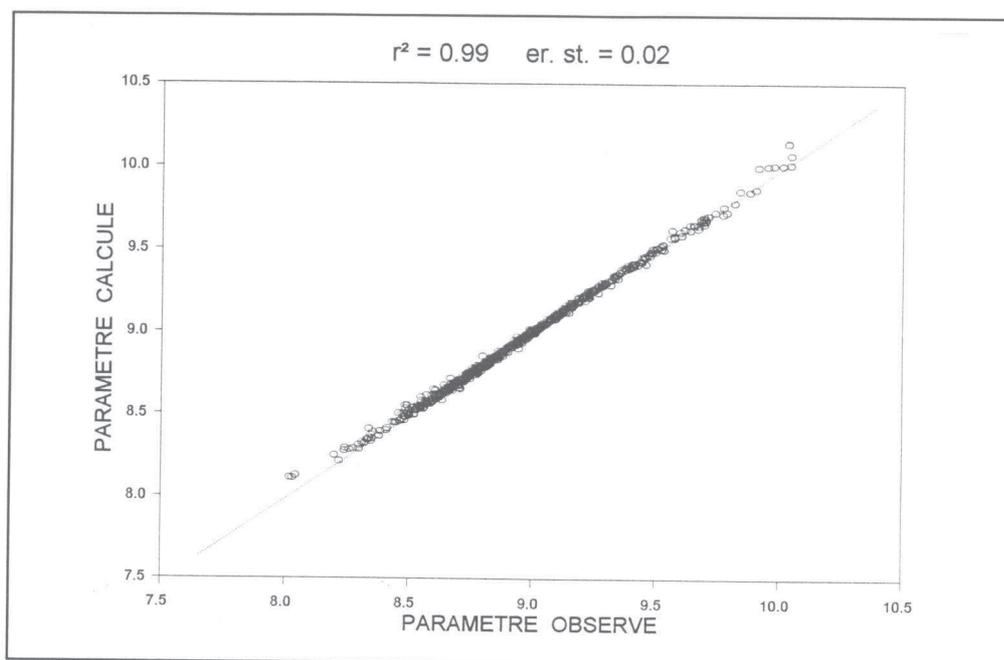


Figure 6.7. La meilleure régression de $\ln(S)$ pour le modèle quadratique.

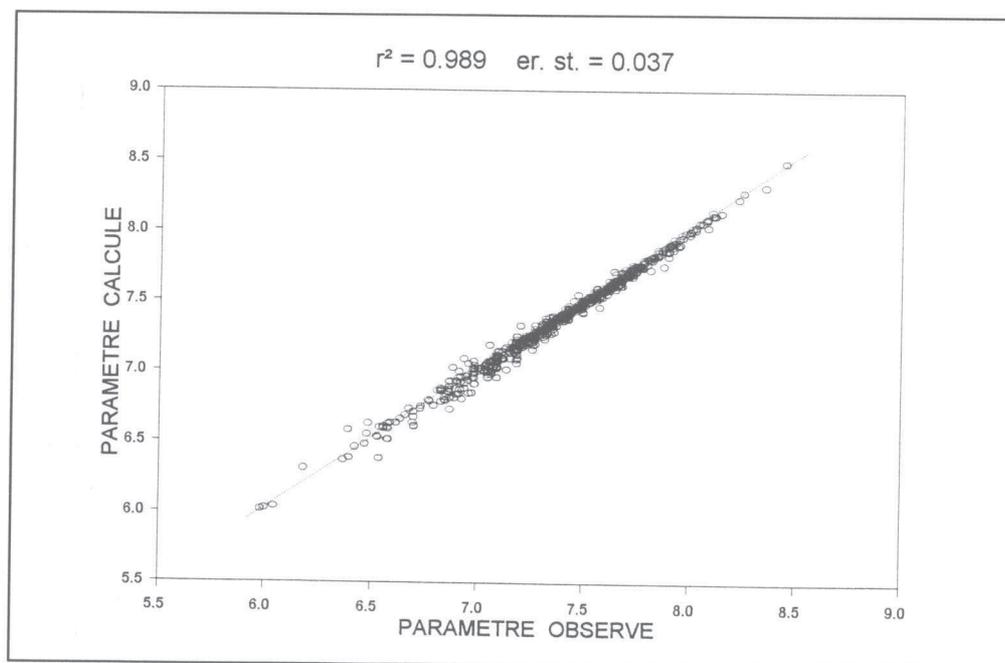


Figure 6.8. La meilleure régression de $\ln(T)$ pour le modèle quadratique.

6. 2. 3. L'Evaluation des paramètres pour la méthode à réservoir biquadratique

Les régressions pour le modèle biquadratique comme on les fait habituellement avec un modèle linéaire impliquant toutes les variables explicatives (I, Ks, w, Qo, L) donnent les résultats suivants :

$$\ln(S) = 1.40 - 0.41\ln(I) - 0.68\ln(Ks) - 0.05\ln(w) + 0.09\ln(Qo) + 0.85 \ln(L)$$

$$[0.402] \quad [0.0093] \quad [0.0365] \quad [0.1164] \quad [0.0363] \quad [0.0412]$$

Les écarts-types des coefficients de régression sont les nombres entre crochets, situés juste au-dessous des coefficients correspondants. On remarque que le coefficient d'élargissement (w) n'a pas d'influence sensible sur le paramètre S (le coefficient de Student est égal à 0.43), et de même pour le débit de base (Qo) avec un coefficient de Student égal à 2.48, ce qui est à la limite de la non-significativité mais c'est bien inférieur aux autres rapport de Student.

La figure 6.9 montre la distribution du nuage de points qui est assez bien aligné, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.96$ et une erreur-standard de 0.07.

Pour le paramètre T, la régression donne :

$$\ln(T) = - 2.96 - 0.13 \ln(I) - 0.45 \ln(Ks) + 0.07\ln(w) - 0.05\ln(Qo) - 1.21\ln(L)$$

$$[0.752] \quad [0.0174] \quad [0.0682] \quad [0.2175] \quad [0.0678] \quad [0.0769]$$

On voit nettement que la condition initiale Qo et la condition à la limite aval w n'ont pas d'influence sur le paramètre T. Car les coefficients de Student pour w et Qo sont égaux à 0.32 et 0.74. Nous pouvons voir le nuage de points qui est très dispersé dans la figure 6.10. Cette figure nous montre que la régression est mauvaise avec un R^2 de 0.77 et une erreur-standard de 0.14.

La matrice des corrélations des coefficients de régression est :

1.00	0.22	- 0.22	- 0.11	0.08	- 0.93
0.22	1.00	0.16	0.15	- 0.02	- 0.12
- 0.22	0.16	1.00	0.09	0.02	- 0.07
0.11	0.15	0.09	1.00	0.01	- 0.12
0.08	- 0.02	0.02	0.01	1.00	0.03
- 0.93	- 0.12	- 0.07	- 0.12	0.03	1.00

La plupart des valeurs dans la matrice ci-dessus sont très faibles, cela veut dire qu'il y a très peu de relation entre les coefficients de régression, sauf pour le sixième coefficient (L) qui est en relation inverse avec le premier coefficient.

Maintenant nous devons rechercher de meilleures relations pour les paramètres S et T du modèle biquadratique. Après plusieurs essais, nous avons trouvé comme meilleures explications les régressions suivantes :

$$\ln(S) = 2.0 + \frac{0.00068}{I + 0.0003} - 0.22\sqrt{Ks} + 0.90\ln(L) \quad (6.7)$$

[0.239] [0.000010] [0.0077] [0.0257]

erreur-standard = 0.04.

$$\ln(T) = - 1.13 + 1.02\ln(L) - \frac{0.80}{IL} - 0.50Ks\sqrt{I} \quad (6.8)$$

[0.278] [0.029] [0.0405] [0.0144]

erreur-standard = 0.05.

où Ks en $m^{1/3}s^{-1}$ et L en mètre.

Les figures 6.11 et 6.12 nous montrent que le nuage de points est bien aligné avec un coefficient de détermination R^2 de 0.985 pour la régression du paramètre S et de 0.967 pour la régression du paramètre T .

Les formules 6.7 et 6.8 nous montrent que les paramètres S et T du modèle biquadratique sont liés de façon significative aux caractéristiques des rivières (la pente du bief (I), le coefficient de Strickler (Ks) et la longueur du bief (L)).

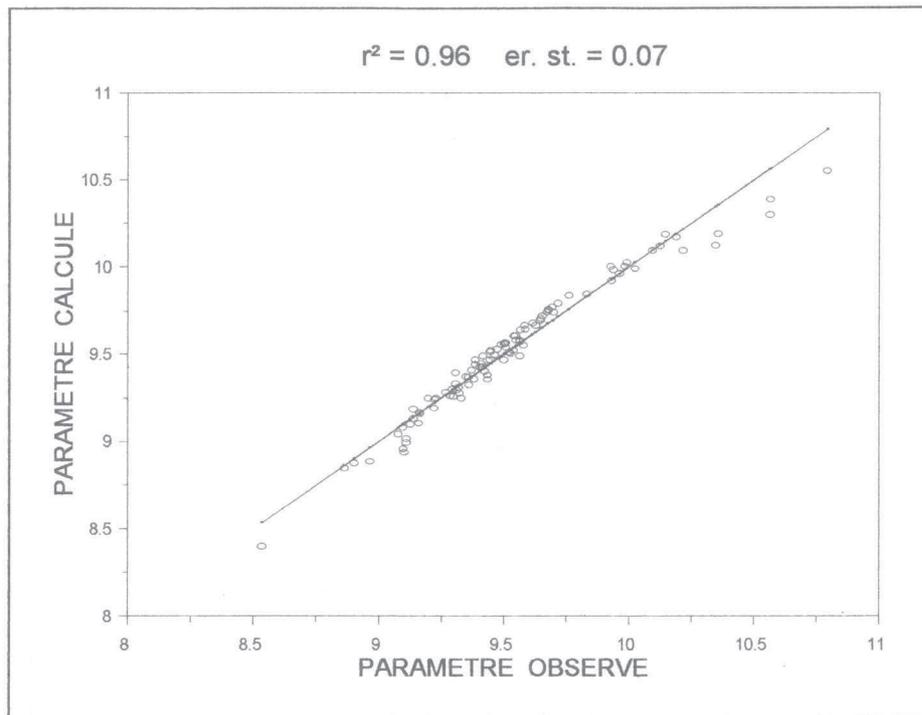


Figure 6.9. Régression de $\ln(S)$ pour le modèle biquadratique.

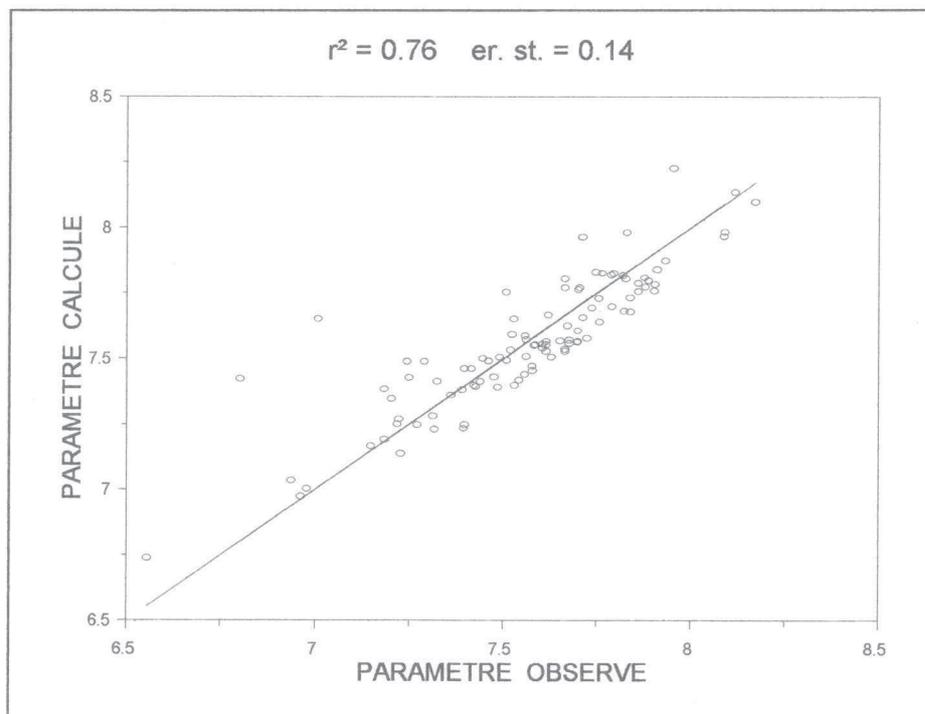


Figure 6.10. Régression de $\ln(T)$ pour le modèle biquadratique.

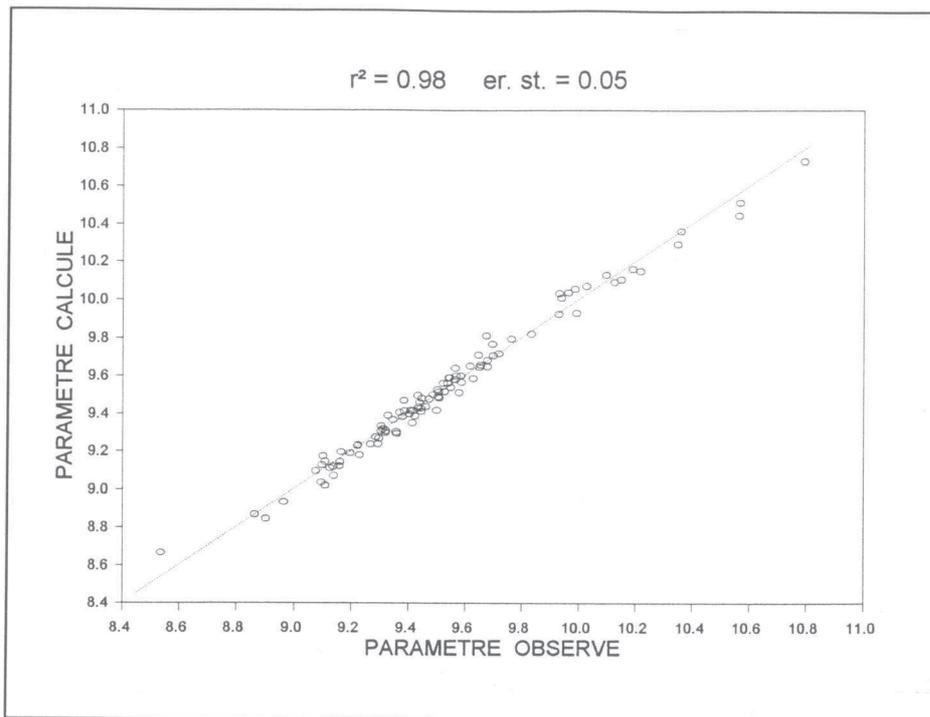


Figure 6.11. La meilleure régression de $\ln(S)$ pour le modèle biquadratique.

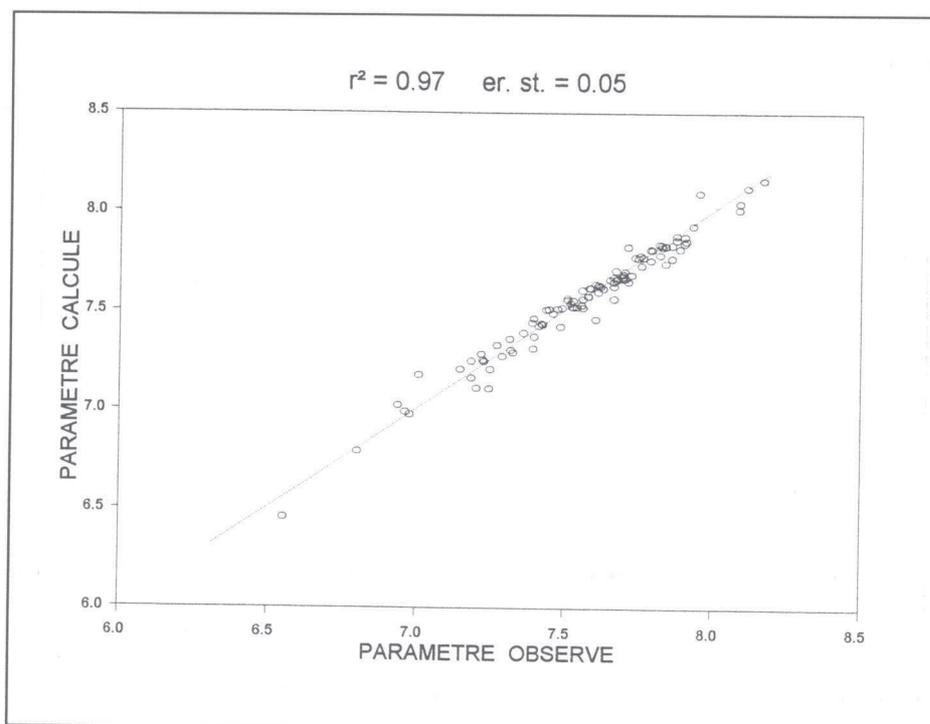


Figure 6.12. La meilleure régression de $\ln(T)$ pour le modèle biquadratique.

6. 3. Validation de la méthode sur de nouveaux ensembles de données.

Après avoir trouvé les meilleures explications pour les paramètres des modèles, il nous faut donc maintenant valider ces modèles. Pour cela, nous avons introduit les expressions permettant le calcul a priori des paramètres dans les modèles et nous avons appliqué ces nouveaux modèles sans calage sur les mêmes biefs que ceux que nous avons utilisés pour le calage des modèles. Puis dans une deuxième étape, nous avons testé les modèles sur un nouveau bief de rivière ayant les caractéristiques suivantes :

- longueur du bief (L) = 43000 m;
- coefficient de Strickler (Ks) = 20.00 m^{1/3}s⁻¹;
- pente du bief (I) = 0.0005;
- débit de base (Qo) = 0.2 m²s⁻¹.

Les résultats du contrôle des modèles sur 100 biefs sont montrés dans les tableaux 6.1, 6.2, et 6.3.

Les moyennes et les écarts-types des coefficients d'efficacité pour les trois modèles sont les suivants :

modèle linéaire	$\mu = 92.11$	$\sigma = 0.88$
modèle quadratique	$\mu = 97.67$	$\sigma = 0.68$
modèle biquadratique	$\mu = 98.58$	$\sigma = 0.54$

quand on les compare aux valeurs obtenues à la suite du calage, figurant en tête du paragraphe 5.5, on s'aperçoit que les explications des paramètres n'ont pas diminué, même faiblement, l'efficacité des modèles. On peut donc considérer l'explication des paramètres comme quasi parfaite.

Tableau 6.1. Résultats de contrôle du modèle linéaire sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(C)	D	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	0.376	0.000	94.511
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	0.440	0.185	93.566
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	0.665	0.451	92.819
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	0.601	0.510	93.818
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	1.001	0.813	91.882
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	1.004	0.842	92.634
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	0.917	0.821	92.265
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	0.862	0.828	92.626
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	1.005	0.905	91.619
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	1.020	0.926	91.693
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	1.258	1.000	90.931
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	1.282	0.991	92.984
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	1.227	0.991	91.084
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	1.498	0.901	91.137
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	1.499	0.857	91.921
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	1.009	0.933	91.951
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	1.082	0.968	92.220
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	1.169	1.000	91.659
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	1.100	0.985	91.608
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	1.012	0.968	92.186
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	1.226	1.000	91.443
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	1.063	0.988	92.723
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	1.023	0.986	91.055
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	1.205	1.000	92.738
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	1.008	0.993	91.590
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	0.540	0.470	93.531
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	1.235	1.000	90.958
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	1.460	1.000	92.032
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	1.084	1.000	91.023
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	1.182	1.000	92.034
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	1.226	1.000	91.299
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	1.396	0.967	91.485
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	1.251	0.984	91.319
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	1.402	0.954	91.406
35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	0.534	0.194	93.488
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	0.616	0.364	93.435
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	0.606	0.467	93.186
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	0.897	0.718	92.563
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	0.668	0.644	94.132
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	0.739	0.725	91.542
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	0.951	0.851	92.536
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	0.737	0.796	93.068
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	0.897	0.872	92.039
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	0.840	0.874	92.245

45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	1.306	1.000	91.529
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	1.037	0.957	92.418
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	1.118	0.988	92.770
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	0.952	0.952	90.497
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	1.040	0.977	92.072
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	1.245	1.000	92.624
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	1.307	1.000	91.812
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	1.192	1.000	92.653
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	1.154	1.000	90.740
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	1.343	1.000	91.264
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	1.047	0.998	91.188
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	1.142	1.000	90.558
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	1.289	1.000	91.192
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	1.250	1.000	91.632
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	1.106	1.000	91.353
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	1.089	1.000	90.847
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	1.198	1.000	92.701
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	1.258	0.989	91.119
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	0.234	0.000	94.223
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	0.476	0.164	93.482
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	0.372	0.194	93.979
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	0.576	0.357	92.694
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	0.843	0.604	92.440
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	0.626	0.498	92.398
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	1.123	0.910	92.177
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	0.938	0.754	92.919
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	0.844	0.718	91.977
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	0.582	0.625	93.423
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	0.995	0.846	92.897
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	0.899	0.803	92.127
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	0.780	0.772	92.259
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	0.859	0.815	92.090
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	1.120	0.955	92.042
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	1.053	0.923	92.034
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	0.810	0.837	92.443
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	0.832	0.855	92.683
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	0.887	0.883	92.315
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	1.076	0.957	92.276
83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	0.895	0.901	92.678
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	1.039	0.952	91.455
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	1.073	0.966	90.793
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	1.133	0.990	92.358
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	0.862	0.918	92.164
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	0.869	0.928	91.526
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	1.146	0.999	92.391
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	1.141	0.999	90.818
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	0.833	0.937	91.597
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	0.925	0.956	92.098

93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	1.183	1.000	92.648
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	1.041	0.983	91.704
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	0.989	0.977	91.317
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	1.186	1.000	91.549
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	1.094	0.999	91.963
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	1.202	1.000	91.499
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	1.189	1.000	91.319
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	1.190	1.000	90.243

Tableau 6.2. Résultats de contrôle du modèle quadratique sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(T)	ln(S)	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	5.728	9.798	96.684
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	7.415	9.864	98.740
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	7.357	9.342	98.758
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	7.640	9.401	98.799
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	7.571	9.009	97.791
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	7.280	8.824	98.252
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	7.567	8.962	97.842
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	7.506	8.923	98.014
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	7.512	8.856	97.457
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	7.822	8.996	96.998
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	7.311	8.674	96.948
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	6.654	8.344	98.371
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	7.296	8.687	96.874
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	6.870	8.547	97.334
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	6.033	8.119	98.230
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	7.479	8.810	97.506
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	7.425	8.759	97.556
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	7.201	8.627	97.569
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	7.123	8.587	97.918
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	7.532	8.807	97.379
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	7.445	8.744	97.030
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	7.277	8.659	97.811
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	7.684	8.875	96.670
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	6.903	8.455	98.173
25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	7.275	8.653	97.413
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	7.645	9.488	98.694
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	7.175	8.602	97.159
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	6.896	8.478	97.757
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	7.639	8.843	96.553
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	6.977	8.493	97.809
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	6.948	8.483	97.584
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	6.933	8.526	97.489
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	7.636	8.883	96.393
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	6.875	8.504	97.530

35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	7.032	9.700	98.833
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	7.131	9.396	99.024
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	7.595	9.433	98.636
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	6.983	8.826	98.731
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	7.677	9.239	98.762
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	7.582	9.085	97.864
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	7.104	8.708	98.371
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	7.522	8.990	98.253
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	7.427	8.839	97.800
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	7.766	9.017	97.467
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	7.529	8.791	96.938
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	7.449	8.775	97.614
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	7.357	8.710	97.760
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	7.397	8.750	97.075
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	7.624	8.850	97.177
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	7.628	8.842	97.224
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	6.648	8.325	98.194
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	7.283	8.656	97.680
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	7.315	8.672	96.978
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	7.052	8.542	97.390
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	7.681	8.868	96.645
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	7.116	8.564	97.188
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	7.470	8.767	96.731
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	6.628	8.313	98.121
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	7.381	8.705	97.046
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	7.632	8.840	96.465
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	7.203	8.617	97.715
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	7.453	8.778	96.619
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	6.241	10.041	95.618
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	7.753	10.023	98.553
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	6.660	9.625	98.637
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	7.058	9.383	98.806
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	7.264	9.112	98.600
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	7.547	9.364	98.477
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	7.122	8.781	98.171
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	7.271	8.919	98.526
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	7.952	9.259	97.590
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	7.903	9.416	98.353
73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	7.356	8.851	98.235
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	7.431	8.914	98.004
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	7.717	9.094	97.826
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	7.485	8.926	97.907
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	7.024	8.596	98.111
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	7.621	8.903	97.756
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	7.650	8.995	97.787
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	7.500	8.899	97.978
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	7.309	8.771	98.001
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	6.949	8.531	98.220

83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	8.119	9.171	97.076
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	7.442	8.777	97.328
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	7.353	8.722	97.187
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	7.097	8.579	97.965
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	7.380	8.779	97.772
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	7.738	8.957	97.062
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	7.201	8.623	97.797
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	7.190	8.616	97.297
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	7.485	8.827	97.390
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	7.754	8.937	97.120
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	6.957	8.488	98.129
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	7.415	8.735	97.306
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	7.432	8.748	97.182
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	7.295	8.663	97.293
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	7.041	8.528	97.822
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	7.613	8.833	96.765
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	7.253	8.639	97.232
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	7.518	8.782	96.415

Tableau 6.3. Résultats de contrôle du modèle biquadratique sur cent canaux différents.

