



**HAL**  
open science

# Mise au point d'une méthode d'utilisation d'un modèle pluie-débit conceptuel pour la prévision des crues en temps réel

Xiaoliu Yang

► **To cite this version:**

Xiaoliu Yang. Mise au point d'une méthode d'utilisation d'un modèle pluie-débit conceptuel pour la prévision des crues en temps réel. Hydrologie. Ecole nationale des ponts et chaussées - ENPC PARIS / MARNE LA VALLEE, 1993. Français. NNT : . pastel-00574117

**HAL Id: pastel-00574117**

**<https://pastel.hal.science/pastel-00574117>**

Submitted on 7 Mar 2011

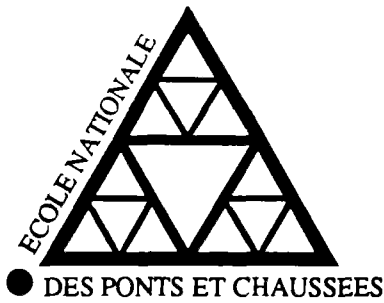
**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

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

80755

NS 17528(2)

t.1



Mémoire présenté pour l'obtention du titre de Docteur de  
l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Spécialité: Sciences et Techniques de l'Environnement



**MISE AU POINT D'UNE MÉTHODE D'UTILISATION  
D'UN MODÈLE PLUIE-DÉBIT CONCEPTUEL POUR LA  
PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL**

**YANG Xiaoliu**

Date de soutenance: le 11 octobre 1993

Composition du jury

M. Claude BOCQUILLON  
M. Jean-Marie MASSON  
M. Jean ROUSSELLE  
M. Claude MICHEL  
M. Charles OBLED  
M. Jean-Jacques VIDAL  
M. Pierre-Alain ROCHE

Président  
Rapporteur  
Rapporteur  
Examineur  
Examineur  
Examineur  
Directeur de thèse





## Remerciements

Ma reconnaissance va tout d'abord aux deux personnes qui m'ont proposé ce sujet de recherche et m'ont ensuite guidé pendant plus de trois ans: mon directeur de recherche, Pierre-Alain Roche, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, et mon conseiller de recherche, Claude Michel, Ingénieur en Chef du GREF au CEMAGREF. Tous deux m'ont donné aux moments opportuns les conseils adéquats et ont réglé les problèmes de financement. Je tiens aussi à remercier Claude Michel pour avoir relu tous les manuscrits de cette thèse.

Ma reconnaissance va également au directeur du CERGRENE (École Nationale des Ponts et Chaussées), Jean-Claude Deutsch et son prédécesseur, Rémy Pochat, qui ont tout fait pour que cette thèse se déroule le mieux possible.

Messieurs Claude Bocquillon, Professeur à l'Université Montpellier-II, Jean Rousselle, Professeur à l'École Polytechnique à Montréal, Canada, Charles Obled, Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, Jean-Marie Masson, Maître de Conférence à l'Université Montpellier-II et Jean-Jacques Vidal, Ingénieur à la DIREN Midi-Pyrénées ont accepté de participer à ce jury. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Je renouvelle mes remerciements à toute l'équipe du CERGRENE pour le soutien et les conseils quotidiens, tout particulièrement à Eric Parent pour ses conseils et encouragements.

Ma dernière pensée va à ma famille à Pékin, ma femme, ma fille, mes beaux-parents et mes parents qui malgré la distance m'ont toujours été présents pendant cette période difficile, ce qui m'a énormément aidé. Sans leur soutien et les sacrifices acceptés, la réalisation de cette thèse aurait été absolument impossible.