No	L	I	Ks	Qo	w	ln(T)	ln(S)	EFF.
1	7167	0.000116	35.19	0.25	1.01	6.783	10.309	95.934
2	11137	0.000202	29.71	0.26	1.06	7.818	10.531	98.276
3	9584	0.000301	35.72	0.23	1.06	7.644	10.057	98.829
4	10262	0.000403	27.69	0.36	1.00	7.830	10.113	99.055
5	11731	0.000502	49.10	0.19	1.00	7.752	9.729	98.795
6	9374	0.000600	45.12	0.26	0.90	7.514	9.499	99.135
7	10391	0.000701	36.01	0.23	1.02	7.727	9.673	98.889
8	9388	0.000815	30.40	0.27	1.03	7.672	9.619	99.016
9	10451	0.000910	36.89	0.20	0.96	7.681	9.549	98.666
10	13144	0.001003	35.86	0.23	0.95	7.925	9.730	98.346
11	11334	0.002032	37.81	0.20	0.97	7.515	9.331	98.314
12	7171	0.003634	29.51	0.38	0.87	7.015	8.958	99.113
13	11030	0.004024	25.49	0.22	1.08	7.548	9.414	97.955
14	11265	0.005229	35.51	0.22	1.01	7.099	9.199	98.422
15	6003	0.006891	31.01	0.26	0.92	6.448	8.689	99.155
16	10089	0.001100	33.61	0.24	0.94	7.654	9.498	98.705
17	10333	0.001206	36.36	0.27	1.00	7.612	9.434	98.737
18	9549	0.001303	40.61	0.23	0.94	7.430	9.260	98.755
19	16756	0.001417	34.60	0.26	0.95	7.375	9.222	98.997
20	10377	0.001506	28.88	0.27	0.91	7.701	9.507	98.595
21	12095	0.001603	40.33	0.23	0.98	7.620	9.411	98.366
22	8990	0.001717	29.50	0.33	0.91	7.503	9.326	98.861
23	11724	0.001843	26.62	0.20	1.04	7.828	9.605	98.070
24	7879	0.001905	35.69	0.34	1.09	7.199	9.059	99.114

25	8499	0.002111	24.23	0.23	0.99	7.507	9.332	98.562
26	10264	0.000388	25.44	0.28	0.94	7.850	10.181	98.762
27	9989	0.002309	34.17	0.20	0.92	7.418	9.253	98.434
28	10612	0.002404	49.09	0.28	0.86	7.100	9.043	98.188
29	12070	0.002529	25.19	0.21	0.99	7.807	9.585	97.902
30	8123	0.002636	29.21	0.27	0.90	7.275	9.135	98.767
31	8347	0.002754	30.80	0.22	0.99	7.247	9.118	98.633
32	10227	0.003960	34.33	0.24	1.16	7.197	9.170	98.652
33	14801	0.004298	25.69	0.26	0.98	7.820	9.665	97.663
34	9899	0.004349	33.09	0.24	1.03	7.155	9.151	98.660
35	10054	0.000165	38.65	0.22	1.01	7.549	10.379	97.768
36	8905	0.000250	36.08	0.29	1.04	7.512	10.089	98.673
37	10351	0.000353	29.85	0.24	0.93	7.810	10.150	98.787
38	7611	0.000456	43.18	0.23	1.01	7.305	9.487	99.215
39	10053	0.000550	26.59	0.46	1.00	7.823	9.950	99.236
40	9458	0.000654	27.49	0.16	1.11	7.737	9.788	98.794
41	7699	0.000753	36.82	0.25	0.93	7.365	9.355	99.214
42	8752	0.000851	24.03	0.30	1.06	7.681	9.672	99.059
43	8967	0.000951	29.85	0.22	0.98	7.609	9.523	98.891
44	10872	0.001055	25.72	0.25	0.94	7.872	9.741	98.652
45	14213	0.001154	54.49	0.24	1.07	7.659	9.439	98.051
46	10053	0.001257	32.99	0.29	1.06	7.632	9.457	98.771
47	10142	0.001352	36.55	0.34	0.94	7.558	9.373	98.866
48	8918	0.001455	26.53	0.14	1.13	7.590	9.430	98.400
49	11395	0.001556	29.79	0.27	1.03	7.775	9.562	98.447
50	14184	0.001654	41.05	0.36	1.05	7.762	9.532	98.440
51	7338	0.001747	44.37	0.24	0.97	6.969	8.867	99.078
52	10306	0.001896	34.98	0.34	1.08	7.503	9.315	98.790
53	10134	0.001942	32.43	0.18	0.95	7.533	9.342	98.298
54	10314	0.002073	43.31	0.22	1.05	7.283	9.146	98.537
55	11981	0.002139	25.75	0.22	0.96	7.832	9.604	98.016
56	8621	0.002295	29.23	0.17	0.89	7.383	9.218	98.358
57	13304	0.002336	37.22	0.23	1.03	7.641	9.452	98.132
58	6739	0.002456	33.97	0.23	0.90	6.982	8.889	99.046
59	10154	0.002562	26.02	0.23	0.97	7.601	9.409	98.238
60	12096	0.002712	24.54	0.20	0.93	7.805	9.587	97.815
61	9812	0.002763	29.31	0.36	0.98	7.455	9.293	98.718
62	12889	0.003909	27.27	0.23	0.98	7.665	9.520	97.884
63	7654	0.000153	23.98	0.19	0.99	7.172	10.461	96.069
64	14252	0.000174	33.99	0.21	0.96	8.090	10.749	97.983
65	7179	0.000231	24.76	0.29	1.02	7.266	10.168	97.633
66	8277	0.000267	32.61	0.17	0.97	7.453	10.053	98.214
67	9597	0.000326	46.50	0.20	0.98	7.557	9.828	98.884
68	9934	0.000375	29.99	0.19	1.04	7.763	10.076	98.819
69	10024	0.000430	65.38	0.21	0.97	7.414	9.435	99.095
70	9292	0.000472	45.49	0.27	0.98	7.523	9.611	99.207
71	13398	0.000529	36.59	0.19	1.01	8.039	10.032	98.630
72	11315	0.000571	22.51	0.32	1.06	8.008	10.127	98.782

73	9711	0.000633	43.29	0.29	0.97	7.570	9.534	99.143
74	9392	0.000671	35.66	0.21	1.08	7.622	9.609	98.969
75	10451	0.000733	27.87	0.22	1.04	7.838	9.816	98.836
76	9296	0.000771	31.11	0.21	1.03	7.657	9.622	98.927
77	8327	0.000830	46.81	0.23	1.00	7.298	9.211	99.092
78	11835	0.000870	40.77	0.35	0.98	7.767	9.607	98.873
79	9907	0.000921	26.16	0.25	0.96	7.780	9.703	98.850
80	9000	0.000971	26.46	0.28	1.34	7.663	9.588	98.997
81	8130	0.001025	28.28	0.25	1.04	7.515	9.436	99.024
82	7372	0.001080	38.07	0.25	0.98	7.237	9.140	99.160
83	14631	0.001123	27.40	0.33	1.00	8.155	9.948	98.376
84	10057	0.001182	34.17	0.20	1.04	7.626	9.457	98.582
85	9718	0.001223	35.58	0.16	1.00	7.556	9.388	98.484
86	8546	0.001271	38.68	0.28	0.96	7.351	9.203	99.008
87	8254	0.001307	24.03	0.24	0.96	7.570	9.451	98.883
88	10750	0.001375	23.69	0.21	0.86	7.855	9.680	98.387
89	9284	0.001431	37.25	0.29	0.97	7.434	9.263	98.892
90	9157	0.001476	36.37	0.17	0.92	7.427	9.256	98.556
91	8669	0.001523	21.18	0.21	0.96	7.655	9.511	98.625
92	11335	0.001575	24.36	0.27	1.01	7.874	9.669	98.415
93	8042	0.001626	37.25	0.32	1.02	7.240	9.093	99.097
94	9758	0.001680	28.74	0.24	1.05	7.612	9.421	98.531
95	9410	0.001734	25.89	0.21	0.96	7.624	9.440	98.452
96	10336	0.001764	35.91	0.23	0.89	7.510	9.320	98.548
97	7774	0.001932	29.35	0.25	1.04	7.319	9.165	98.840
98	13377	0.001980	34.86	0.25	1.05	7.765	9.540	98.147
99	10044	0.002043	33.54	0.22	0.97	7.482	9.299	98.483
100	12292	0.002128	32.94	0.16	1.09	7.695	9.482	97.903

Les figures 6.13a, 6.13b, 6.13c nous montrent les résultats de l'application du modèle linéaire, les figures 6.14a, 6.14b, 6.14c font de même pour le modèle quadratique et les figures 6.15a, 6.15b, 6.15c pour le modèle biquadratique.

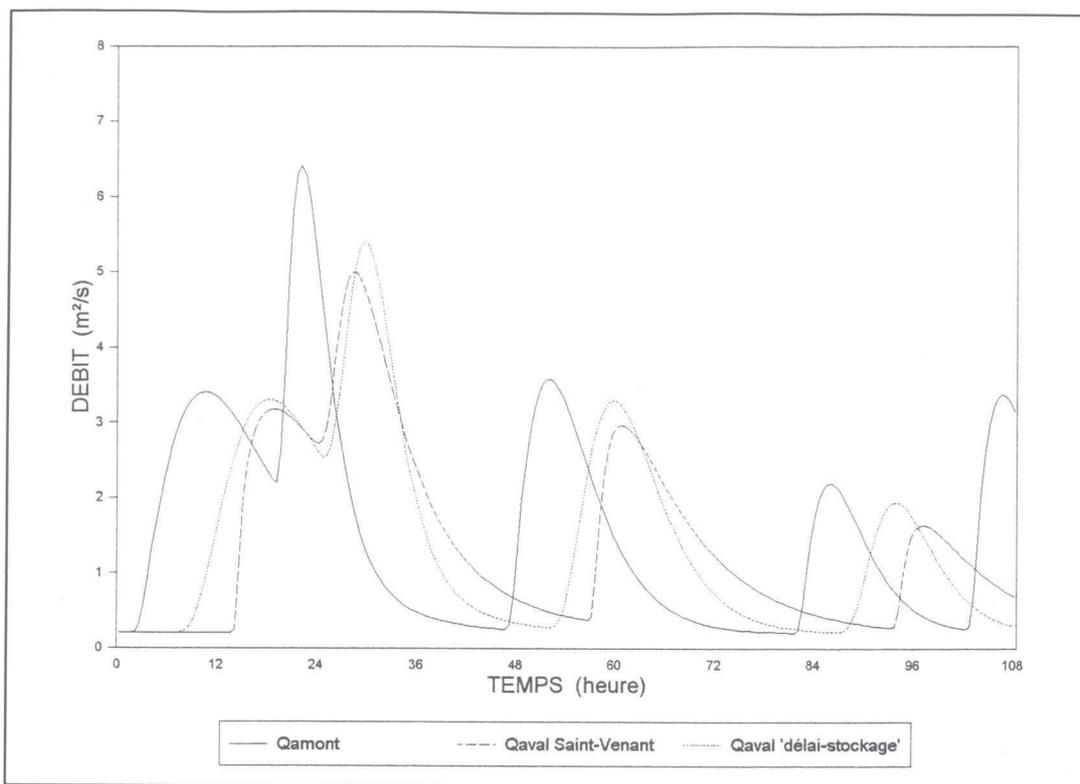


Figure 6.13a. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation).

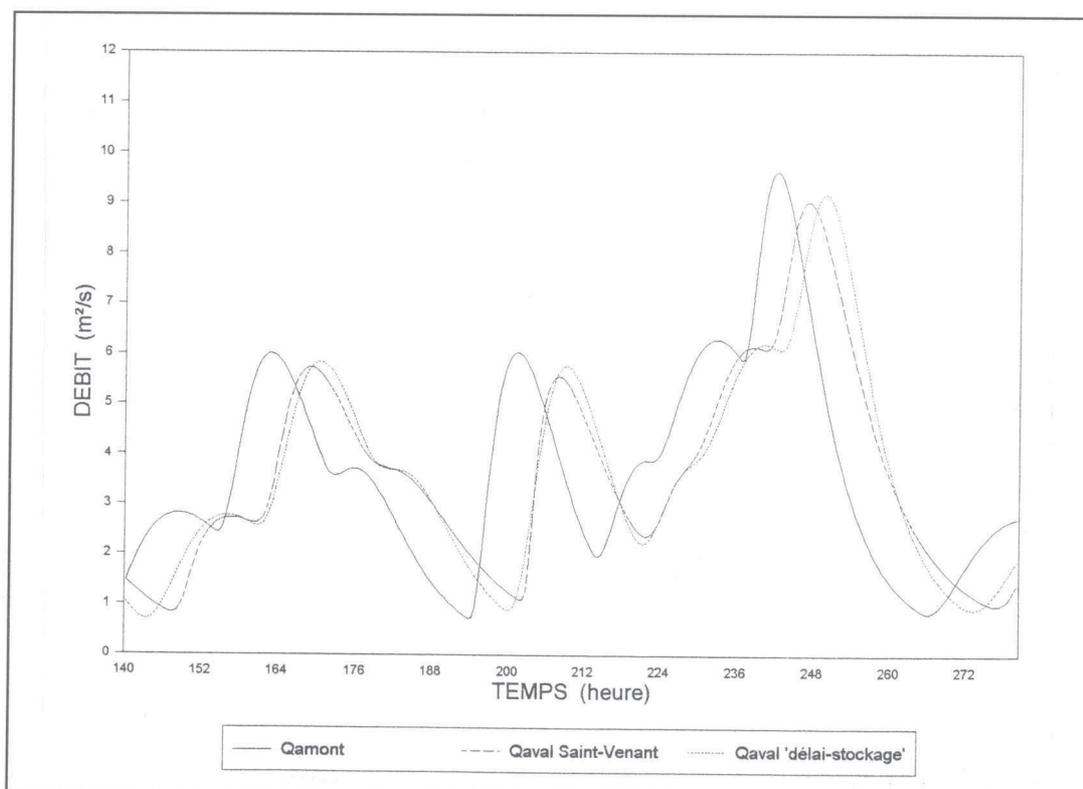


Figure 6.13b. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation).

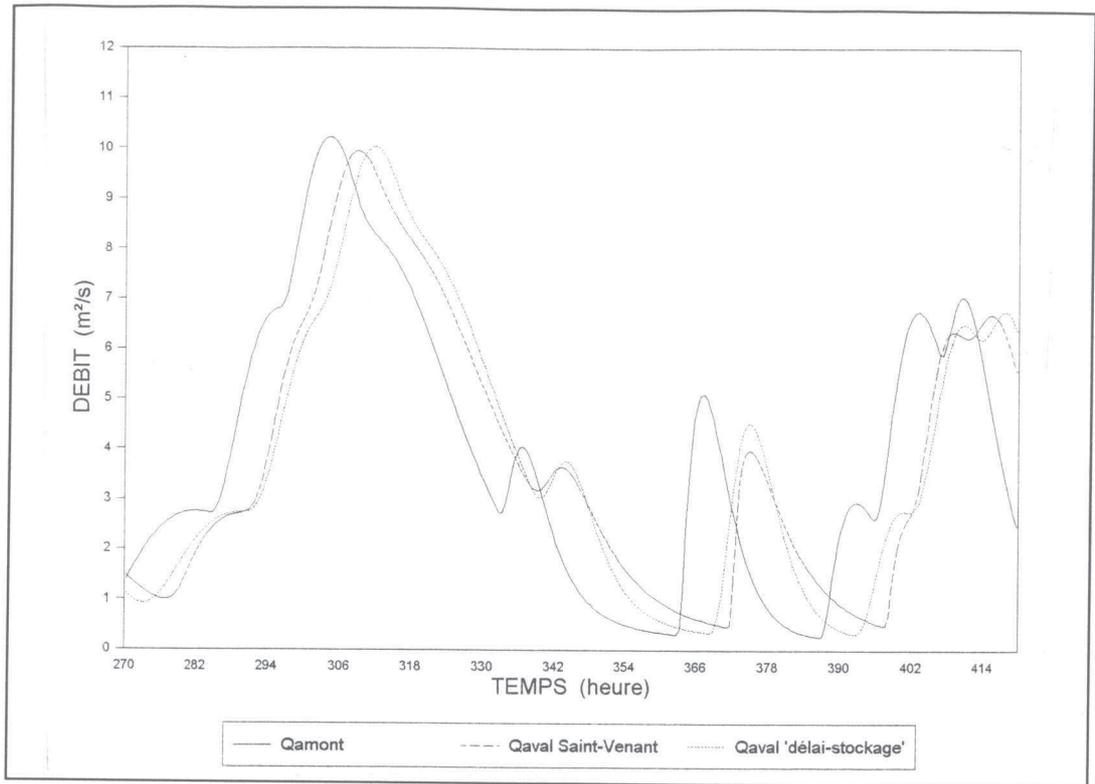


Figure 6.13c. Propagation de crue avec le modèle linéaire (Validation).

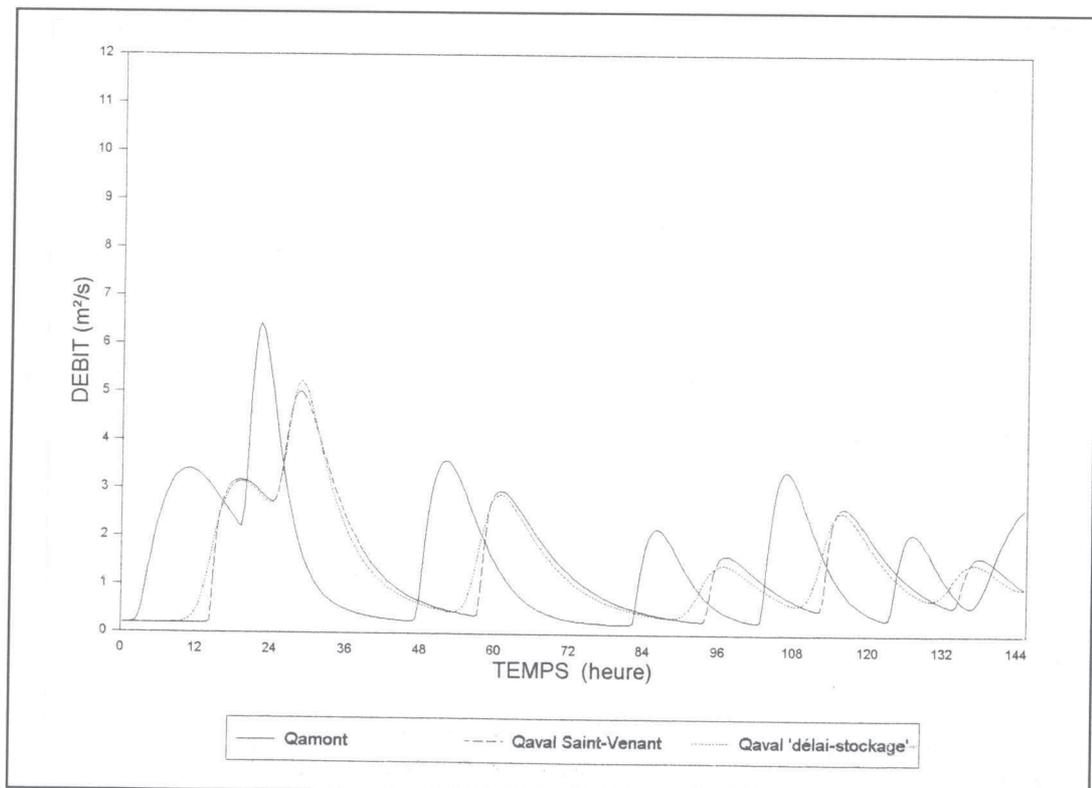


Figure 6.14a. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation).

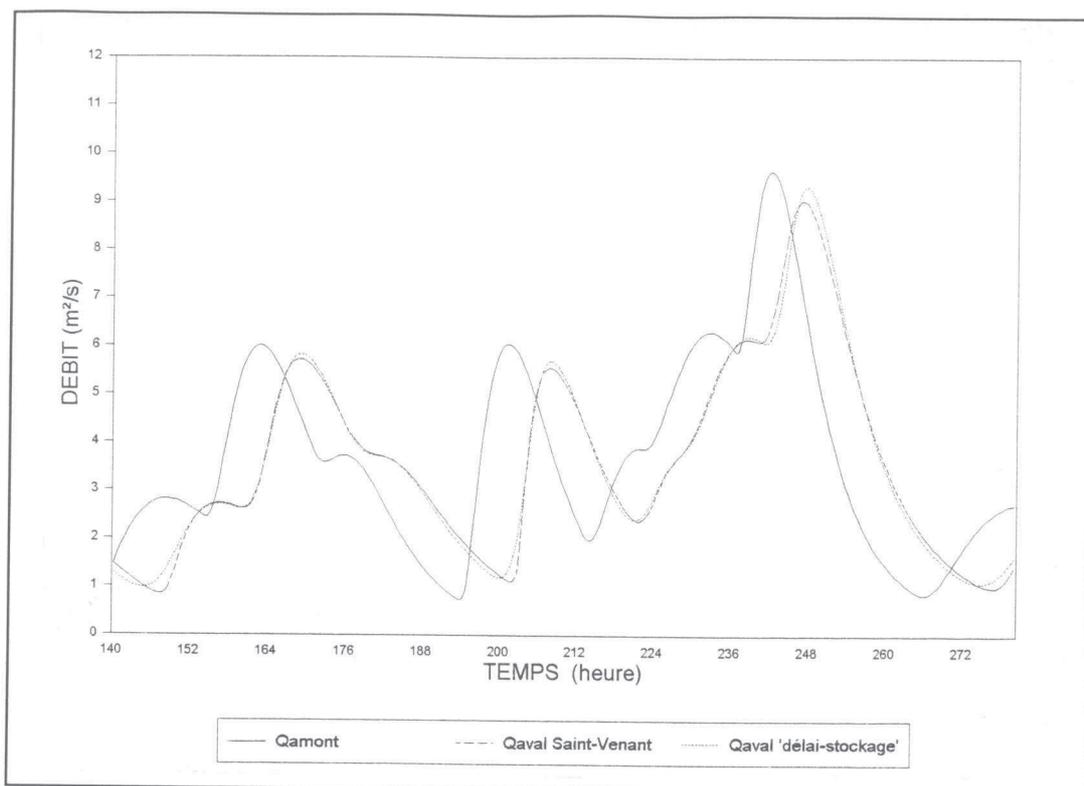


Figure 6.14b. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation).

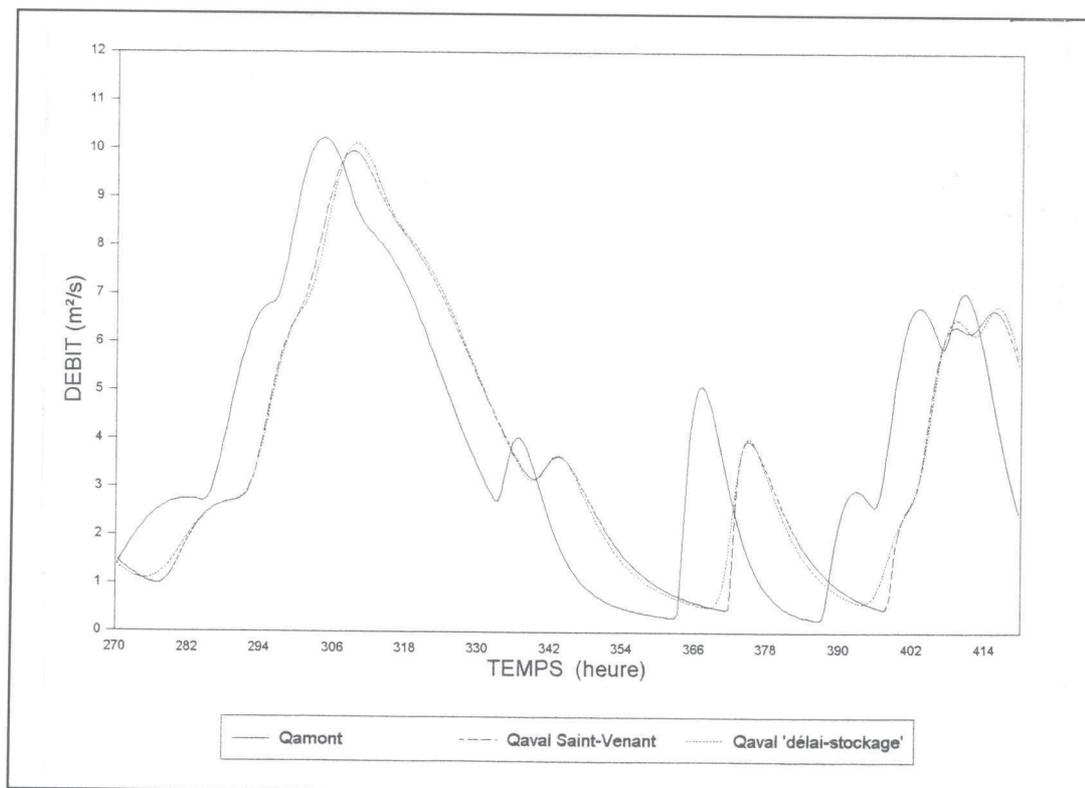


Figure 6.14c. Propagation de crue avec le modèle quadratique (Validation).

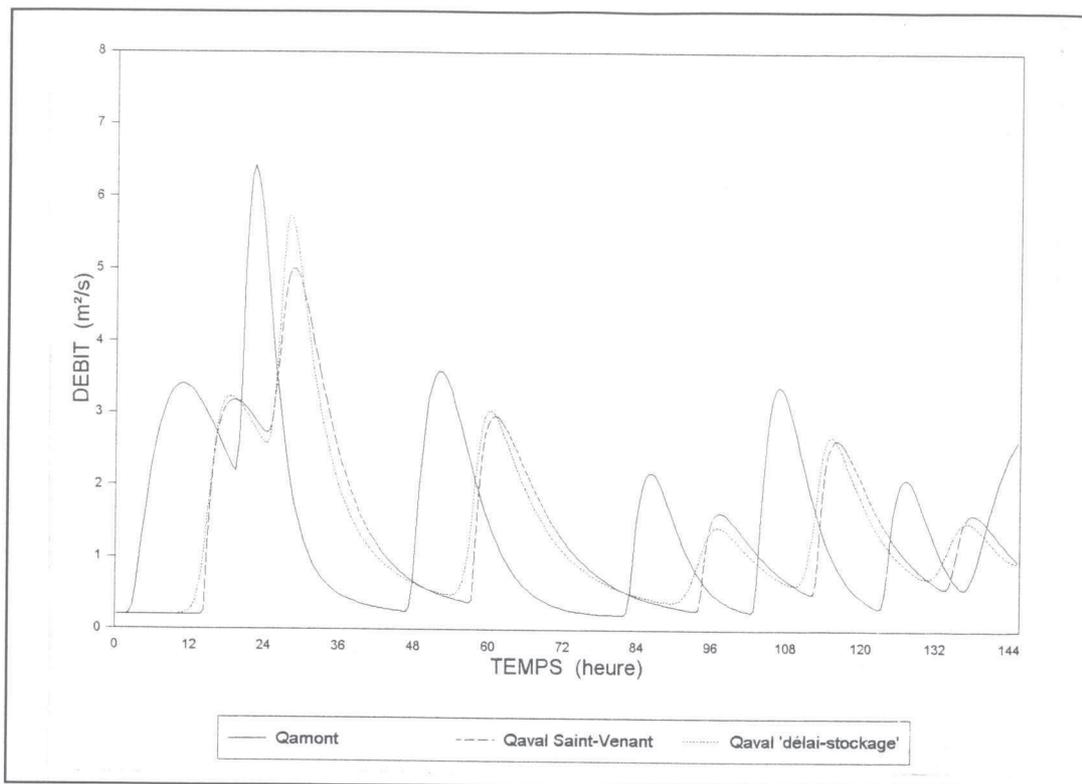


Figure 6.15a. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation).

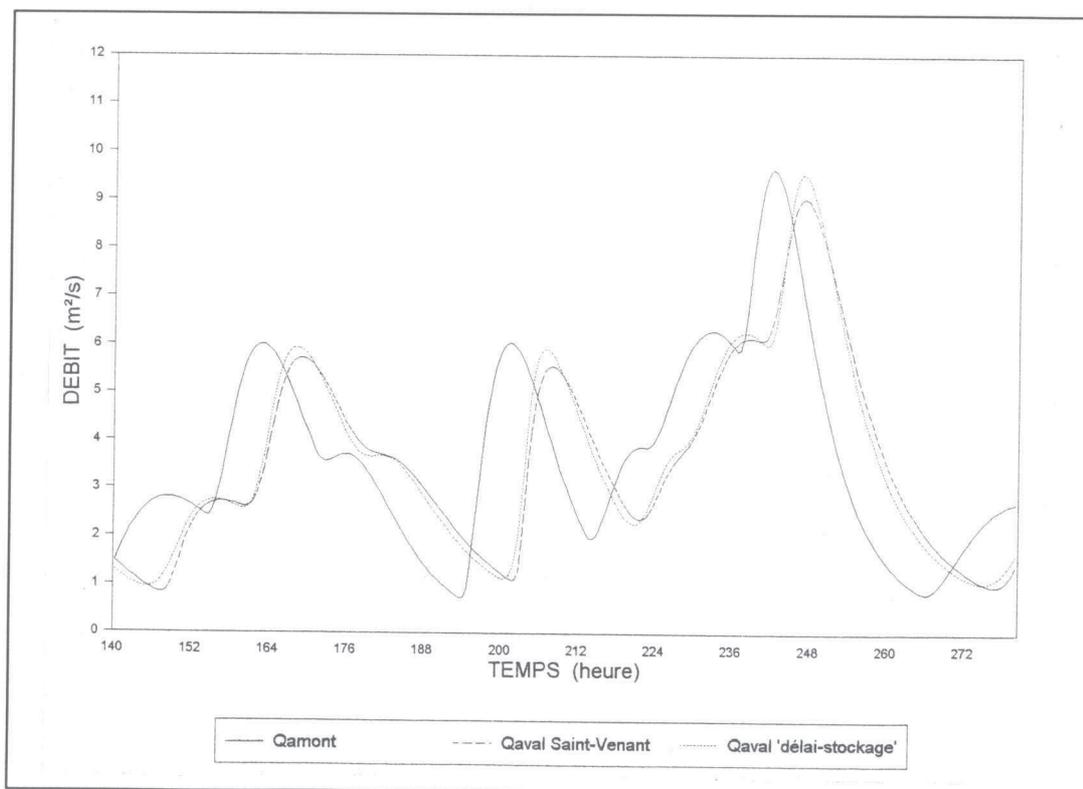


Figure 6.15b. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation).

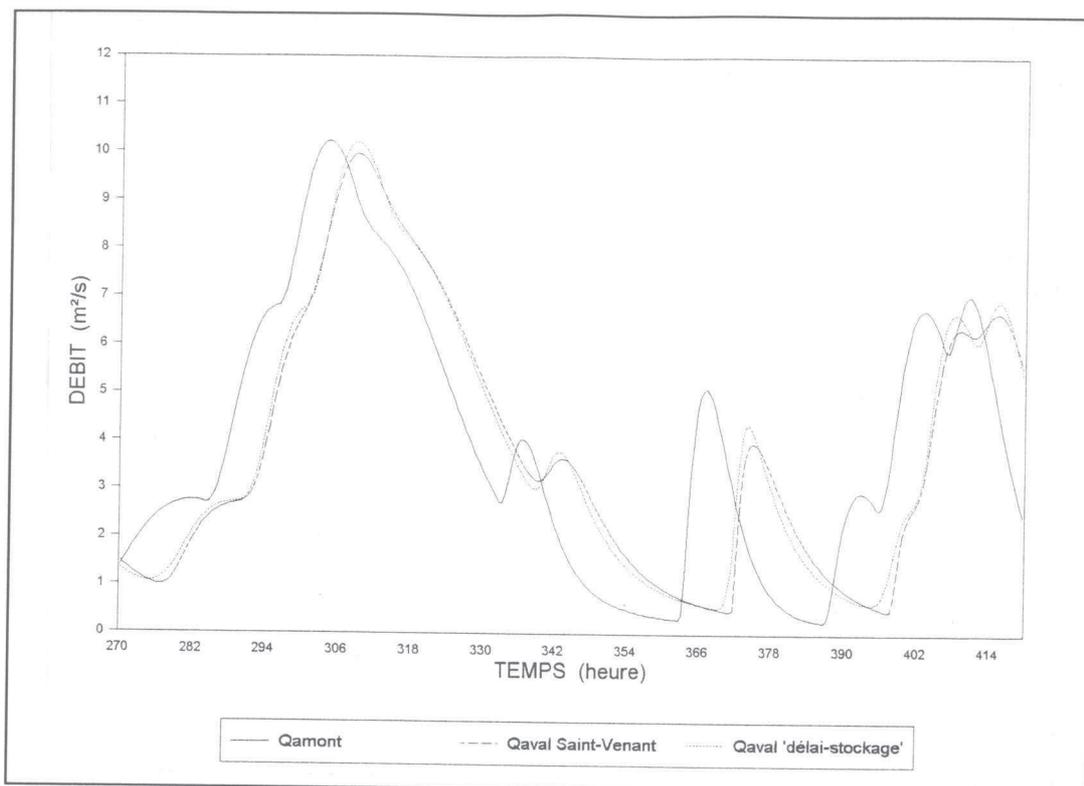


Figure 6.15c. Propagation de crue avec le modèle biquadratique (Validation).

Bien que, la longueur du bief (L) figure comme une variable explicative dans les relations des paramètres précédents, nous devons traiter le problème, discuté par Diskin et Ding (1994), concernant l'indépendance de la méthode par rapport à une subdivision en sous-biefs. Cette propriété a été appelée '*consistence*' par Ponce et Theurer (1982). En réalité notre modèle ne peut pas donner mathématiquement les mêmes résultats, si le bief étudié est considéré comme un ensemble ou s'il est subdivisé en un certain nombre de sous-biefs. Comme nos essais ont été réalisés avec des biefs d'une longueur moyenne de 10000 mètres, nous suggérons de diviser le bief réel de la rivière en un nombre de sous-biefs tel que tous aient une longueur le plus près possible de 10000 mètres. Si nous choisissons de considérer M sous-biefs, cela veut dire que l'écart relatif par rapport à 10000 m serait plus grand que si nous divisions le bief en $M+1$ sous-biefs et par conséquent :

$$\frac{L / M}{10.000} \leq \frac{10.000}{L / (M + 1)} \quad (6.9)$$

Il est en de même, sauf pour le signe égal, pour un nombre moindre de sous-biefs, c'est-à-dire

$$\frac{L / (M - 1)}{10.000} > \frac{10.000}{L / M} \quad (6.10)$$

Ces inégalités mises ensemble, donnent l'inégalité double que doit vérifier M :

$$\sqrt{M(M - 1)} < \frac{L}{10.000} \leq \sqrt{M(M + 1)} \quad (6.11)$$

Pour chaque sous-bief les paramètres S et T sont calculés en utilisant les équations (6.2) et (6.4) pour le modèle linéaire, les équations (6.5) et (6.6) pour le modèle quadratique et les équations (6.7) et (6.8) pour le modèle biquadratique. Ensuite l'hydrogramme en amont du bief est transformé en utilisant les équations (5.13) à (5.21) pour le modèle linéaire, les équations (5.22) à (5.24) pour le modèle quadratique et les équations (5.25) à (5.33) pour le modèle biquadratique. La procédure est alors reprise pour le sous-bief suivant. Ces calculs peuvent être faits avec n'importe quel pas de temps, supposé suffisant pour une description acceptable de l'évolution dans le temps de la crue. Cependant, il peut y avoir une petite diffusion numérique quand on utilise les modèles quadratique et biquadratique, à cause de la description par paliers de l'hydrogramme d'entrée effectuée par ces modèles.

La validité de ces trois modèles est limitée au domaine décrit par les distributions log-normales données pour la génération des biefs synthétiques et des impulsions de crue. Si les débits sont en dehors de cette gamme, les résultats peuvent s'écarter de la solution de Saint-Venant pour la propagation de crue.

Il est clair, surtout sur la figure 6.14b, qu'il est tentant de relier la valeur du décalage dans le temps entre la pointe de crue aval et la pointe de débit amont,

comme cela se fait habituellement dans des études similaires (par exemple: Boyd et al., 1979).

Le temps de décalage entre les pointes semble effectivement dépendre de l'amplitude du débit de pointe précédent. Ce résultat a pourtant été effectué avec le modèle 'délai-stockage' quadratique (mais pas avec le modèle linéaire) sans introduire de variation dans les paramètres en fonction de la valeur du débit amont.

6. 4. Conclusion.

Les régressions effectuées pour les paramètres des trois modèles 'délai-stockage' ont permis de dégager certaines relations entre les deux paramètres S et T et les caractéristiques des canaux.

Nous avons ainsi proposé une solution apparemment très efficace pour le problème de l'explication des paramètres des modèles, en fonction des caractéristiques physiques des biefs de rivière. Les difficultés rencontrées dans la recherche d'une relation acceptable, entre les paramètres du modèle et les caractéristiques des biefs, sont révélatrices de la subtilité de l'interaction entre ces deux opérateurs, qui sont la composante de décalage et celle de routage dans le réservoir.

Le rôle complexe de la pente du canal et sa combinaison avec la longueur du bief et le coefficient de frottement de Manning-Strickler ont été mis en évidence, et les difficultés engendrées pour la prévision de crue par la possibilité de disparition de la composante de retard ont été clairement énoncées.

Les représentations graphiques montrent des nuages de points bien répartis autour de la première bissectrice pour l'explication finale des paramètres des trois modèles, avec une erreur-standard très faible (entre 0.01 et 0.04) et un coefficient de détermination R^2 entre 0.97 et 0.99.

Nous avons pu valider les modèles d'une manière assez particulière sur de nouveaux ensembles de données. Nous avons constaté que le modèle quadratique est une méthode de propagation de crue très intéressante par rapport au modèle Saint-Venant.

CHAPITRE VII

CHAPITRE VII

APPLICATION DU MODELE SUR DES COURS D'EAU REELS

7. 1. Introduction.

Dans le chapitre précédent, nous avons validé les modèles 'délai-stockage' (de manière théorique) sur de nouveaux ensembles de données synthétiques. Cependant, nous considérons cette validation comme purement 'théorique' puisqu'elle s'appuie sur le modèle de Saint-Venant. Or nous savons qu'une vraie validation doit être faite sur des données de crues et de rivières réelles. Il s'agit d'une validation globale de la démarche, dont la partie centrale peut être considérée comme validée d'un point de vue hydraulique.

Le but de ce chapitre va donc consister à valider l'applicabilité de la méthode proposée pour l'étude de la propagation de crues sur des données concrètes.

Dans le paragraphe 7.2 suivant, nous présentons les données de crues et les caractéristiques des rivières que nous avons choisies, puis nous exposons les conditions de la procédure de validation de notre modèle (paragraphe 7.3), enfin nous montrons les résultats de cette validation dans le paragraphe 7.4.

7. 2. Présentation des données de crues et de caractéristiques des rivières.

Les données de crues réelles et de caractéristiques de rivières, que nous avons utilisées pour la validation de notre méthode, proviennent d'études

effectuées sur la rivière Cimanuk (en Indonésie), sur la rivière Jacui (au Brésil) et sur la rivière Ayalon (en Israël).

7. 2. 1. La rivière Cimanuk.

La rivière cimanuk est située à Java Ouest, en Indonésie (cf. figure 7.1). Le bassin versant de cette rivière se trouve environ à une latitude de $06^{\circ} 31' 46''$ et une longitude de $108^{\circ} 20' 59''$. La superficie de ce bassin est de 3305 km^2 à partir du point repère de la station de jaugeage Kertasemaya (station aval du bief étudié). A la station de jaugeage Monjot située en amont, sa superficie est de 2788 km^2 .

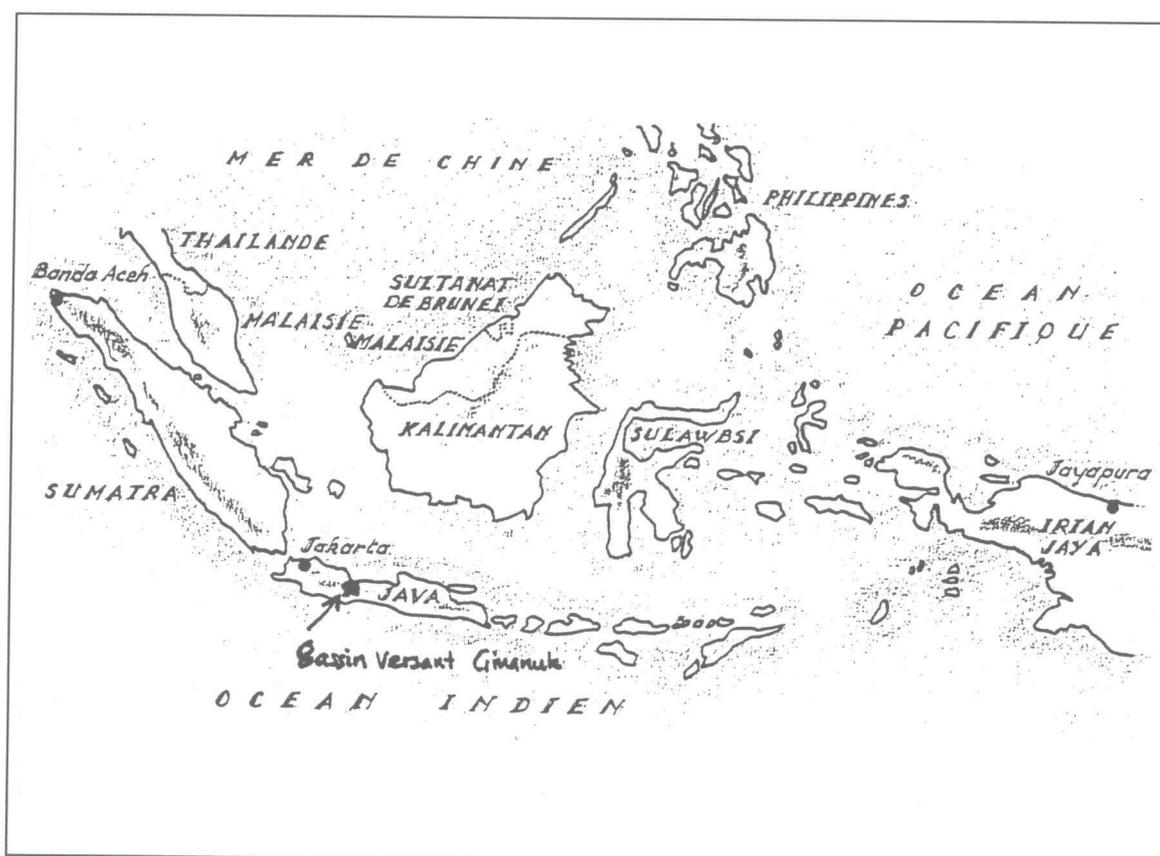


Figure 7.1. Archipel Indonésie.

Le bief de la rivière Cimanuk, que l'on va étudier (cf. figures 7.2 à 7.5), est situé dans la partie aval du bassin versant et comporte une confluence avec une rivière,



Figure 7.3a. Station Monjot (vue vers amont).



Figure 7.3b. Station Monjot (vue vers aval).



Figure 7.4. Station Kertasemaya (vue vers aval).



Figure 7.5. Station Jatiwangi (vue vers amont).

7. 2. 2. Rio Jacui.

Le tronçon unique étudié de la rivière Jacui est situé au Sud du Brésil, entre l'usine hydroélectrique de Itauba et le site du futur barrage Dona Francisca (Volta Grande III), comme on peut le voir à la figure 7.7.

Ce tronçon présente une longueur de 35.6 km avec une pente moyenne de 0.00084 m/m (Zamanillo et Tuecci, 1987), (I. P. H., 1983).

Il peut être divisé en quatre biefs ainsi que nous le montre le tableau 7.1.

Tableau 7.1. Disposition de sous-biefs de Rio Jacui

Bief	Longueur (Km)	Largeur (m)	Pente (m/m)	Ks (m ^{1/3} /s)
1	3.00	50.00	0.00169	35.00
2	12.60	60.00	0.00067	35.00
3	3.60	70.00	0.00194	35.00
4	10.40	80.00	0.00056	35.00

Les données de crues observées sur la rivière Jacui, dont nous disposons, concernent des ondes de crues dues aux manoeuvres des vannes du barrage d'Itauba. Ce sont des crues assez rapides, avec des temps de montée réduits (cf. figures 7.8. à 7.11 et les tableaux F7.2 à F7.5 présenté dans l'Annexe F).

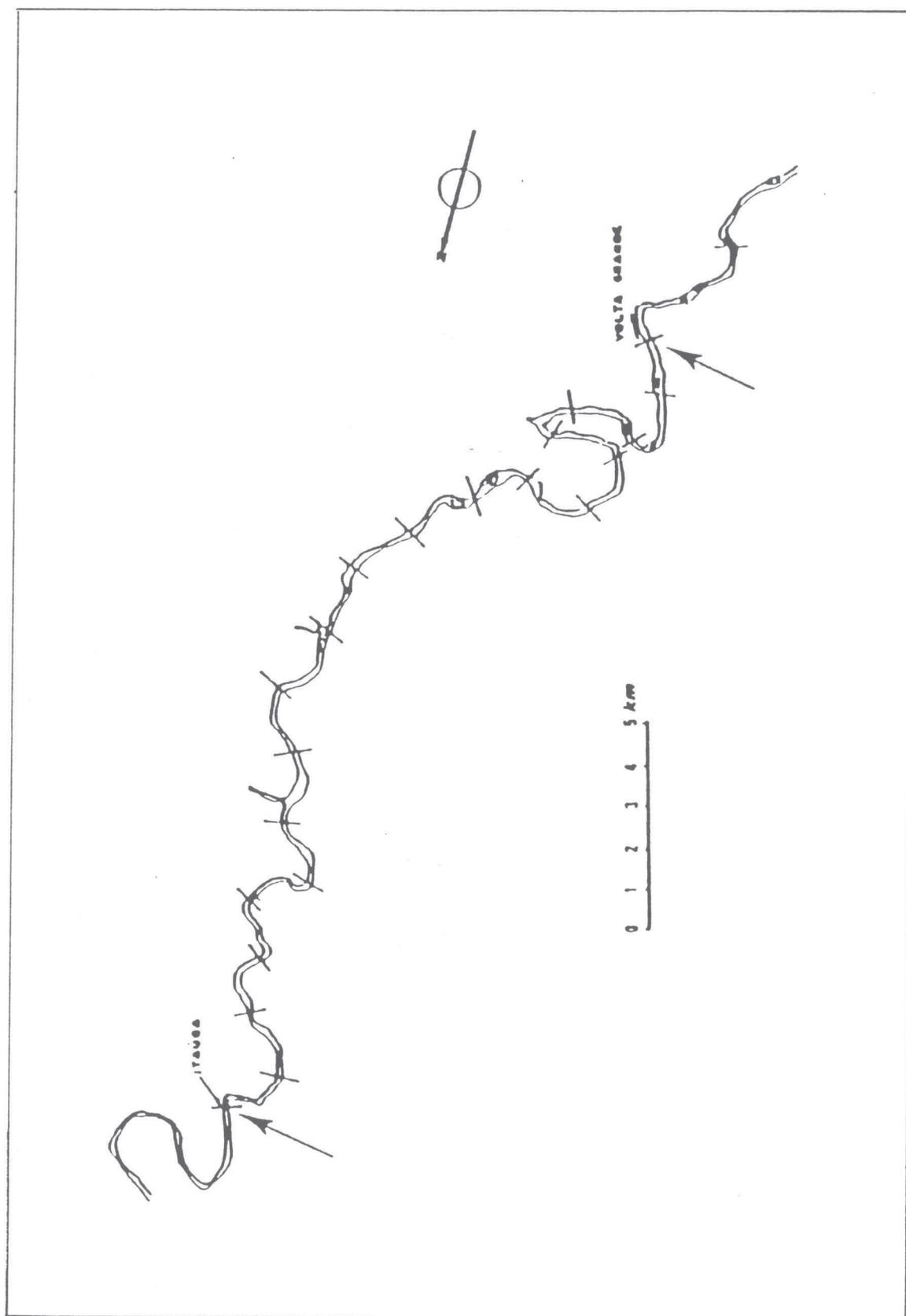


Figure 7.7. La rivière Jacuí.

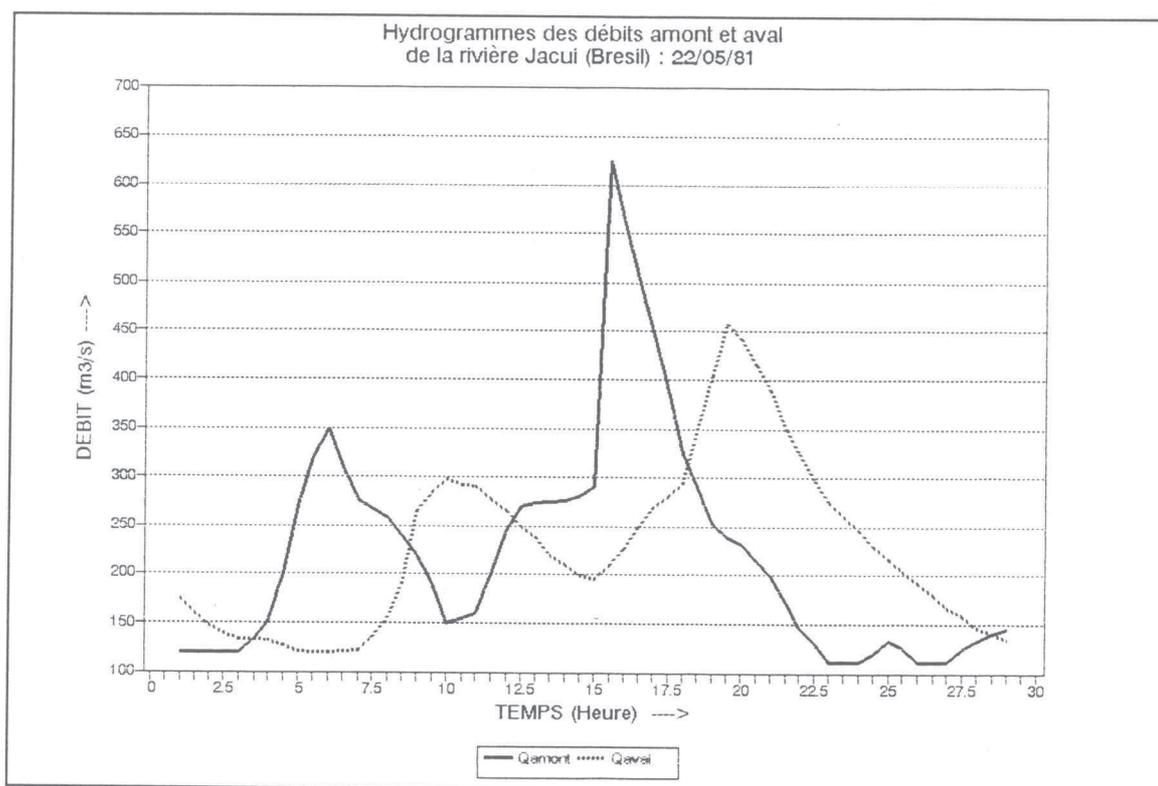


Figure 7.8. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990).