## Résumé

Cette thèse a pour objectif de construire une méthodologie pour l'utilisation en prévision des crues d'un modèle pluie-débit conceptuel. Le modèle retenu pour cette étude est le modèle GR3J. Le premier problème a été de vérifier que le modèle GR3J peut être appliqué à un pas de temps nettement plus court que 24 heures. Ensuite on a analysé les paramètres: surface de réponse, sensibilité et variabilité. Ces analyses ont suggéré une méthodologie pour la prévision des crues que l'on peut caractériser par: 1) ajustement rétroactif des paramètres avec raccordement au fonctionnement en continu du modèle, 2) fonction objectif d'ajustement comportant les deux dernières erreurs et les déviations des paramètres et 3) ajustement conjoint des paramètres et des niveaux des réservoirs pour garantir la continuité des débits. Cette méthodologie a été illustrée sur deux bassins versants expérimentaux français.

mots clés: modélisation hydrologique, surface de réponse, sensibilité, fonction objectif, ajustement de paramètres.

## Abstract

The present research is concerned with real-time flood forecasting based on conceptual rainfall-runoff modeling. The model used is GR3J model developed with daily time step. The first part of the study has focussed on validation of the model using hourly data and analysis of the model parameters: response surface, sensibility and variability. Founded upon the precedent step, a new methodology for adjusting model parameters has been worked out in the second part of the study. It is characterized by: 1) operational framework in which the adjustment is carried out over a short period in connection with the continuous operation of the model, 2) objective function involving the last two forecast errors and parameters deviations and 3) joint adjustment of model parameters with model state. The methodology has been tested on two french experimental basins.

key words: hydrological modeling, response surface, sensitivity, objective function, parameter adjustment.

## Table des matières

	page
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
0.1 POURQUOI CE SUJET DE THÈSE?.....	1
0.2 CONCEPTION DE LA PRÉVISION DES CRUES.....	2
0.2.1 Définitions de la prévision des crues.....	2
0.2.2 Besoins en prévision des crues.....	2
0-3 ORGANISATION DE CETTE THÈSE.....	3
PREMIÈRE PARTIE: VALIDATION DU MODÈLE GR3.....	5
Chapitre 1: SIMULATION HYDROLOGIQUE.....	6
1.1 GÉNÉRALITÉS.....	6
1.1.1 La méthode fondée sur la physique.....	6
1.1.2 L'hydrogramme unitaire.....	7
1.1.3 La méthode de corrélation expérimentale.....	7
1.1.4 La méthode rationnelle.....	8
1.1.5 Le modèle hydrologique complet.....	8
1.2 ÉTUDES SUR LA PRODUCTION DE PLUIE EFFICACE ET LA PROPAGATION D'ÉCOULEMENT.....	9
1.2.1 Production de pluie efficace.....	9
1.2.2 Propagation des écoulements.....	13
1.2.2.1 Propagation de l'écoulement à surface libre.....	14
1.2.2.2 Propagation des écoulements souterrains.....	16
1.2.2.3 Concentration des écoulements dans un bassin versant.....	18
1.3 MODÈLES HYDROLOGIQUES COMPLETS.....	19
1.3.1 Modèle "boîte noire".....	20
1.3.2 Modèle conceptuel.....	21
1.3.3 Modèle à base physique.....	24
1.4 CONSIDÉRATIONS SUR LA SIMULATION HYDROLOGIQUE.....	25
1.5 CONSIDÉRATIONS SUR LA SÉLECTION D'UN MODÈLE POUR LA PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL.....	27