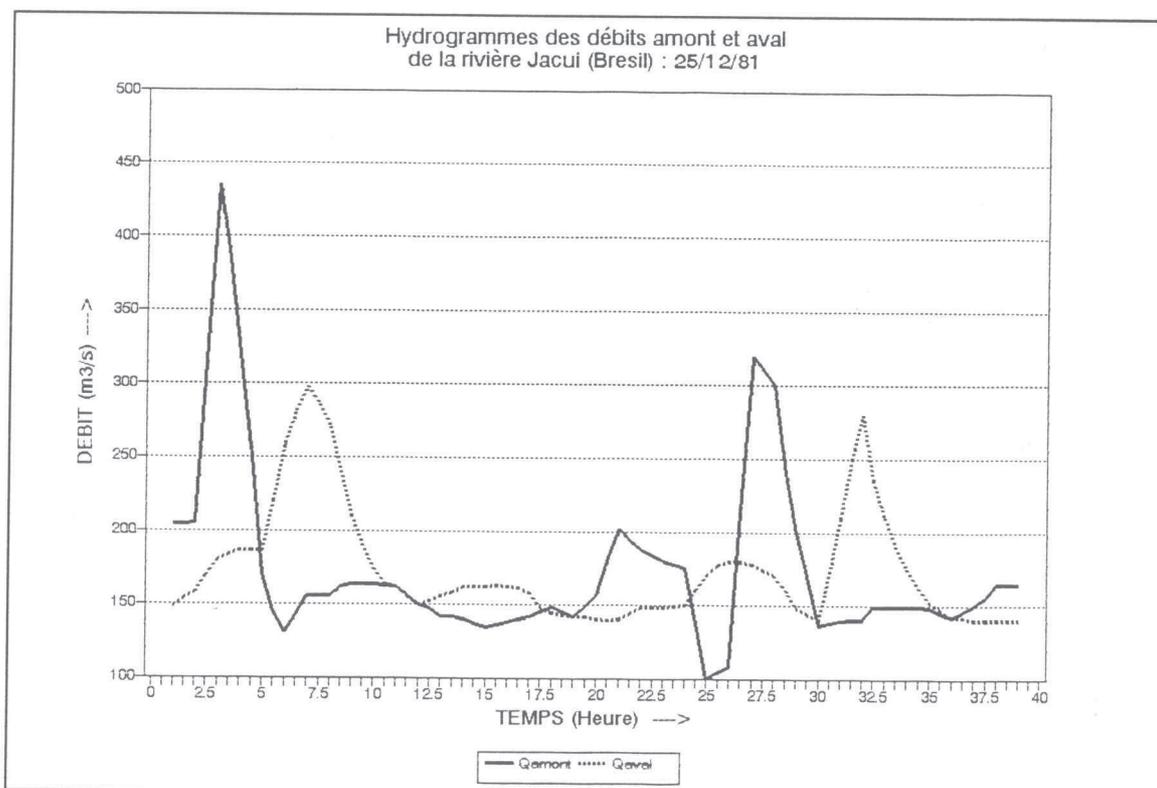


Figure 7.9. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990).

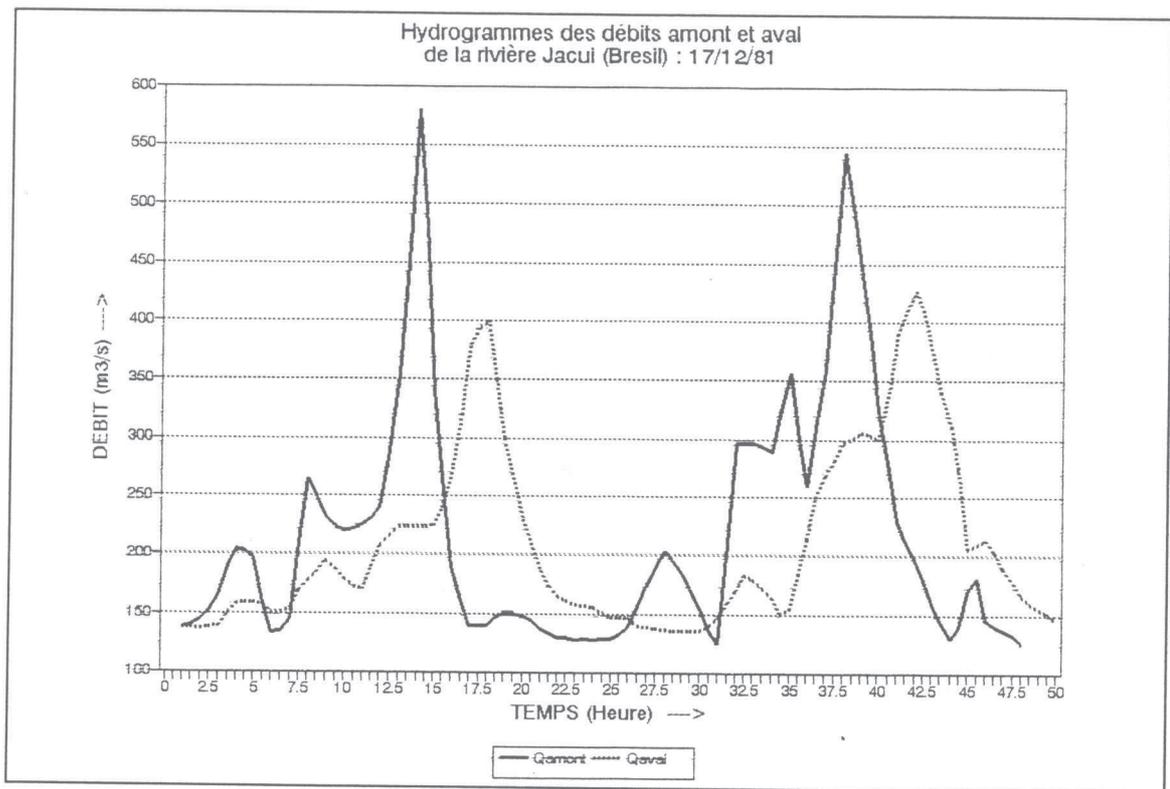


Figure 7.10. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990).

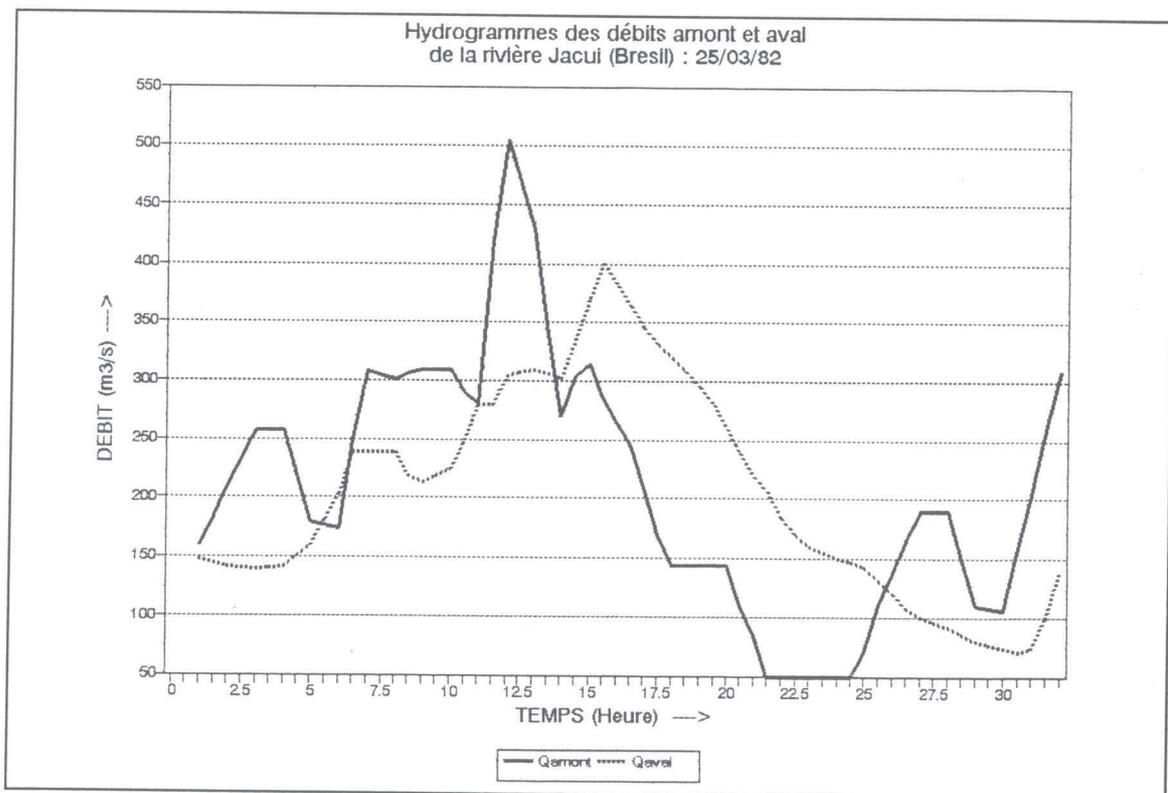


Figure 7.11. Crue de la rivière Jacui entre Itauba et Volta Grande (d'après Baptista, 1990).

7. 2. 3. La rivière Ayalon.

La rivière Ayalon est une rivière torrentielle qui se trouve dans la ville côtière de Tel Aviv (en Israël). La superficie de son bassin versant est de 815 km² (voir figure 7.12).

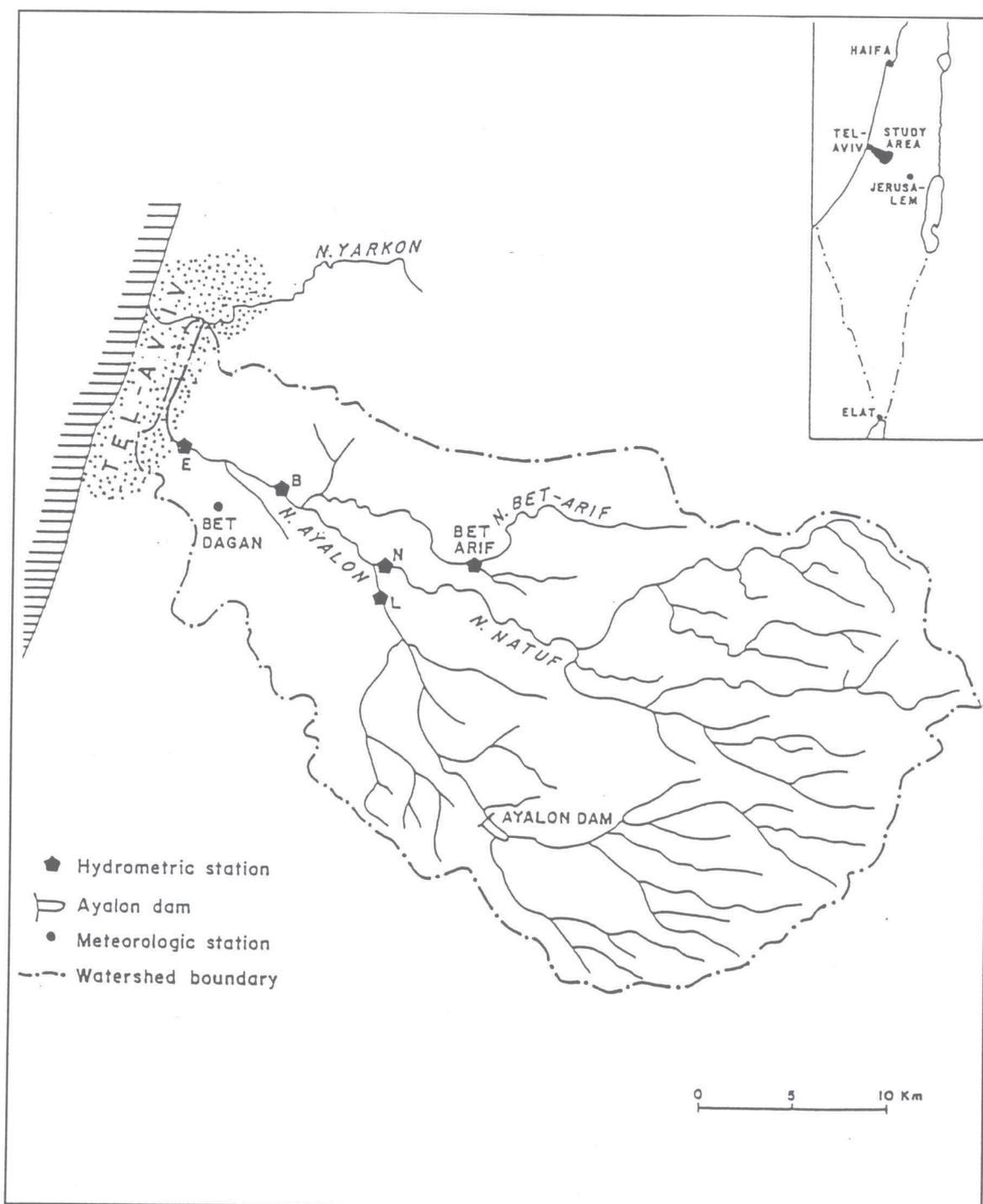


Figure 7.12. Bassin versant de la rivière Ayalon.

La direction principale de l'écoulement est vers le Nord Ouest. Le bief étudié est situé entre la station B (en amont) et la station E (en aval). Sa pente moyenne entre les stations B et E est égale à 0.00161. La largeur moyenne de la rivière à la station B est de 4 m. La largeur moyenne pour la station E est de 5.5 m. Le coefficient de Manning-Strickler (K_s) est de $33.3 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. La longueur du bief est de 5900 m.

Les données des crues disponibles correspondent à la période du 14 Novembre 1994 au 12 Février 1995. Et le pas de temps utilisé pour ces données est variable (cf. la figure 7.13 et les tableaux F7.6. et F7.7. dans l'Annexe F).

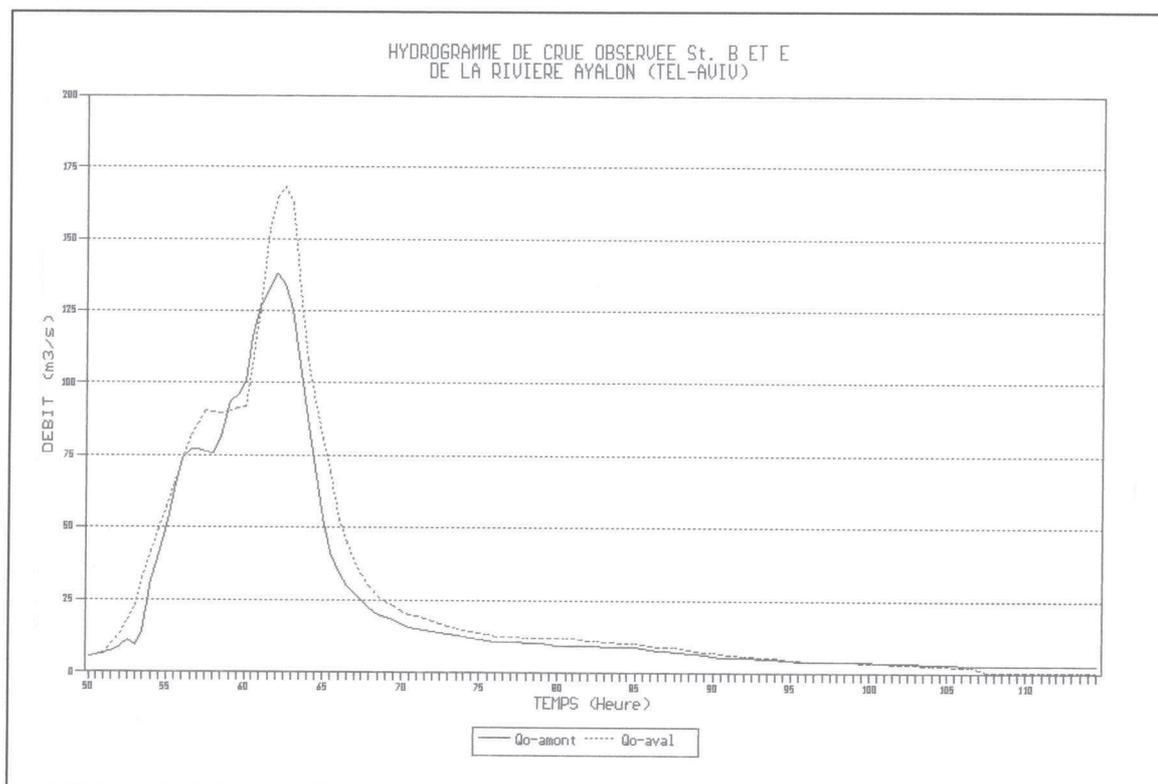


Figure 7.13. Crue observée de la rivière Ayalon pour les stations B et E.

Les trois rivières, que nous venons de présenter, ont été choisies pour notre étude parce qu'elles sont assez différentes et qu'elles présentent des biefs où l'on peut espérer observer une propagation de crue presque pure.

D'autre part, il était intéressant d'appliquer notre modèle par rapport à des données de crues réalisées dans des conditions différentes, c'est-à-dire une crue type de lâcher de barrage (rivière Jacui) et des crues naturelles (rivières Cimanuk et Ayalon).

7. 3. Les conditions de la procédure de validation de notre méthode.

Les paramètres pouvant être reliés quasi parfaitement aux données physiques, il n'y a pas lieu d'effectuer un calage. On peut aussi adopter comme nouveaux paramètres des coefficients correctifs des données physiques. C'est ce que l'on a fait ici. Pour effectuer l'application de la méthode proposée sur des données de cours d'eau réels et donc la validation, nous avons modifié le modèle 'délai-stockage' en tenant compte de nouveaux paramètres : une correction au coefficient de la rugosité (K_s) et un paramètre introduisant des pertes ou des apports dans le biefs étudié, en tant que fraction du débit amont.

7. 3. 1. Le coefficient de rugosité.

Le calage d'un coefficient correcteur est justifié par le fait que le coefficient de frottement de Manning-Strickler (K_s) varie en fonction de la hauteur d'eau et qu'il est lui-même d'une détermination très empirique.

7. 3. 2. Les apports latéraux et pertes.

Les apports latéraux et les pertes dans un bief où a lieu la propagation de crue sont toujours mal connus et peuvent aussi donner lieu à un calage. Nous avons introduit un coefficient K_Q qui rapporte ces apports au débit amont.

7. 3. 3. L'introduction d'une période de mise en route.

Nous avons donc eu besoin dans l'application de notre modèle d'un état initial qui se compare essentiellement du niveau initial du réservoir. Pour éviter les conséquences néfastes d'une initialisation inadéquate, nous avons introduit une durée de mise en route d'environ 100 fois le pas de temps des données. Pour ne pas perdre de données, nous avons prolongé les hydrogrammes vers les temps négatifs avec un débit identique au débit initial.

7. 3. 4. Le choix des pas de temps.

Les données peuvent être à pas de temps fixe ou à pas de temps variable. Si ce pas de temps est fixe, il est conservé par le modèle. Si le pas de temps des données est variables, nous proposons un choix de pas du temps de calcul parmi les trois possibilités suivantes :

- 1/4 heure;
- 1/2 heure;
- 1 heure.

7. 4. Résultats de la validation.

7. 4. 1. Application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Cimanuk.

Ainsi que nous l'avons signalé au paragraphe 7.2.1., nous avons choisi pour notre étude les données d'entrée, comme condition en amont, de la période du 18 Mars 1991 au 24 Mars 1991 sur un ensemble de données de crues observées entre 1991 et 1993. Le choix de ces dates s'explique par le fait que, lors de nos expériences, il est apparu que seule cette période présentait une propagation naturelle avec une atténuation du débit en aval. Tandis que les autres données disponibles montrent que les débits en aval sont un peu plus élevés que les débits en amont. C'est-à-dire qu'il y a des apports très importants dans les biefs étudiés pour ces périodes.

La figure 7.14 nous montre que les courbes du débit calculé et du débit observé, à la station en aval, ont une évolution semblable avec un critère d'efficacité de 97.5 %. Cela signifie donc que le modèle peut servir pour la description de la propagation des crues sur la rivière Cimanuk.

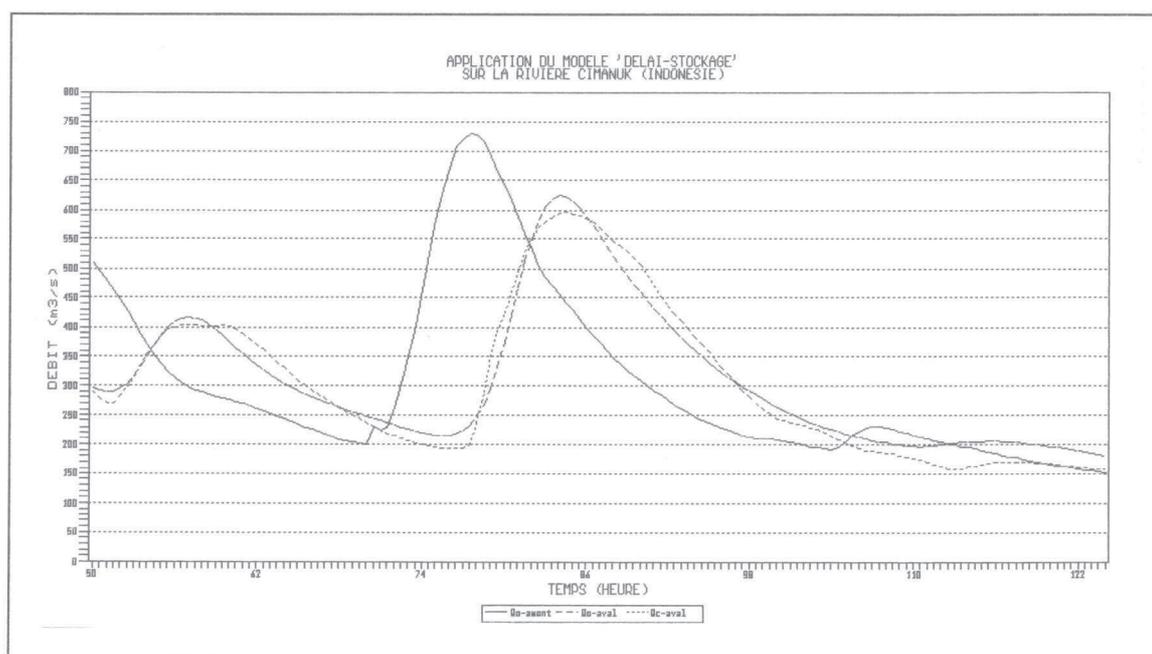


Figure 7.14. Crues observée et calculée sur la rivière Cimanuk.

7. 4. 2. Application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Jacui.

Notre étude s'est basée sur les données de quatre lâchers de crues effectués successivement : le 22 Mai 1981; le 17 Décembre 1981; le 25 Décembre 1981 et le 25 Mars 1982.

En observant les hydrogrammes calculés (représentés par les figures 7.15 à 7.18), on constate que les résultats obtenus par notre modèle sont assez satisfaisants.

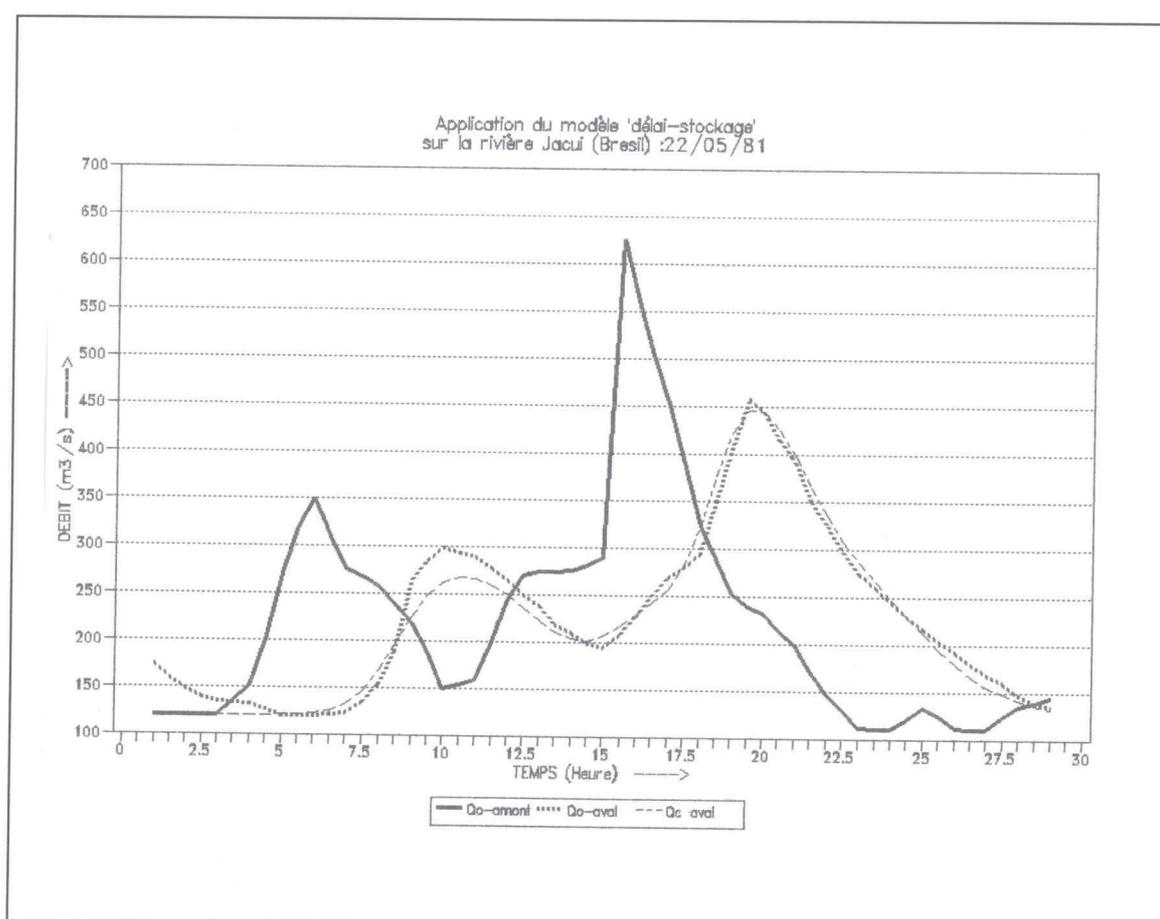


Figure 7.15. Crues observé et calculé sur la rivière Jacui le 22 Mai 1981.

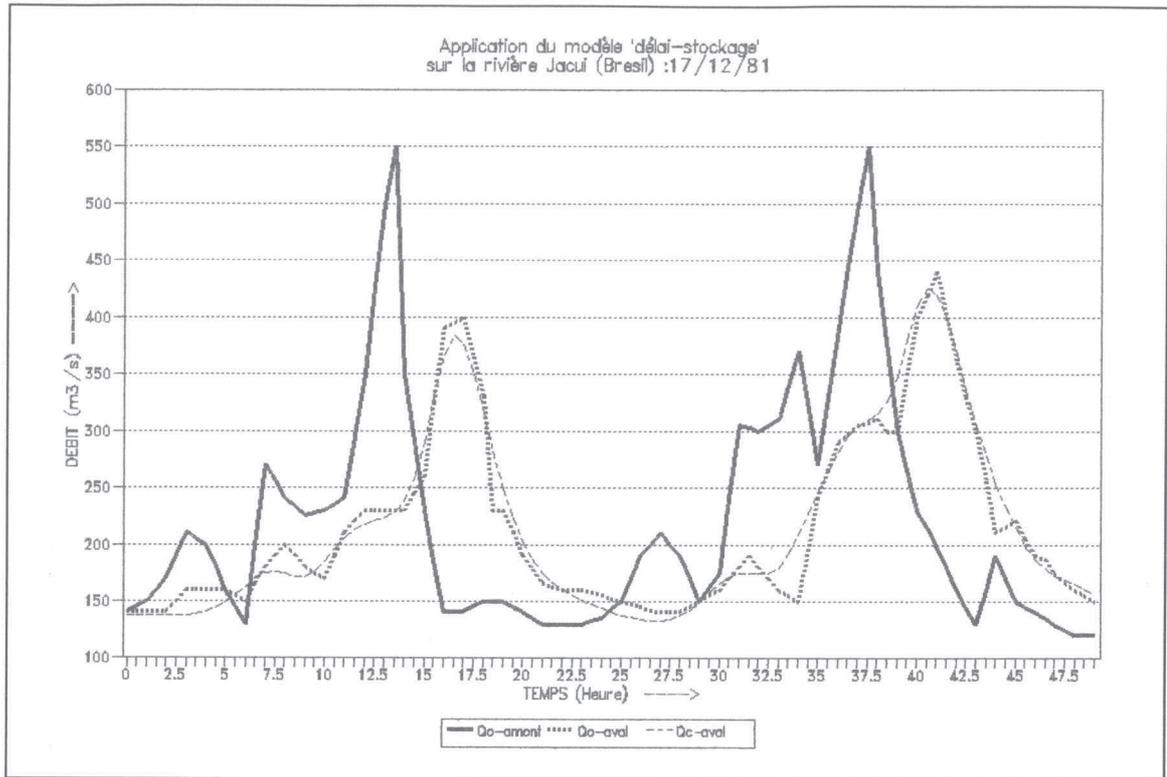


Figure 7.16. Crues observé et calculé sur la rivière Jacui le 17 Décembre 1981.

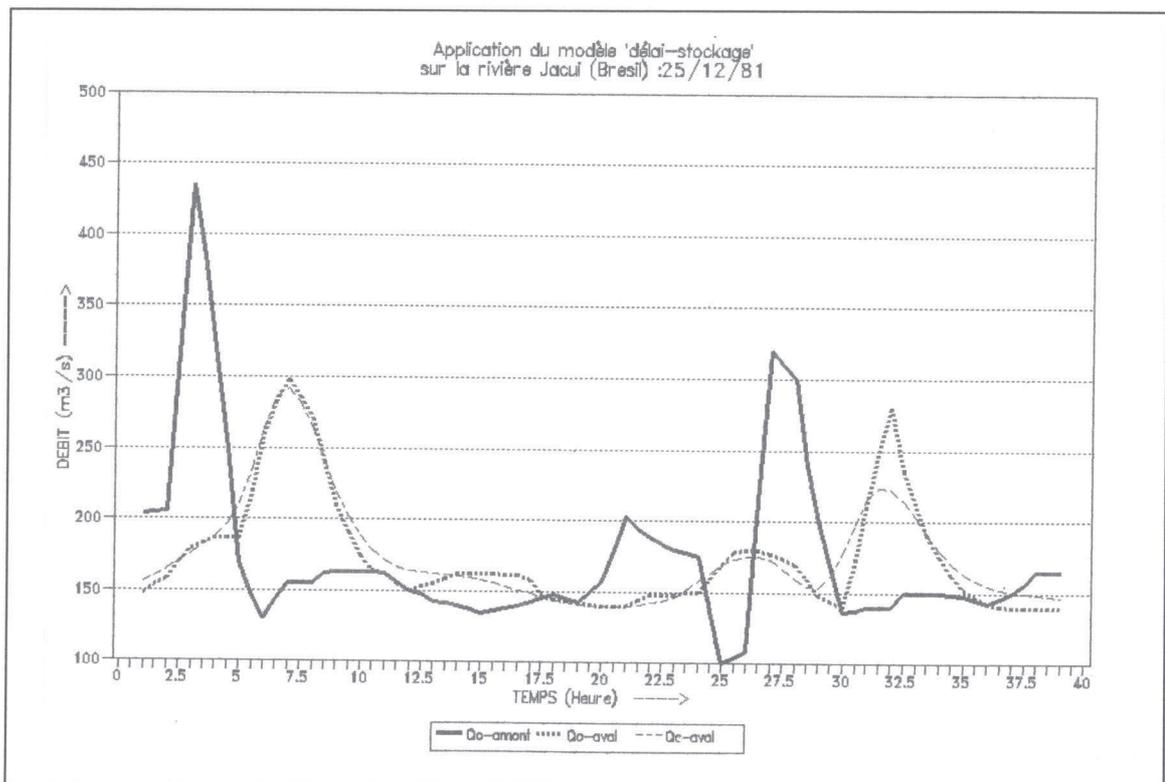


Figure 7.17. Crues observé et calculé sur la rivière Jacui le 25 Décembre 1981.

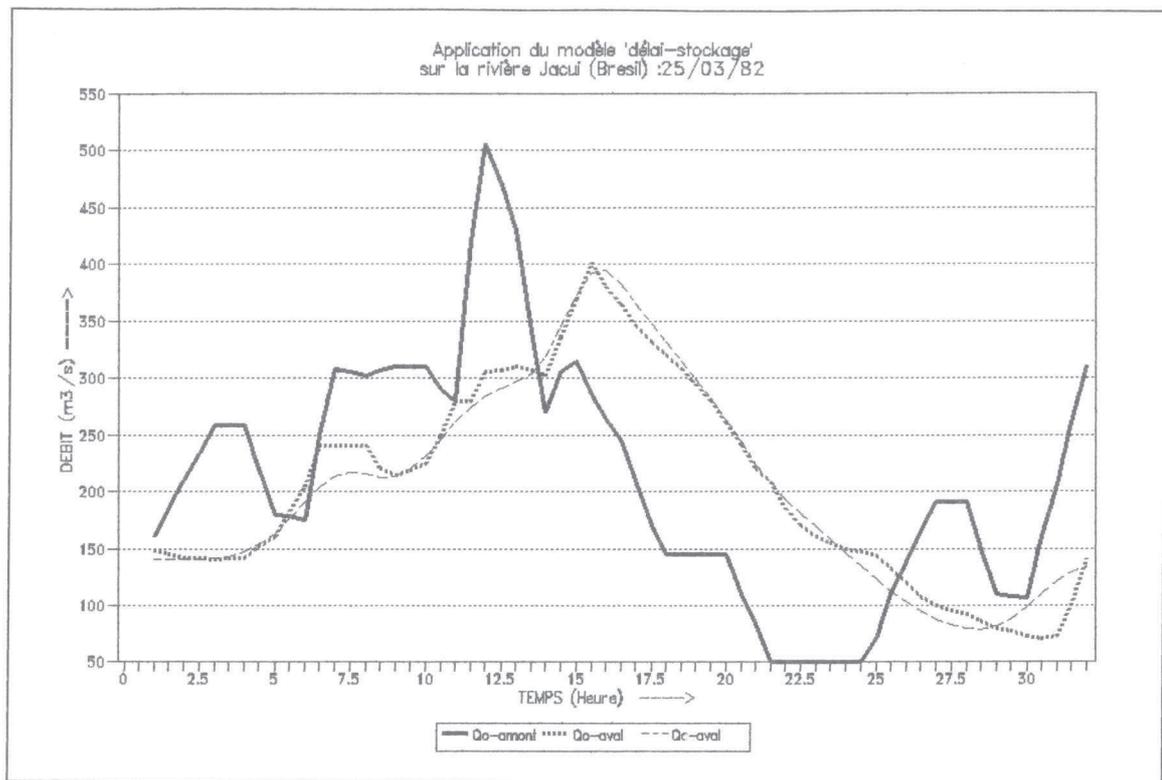


Figure 7.18. Crues observé et calculé sur la rivière Jacui le 25 Mars 1982.

On peut donc déjà dire que le modèle est applicable pour les données réelles de la rivière Jacui.

Si l'on compare les résultats pour les quatre crues, on remarque des écarts, certes peu importants, au niveau du critère d'efficacité. En effet, par rapport aux données du 22 Mai 1981, les résultats de propagation du débit lâché sont assez proches de ceux du débit observé avec un critère d'efficacité de 99.0 %.

Pour les données des 17 et 25 Décembre 1981, nous obtenons toujours de bons résultats avec un critère d'efficacité de 97.9 % et de 97.3 % respectivement. Enfin pour les données de crues du 25 Mars 1982, le critère d'efficacité est de 97.8 %.

On peut conclure que le modèle réagit un peu moins bien quand la crue est rapide (cf. figure 7.16 et 7.18).

7. 4. 3. Application du modèle 'délai-stockage' sur la rivière Ayalon.

Les résultats d'application sur les données de la rivière Ayalon nous ont montré que le modèle ne peut pas produire les débits calculés en aval proches de ceux observés parce qu'il y a trop d'apports latéraux (cf. figure 7.19).

Le nouveau paramètre introduit, K_Q , est de 1.15. Ce qui prouve qu'il y eu des apports importants.

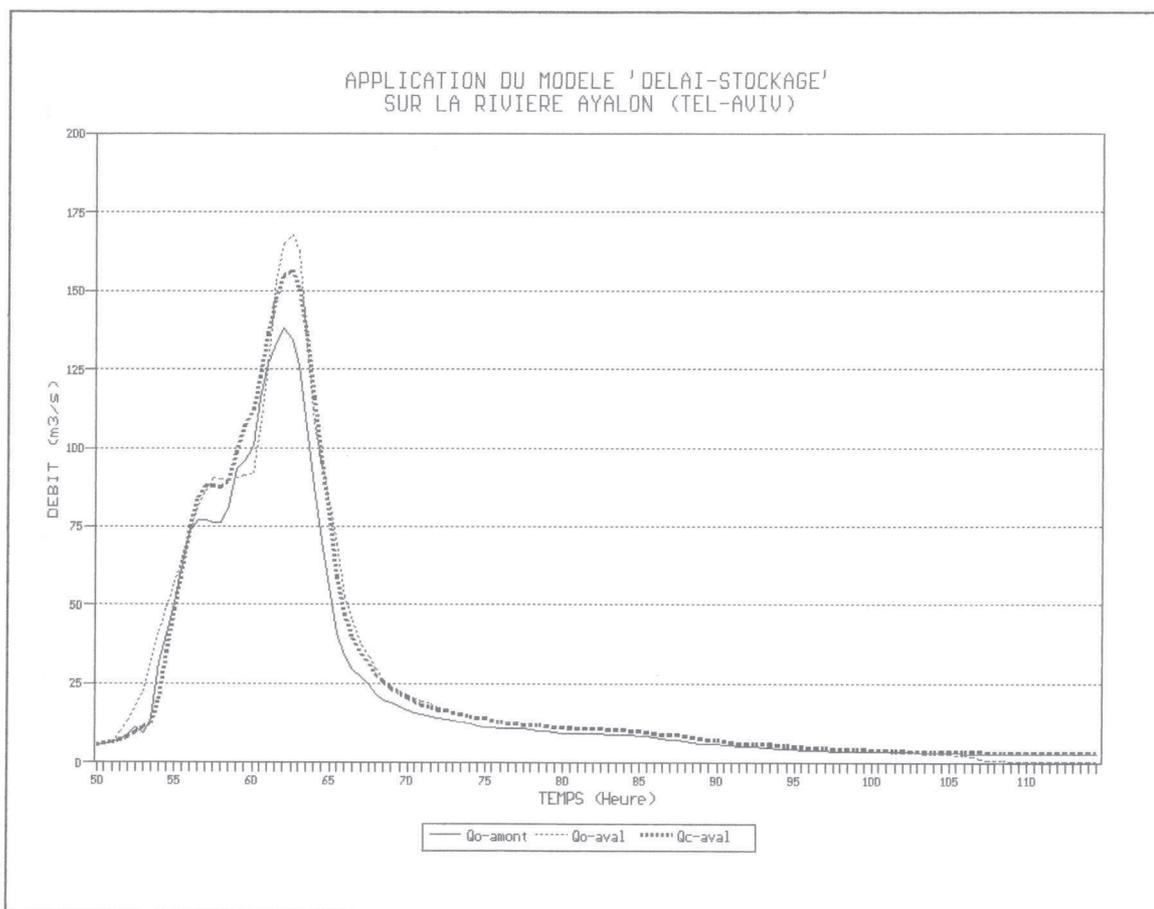


Figure 7.19. Crues observé et calculé sur la rivière Ayalon.

7. 5. Conclusion.

Le but que nous nous étions fixé, à savoir valider la méthode 'délai-stockage' à partir de données de crues réelles, a ainsi été obtenu.

Les différentes adaptations pour l'application de la méthode sur des données concrètes ont été réalisées. En effet, nous avons réussi à caler d'une part le coefficient de Manning-Strickler (K_s), d'autre part le coefficient des apports ou des pertes (K_Q); nous avons défini une situation initiale précise à partir de laquelle les calculs sont effectués.

Quant aux résultats obtenus, ils sont dans l'ensemble assez satisfaisants puisque sur les trois biefs, à partir desquels l'application de notre méthode s'est effectuée, on obtient de bons résultats pour deux d'entre eux (pour les rivières Cimanuk et Jacui).

Si certes, les résultats pour la rivière Ayalon n'ont pas été probants, néanmoins le modèle a pu démontrer la présence d'apports latéraux très importants dans le bief étudié. Ce fait n'est pas sans importance et on peut aménager la méthode développée pour pouvoir mieux prendre en compte les apports ou les pertes dans le bief s'il y a des données observées. C'est une perspective de recherche que l'on pourrait envisager.

appelée Jatiwangi, contrôlant un bassin d'une superficie de 103 km². Les données des caractéristiques de ce bief sont comme suit :

- la pente moyenne du bief (I) est égale à 0.0008;
- le coefficient de Manning-Strickler (Ks) est de 28.6 m^{1/3}s⁻¹;
- la largeur moyenne de la rivière sur la station Kertasemaya est de 75 m;
- la largeur moyenne de la rivière sur la station Monjot est de 80 m;
- la largeur moyenne de la rivière sur la station Jatiwangi est de 24 m;
- enfin la longueur du bief entre la station Monjot et la station Kertasemaya est de 41.2 km

Les données des crues de ces trois stations, dont nous disposons, correspondent à la période de 1991 à 1993. Pour notre étude, nous avons uniquement sélectionné la période du 18 Mars 1991 au 24 Mars 1991 (cf. figure 7.6 et le tableau F7.1 présenté dans l'Annexe F).

Nous expliquerons dans notre dernier chapitre les raisons de ce choix. Le pas de temps de ces données est exprimé en 1/2 heure.

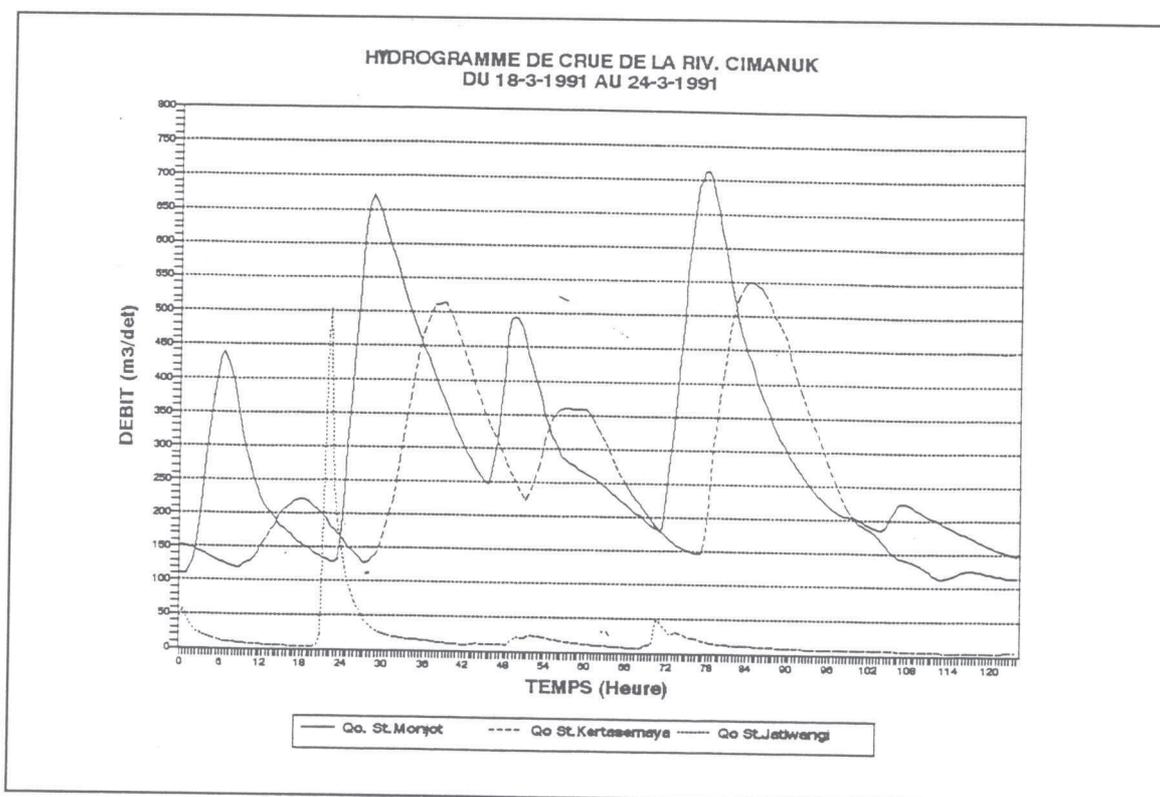


Figure 7. 6. Les hydrogrammes du débit observé de la rivière Cimanuk.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La propagation des crues est un sujet qui a été beaucoup étudié comme l'a rappelé l'historique des différents travaux. Alors, pourquoi de nouvelles recherches ?.

Nous pouvons constater tout d'abord que la théorie de base de la propagation des crues, le modèle hydraulique de Saint-Venant, a besoin de nombreuses données (les profils en travers pour chaque section de calcul posent des problèmes économiques d'acquisition). De plus, ce modèle n'a pas de solution analytique connue et occasionne des problèmes numériques (si le temps de montée est trop petit, ou si l'on s'écarte trop de la condition de Courant-Friedrichs-Lewy).

En ce qui concerne le modèle Muskingum, celui-ci a des problèmes de débit négatif. Quant aux autres modèles hydrologiques, comme celui du modèle Hayami et les modèles statistiques (par exemple: le modèle ARX), leurs paramètres ne sont pas expliqués en fonction des caractéristiques physiques de la rivière, et leur expression mathématique ne permet pas de bien s'approcher du modèle de Saint-Venant. Nous avons donc besoin d'un modèle global, robuste, qui demande peu de données et peu de temps de calcul, et qui ait des paramètres explicables en fonction des seules caractéristiques des canaux.

Ainsi les objectifs principaux de notre recherche sont :

- trouver une méthode hydrologique simple de propagation des crues qui peut imiter la propagation telle qu'elle est réalisée par le modèle complet de Saint-Venant;
- essayer de trouver l'explication des paramètres du modèle et;
- développer la méthode pour l'appliquer sur des cas réels.

Notre travail s'est fondé sur le modèle complet de Saint-Venant (considéré comme le modèle le plus exact d'un point de vue physique) au détriment de données réellement observées car leur nombre et leur qualité font généralement défaut. Il nous faut donc d'utiliser des données de crues synthétiques comme débits d'entrée en amont dans des canaux de propagation et de propager ces débits avec le modèle complet de Saint-Venant pour avoir les débits en sortie aval du bief qui serviront, en quelque sorte, de débits observés.

La première étape de nos recherches a été de construire un modèle générique global, avec seulement deux paramètres, qui peut être caractérisé par les indices γ et β de ses deux opérateurs hydrogramme unitaire instantané et réservoir. Ce modèle générique peut se présenter soit avec l'opérateur de l'HUI en premier et l'opérateur du réservoir en second ce qui donne le modèle $M[\gamma, \beta]$ ou soit l'inverse ce qui donne le modèle $M[\beta, \gamma]$.

Il est apparu que le modèle $M[\gamma, \beta]$ avec l'opérateur de l'hydrogramme unitaire instantané en premier et l'opérateur du réservoir en second, est le modèle générique de couple (γ, β) qui présente un très léger avantage sur le modèle obtenu avec l'ordre inverse.

Nous avons réalisé une étude comparative de 25 modèles différents avec la structure (γ, β) , sur 100 couples différents (biefs de canal, crues). De cette étude, nous avons obtenu deux modèles qui paraissent satisfaisants que l'on désignera par $M[\infty, 2]$ et $M[\infty, 1]$.

Toutefois, $M[\infty, 2]$, c'est-à-dire, le modèle avec un hydrogramme unitaire se réduisant à un décalage simple et un réservoir quadratique, est considéré comme le meilleur modèle. Nous avons réussi à trouver une explication plus ou moins 'physique' de ce modèle. Mais l'explication des paramètres du modèle $M[\infty, 2]$, dépend des caractéristiques des canaux (L, K_s, I) et des crues (Q_0, t_m). Cela

suppose que le modèle $M[\infty,2]$ n'est pas utilisable pour la prévision des crues puisque l'explication des paramètres dépend de données que l'on ne connaît qu'une fois la crue terminée.

La question qui s'est alors posée est: avec la variation des paramètres du modèle linéaire ($M[\infty,1]$), ne pouvons-nous pas améliorer la réponse de ce modèle ? L'objectif poursuivi a donc été de développer le modèle linéaire en autorisant une variation des paramètres en fonction du débit amont. On a vu qu'il ne fallait réaliser cette variation des paramètres que sur le seul paramètre S . On a ensuite trouvé que le modèle linéaire $M[\infty,1]$ peut conduire à une aggravation de la pointe de crue, même si cela ne se produit que d'une façon exceptionnelle. Nous avons donc décidé de rejeter cette solution. La suite de notre recherche a donc consisté à revenir au modèle $M[\infty,\beta]$ pour l'étudier plus en détail, la présence du paramètre β réalisant quelque chose d'assez proche de la variation du paramètre S , sans l'inconvénient précité.

Le coeur de notre travail de recherche a été le développement du modèle 'délai-stockage', combinant la translation simple ('délai') et le routage par différents types de réservoir ('stockage'). Nous avons proposé trois types de modèle 'délai-stockage' selon la loi de vidange du réservoir. Ce sont le modèle linéaire, le modèle quadratique et le modèle biquadratique. Le calage de ces trois modèles a été effectué avec un hydrogramme complexe présentant 22 pointes de crues propagées dans 100 biefs de canaux différents. L'intérêt de l'utilisation d'un hydrogramme de crue complexe est d'obtenir une série de crues multiples, assez semblables à celles observées dans la nature.

La comparaison des résultats de ces calage nous a montré que le modèle quadratique était toujours le plus efficace selon des moindres carrés. Cependant, le modèle linéaire reste intéressant: d'abord par sa simplicité et ensuite par la possibilité d'introduire d'une façon très simple, l'interdépendance entre les deux

composantes de la méthode. L'explication des paramètres des modèles proposés n'avait jamais été faite réellement auparavant. Nous avons réussi à expliquer les deux paramètres de ces modèles en fonction des seules caractéristiques des canaux.

Toutefois, cette réussite n'a pas été facile. Des difficultés sont apparues tout d'abord du fait de la concurrence entre les deux composantes de chaque méthode car le réservoir introduisait en partie du retard sur la crue tout comme la composante de décalage elle-même. Ensuite, le rôle complexe de la pente du canal et son interaction avec la longueur du bief et le coefficient de frottement de Manning-Strickler ont été mis en évidence. Les difficultés engendrées pour la prévision de crues par la possibilité de disparition de la composante de retard ont été clairement énoncées. Ceci nous a permis d'avoir un nouveau regard sur le phénomène de propagation de crue dans un bief de rivière et sur la faisabilité de la prévision de crue.