Chapitre 2: MODÈLE ET DONNÉES UTILISÉS.....	29
2.1 DE 1 À 4: HISTOIRE DU MODÈLE GR.....	29
2.1.1 La naissance du modèle "Génie Rural".....	29
2.1.2 De GR1 à GR2.....	30
2.1.3 De GR2 à GR3.....	32
2.1.4 De GR3 à GR4.....	35
2.2 TRAVAUX DE VÉRIFICATION DES MODÈLES GR.....	37
2.2.1 Vérification de l'architecture des modèles GR.....	37
2.2.2 Vérification du modèle GR3 face à différentes applications.....	38
2.2.3 Caractéristiques du développement du modèle.....	39
2.3 DESCRIPTIONS DES BASSINS VERSANTS ÉTUDIÉS.....	40
2.3.1 Bassin versant du Réal Collobrier à Pont de Fer.....	40
2.3.2 Bassin versant de l'Orgeval au Theil.....	42
2.3.3 Description de l'échantillon des épisodes de crue au Réal Collobrier.....	45
Chapitre 3: ÉTUDE DU MODÈLE GR3 À PAS DE TEMPS FIN.....	47
3.1 GÉNÉRALITÉS.....	47
3.2 ANALYSE DE LA STRUCTURE DU MODÈLE GR3.....	48
3.2.1 Hypothèses générales du modèle GR3.....	48
3.2.2 Hypothèses sur les fonctions de production et de transfert.....	49
3.2.3 Considérations sur le modèle GR3.....	50
3.3 ANALYSE DE LA MÉTHODE DE CALAGE DU MODÈLE GR3.....	51
3.3.1 Paramètres du modèle GR3.....	51
3.3.2 Méthode d'optimisation et fonction objectif.....	52
3.3.3 Considérations sur la méthode d'optimisation utilisée.....	53
3.4 VALIDATION SUR LES DONNÉES CONTINUES.....	54
3.4.1 Critères d'évaluation.....	54
3.4.2 Calage du modèle GR3 sur une chronique continue de quatre années.....	56
3.4.2.1 Résultats sur les deux bassins étudiés.....	56

3.4.2.2 Variabilité des paramètres d'une année à l'autre.....	57
3.5 ÉTUDE SUR DES ÉCHANTILLONS DE CONTRÔLE.....	59
3.5.1 Traitement des valeurs initiales.....	59
3.5.2 Modèle GR3 pour un fonctionnement par épisode.....	60
3.5.3 Calage sur l'échantillon-I et contrôle sur l'échantillon-II.....	61
3.5.4 Calage sur l'échantillon-II et contrôle sur l'échantillon-I.....	63
3.5.5 Analyse comparative.....	65
3.5.6 Considérations sur l'applicabilité à la prévision d'un fonctionnement par épisodes.....	68
3.6 ÉTUDE SUR LE RÉSERVOIR EAU-GRAVITAIRE.....	69
3.6.1 Passage d'une loi continue à une loi discrète.....	69
3.6.2 Initialisation du réservoir eau-gravitaire.....	70
3.6.3 Étude de la loi du réservoir eau-gravitaire $\beta$ .....	72
3.7 CONCLUSION POUR L'ÉTUDE DU MODÈLE GR3 À PAS DE TEMPS FIN.....	73
Chapitre 4: ANALYSE DES PARAMÈTRES DU MODÈLE GR3.....	74
4.1 SURFACE DE RÉPONSE DES PARAMÈTRES.....	74
4.2 SENSIBILITÉ CRUE PAR CRUE DES PARAMÈTRES AUTOUR DES VALEURS CALÉES GLOBALEMENT ET PAR ÉPISODE.....	80
4.2.1 Généralités.....	80
4.2.2 Sensibilité crue par crue des paramètres autour des valeurs calées globalement.....	82
4.2.3 Sensibilité crue par crue des paramètres autour des valeurs calées par épisode.....	86
4.2.4 Conclusion sur l'analyse de sensibilité des paramètres.....	90
4.3 Stationnarité comparée des paramètres.....	91
4.3.1 Résultats des différents groupements des 3 paramètres.....	92
4.3.2 Analyse des gains et des pertes pour différents groupements de paramètres variant crue par crue.....	94
4.4 Résumé des analyses sur les paramètres du modèle GR3.....	98



## DEUXIÈME PARTIE: MÉTHODOLOGIE DE PRÉVISION.....99

### Chapitre 5: MÉTHODES DE PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL.....100

#### 5.1 SPÉCIFICITÉ DE LA PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL.....100

5.1.1 Prévision des crues et prévision hydrologique.....100

5.1.2 Méthode de prévision des crues en temps réel et système de prévision des crues.....101

5.1.3 Intervalle d'acquisition des données pour la prévision des crues.....102

5.1.4 Délai de prévision.....102

#### 5.2 RAPPELS DES DIFFÉRENTES MÉTHODES EN PRÉVISION DES CRUES.....103

5.2.1 Méthodes adaptées aux modèles de boîte noire pour la prévision des crues.....104

5.2.1.1 Modèle entrée-stockage-sortie.....104

5.2.1.2 Modèle entrée-sortie.....105

5.2.2 Méthodes adaptées aux modèles conceptuels pour la prévision des crues.....109

5.2.3 Traitement des écarts d'un modèle hydrologique.....110

5.2.3.1 Prévision des écarts.....110

5.2.3.2 Pondération multi-modèles.....112

5.2.4 Technique état-espace et filtrage de Kalman.....114

5.2.5 Méthodes purement statistiques pour la prévision des crues.....120

#### 5.3 CONSIDÉRATIONS SUR L'ÉTAT ACTUEL DES MÉTHODES DE PRÉVISION DES CRUES.....123

### Chapitre 6: MÉTHODOLOGIE DE LA PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL POUR LE MODÈLE GR4.....127

6.1 GÉNÉRALITÉS.....127

6.2 STRUCTURE DE LA PRÉVISION DES CRUES.....129

6.2.1 Par épisode ou en continu?.....129

6.2.2 Combiner le mode de simulation avec le mode adaptatif.....	133
6.2.3 Mode de fonctionnement de la prévision des crues.....	135
6.3 MÉTHODE D'AJUSTEMENT DES PARAMÈTRES EN TEMPS RÉEL.....	137
6.3.1 Comment ajuster les paramètres liés à un réservoir de stockage.....	137
6.3.2 Recherche une fonction objectif pour le recalage des paramètres de GR4 en temps réel.....	140
6.3.2.1 Identification "off-line" et identification "on-line".....	141
6.3.2.2 Comment considérer l'ensemble des erreurs.....	142
6.3.2.3 Comment pondérer la dernière erreur?.....	144
6.3.2.4 Vers une procédure plus simple et plus efficace.....	149
6.4 RÉSUMÉ.....	154

## Chapitre 7: VÉRIFICATION DE LA MÉTHODOLOGIE DE PRÉVISION PROPOSÉE.....156

7.1 DESCRIPTION DES ÉCHANTILLONS POUR LA VÉRIFICATION.....	156
7.1.1 Échantillon du bassin versant de l'Orgeval.....	156
7.1.2 Échantillon du Réal Collobrier.....	158
7.2 LES TECHNIQUES DE VÉRIFICATION ET LES CRITÈRES NUMÉRIQUES.....	159
7.2.1 Généralités sur les erreurs et leur évaluation.....	159
7.2.2 Efficacité de la méthode de prévision par rapport au modèle de simulation sur lequel la méthode se base.....	162
7.2.3 Précision globale de la prévision.....	163
7.2.4 évaluer la précision des points particuliers de la prévision.....	164
7.2.5 Caractéristiques de la série des erreurs de prévision.....	164
7.2.6 Variations des paramètres ajustés.....	165
7.2.7 Synthèse des critères et des techniques utilisées pour la vérification.....	165
7.3 VÉRIFICATION SUR L'ORGEVAL.....	166

7.3.1	Prévision en condition de pluie connue.....	166
7.3.1.1	Évaluation de l'efficacité de la méthode de la prévision des crues par rapport au modèle de simulation sur lequel elle se base.....	166
7.3.1.2	Évaluation de la précision globale des prévisions.....	168
7.3.1.3	Évaluation de la précision des points particuliers de la prévision.....	169
7.3.1.4	Caractéristiques de la série des erreurs de prévision.....	171
7.3.1.5	Variations des paramètres en cours de la prévision.....	175
7.3.2	Prévision en condition de pluie nulle.....	176
7.4	VÉRIFICATION SUR LE RÉAL-COLLOBRIER.....	179
7.4.1	Prévision en condition de pluie connue.....	179
7.4.1.1	Évaluation de l'efficacité de la méthode de prévision par rapport au modèle de simulation sur lequel la méthode se base.....	180
7.4.1.2	Évaluation de la précision globale des prévisions.....	180
7.4.1.3	Précision de la prévision des aspects particuliers de la prévision.....	181
7.4.1.4	Caractéristiques de la série des erreurs de prévision.....	182
7.4.1.5	Variations des paramètres ajustés.....	184
7.4.2	Prévision en condition de pluie nulle.....	185
7.5	CONCLUSION SUR LES TRAVAUX DE VÉRIFICATION.....	187
7.6	CONCLUSION DE LA DEUXIÈME PARTIE.....	188
	CONCLUSION GÉNÉRALE .....	189
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	192