Enfin, nous avons examiné l'applicabilité du modèle quadratique recommandé pour la propagation de crue sur quelques données réelles.

Bien que ces travaux de recherche aient conduit à améliorer nos connaissances sur le phénomène de la propagation sur les plans théorique et réel, le sujet reste encore à approfondir. Il demeure encore des interrogations sur la façon de traiter les apports latéraux (ou les pertes) et aussi sur la rugosité qui dépend du débit ou de la hauteur d'eau. Une solution provisoire a été proposée dans la version opérationnelle du modèle quadratique.

Nous pensons qu'un tel modèle peut rendre de nombreux services en hydrologie opérationnelle ou encore dans la modélisation pluie-débit distribuée.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **ABBOTT, M. B., (1963)**
The solution of wave propagation problems using an iterative operator
La Huille Blanche, No. 5, Août/Sept., pp: 513-524.
- [2] **ABBOTT, M. B., (1966)**
An Introduction to the method of characteristics
American Elsevier, New York.
- [3] **ABBOTT, M. B., and CUNGE, J. A., (1982)**
Engineering applications of computational hydraulics
Vol. 1, Pitman, London.
- [4] **ABBOTT, M. B., and IONESCU, F., (1967)**
On the Numerical Computation of Nearly Horizontal Flows - Sur le calcul numérique des écoulements quasi horizontaux
J. Hydraul. Res., Vol. 5, No. 2, pp: 97-117.
- [5] **ABBOTT, M. B., and VERWEY, A., (1970)**
Four-point method of characteristics
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY12), pp:2548-2564.
- [6] **ABIDA, H., and TOWNSEND, R. D., (1994)**
A model for routing unsteady flows in compound channels
J. Hydraul. Res., 32(1), pp:145-153.
- [7] **AKAN, A. O., and YEN, B. C., (1981)**
Diffusion-wave flood routing in channel networks
J. Hydraul. Div., ASCE, 107(HY6), pp:719-732.
- [8] **ALAM, M. M., and BHUIYAN, M. A., (1995)**
Collocation finite-element simulation of Dam-break flows
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 121(2), pp: 118-128.
- [9] **AMEIN, M., (1966)**
Stream Routing on Computer by Characteristics
Wat. Resour., Res., 2(1), pp: 123-130.
- [10] **AMEIN, M., (1968)**
An Implicit Method for Numerical Flood Routing
Wat. Resour. Res., 4(4), pp:719-726.
- [11] **AMEIN, M., and CHU, H-L., (1975)**
Implicit Numerical Modeling of Unsteady flows
J. Hydraul. Div., ASCE, 101(HY6), pp:717-731.
- [12] **AMEIN, M., and FANG, C. S., (1970)**
Implicit Flood Routing in Natural Channels
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY12), pp:2481-2500.
- [13] **ANDERSON, M. G., and BURT, T. P., (1985)**
Hydrology forecasting
John Wiley & Sons Ltd., New York, 604 p.
- [14] **ARON, G., and ADL, I., (1992)**
Effects of Strom Patterns on Runoff Hydrograph
Wat. Resour. Bull., 28(3), pp: 569-575.
- [15] **ASTIER, et BOCQUILLON, C., (1983)**
Modèle mathématique de propagation des crues en regime transitoire et en vallée inondable : Application à la vallée de l'Herault
ICID Bulletin, Vol. 32, No. 1, pp: 46-52.

- [16] **BACHELERAD, S., (1979)**
"Quelques aspects historiques des notions de modèle et de justification des modèles" In : P. Delattre et M. Thellier (Eds) Actes du Colloque *"Elaboration et justification des modèles : Applications en Biologie"*, Tome 1 Maloine Editeur, Paris, pp: 3-19.
- [17] **BACHET, (1934)**
Note sur la propagation et l'annonce des crues
 Ponts et Chaussées Annales [Paris], year 104, No. 34, pp: 409-465.
- [18] **BALLOFFET, A., (1969)**
One-dimensional analysis of floods and tides in open channels
 J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY4), pp:1429-1451.
- [19] **BALTZER, R. A., and LAI, C., (1968)**
Computer simulation of unsteady flows in waterways
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 109(7), pp: 959-990.
- [20] **BAPTISTA, M., (1990)**
Contribution à l'étude de la propagation de crues en hydrologie
 Thèse de doctorat Sciences et Techniques de l'Environnement de l'ENPC.
- [21] **BAPTISTA, M. et MICHEL, C., (1989)**
Une utilisation simple du modèle Hayami en hydrologie
 La Huille Blanche, No. 2, pp: 123-130.
- [22] **BAPTISTA, M. et MICHEL, C., (1990)**
Influence des caractéristiques hydrauliques des biefs sur la propagation des pointes de crue
 La Huille Blanche, No. 2, pp: 141-148.
- [23] **BARKOW, R. L., (1992)**
UNET One-Dimensional unsteady flow through a full network of open channels
 User manual, Hydrologic Engineering Center Rept. CPD-66, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
- [24] **BECK, M. B., (1983) (a)**
"A procedure for modeling" In : G. T. Orlob (Ed), *Mathematical modeling of water quality : stream, lakes and reservoirs*
 Wiley (IIASA), pp: 11-41.
- [25] **BECK, M. B., (1983) (b)**
"Sensitivity analysis, calibration and validation" In : G. T. Orlob (Ed), *Mathematical modeling of water quality : stream, lakes and reservoirs*
 Wiley (IIASA), pp: 425-467.
- [26] **BECKER, A., and KUNZEWICZ, Z. W., (1987)**
Nonlinear Flood Routing With Multilinear Models
 Wat. Resour. Res., 23(6), pp: 1043-1048.
- [27] **BENTURA, P. L. F., (1992)**
Méthode hydrologique de propagation de crue
 Memoire DEA Sciences et Techniques de l'Environnement, ENPC-ENGREF-UPVM.
- [28] **BENTURA, P. L. F., and MICHEL, C., (1996)**
Flood routing in a wide channel with a quadratic lag-and-rout method
 Hidrol, Sciences J., IAHS, (accepted for publication MS 1341), 27 p.
- [29] **BLACKIE, J. R., and EELES, C. W. O., (1985)**
Lumped Catchment Models. In: Hydrological Forecasting, Ed. M. G. Anderson & T. P. Burt, Wiley, New York, USA., pp: 311-345.

- [30] **BLANDFORD, G. E., and MEADOWS, M. E., (1990)**
Finite Element Simulation of Nonlinear Kinematic Surface Runoff
J. Hydrol., Vol. 119, pp: 335-356.
- [31] **BLANDFORD, G. E., and OMRSBEE, L. E., (1993)**
A Diffusion Wave Finite Element Model for Channel Networks
J. Hydrol., Vol. 142, pp: 99-120.
- [32] **BOCQUILLON, C., et MOUSSA, R., (1988)**
C.O.M.O.D. : Logiciel de choix de modèles d'ondes diffusantes et de leurs caractéristiques
La Huille Blanche, No. 5/6, pp: 433-437.
- [33] **BOOTH, A. D., (1949)**
An application of the method of steepest descents to the solution of systems of non-linear simultaneous equation
Quart. Journ. Mech. and Applied Math., Vol. 11, Part 4, pp: 460-468.
- [34] **BOYD, M. J., (1978)**
A Storage-routing Model relating drainage basin hydrology and geomorphology
Wat. Resour. Res., 14(5), pp: 921-928.
- [35] **BOYD, M. J., DAVID, H., PILGRIM, and CORDERY, I., (1979)**
A Storage routing model based on catchment geomorphology
J. Hydrol., Vol. 42, pp: 209-230.
- [36] **BRAKENSIEK, D. L., and COMER, G. H., (1965)**
A Re-examination of a flood routing method comparison
J. Hydrol., Vol. 3, pp: 225-230.
- [37] **BRATH, R., and ROSSO, R., (1993)**
Adaptive Calibration of a Conceptual Model for Flash Flood Forecasting
Wat. Resour. Res. USA , 29(8), pp: 2561-2572.
- [38] **BRAVO, R., DOW, D. A., and ROGERS, J. R., (1994)**
Parameter determination for the Muskingum-Cunge flood routing method
Wat. Resour. Bull., AWRA, 30(5), pp: 891-899.
- [39] **BRUTSAERT, W., (1971)**
De Saint-Venant Equations Experimentally Verified
J. Hydraul., Div., ASCE, 97(HY 9), pp: 1387-1401.
- [40] **CHALMERS, A. F., (1988)**
Qu'est-ce que la science ?
Editions de la Découverte, Paris, 238 p.
- [41] **CHANG, C., SINGER, E. D., and KOUSSIS, A. D., (1983)**
On the matematics of storage routing
J. Hydrol., Vol. 61, No. 4, pp: 357-370.
- [42] **CHANG, H. H., (1988)**
Fluvial Processes in river engineering
Wiley, New York.
- [43] **CHAUDHRY, Y. M., and CONTRACTOR, D. N., (1973)**
Application of The Implicite Method to Surges in Open Channels
Wat. Resour. Res., 9(6), pp: 1605-1612.
- [44] **CHEN, C-L., and ARBRUSTER, J. T., (1980)**
Dam break wave model : Formulation and verification
J. Hydraul. Div., ASCE, Vol. 106, No. HY5, May, pp: 747-767.
- [45] **CHITALE, S. V., (1970)**
River channel patterns
J. Hydraul. Div., ASCE, Vol. 96, No. HY1, January, pp: 201-221.

- [46] **CHIU, C-L., and BITTLER, R. P., (1969)**
Linear Time Varying Model of Rainfall-Runoff Relation
Wat. Resour. Res, 5(2), pp: 426-437.
- [47] **CHOW, V. T., (1951)**
A practical procedure of flood routing
Civil Engineering and Public Works Rev. [Great Britain], 46(542), pp: 586-588.
- [48] **CHOW, V. T., (1959)**
Open-Channel Hydraulics
McGraw-Hill Book Co., New York, N. Y., 530 p.
- [49] **CHOW, V. T., (1964)**
Handbook of Applied Hydrology
McGraw-Hill Book Co., New York, N. Y.
- [50] **CHOW, V. T., and KULANDAISWAMY, V. C., (1971)**
General Hydrologic System Model
J. Hydraul. Div., ASCE, 97(HY6), pp: 791-803.
- [51] **CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., and MAYS, L. W., (1988)**
Applied hydrology
McGraw-Hill, New York.
- [52] **CLAPS, P., ROSSI, F., and VITALE, C., (1993)**
Conceptual-Stockastic Modelling of Seasonal Runoff Using Autoregressive Moving Avarage Models and Different Scales of Aggregation
Wat. Resour. Res., USA, 29(8), pp: 2545-2559.
- [53] **COLON, R., and McMAHON, G. F., (1987)**
BRASS Model : Application to Savannah River System Reservoirs
J. Wat. Resour. Plan. and Manag., ASCE, 113(2), pp: 177-190.
- [54] **COOLEY, R. L., and MOIN, S. A., (1976)**
Finite Element Solution of Saint-Venant Equations
J. Hydraul. Div, ASCE, 102(HY6), pp: 759-776.
- [55] **COURANT, R., FRIEDRICHS, K. O., and LEWY, H., (1928)**
Uber die Partiellin Differenzengleichungen der Mathematischen Physik
Math. Ann., 110, pp: 32-74.
- [56] **COUSTEAU, J-Y., (1989)**
Les grands fleuves
Editions Robert Laffont.
- [57] **CUNGE, J. A., (1969) (a)**
On the Subject of a flood Propagation Computation Method (Muskingum Method)
J. Hydraul. Res., Vol. 7, pp: 205-230.
- [58] **CUNGE, J. A., (1969) (b)**
Discussion of "Computer simulation of Unsteady flows in waterways", by R. A. Baltzer and C. Lai
J. Hyraul. Div., ASCE, 98(2), pp: 383-386.
- [59] **CUNGE, J. A., (1970)**
Calcul de propagation des ondes de rupture de barrage
La Huille Blanche, No. 1, pp: 25-33.
- [60] **CUNGE, J. A., (1976)**
Disscusion of M. Amein and H. Chiu, Implicite Numerical Modeling of Unsteady flows
J. Hyraul. Div., ASCE, 102(HY1), pp: 120-124.

- [61] **CUNGE, J. A., and WEGNER, M., (1964)**
Integration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint-Venant par un schéma implicite de différences finies
Application au cas d'un galerie tantôt en charge tantôt à surface libre
 La Huille Blanche, No. 1, pp: 33-39.
- [62] **CUNGE, J. A., HOLLY, F. M., Jr., and VERWEY, A., (1980)**
Practical Aspects of Computational River Hydraulics
 Pitman, London.
- [63] **DANISH HYDRAULIC INSTITUTE, (1988)**
MIKE II Short Description
 Horsholm, Denmark.
- [64] **DAUBERT, A., (1964)**
Quelques aspects de la propagation des crues
 La Huille Blanche, No. 3, pp: 341-346.
- [65] **DAVIDSON, D. D., and McCARTNEY, B. L., (1975)**
Water Waves Generated by Landslides in Reservoirs
 J. Hydraul. Eng., 101(HY12), pp: 1489-1501.
- [66] **De VRIEND, H. J., and GELDOF, H. J., (1983)**
Main flow velocity in short river bends
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 109(7), pp: 991-1011.
- [67] **De LONG, L. L., (1989)**
Mass Conservation : 1-D Open Channel Flow Equations
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 115(2), pp: 263-269.
- [68] **DE SAINT-VENANT, B., (1871)**
Théorie du mouvement non-permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leurs lit
 Acad. Sci. [Paris] Comptes rendus, Vol. 73, pp: 148-154, 237-240.
- [69] **DING, J. Y., (1974)**
 Variable Unit Hydrograph
 J. Hydrol., Vol. 22, pp: 53-69.
- [70] **DISKIN, M. H., (1967)**
On the solution of the Muskingum flood routing equation
 J. Hydrol. Amsterdam, Vol. 5, pp: 286-289.
- [71] **DISKIN, M. H., (1994)**
A rational routing element for watershed cell models
 J. Hydrol., Vol. 155, pp: 93-101.
- [72] **DISKIN, M. H., and DING, Y., (1994)**
Channel routing independent of length subdivision
 Wat. Resour. Res., 30(5), pp: 1529-1534.
- [73] **DOOGE, J. C. I., (1959)**
A General Theory of The Unit Hydrograph
 J. Geophys. Res., 64(2), pp: 241-256.
- [74] **DOOGE, J. C. I., (1973)**
Linear theory of hydrologic systems
 Tech. Bull. 1468, USDA Agriculture Research Service, Beltsville, Md.
- [75] **DOOGE, J. C. I., (1986)**
Looking for Hydrologic Laws
 Wat. Resour. Res., 22(9), pp: 46S-58S.
- [76] **DOOGE, J. C. I., and HARLEY, B. M., (1967)**
Linear routing in uniform channels
 Proc. Int. Hydrol. Symp., Fort Collins, Colorado, USA, Vol. 1, pp: 57-63.

- [77] **DOOGE, J. C. I., KUNDZEWICZ, Z. W., and NAPIŃRKOWSKI, J. J., (1983)**
On Backwater Effect in Linear Diffusion Flood Routing
Hydrol. Sciences J., IASH, 28(3), pp: 391-402.
- [78] **DOOGE, J. C. I., PERUMAL, M., and WANG, Q. J., (1993)**
Step-function response of Muskingum reach
J. Irrig. and Drain. Engrg., ASCE, 119(2), pp: 410-415.
- [79] **DOOGE, J. C. I., STRUPCZEWSKI, W. G., and NAPIŃRKOWSKI, J. J., (1982)**
Hydrodynamic Derivation of Storage Parameters of The Muskingum Model
J. Hydrol., Vol. 54, pp:371-387.
- [80] **DRONKERS, J. J., (1969)**
Tidal computations for river, coastal, areas, and seas
J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY1), January, pp: 29-77.
- [81] **DUAN, Q., SOROOSHIAN, and GUPTA, V. K., (1992)**
Effective and efficient global optimisation for conceptual rainfall-runoff model
Wat. Resour. Res., 28(4), pp: 1015-1031.
- [82] **EAGLESON, P. S., (1970)**
Dynamic Hydrology
McGraw-Hill, New York, NY, 462 p.
- [83] **ELI, R. N., WIGGERT, J. M., and CONTRACTOR, D. N., (1974)**
Reserve flow routing by the implicit method
Wat. Resour. Res., 10(3), pp: 597-600.
- [84] **ELLIS, J., (1970)**
Unsteady flow in channel of variable cross section
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY10), pp: 1927-1945.
- [85] **ERLICH, M., (1988)**
Propagation des crues avec le constrained linear system (CLS) : Application en temps réel dans le système informatique de prévision
La Houille Blanche, No. 5/6, pp: 445-449.
- [86] **FABRET, Cl., THORE, Ph., BAYER, B., et CASTEX, A., (1971)**
Modèles physiques schématiques pour l'étude de la formation des crues à partir des précipitations et de la propagation de l'onde de crue
La Houille Blanche, No. 3, pp: 203-207.
- [87] **FAHMY, H., and MOREL-SEYTOUX, H. J., (1992)**
A practical comparison of hydrologic versus hydraulic routing
Proc. 12th Annual AGU Hydrology Days, Hydrology Days Public., 57 Selby Lane, Atherton, CA 94027, pp: 384-401.
- [88] **FAHMY, H. E. S., and MOREL-SEYTOUX, H. J., (1994)**
Hybrid noninertie and statistical model versus hydrodynamic model routing
J. Hydraul. Eng., ASCE, Vol. 120, No. 6, pp: 706-721.
- [89] **FAULKNER, H., (1992)**
Simulation of summer storms of differing recurrence intervals in a semiarid environment using a kinematic routing scheme
Hydrological processes, Vol. 6, pp: 397-416.
- [90] **FENTON, J. D., (1992)**
Reservoir routing
Hydrol. Sciences J., IASH, 37(3), pp: 233-246.
- [91] **FERRICK, M. G., (1985)**
Analysis of River Wave Types
Wat. Resour. Res., 30(7), pp: 2183-2196.

- [92] **FLEMING, G., (1975)**
Computer Simulation Techniques in Hydrology
New York, Elsevier, Environmental Sciences Series: Biswas A. K., Editor, 334p.
- [93] **FLETCHER, A. G., and HAMILTON, W. S., (1967)**
Flood routing in an irregular channel
J. Engrg. Mechanics Div., ASCE, 93(EM3), Proc. paper 5282, pp: 45-62.
- [94] **FORTIN, J. P., (1971)**
Proposition et analyse de quelques critères adimensionnels d'optimisation
AISH (Actes du colloque de Varsovie) Pub. 101, Vol. 2, pp: 548-557.
- [95] **FRANCHINI, M., and LAMBERTI, P., (1994)**
A flood routing Muskingum type simulation and forecasting model based on level data alone
Wat. Resour. Res., 30(7), pp: 2183-2196.
- [96] **FRANCHINI, M., and PACCIANI, M., (1991)**
Comparative ananalysis of several conceptual rainfall-rainoff models
J. Hydrol., Vol. 122, pp: 161-219.
- [97] **FRANZ, D. D., (1991)**
Unsteady flow solutions
FEQ/FEQUTL, Linsley, Kraeger Associates, Ltd., Mountain View, California.
- [98] **FREAD, D. L., (1971)**
Discussion of "Implicit flood routing in natural channels," by M. Amein and C. S. Fang
J. Hydraul. Div., ASCE, 97(HY7), July, pp:1156-1159.
- [99] **FREAD, D. L., (1973) (a)**
Effects of time step size in impillicit dynamic routing
Wat. Res. Bull., AWRA, 9(2), pp:339-351.
- [100] **FREAD, D. L., (1973) (b)**
Technique for implicite dynalmic routing in river with tributaries
Wat. Resour. Res., 9(4), pp: 918-926.
- [101] **FREAD, D. L., (1977)**
The Development and testing of a Dam-Break flood forecasting model
Proc. Dam-Break Flood Modeling Workshop, U.S. Water Resources Council, Washington, D.C, pp:164-197.
- [102] **FREAD, D. L., (1978)**
NWS Operational dynamic wave model, "Verification of Mathematical and Physical Model"
Proceedings of 26th Annual Hydr. Div. Specialty Conf., ASCE, College Park, Md., pp:: 455-464.
- [103] **FREAD, D. L., (1985)**
"Channel routing," In : M. G. Anderson and T. P. Burt, eds., *Hydrological Forecasting*
Wiley, New York, Chap. 14, pp: 437-503.
- [104] **FREAD, D. L., (1988)**
The NWS DAMBRK Model : Theoretical Background / User Documentation
HRL-256, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Silver Spring Md.
- [105] **FREAD, D. L., (1989)**
"National Wheather Service Models to Forecast Dam-Breach Floods" in O. Starosolszky and O. M. Melder, eds., *Hydrological of Disarters*
Proc. of the World Meteorological Organization Technical Conference, November 1988, Geneva, Switzerland, pp: 192-211.

- [106] **FREAD, D. L., (1993)**
"Flow routing" In : D. R. Maidment (Ed), Handbook of hydrology
 McGraw-Hill, Inc., New York, Chap. 10, pp: 10.1-10.36.
- [107] **FREAD, D. L., and HARBAUGH, T. E., (1971)**
Open-Channel profiles by Newton's iteration technique
 J. Hydrol., Vol. 13, pp: 70-80.
- [108] **FREAD, D. L., and LEWIS, J. M., (1988)**
FLDWAV : A Generalized flood routing model
 Proc. National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, Colorado Springs,
 Colorado, pp: 668-673.
- [109] **FREAD, D. L., and SMITH, G. F., (1978)**
Calibration technique for 1-D unsteady flow models
 J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY7), pp:1027-1044.
- [110] **FRENCH, R. H., (1985)**
Open-Channel Hydraulics
 McGraw-Hill, New York, 739 p.
- [111] **GALLATI, M., and MAIONE, U., (1977)**
*"Perspective on mathematical models of flood routing," Mathematical models
 for surface water hydrology*
 Proceedings of the workshop at Pisa, pp: 169-179.
- [112] **GARBRECHT, J., BRUNNER, G., (1991)**
Hydrologic channel-flow routing for compound sections
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 117(5), pp: 629-642.
- [113] **GARRISON, J. M., GRANJU, J-P. P., and PRICE, J. T., (1969)**
Unsteady flow simulation in rivers and reservoirs
 J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY5), Proc. paper 6771, pp: 1559-1576.
- [114] **GENTIL, S., and BLAKE, G., (1981)**
Validation of complex ecosystems models
 Ecological Modelling, Vol. 14, pp: 21-38.
- [115] **GILCREST, B. R., (1950)**
"Flood Routing" In : H. ROUSE (Ed) : *Engineering Hydraulics*
 John Willey, N. Y., pp: 635-710.
- [116] **GILL, M. A., (1978)**
Flood routing by Muskingum method
 J. Hydrol., Vol. 36, pp: 353-363.
- [117] **GILL, M. A., (1979)**
Translatory characteristics of the Muskingum method of flood routing
 J. Hydrol., Vol. 40, pp: 17-29.
- [118] **GILL, M. A., (1980)**
Translatory characteristics of the Muskingum method in flood routing - reply
 J. Hydrol., Vol. 48, pp: 369-372.
- [119] **GILL, M. A., (1989)**
Reponse of Muskingum equation to step input
 J. Irrig. and Drain. Engrg., ASCE, 115(4), pp: 736-738.
- [120] **GILL, M. A., (1992)**
Numerical solution of Muskingum equation
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 118(5), pp: 804-809.
- [121] **GILL, M. A., (1994)**
*Discussion of "Step-function reponse of Muskingum reach" by J. C. I. Dooge
 M. Perumal and Q. J. Wang*
 J. Irrig. and Drain. Engrg., 120(3), pp: 695-697.

- [122] **GOODRICH, R. D., (1931)**
Rapid Calculation of Reservoir Discharge
Civil Eng., Vol. 1, pp: 417-418.
- [123] **GORING, D. G., (1984)**
Flood routing by a linear systems analysis technique
J. Hydrol., Vol. 69, pp: 59-76.
- [124] **GRAEFF, (1875)**
Mémoire sur le mouvement des eaux dans les réservoir à alimentation variable
Acad Sci. [Paris] Mém., Vol. 21, pp: 393-538.
- [125] **GRAF, W. H., et ALTINAKAR, M. S., (1996) (a)**
Hydraulique fluviale Tome 1: Ecoulement permanent uniforme et non uniforme
Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 272 p.
- [126] **GRAF, W. H., et ALTINAKAR, M. S., (1996) (b)**
Hydraulique fluviale Tome 2: Ecoulement non permanent et phénomènes de transport
Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 392 p.
- [127] **GRECO, F., and PANATONNI, L., (1975)**
An implicit method to solve Saint-Venant Equations
J. Hydrol. Amsterdam, Vol. 24, pp: 171-185.
- [128] **GUAN-TE, W., and SINGH, V. P., (1992)**
Muskingum method with variable parameters for flood routing in channels
J. Hydrol., Vol. 134, pp: 57-76.
- [129] **GUNARATMAN, D. J., and PERKINS, F. E., (1970)**
Numerical solution of unsteady flow in open channels
Rep. 127, Hydrodyn. Lab., Dep. of Civil Eng., Mass. Inst. of Technol., Cambridge, Mass.
- [130] **GUPTA, V. K., and SOROOSHIAN, S., (1985) (a)**
The Automatic Calibration of Conceptual Catchment Models Using Derivative-Based Optimisation Algorithms
Wat. Resour. Res., 21(4), pp: 473-485.
- [131] **GUPTA, V. K., and SOROOSHIAN, S., (1985) (b)**
The relationship between data and the precision of parameter estimates of hydrologic models
J. Hydrol., Amsterdam, Vol. 81, pp: 57-77.
- [132] **HAAN, C. T., JOHNSON, H. D., and BRAKENSIEK, D. L., (1982)**
Hydrologic Modeling of small watersheds
ASAE, Saint Joseph, USA, 533 p.
- [133] **HARDER, J. A., (1962)**
Analog models for flood control systems
J. Hydraul. Div., ASCE, 88(HY2), pp: 63-74.
- [134] **HARDER, J. A., and ARMACOST, L. V., (1966)**
Wave propagation in rivers
Hydraulic Engng. Lab., Raport 1, Series 8, University of California, Berkeley
- [135] **HARLEY, B. M., PERKINS, F. E., and EAGLESON, P. S., (1970)**
A Modular Distribution Model of Catchment Dynamics
Report 133, R. M. Parsons Lab. for Water Resources and Hydrodynamics, MIT, Cambridge, Mass.
- [136] **HARRIS, G. S., (1970)**
Real time routing of flood hydrographs in storm sewers
J. Hydraul. Div., ASCE, 107(HY6), pp: 839-860.