<b>ANNEXE-I: CALAGE GLOBAL DU MODÈLE GR3 ADAPTÉ DIRECTEMENT DU PAS DE TEMPS JOURNALIER AU PAS DE TEMPS HORAIRE.....</b>	<b>206</b>
ANNEXE-I-A: Bassin versant du Réal-Collobrier (1969-1972).....	207
ANNEXE-I-B: Bassin versant de l'Orgeval (1974-1977).....	216
<b>ANNEXE-II: CALAGE DU MODÈLE GR3 HORAIRE ANNÉE PAR ANNÉE.....</b>	<b>225</b>
ANNEXE-II-A: Bassin versant du Réal-Collobrier (1969-1972).....	226
ANNEXE-II-B: Bassin versant de l'Orgeval (1974-1977).....	235
<b>ANNEXE-III: VALIDATION DU MODÈLE GR3 HORAIRE SUR DEUX ÉCHANTILLONS DE CRUES SUR LE RÉAL COLLOBRIER.....</b>	<b>244</b>
ANNEXE-III-A: Calage sur l'échantillon-I et validation sur l'échantillon-II.....	245
III-A-1: Calage sur l'échantillon-I.....	245
III-A-2: Validation sur l'échantillon-II.....	251
ANNEXE-III-B: Calage sur l'échantillon-II et validation sur l'échantillon-I.....	255
III-B-1: Calage sur l'échantillon-II.....	255
III-B-2: Validation sur l'échantillon-I.....	259
<b>ANNEXE-IV: CALAGE PAR ÉPISODE DU MODÈLE GR3 HORAIRE SUR DEUX ÉCHANTILLONS SUR LE RÉAL COLLOBRIER.....</b>	<b>265</b>
ANNEXE-IV-A: Calage par épisode sur l'échantillon-I.....	266
ANNEXE-IV-B: Calage par épisode sur l'échantillon-II.....	272
<b>ANNEXE-V: ANALYSE DE FIABILITÉ DU MODÈLE GR3.....</b>	<b>276</b>
V.1 ÉTUDES DES EFFETS DES INCERTITUDES DANS LA MODÉLISATION HYDROLOGIQUE.....	278
V.1.1 Études des effets des incertitudes des erreurs des pluies mesurées sur la reproduction des débits.....	280
V.1.2 Sensibilité des paramètres d'un modèle hydrologique.....	281
V.1.3 Études des effets des incertitudes sur la structure du modèle.....	282