- [137] **HAYAMI, S., (1951)**
On the propagation of flood waves
Kyoto Univ. [Japan], Disaster Prevention Research Inst., Bull. 1, pp: 1-16.
- [138] **HEGGEN, R. J., (1984)**
Univariate least squares Muskingum flood routing
Wat. Resour. Bull., 21(1), pp: 103-107.
- [139] **HENDERSON, F. M., (1966)**
Open Channel Flow
MacMillan, New York, N. Y., 522 p.
- [140] **HIEMSTRA, L. A. V., and FRANCIS, D. M., (1981)**
Run hydrographs for prediction of flood hydrographs
J. Hydraul. Div., ASCE, 107(HY6), pp: 759-775.
- [141] **HJALMARSON, H. W., (1984)**
Flash flood in Tanque Verde Creek, Tucson, Arizona
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 110(12), pp: 1841-1852.
- [142] **HJELMFELT, A. T., (1985)**
Negative outflows from Muskingum flood routing
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 111(6), pp: 1010-1014.
- [143] **HOLLY, F. M., Jr., YANG, J. C., SCHWERZ, P., SCHAEFER, J., HSU, S. H., and EINHELLIG, R., (1990)**
CHARIMA - Numerical Simulation of Unsteady Water and Sediment in Multiple Connected Networks of Mobile - Bed Channels
University of Iowa, IHR 343, Iowa City, Iowa.
- [144] **HOOS, A. B., KOUSSIS, A. D., and BEALE, G. O., (1989)**
A Channel Dynamics Model for Real-Time Flood Forecasting
Wat. Resour. Res., USA, 25(4), April, pp: 691-705.
- [145] **HOTCHKISS, R. H., and McCALLUM, B. E., (1995)**
Peak discharge for small agricultural watersheds
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 121(1), pp: 36-48.
- [146] **HUBERT, P., (1984)**
Eaupuscule : une introduction à la gestion de l'eau
Ellipses (Ed. Marketing), Paris, 192 p.
- [147] **HUBER, W. C., HEANY, J. P., MEDING, M. A., PELTZ, W. A., SHEIKH, H., and SMITH, G. H., (1975)**
Storm Water Management Model User's Manual
Nah. Environ. Res. Ctr. Document EPA-670/2-75-017, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- [148] **HUDLOW, M. D., and CLARK, R. A., (1969)**
Hydrograph synthesis by digital computer
J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY3), pp: 839-860.
- [149] **HUG, M., (1975)**
Mécanique des fluides appliquée aux problèmes d'aménagement et d'énergétique
Eyrolles, Paris.
- [150] **HUSAIN, T., (1985)**
Kalman filter estimation model in flood forecasting
Advances in Wat. Res., 8(1), pp: 15-21.
- [151] **HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, (1981)**
HEC - 1 Flood Hydrograph package - User manual
U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

- [152] **IBBITT, R. P., and O'DONNELL, T., (1971)**
Fitting methods for conceptual catchment models
J. Hydraul. Div., ASCE, 97(HY9), pp: 1331-1342.
- [153] **I. P. H. - INSTITUTO DE PESQUISAS, (1971)**
Estudos hidrodinamicos de Rio Jacui
Rapport Technique IPH-UFRGS
- [154] **ISAACSON, E., STOCKER, J. J., and TROESCH, A., (1954/1956)**
Numerical solution of flood prediction and river regulation problems
Report II/III, no IMM-NYO-205/235, New York Institute of Mathematical Science, New York.
- [155] **JACQUET, J., (1960)**
Applications de la méthode de l'hydrogramme unitaire à quelques cours d'eau français
Mémoires & Travaux de la S. H. F., Numéro II-1960, pp: 187-201.
- [156] **JACQUET, J., (1984)**
Modélisation et stratégie de la mesure dans l'eau et dans l'air
La Huille Blanche, No. 1/2, pp: 67-78.
- [157] **JAIN, S. K., (1993)**
Calibration of conception models for rainfall-rainoff simulation
Hydrol. Sciences J., IAHS, 38(5), pp:431-441.
- [158] **JAMES, W., and ROBINSON, M. A., (1981)**
Standards for Computer - Based Design Studies
J. Hydraul. Div, ASCE, 100(HY7), pp: 919-930.
- [159] **JARRETT, R. D., (1984)**
Hydraulics of high-gradient streams
J. Hydraul. Div., ASCE, Vol. 110, No.11, November, pp: 1519-1539.
- [160] **JOLLY, J. P., and YEVJEVICH, V., (1974)**
Simulation Accuracies of Gradually Varied Flow
J. Hydraul. Div, ASCE, 100(HY7), pp:1011-1029.
- [161] **JOHNSON, B. H., (1974)**
Unsteady flow computations on the Ohio-cumber land -Tennessee-Mississippi river system
Tech. Report H-74-8, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [162] **JOHNSON, B. H., (1982)**
Development of a numerical modeling capability for the computation of unsteady flow on the Ohio river and its major tributaries
Tech. Report HL-82-20, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [163] **JONES, S. B., (1983)**
Discussion of "Accuracy criteria in diffusion routing"
J. Hydraul. Div., ASCE, 109(5), pp: 801-803.
- [164] **KACHAROO, R. K., and NATALE, L., (1992)**
Non-linear modelling of the rainfall-runoff transformation
J. Hydrol., Vol. 135, pp: 341-369.
- [165] **KACZMAREK, Z., (1971)**
Some problems of stochastic storage with correlated inflow
In: Mathematical Models in Hydrology, Vol. 1, IAHS Publ. No. 100, pp: 435-439.

- [166] **KAJISA, T., (1990)**
Discharge reponse in a water conveyance system
Irrig. Engrg. and Rural Planning, No. 19, pp: 7-17.
- [167] **KALININ, G. P., and MILYUKOV, P. I., (1957)**
On the computation of unsteady flow in open channels
Meteorogiya i Gidrologiya Zhuzurnal, Vol. 10, Leningrad, U. S. S. R.
- [168] **KALININ, G. P., and MILYUKOV, P. I., (1958)**
Approximate calculation of unsteady water flow
Trudy CIP, Vyp. 66, Leningrad (in Russian).
- [169] **KAMPHUIS, J. W., (1970)**
Mathematical tidal study of St. Lawrence river
J. Hydraul. Eng., Vol. 96, No. HY3, pp: 643-664.
- [170] **KARPLUS, W. J., (1983)**
The Spectrum of mathematical model
Perspectives in computing, Vol. 3, No. 2, pp: 4-13.
- [171] **KHAVICH, V., and BEN-ZVI, A., (1995)**
Flesh flood forecasting model for the Ayalon stream, Israel.
Hydraul. Sciences J., IASH, Vol. 40, No. 5, October, pp: 599-613.
- [172] **KEEFER, T. N., (1974)**
Desktop Computer Flow Routing
J. Hydraul. Div., ASCE, 100(HY7), pp: 1047-1058.
- [173] **KEEFER, T. N., (1976)**
Comparison of Linear Systems and Finite Difference Flow-Ruoting Techniques
Wat. Resour. Res., 12(5), pp: 997-1006.
- [174] **KEEFER, T. N., and McQUIVEY, R. S., (1974)**
Multiple Linearization Flow Routing Model
J. Hydraul. Div., ASCE, 100(Hy7), pp: 1031-1046.
- [175] **KELLERHALS, R., (1970)**
Runoff routing through steep natural channels
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY11), pp: 2201-2217.
- [176] **KEUING, D. H., (1976)**
Application of finite element method to open channel flow
J. Hydraul. Div., ASCE, 102(HY4), pp: 459-467.
- [177] **KLEITZ, Ch., (1877)**
Sur la théorie du mouvement non-permanent des liquides et sur son application à la propagtion des crues des rivières
Ponts et des Chaussées Annales [France], sem. 2, No. 48, pp: 133-196.
- [178] **KLEMEŠ, V., (1983)**
Conceptualization and scale in Hydrology
J. Hydrol., Vol. 65, pp: 1-23.
- [179] **KLEMEŠ, V., (1986)**
Operational testing of hydrological simulation models
Hydrol. Sciences J., IAHS, 31(1), pp: 13-24.
- [180] **KLEMEŠ, V., (1988)**
A Hydrological perspective
J. Hydrol., Vol. 100, pp: 3-28.
- [181] **KOCH, R. W., (1985)**
A Stochastic streamflow model based on physical principles
Wat. Resour. Res, Vol.21, No. 4, pp: 545-553.

- [182] **KOHLER, M. A., (1958)**
Mechanical Analogs Aid Graphical Flood Routing
J. Hydraul. Div., ASCE, 84(HY2), pp: 1585.1-1585.14.
- [183] **KOSTADINOV, S. C., and MITROVIC, S. S., (1994)**
Effect of forest cover on the stream flow from small watersheds
J. Soil and Wat. Cons., 49(4), pp: 382-386.
- [184] **KOUSSIS, A. D., (1978)**
Theoretical estimations of flood routing parameters
J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY1), Proc. paper 13456, pp: 109-115.
- [185] **KOUSSIS, A. D., (1980)**
Comparison of Muskingum method difference schemes
J. Hydraul. Div., ASCE, Technical notes, May, 1980, pp: 925-929.
- [186] **KOUSSIS, A. D., (1983) (a)**
Unified theory for flood and pollution routing
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 109(2), pp: 1652-1664.
- [187] **KOUSSIS, A. D., (1983) (b)**
Discussion of "Accuracy criteria in diffusion routing"
J. Hydraul. Div., ASCE, 109(5), pp: 803-806.
- [188] **KOUSSIS, A. D., SAENZ, M. A., and TOLLIS, I. G., (1983)**
Pollution routing in streams
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 109(2), pp: 1636-1651.
- [189] **KOUTITAS, C. G., (1977)**
Finite element approach to waves due to landslides
J. Hydraul. Div., ASCE, 103(HY9), pp: 1021-1029.
- [190] **KOVACS, Y., (1988)**
Modèle de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement
Thèse de Doctorat de l'Environnement de l'ENPC.
- [191] **KOWAL, J., and ROGALA, R., (1992)**
Models for the translation and prediction of flood waves
In P. A. Dowd et J. J. Royer (Eds.), 2nd CODATA Conference on Geomathematics and Geostatistics Science de la terre, Séc. Inf., Nancy, 31, pp: 329-343.
- [192] **KRISHNAPPAN, B. G., (1979)**
Unsteady flow in mobile boundary channels
Environ. Hydr. Sect., Hydr. Res. Div., National Water Res. Inst., Canada Centre for Inland Waters, Burlington, Ont.
- [193] **KULANDAISWAMY, V. C., KRISHNASWAMI, M., and RAMALINGAM, T. N., (1967)**
Flood routing through channels
J. Hydrol. Amsterdam, Vol. 5, pp: 279-285.
- [194] **KUNDZEWICZ, Z. W., (1980)**
Approximate flood routing methods : A review - discussion
J. Hydraul. Div., ASCE, 106(HY12), pp: 2072-2075.
- [195] **KUNDZEWICZ, Z. W., (1984) (a)**
On the mathematics of storage routing - A comment
J. Hydrol., Vol. 69, pp: 359-364.
- [196] **KUNDZEWICZ, Z. W., (1984) (b)**
Multilinear flood routing
Acta Geophys. Pol., Vol. 32, No. 4, pp:419-445.

- [197] **KUNDZEWICZ, Z. W., (1986)**
Physically based hydrological flood routing methods
Hydrol. Sciences J., IASH, 31(2), pp: 237-261.
- [198] **KUNDZEWICZ, Z. W., and DOOGE, J. C. I., (1985)**
Unified structural approach to linear flood routing
Advance Wat. Resour., 8(1), pp: 37-43.
- [199] **KUNDZEWICZ, Z. W., and NAPIŃKOWSKI, J. J., (1986)**
Nonlinear models of dynamic hydrology
Hydrol. Sciences J., IASH, 31(2), pp: 163-185.
- [200] **KUNDZEWICZ, Z. W., and PLATE, E. J., (1989)**
Effect of choice of routing model on extreme flow statistics
Hydrol. Sciences J., IASH, 34(2), pp: 139-156.
- [201] **LAI, A. M. W., and SHEN, H. T., (1991)**
Mathematical model for river ice process
J. Hydraul. Eng., Vol. 117, No. 7, pp: 851-867.
- [202] **LAI, C., (1986)**
"Numerical modeling of unsteady open-channel flow" In : V. T. Chow and B. C. Yen (Eds), *Advances in Hydroscience*
Academic Press, Orlando, Fla., Vol. 14, pp: 161-333.
- [203] **LAMAGAT, J-P., MOREL-SEYTOUX, H. J., et ALBERGEL, J., (1980)**
Analyse de la propagation des ondes de crues
Hydrol. Continent., 8(2), pp: 113-137.
- [204] **LAMBERTI, P., and PILATI, S., (1996)**
Flood propagation models for real-time forecasting
J. Hydrol., Amsterdam, Vol. 2, pp: 141-163.
- [205] **LAURENSEN, E. M., (1964)**
A Catchment storage model for runoff routing
J. Hydrol., Vol. 2, pp: 141-163.
- [206] **LAURENSEN, E. M., and MEIN, R. G., (1995)**
Hydrograph synthesis by runoff routing in 'Computer models of watershed hydrology'
V. P. Singh (Ed.), Water Resources Publications, pp: 151-164.
- [207] **LAURENSEN, E. M., PREISSMANN, A., and CUNGE, J. A., (1962)**
Discussion of "Use of computers for Kansas river flood studies"
J. Hydraul., Div., ASCE, 88(HY1), Proc. paper, pp: 145-148.
- [208] **LAWLER, E. A., (1964)**
"Flood Routing," Section 25-II, In V. T. Chow (Eds.), *Handbook of Applied Hydrology*
McGraw-Hill, New York, pp: 25.34-25.59.
- [209] **LEE, J., (1993)**
A formal approach to hydrological model conceptualization
Hydrol. Sciences J., IASH, 38(5), pp: 391-401.
- [210] **LI, R-M., SIMONS, D. B., and STEVENS, M. A., (1975)**
Nonlinear kinematic wave approximation for water routing
Wat. Resour. Res., 11(2), pp: 245-252.
- [211] **LIANG, G. C., and NASH, J. E., (1988)**
Linear models for river flow routing on large catchments
J. Hydrol., Vol. 103, pp: 157-188.
- [212] **LICH, T. G., and LUAT, L. K., (1992)**
Boundary conditions for two dimensional Saint-Venant system
App. Math. Modelling, Vol. 16.

- [213] **LIGGETT, J. A., (1968)**
Mathematical flow determination in open channels
J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 94(EM4), pp: 947-963.
- [214] **LIGGETT, J. A., and CUNGE, J. A., (1975)**
"Numerical methods of solution of the unsteady flow equations" In: Unsteady flow in open channels, Chapter 4, Edited by K. Mahmood and V. Yevjevich
Wat. Resour. Publ., USA, 484 p.
- [215] **LIGGETT, J. A., and WOOLHISER, D. A., (1967)**
Difference solutions of the shallow - water equation
J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 93(EM2), pp: 39-71.
- [216] **LIGHTHILL, M. J., and WHITHAM, G. B., (1955)**
On kinematic flood - flood movements in long rivers
Proc. R. Soc., London, A220, pp: 281-316.
- [217] **LINSLEY, R. K., and FRANZINI, J. B., (1979)**
Water resources engineering
McGraw-Hill Book Company, 3^{ème} Edition.
- [218] **LINSLEY, R. K., Jr., KOHLER, M. A., and PAULHUS, J. L. H., (1949)**
Applied Hydrology
McGraw-Hill, New York, N. Y., 689 p.
- [219] **LINSLEY, R. K., Jr., KOHLER, M. A., and PAULHUS, J. L. H., (1986)**
Hydrology for Engineers
McGraw-Hill, New York, N. Y., pp: 502-530.
- [220] **LIU, F., FEYEN, J., and BERLAMONT, J., (1992)**
Computation method for regulating unsteady flow in open channels
J. Irrig. and Drain. Engrg., ASCE, 118(10), pp: 674-689.
- [221] **LLAMAS, J., (1992)**
Hydrology générale principes et applications
Gaëtan Morin éditeur, 487 p.
- [222] **LYN, D. A., and GOODWIN, P., (1987)**
Stability of a general Preissmann scheme
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 113(1), pp: 16-28.
- [223] **MAHMOOD, K., and YEVJEVICH, V., (Eds.), (1975) (a)**
Unsteady flow in open channels
Wat. Resour. Publ., Fort Collins Colorado, Vol. 1, p:1-484.
- [224] **MAHMOOD, K., and YEVJEVICH, V., (Eds.), (1975) (b)**
Unsteady flow in open channels
Wat. Resour. Publ., Fort Collins Colorado, Vol. 2, pp: 485-923.
- [225] **MAHMOOD, K., and YEVJEVICH, V., (Eds.), (1975) (c)**
Unsteady flow in open channels "Bibliography"
Wat. Resour. Publ., Fort Collins Colorado, Vol. 3, 447 p.
- [226] **MAIDMENT, D. R., (1993)**
Handbook of Hydrology
McGraw-Hill, Inc, New York.
- [227] **MAHESWARI, B. L., (1994)**
Values for the exponent of the storage-discharge equation in runoff-routing models
J. Hydrol., Amsterdam, Vol. 163, pp: 95-106.
- [228] **MALONE, T. A., and CORDERY, I., (1989)**
An Assesment of network models in flood forecasting In : New directions for surface water modelling
IAHS Publ., No. 181, Edited by M. L. Kavvas, pp: 115-124.

- [229] **MARTIN, C. S., and DEFRAZIO, F. G., (1969)**
Open channel surges simulation by digital computer
J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY6), pp: 2049-2070.
- [230] **MARTIN, C. S., and ZOUNE, J. J., (1971)**
Finite - difference simulation of bore propagation
J. Hydraul. Div., ASCE, 97(HY), pp: 993-1010.
- [231] **McCARTHY, G. T., (1938)**
The Unit hydrograph and flood routing
U. S. Engineer School, Fort Belvoir, Va. [1940].
- [232] **McCARTHY, G. T., (1939)**
The Unit hydrograph and flood routing
U. S. Corps Engrs. Office, Providence, Rhode Island, USA.
- [233] **McDOWELL, D. M., and PRANDLE, D., (1972)**
Mathematical model of river Hooghly
J. Waterways Harbors Coastal Engrg. Div., ASCE, 98(WW2), pp: 225-242.
- [234] **MEEHAN, P. J., (1979)**
Flood routing by the Muskingum methode - comments
J. Hydrol., Vol. 41, pp: 167-168.
- [235] **MEEHAN, P. J., and WIGGINS, N. C., (1979)**
The last of the Muskingums or why you can't travel down the river that way anymore
4th National Hydro-technical Conference on river basin management, Vaucouver, British Columbia, Canada.
- [236] **MEIN, R. G., LAURENSEN, E. M., and McMAHON, T. A., (1974)**
Simple nonlinear model for flood estimation
J. Hydraul. Div., ASCE, 100(HY11), pp: 1507-1518.
- [237] **MELENTIJEVICH, M. J., (1966)**
Storage equations for linear flow regulations
J. Hydrol., Vol. 4, pp: 201-223.
- [238] **MEYER, O. H., (1941) (a)**
Simplified flood routing
Civil Engrg., ASCE, 11(5), pp: 306-307.
- [239] **MEYER, O. H., (1941) (b)**
Flood - routing on the Sacramento river
Am. Geophys. Union Trans., pp: 118-124.
- [240] **MILLER, W. A., and CUNGE, J. A., (1975)**
Simplified equations of unsteady flow In: K. Mahmood and V. Yevjevich (Eds.), *Unsteady flow in open channels*
Wat. Resour. Publ., Fort Collins Co., pp: 183-257.
- [241] **MILLER, W. A., and YEVJEVICH, V., (1975)**
Unsteady flow in open channels
Bibliography, Vol. III, Water Resources Publ., Fort Collins, Colo.
- [242] **MIQUEL, J., et LEBOSSÉ, A., (1988)**
Information de la méthode Bachet
La Houille Blanche, No. 5/6, pp: 449-442.
- [243] **MOORE, R. J., (1993)**
Real-time forecasting systems: perspectives and prospect.
UK-Hungarian workshop on flood defence, Budapest, 6-10 September 1993, 51 p.
- [244] **MOORE, R. J., and CLARKE, R. T., (1981)**
A distribution fonction approach to rainfall - runoff modelling
Wat. Resour. Res., 17(5), pp: 1367-1382.

- [245] **MOREL-SEYTOUX, H. J., (1993) (a)**
The theory of the linear reservoir and practical relevance in hydrology
 Proc. 13th Annual Hydrology Days, Hydrol. Days Publ., 57 Selby Lane,
 Atherton, CA 94027, pp: 390-406.
- [246] **MOREL-SEYTOUX, H. J., (1993) (b)**
Les modèles analytiques de surface
 HYDROWAR Report # 93.9, Hydrol. Days Publ., 57 Selby Lane, Atherton, CA
 94027, 25 p.
- [247] **MOREL-SEYTOUX, H. J., , FAHMY, H., and LAMAGAT, J-P., (1992)**
A Combined physical and statistical flow routing method
 Proc. 12th Annual AGU Hydrology Days, Hydrol. Days Publ., 57 Selby Lane,
 Atherton, CA 94027, pp: 368-383.
- [248] **MORGALI, J. R., nad LINSLEY, R. K., (1965)**
Computer analysis of overland flow
 J. Hydraul. Div., ASCE, 91(HY3), pp: 81-100.
- [249] **MORRIS, H. M., and WIGGERT, J. M., (1972)**
Applied Hydraulics in Engineering
 Ronald Press, New York.
- [250] **MOUGIN, G., et DUJARDIN, J-M., (1967)**
*Établissement d'un modèle mathématique hydrologique servant à la prévision et
 l'annonce des crues du Rio Guadalquivir (Espagne)*
 La Huille Blanche, No. 7, pp: 751-756.
- [251] **MOUGIN, G., et DUJARDIN, J-M., (1972)**
Les modèles déterministes de transformation précipitation - débit
 La Huille Blanche, No. 4, pp: - .
- [252] **MOUSSA, R., and BOCQUILLON, C., (1996)**
Algorithms for solving the diffusive wave flood routing equation
 Hydrological processes, Vol. 10, pp: 105-123.
- [253] **MOZAYENY, B., and SONG, C. S., (1969)**
Propagation of flood waves in open channels
 J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY3), pp: 877-892.
- [254] **NADEN, P. S., (1992)**
*Spatial variability in flood estimation for large catchments: the exploitation of
 channel network structure*
 Hydrol. Sciences J., IASH, 37(1), pp: 53-71.
- [255] **NAPIŌRKOWSKI, J. J., and O'KANE, P., (1984)**
A New non-linear conceptual model of flood waves
 J. Hydrol., Vol. 69, pp: 43-58.
- [256] **NASH, J. E., (1957)**
The form of the Instantaneous Unit Hydrograph
 Publication No. 45, Int. Ass. Sci. Hydrol., Vol. 3, pp: 114-121.
- [257] **NASH, J. E., (1959)**
A Note on the Muskingum method of flood routing
 J. Geophys. Res., Vol. 64, pp: 1053-1056.
- [258] **NASH, J. E., (1970)**
Comment on "A Short note on Nash's Unit-Hydrograph Study" by H. S. Takhar
 J. Hydrol. Vol. 10, pp: 301-302.
- [259] **NASH, J. E., and SUTCLIFFE, J. V., (1970)**
*River flow forecasting through conceptual models, Part I - A Discussion of
 principles*
 J. Hydrol., Vol. 10, pp: 282-290.