V.1.4 Études sur l'incertitude globale du modèle.....	282
V.1.5 Considérations sur les méthodes existantes pour l'analyse des incertitudes.....	283
V.2 ANALYSE DE FIABILITÉ ET SON APPLICATION POUR UN MODÈLE HYDROLOGIQUE.....	283
V.2.1 Définition de la fiabilité et du risque d'un système.....	284
V.2.2 Méthode d'intégration directe.....	284
V.2.3 Méthode de simulation de Monte-Carlo.....	285
V.2.4 La méthode du premier ordre et des deux premiers moments (PODM).....	286
V.2.4.1 Méthode du premier ordre et des deux premiers moments autour de la valeur moyenne (PODMM).....	289
V.2.4.2 Méthode du premier ordre et des deux premiers moments améliorée (PODMA).....	290
V.2.4.3 Avantages des méthodes PODM.....	291
V.3 ANALYSE DE FIABILITÉ DU MODÈLE GR3.....	291
V.3.1 La fiabilité dans la simulation hydrologique.....	291
V.3.1.1 Qu'est ce que la fiabilité d'un modèle de simulation?.....	291
V.3.1.2 Définitions des fonctions de charge, de résistance et de sécurité du modèle de simulation.....	293
V.3.2 Distribution expérimentale des paramètres.....	295
V.3.3 Analyse des corrélations entre paramètres.....	296
V.3.3.1 Matrice des coefficients de corrélation.....	296
V.3.3.2 Test des corrélations entre les paramètres.....	296
V.3.4 Application au modèle GR3.....	297
V.3.4.1 Choix de la méthode.....	298
V.3.4.2 Hypothèse.....	298
V.3.4.3 Test d'hypothèse.....	299
V.3.4.4 Calcul.....	299
V.3.4.5 Résultats.....	300
V.3.5. Analyse des contributions de chaque paramètre.....	301
V.4 CONCLUSION.....	303
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES DE L'ANNEXE-V.....	304

ANNEXE-VI: VÉRIFICATION DE LA MÉTHODOLOGIE DE PRÉVISION PROPOSÉE SUR L'ORGEVAL.....	306
ANNEXE-VI-A: Vérification sous la condition de pluies connues.....	307
ANNEXE-VI-B: Vérification sous la condition de pluies nulles.....	316
ANNEXE-VII: VÉRIFICATION DE LA MÉTHODOLOGIE DE PRÉVISION PROPOSÉE SUR LE RÉAL COLLOBRIER.....	325
ANNEXE-VII-A: Vérification sous la condition de pluies connues.....	326
ANNEXE-VII-B: Vérification sous la condition de pluies nulles.....	331
ANNEXE-VIII: VARIATIONS DES PARAMÈTRES AU COURS DE LA PRÉVISION.....	336
ANNEXE-VIII-A: Variations des paramètres au cours de la prévision sous la condition de pluies connues (Orgeval).....	337
ANNEXE-VIII-B: Variations des paramètres au cours de la prévision sous la condition de pluies connues (Réal Collobrier).....	346

## Liste des figures

	page
Figure 1-1 Trois sortes de production de pluie efficace (Horton, 1933).....	10
Figure 1-2 L'écoulement superficiel saturé.....	12
Figure 1-3 Composants du cycle hydrologique de versant (Chorley, 1978).....	12
Figure 2-1 Schéma du modèle GR1 (Michel, 1983).....	30
Figure 2-2 Schéma du modèle GR2 (Edijatno, 1988).....	31
Figure 2-3 Schéma du modèle GR4 (Nascimento et Michel, 1991).....	36
Figure 2-4 Situation géographique du Réal Collobrier.....	41
Figure 2-5 Situation géographique de l'Orgeval.....	43
Figure 3-1 L'hydrogramme unitaire du GR3.....	50
Figure 3-2 Architecture de modèle GR3 pour un fonctionnement par épisode.....	60
Figure 3-3 Optimisation des paramètres de GR3H sur un ensemble de crues.....	61
Figure 3-4 Calcul itératif du niveau du réservoir eau-gravitaire avec la méthode de Newton combinée avec l'interpolation linéaire.....	72
Figure 4-1 Épisode de crue choisi pour l'étude de la surface de réponse.....	75
Figure 4-2 Surface de réponse pour A et B et représentation par les courbes hypsométriques.....	76
Figure 4-3 Surface de réponse pour B et C et représentation par les courbes hypsométriques.....	77
Figure 4-4 Surface de réponse pour C et A et représentation par les courbes hypsométriques.....	78
Figure 4-5 $C_{gn}$ de chaque stratégie d'optimisation.....	97
Figure 4-6 $C_{pt}$ pour chaque stratégie d'optimisation.....	97
Figure 4-7 Rapport gain/perte de chaque stratégie intermédiaire.....	98
Figure 5-1 Aspects de la prévision hydrologique.....	100
Figure 5-2 Étapes d'une prévision(d'après Singh, 1989).....	103