- [260] **NATALE, L., and TODINI, E., (1976) (a)**
A Stable estimator for linear models, part 1 : Theoretical development and Monte Carlo experiments
 Wat. Resour. Res., 12(4), pp: 667-671.
- [261] **NATALE, L., and TODINI, E., (1976) (b)**
A Stable estimator for linear models, part 2 : Real world hydrologic applications
 Wat. Resour. Res., 12(4), pp: 672-676.
- [262] **NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL (NERC), (1975)**
Flood routing studies
 Flood studies report, Vol. III, London UK.
- [263] **NELDER, J. A., and MEAD, R., (1965)**
A Simplex method for function minimisation
 Computer J., Vol. 7, pp: 308-313.
- [264] **NORMAN, D., (1971)**
Modèles pour l'étude du ruissellement urbain
 La Huille Blanche, No. 3, pp: 231-238.
- [265] **NOUGIER, J. P., (1991)**
Méthodes de calcul numérique
 Masson, Paris, 328 p.
- [266] **NWAOGAZIE, F. I. L., and TYAGI, A. K., (1984)**
Unified streamflow routing by finite elements
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 110(11), pp: 1595-1611.
- [267] **O'DONNELL, T., PEARSON, C. P., and WOODS, R. A., (1988)**
Improved fitting for three - parameter Muskingum procedure
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 114(5), pp: 516-528.
- [268] **O'KANE, J. P., (1992)**
Advance in theoretical hydrology - A Tribute to James Dooge
 Elsevier Sci. Publ., Amsterdam, The Netherlands, 254 p.
- [269] **OBERLIN, J., (1973)**
Modèles pluie-débits
 CTGREF Div. Hydrologie, ENGREF, Dept. Hydraulique.
- [270] **OUZIAUX, R., et PERRIER, J., (1978)**
Mécanique des fluides appliquées
 Dunod Université, Bordas, Paris, 3^e Eds., 448 p.
- [271] **OVERTON, D. E., (1966)**
Muskingum flood routing of upland streamflow
 J. Hydrol., Vol. 4, pp: 185-200.
- [272] **PAPAMICHAIL, D. M., PAPA ZAFIRIOU, Z. G., (1992)**
Multiple input-single output linear functional models for river flow routing
 J. Hydrol., Vol. 133, pp: 365-377.
- [273] **PERUMAL, M., (1989)**
Unification of Muskingum difference schemes
 J. Hydraul. Div., ASCE, 115(4), pp: 536-543.
- [274] **PERUMAL, M., (1992) (a)**
Multilinear Muskingum flood routing method
 J. Hydrol., Vol. 133, pp: 259-272.
- [275] **PERUMAL, M., (1992) (b)**
The Cause of negative initial outflow with the Muskingum method
 Hydrol. Sciences J., IASH, 37(4), pp: 391-402.

- [276] **PERUMAL, M., (1994) (a)**
Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method : 1. Theory and solution procedure
 Hydrol. Sciences J., IASH, 39(5), pp: 481-442.
- [277] **PERUMAL, M., (1994) (b)**
Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method : 2. Verification
 Hydrol. Sciences J., IASH, 39(5), pp: 443-458.
- [278] **PILGRIM, D. H., (1976)**
Travel times and non-linearity of flood runoff from tracer measurements on a small watershed
 Water Resources Res., Vol. 12, pp: 487-496.
- [279] **PINDER, G. F., and SAUER, S. P., (1971)**
Numerical simulation of flood wave modification due to bank storage effect
 Wat. Resour. Res., 7(1), pp: 63-70.
- [280] **POCHAT, R., (1980)**
Mécanique des fluides - Hydraulique à surface libre
 Ecole d'été, Hanoi, ENGREF.
- [281] **POIRSON, M., (1995)**
Méthode de prédétermination des débits dans un réseau hydraulique à surface libre
 Note interne du CEMAGREF d'Antony, 65 p.
- [282] **PONCE, V. M., (1979)**
Simplified Muskingum routing equation
 J. Hydraul. Div., ASCE, 105(HY1), pp: 85-91.
- [283] **PONCE, V. M., (1980)**
Linear reservoirs and numerical diffusion
 J. Hydraul. Div., ASCE, 106(HY5), pp: 691-699.
- [284] **PONCE, V. M., and CHAGANTI, P. V., (1994)**
Variable - parameter Muskingum-Cunge method revisited
 J. Hydrol., Vol. 162, Technical note, pp: 433-439.
- [285] **PONCE, V. M., and LINDQUIST, D. S., (1990)**
Management of baseflow augmentation : A Review
 Wat. Resour. Res. USA, 26(2), pp: 259-268.
- [286] **PONCE, V. M., and SIMONS, D. B., (1977)**
Shallow wave propagation in open channel flow
 J. Hydraul. Div., ASCE, 103(HY12), pp: 1461-1476.
- [287] **PONCE, V. M., THEURER, F. D., (1979)**
Approximate flood routing methods : A review, Discussion by P. E. Weinmann and E. M. Laurenson
 J. Hydraul. Div., ASCE, 106(HY11), Proc. paper 15784, pp: 1945-1947.
- [288] **PONCE, V. M., THEURER, F. D., (1982)**
Accuracy criteria in diffusion routing
 J. Hydraul. Div., ASCE, 108(HY6), pp: 747-757.
- [289] **PONCE, V. M., THEURER, F. D., (1983)**
Closure to "Accuracy criteria in diffusion routing"
 J. Hydraul. Div., ASCE, 109(HY5), pp: 806-807.
- [290] **PONCE, V. M., and YEVJEVICH, V., (1978)**
Muskingum-Cunge method with variable parameters
 J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY12), Technical notes, pp: 1663-1667.

- [291] **PONCE, V. M., INDLEKOFER, H., and SIMONS, D. B., (1978)**
Convergence of four-point implicit water wave models
J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY7), pp: 947-958.
- [292] **PONCE, V. M., LI, R-M., and SIMONS, D. B., (1978)**
Applicability of Kinematic and Diffusion models
J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY3), pp: 353-360.
- [293] **PONCE, V. M., LOHANI, A. K., and SCHEYHING, C., (1996)**
Analytical verification of Muskingum-Cunge routing
J. Hydrol., Vol. 174, pp: 235-241.
- [294] **PRASAD, R., (1967)**
A Nonlinear hydrologic system reponse model
J. Hydraul. Div., ASCE, 90(HY2), pp: 201-221.
- [295] **PREISSMANN, A., (1961)**
Propagation des intumescences dans les canaux et rivières
1er Congrès de l'Association Française de Calcul (AFCAL), Grenoble, France, pp: 433-442.
- [296] **PREISSMANN, A., (1971)**
Modèles pour le calcul de la propagation des crues
La Huille Blanche, No. 3, pp: 219-224.
- [297] **PREISSMANN, A., et CUNGE, J. A., (1961)**
Calcul des intumescences sur machines électroniques
Sogreah, Grenoble, France, pp: 1-9.
- [298] **PREISSMANN, A., et LORGERÉ, H., (1967)**
Expériences dans l'exploitation de modèles mathématiques de bassin fluviaux
La Huille Blanche, No. 7, pp: 747-749.
- [299] **PRESS, W. H., FLANNERY, B. P., TEUKOLSKY, S. A., and VETTERLING, W. T., (1986)**
Numerical recipes
Cambridge University Press, London.
- [300] **PRICE, R. K., (1974)**
Comparison of four numerical methods for flood routing
J. Hydraul. Div., ASCE, 100(HY7), pp: 879-1030.
- [301] **PRICE, R. K., (1977)**
FLOUT - A River Catchment Flood Model
Report IT 168, Hydraulics Research Station, Walingford, England.
- [302] **PRIDAL, D. B., and JAMES, W. P., (1989)**
Routing procedure for ungaged channels
J. Wat. Resour. Plan. and Manag., ASCE, 115(1), pp:108-121.
- [303] **PULS, L. G., (1928)**
Construction of flood routing curves
House Document 185, U. S. 70 th Congress, 1st Session, Washington D. C., pp:46-52.
- [304] **QUICK, M. C., and PIPES, A., (1975)**
Non-linear channel routing by computer
J. Hydraul. Div., ASCE, 101(HY6), pp: 651-664.
- [305] **QUIMPO, R. G., (1971)**
Structural relation between parametric and stochastic hydrology models
In : Mathematical models in hydrology
IASH Publ., Vol I, No. 100, pp: 151-157.

- [306] **QUINN, F. H., and WILEY, E. B., (1972)**
Transient analysis of the detroit river by the implicit method
Wat. Resour. Res., 8(6), pp: 1461-1469.
- [307] **RAJAR, R., (1978)**
Mathematical simulation of Dam-break flow
J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY7), pp: 1011-1026.
- [308] **RAO, R. A., DELLEUR, J. W., and SARMA, B. S. P., (1972)**
Conceptuel hydrologic models for urbanizing basins
J. Hydraul. Div., ASCE, Proc., 98(HY7), pp: 1205-1220.
- [309] **RHODES, D. G., (1995)**
Newton-Raphson solution for gradually varied flow
J. Hydraul. Res., 33(2), pp: 213-218.
- [310] **ROCHE, M. F., (1986)**
Dictionnaire français d'hydrologic de surface
Masson, Paris, 288 p.
- [311] **ROCHE, M., (1970)**
Les divers types de modèles deterministes
Societe Hydrotechnique de France, Comité Technique No. 91.
- [312] **ROCHE, P. A., (1987)**
Guide de prevision des crues
Synthèse du groupe "prévision de crues" de la S.H.F.
Ministre Charge de l'Environnement Société Hydrotechnique de France.
- [313] **ROCHE, P. A., BERNIER, J., MIQUEL, J., et MICHEL, C., (1992)**
Propagation des crues
Note de cours DEA-STE, ENPC, Paris.
- [314] **ROCKWOOD, D. M., (1958)**
Columbia basin stream flow routing by computer
Trans. ASCE, Vol. 126, part 4, pp: 32-56.
- [315] **ROSENBRÖCK, H. H., (1960)**
An Automatic method for finding the geatest or least value of a function
Computer J., Vol. 3, pp: 175-184.
- [316] **ROY, D., (1989)**
Routines en Turbo Pascal
Editions, P. S. I., 729 p.
- [317] **RUTTER, E. J., GRAVES, Q. B., and SNYDER, F. F., (1938)**
Flood routing
Proc. Amer. Sec. Civ. Engrg., Vol. 64, pp: 291-310.
- [318] **SALAS, J. D., OBEYSEKERA, J. T. B., and SMITH, R. A., (1981)**
Identification of streamflow stockastic models
J. Hydraul. Div., ASCE, 107(HY7), pp: 853-866.
- [319] **SAMUELS, P. G., and SKEELS, C. P., (1990)**
Stability limits for Pressmann's scheme
J. Hydraul. Div., ASCE, 116(8), pp: 997-1012.
- [320] **SAUER, V. B., (1973)**
Unit-reponse method of open-channel flow routing
J. Hydraul. Div., ASCE, 99(HY1), pp: 179-193.
- [321] **SCHAFFRANEK, R. W., (1987)**
Flow model for open channel reach or network
Professional paper 1384, U. S. Geological Survey.

- [322] **SCHAFFRANEK, R. W., (1989)**
Model for simulating floods in rivers
 U. S. Geological Survey National Center, MS 430 Reston, Virginia 22092,
 pp: 132-139.
- [323] **SCHAFFRANEK, R. W., and LAI, C., (1996)**
Friction-term reponse to boundary condition type in flow models
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 122(2), pp: 73-81.
- [324] **SCHAFFRANEK, R. W., BALTZER, R. A., and GOLDBERG, D. E., (1981)**
A Model for simulation of flow in singular and interconnected channels
 T. W. R. I. Series, Book 7, Automated Data Processing and Computations, U.S.
 Geological Survey, Chap. C3.
- [325] **SCHUMANN, A. H., (1993)**
*Development of conceptual semi-distributed hydrological models and estimation
 of their parameters with the aid of GIS*
 Hydrol. Sciences J., IASH, 38(6), pp: 519-528.
- [326] **SHARP, J. J., and SAWDEN, P. G., (1984)**
Basic Hydrology, Chapter 8 : "Flood Routing"
 Butterworth & Co. (Publishers) Ltd., London, U.K., pp: 127-147
- [327] **SHERMAN, L. K., (1932)**
Stream flow form rainfall by unit-graph method
 Engineering News-Record, Vol. 108, pp: 501-505.
- [328] **SINGH, V. P., (1981)**
Modeling components of hydrologic cycle
 Wat. Resour. Publ., Louisiana, USA, 590 p.
- [329] **SINGH, V. P., (1988)**
Hydrologic systems, Vol 1 : "Rainfall-runoff modelling
 Prentice Hall, Angewood Cliffs NJ.
- [330] **SINGH, V. P., (1995)**
Computer models of watershed hydrology
 Water Resources Publications, 1130 p.
- [331] **SINGH, V. P., and LI, J., (1993)**
Identification of reservoir flood-wave models
 J. Hydraul. Res., IAHR, 31(6), pp: 811-824.
- [332] **SINGH, V. P., and McCANN, R. C., (1980)**
Some notes on Muskingum method of flood routing
 J. Hydrol., Vol. 48, pp: 343-361.
- [333] **SINGH, V. P., and SCARLATOS, P. D., (1987)**
Analysis of nonlinear Muskingum flood routing
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 113(1), pp: 61-79.
- [334] **SINHA, J., ESWARAN, V., and BHALLAMUDI, S. M., (1995)**
Comparison of spectral and finite-difference methods for flood routing
 J. Hydraul. Engrg., ASCE, 121(2), pp: 108-117.
- [335] **SIVALOGANATHAN, K., (1978)**
Flood routing by characteristics methods
 J. Hydraul. Div., ASCE, 104(HY7), pp: 1075-1091.
- [336] **SLADE, J. E., and SAMUEL, P. G., (1980)**
Modeling complex river networks
 HR Pub. paper 41, Hydraulics Research Limited, Walingford, U. K.

- [337] **SMITH, A. A., (1980)**
A Generalized approach to kinematic flood routing
J. Hydrol., Vol. 45, pp: 71-89.
- [338] **SMITH, J. A., (1992)**
Representation of basin scale in flood peak distribution
Wat. Resour. Res, 28(11), pp: 2993-2999.
- [339] **SNYDER, F. F., (1938)**
Synthetic Unit Graphs
Am. Geophys. Union Trans., Vol. 19, pp: 447-454.
- [340] **SOEMARTO, C. D., (1987)**
Hydrologi Teknik
Usaha Nasional, Surabaya, Indonésie, (en Indonésienne), 515 p.
- [341] **SOROOSHIAN, S., and GUPTA, V. K., (1983)**
Automatic calibration of conceptuel rainfall-runoff models
Wat. Resour. Res, 19(1), pp: 260-268.
- [342] **SOULIS, J. V., (1991)**
Multiple grid solution of the open channel flow equations using a marching finite-volume method
Adv. Wat. Resour., 14(4), pp: 203-214.
- [343] **STEPHENSON, D., (1978)**
Direct optimization of Muskingum routing coeficients
J. Hydrol., Vol. 41, pp: 161-165.
- [344] **STOKER, J. J., (1957)**
Water waves
Interscience, New York, pp: 451-509.
- [345] **STOKER, J. J., (1953)**
Numerical solution of flood prediction and river regulation problems; Derivation of basic theory and formulation of numerical methodes of attack
Report I, No. IMM-NYU-200, New York Univ. Inst. Math. Sci., New York.
- [346] **STREETER, V. L., and WYLIE, E. B., (1967)**
Hydraulic Transients
McGraw-Hill, New York, pp: 239-259.
- [347] **STRELKOFF, T., (1969)**
One-dimensional equations of open - channel flow
J. Hydraul. Div., ASCE, 95(HY3), pp: 861-876.
- [348] **STRELKOFF, T., (1970)**
Numerical solution of Saint-Venant equations
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY1), Proc. paper 7043, pp: 223-252.
- [349] **STRELKOFF, T. S., and FALVEY, H. T., (1993)**
Numerical methodes used to model unsteady canal flow
J. Irrig. and Drain. Engrg., ASCE, 116(8), pp: 997-1012.
- [350] **STRELKOFF, T., and KATAPODES, N. D., (1977)**
Border irrigation hydraulics with zero inertia
J. Irrig. and Drain. Engrg., ASCE, Vol. 103, pp: 325-342.
- [351] **STRUPCZEWSKI, W., and KUNDZEWICZ, Z., (1980) (a)**
Muskingum method revisited
J. Hydrol., Vol. 48, No. 3/4, pp: 327-342.
- [352] **STRUPCZEWSKI, W., and KUNDZEWICZ, Z., (1980) (b)**
Translatory characteristics of the Muskingum method of flood routing - A Comment
J. Hydrol., Vol. 48, No. 3/4, pp: 363-368.

- [353] **STRUPCZEWSKI, W. G., and NAPIŃRKOWSKI, J. J., (1990) (a)**
Linear flood routing model for rapid flow
Hydrol. Sciences J., IASH, 35(1), pp: 49-64.
- [354] **STRUPCZEWSKI, W. G., and NAPIŃRKOWSKI, J. J., (1990) (b)**
What is the distributed delayed Muskingum model ?
Hydrol. Sciences J., IASH, 35(1), pp: 65-78.
- [355] **STRUPCZEWSKI, W. G., NAPIŃRKOWSKI, J. J., and DOOGE, J. C. I., (1989)**
The distributed Muskingum model
J. Hydrol. Amsterdam, Vol. 111, pp: 235-257.
- [356] **SZILAGYI, J., (1992)**
Why can the weighing parameter of the Muskingum channel routing method be negative ?
J. Hydrol., Vol. 138, pp: 145-151.
- [357] **SZYMKIEWICZ, R., (1991)**
Finite-element method for the solution of the Saint-Venant equations in an open channel network
J. Hydrol., Vol. 122, pp: 275-287.
- [358] **SZYMKIEWICZ, R., (1993)**
Solution of the inverse problem for the Saint-Venant equations
J. Hydrol., Vol. 147, pp: 105-120.
- [359] **TAKHAR, H. S., (1970)**
A Short note on Nash's Unit-Hydrograph study
J. Hydrol., Vol. 10, pp: 299-300.
- [360] **TATUM, F. E., (1941)**
Flood routing by method of successive averages
U. S. Army Corps Engineers, Rock Island Dist. [Illinois], pp: 1-10.
- [361] **TERZIDIS, G., and STRELKOFF, T., (1970)**
Computation of open - channel surges and shocks
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY12), pp: 2581-2610.
- [362] **THIBAUT, S., CHOCAT, B., et BOTTA, H., (1980)**
Relations théoriques entre différents modèles d'écoulement et de ruissellement utilisés en hydrologie urbaine
J. Hydrol., Vol. 48, pp: 313-326.
- [363] **THIRRIOT, C., (1968)**
Comparison des méthodes de calcul de la propagation des ondes de crue
Xèmes Journées de l'Hydraulique, S.H.F., Paris, question II, rapport 10, 7 p.
- [364] **THIRRIOT, C., (1984)**
L'égoutier et le savant - Conte moral pour universitaire encure d'assainissement
La Huille Blanche, No. 1/2, pp: 27-64.
- [365] **THIRRIOT, C., et HABAIEB, H., (1987)**
Fiabilité des modèles mathématiques de prévision de crues
Hydrol. Continent., Vol. 2, No. 2, pp: 151-157.
- [366] **THOMAS, H. A., (1937)**
The Hydraulics of flood movements in rivers
Engineering Bulletin, Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh, Pa.
- [367] **TINGSANCHALI, T., and ACKERMANN, N. L., (1976)**
Effects of overbank flow in flood computations
J. Hydraul. Div., ASCE, 102(HY7), pp: 1013-1024.

- [368] **TINGSANCHALI, T., and LAL, N. K., (1988)**
Subsidence of flood wave in overbank flow areas
J. Hydraul. Res., 26(5), pp: 585-597.
- [369] **TINGSANCHALI, T., and , MANANDHAR, S. K., (1985)**
Analytical diffusion model for flood routing
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 111(3), pp: 435-454.
- [370] **TODINI, E., (1988)**
Rainfall-runoff modeling - Past, Present and Future
J. Hydrol., Vol. 100, pp: 341-352.
- [371] **TODINI, E., and BOSSI, A. (1985)**
PAB (Parabolic and Backwater) - An Unconditionally stable flood routing scheme particularly suited for real time forecasting and control
Publ. 1, Univ. di Bologna, Bologna, Italy.
- [372] **TOEBES, G. H., and SOOKY, A. A., (1967)**
Hydraulics of meandering rivers with flood plains
J. Waterways and Harbors Div., ASCE, 93(WW2), pp: 213-236.
- [373] **TUCCI, C. E. M., (1986)**
Modelos matematicos en hidrologia e hidrolica
Associação Brasileira de Recursos Hidricos
- [374] **U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, (1957)**
Artificial flood waves
U. S. Army Corps Engineers, Wash. Dist., Mil. Hydrology Bull. 10.
- [375] **U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, (1960)**
Routing of flood through river channels
EM 1110-2-1048, Washington, DC, USA.
- [376] **U. S. SOIL CONSRVATION SERVICE, (1957)**
Flood routing
U. S. Soil Conserv. Service, Eng. Handb., Hydrology, Sec. 4, Suppl. A, pt. 3, 17, pp: 1-28.
- [377] **VASILIEV, O. F., GLADYSHEV, M. J., PRITVITS, N. A., and SUDOBICHER, (1965)**
Methods for the calculation of shock waves in open channels
Proc. IAHR Eleventh Int. Congress, Vol. 44, No. 3, Leningrad, U. S. S. R.
- [378] **VENETIS, C., (1969)**
The IUH of the Muskingum channel reach
J. Hydrol., Vol. 7, No. 4, pp: 444-447.
- [379] **VERWEY, A., and HAPEREN, M. J. M., (1988)**
HD - System RUBICON - A User - Friendly Package for the simulation of unsteady flow in open channel network
Hydrosoft, Vol. 1, No. 1, pp: 3-12.
- [380] **VIESSMAN, W., Jr., KNAPP, J. W., LEWIS, G. L., and HARBAUGH, T. E., (1977)**
Introduction to Hydrology
2nd Ed., Intext Educational Publishers, New York.
- [381] **VREUGDENHIL, C. B., (1968)**
Discussion of "Difference solutions of the shallow-water equations" by J. A. Liggett and D. A. Woolhiser
J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 94(EM1), pp: 334-339.
- [382] **WALTER, E., et PRONZATO, L., (1994)**
Identificaton de modèles paramétriques à partir de données expérimentales
Masson, Paris, 371 p.

- [383] **WANG, G. T., (1985)**
The determination of parameters by linear programming, for a model with N-linear reservoirs in series
J. Hydrol., Vol. 8, pp: 171-177.
- [384] **WANG, G. T., YU, Y-S., and WU, K., (1987)**
Improved flood routing by ARMA modelling and the Kalman filter technique
J. Hydrol., Vol. 93, pp: 175-190.
- [385] **WEINMANN, P. E., and LAURENSEN, E. M., (1979)**
Approximate flood routing methods : A Review
J. Hydraul. Div., ASCE, 105(HY12), Proc. paper 15057, pp: 1521-1536.
- [386] **WILLIAMS, J. R., (1969)**
Flood routing with variable travel time or variable storage coefficients
A. S. A. E., 12(1), pp:100-103.
- [387] **WILLIAMS, J. R., (1975)**
HYMO flood routing
J. Hyrol., Vol. 26, pp: 17-27.
- [388] **WILSON, E. M., (1990)**
Engineering Hydrology
McMillan, London, 4th Ed., 348 p.
- [389] **WOOD, E. F., HARLEY, B. M., and PERKINS, F. E., (1975)**
Trnasient flow routing in channel networks
Wat. Resour. Res., 11(3), pp: 423-430.
- [390] **WOODING, R. A., (1965) (a)**
A Hydraulic model for the catchment - stream problem : I. Kinematic-wave theory
J. Hydrol., Vol. 3, pp: 254-267.
- [391] **WOODING, R. A., (1965) (b)**
A Hydraulic model for the catchment - stream problem : II. Numerical solution of the differential equations
J. Hydrol., Vol. 3, pp: 268-282.
- [392] **WOODING, R. A., (1966)**
A Hydraulic model for the catchment - stream problem : III. Comparison with runoff observations
J. Hydrol., Vol. 4, pp: 21-37.
- [393] **WOOLHISER, D. A., and LIGGETT, J. A., (1967)**
Unsteady, One-Dimensional flow over a plane - The Rising hydrograph
Wat. Resour. Res., 3(3), pp: 753-771.
- [394] **WORMLEATON, P. R., and KARMEGAM, M., (1984)**
Parameter optimization in flood routing
J. Hydraul. Engrg., ASCE, 110(12), pp: 1799-1814.
- [395] **WU, J. S., KING, E. L., and WANG, M., (1985)**
Optimal Identification of Muskingum routing coefficients
Wat. Res. Bull., 21(3), pp: 417-421.
- [396] **WYLIE, E. B., (1970)**
Unsteady free - surface flow computations
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY11), pp: 2241-2251.
- [397] **YANG, X., (1993)**
Mise au point d'un modèle pluie-débit conceptuel pour la prévision des crues en temps réel
Thèse de Doctorat à l'ENPC-CERGRENE, Paris, France.

- [398] **YAPA, P. D., and SHEN, H. T., (1986)**
Unsteady flow simulation for an ice - covered river
J. Hydraul. Eng., Vol. 112, No. 11, pp: 1036-1049.
- [399] **YEH, W., W-G., and BECKER, L., (1973)**
Linear programming and channel flow identification
J. Hydraul. Div., ASCE, 99(HY11), pp: 2013-2021.
- [400] **YOON, J., and PADMANABHAN, G., (1993)**
Parameter estimation of linear and nonlinear Muskingum models
J. Wat. Resour. Plan. and Manag., ASCE, 119(5), Technical note 774,
pp: 600-610.
- [401] **YOUNG, P., (1983)**
"The Validity and credibility of models for badly defined systems" In : M. B. Beck et G. VAN STRATEN (Eds), Uncertainty and forecasting of water quality
Springer-Verlag, New York, pp: 69-98.
- [402] **ZAMANILLO, E., et TUCCI, C. E. M., (1987)**
Simulação de escoamento por Muskingum-Cunge com parametros variaveis
Actes du VII Congrès Brésilien de Ressources en Eau
- [403] **ZHAO, R-J., (1993)**
A Non-linear system model for basin concentration
J. Hydrol., Vol. 142, pp: 477-482.