Figure 5-3	Modèle de transfert-bruit (Moore, 1982).....	108
Figure 5-4	Schéma de l'opération de filtrage d'un vecteur bidimensionnel (Wood et O'Connell, 1985).....	116
Figure 5-5	Illustration de la méthode PPV (Kalsson et Yakowitz, 1987a).....	122
Figure 5-6	Correction "à l'intérieur" et "à l'extérieur" d'un modèle conceptuel.....	124
Figure 6-1	Épisode de crue choisi pour le dégrossissage de la méthodologie.....	128
Figure 6-2	Structure de la prévision des crues.....	135
Figure 6-3	Discontinuité des débits en $t_b$ si on ajuste $k$ en respectant le stock $S_b$ .....	138
Figure 6-4	Discontinuité des débits en $t_b$ si on ajuste le stock $S_b$ sans modifier le paramètre $k$ .....	139
Figure 6-5	Méthode "ajustements conjoints" pour éviter la discontinuité des débits.....	140
Figure 6-6	Poids donnés par $C_1$ et $C_2$ .....	143
Figure 6-7	$C_1$ et $C_2$ projettent $e(t)$ sur la surface de réponse de la méthode d'optimisation.....	143
Figure 6-8	Surface de réponse pour le couple DRA- $\beta$ (critère de Nash- Sutcliffe).....	146
Figure 6-9	Relation entre CPU et DRA.....	147
Figure 6-10	Relation entre CPU et les poids.....	147
Figure 6-11	essai sur $\beta$ .....	148
Figure 6-12	La dernière une ou les deux dernières erreurs.....	149
Figure 6-13	Choix des paramètres.....	151
Figure 6-14	Comparaison de la valeur absolue et du carré d'une erreur.....	151
Figure 6-15	Introduction d'un terme de tendance.....	152
Figure 6-16	Résultats prévus selon $C_4$ , $C_5$ et $C_6$ .....	154
Figure 6-17	Organigramme logique de la méthode de prévision à l'instant $i$ .....	155
Figure 7-1	Répartition des épisodes de crue sur l'Orgeval.....	157



Figure 7-2 Répartition des épisodes de crue sur le Réal-Collobrier.....	159
Figure 7-3 Prévisions en condition de pluie connue (Orgeval).....	167
Figure 7-4 Répartition des valeurs absolues des erreurs de prévision (Orgeval).....	173
Figure 7-5 Distributions expérimentales des paramètres pour la prévision des crues (Orgeval).....	176
Figure 7-6 IC0 versus IC1 (Orgeval).....	177
Figure 7-7 CE0 versus CE1 (Orgeval).....	177
Figure 7-8 Prévisions en condition de pluie nulle (Orgeval).....	178
Figure 7-9 Prévisions sous condition de pluie connue (Réal Collobrier).....	179
Figure 7-10 Répartition des valeurs absolues des erreurs de prévision (Réal Collobrier).....	183
Figure 7-11 Distributions expérimentales des paramètres pour la prévision des crues (Réal Collobrier).....	185
Figure 7-12 Prévisions sous condition de pluies nulles (Réal Collobrier).....	186
Figure 7-13 IC0 versus IC1 (Réal Collobrier).....	187
Figure 7-14 CE1 versus CE1 (Réal Collobrier).....	187

## Liste des tableaux

	page
Tableau 1-1 Caractéristiques des trois ondes (Viesssman et al., 1989).....	15
Tableau 1-2 Significations des paramètres (Zhao, 1984).....	16
Tableau 2-1 Épisodes de l'échantillon-I.....	45
Tableau 2-2 Épisodes de l'échantillon-II.....	46
Tableau 3-1 Résultats du calage sur 4 ans.....	56
Tableau 3-2 Valeurs des critères d'appréciation sur le calage de GR3 (4 ans).....	56
Tableau 3-3 Résultats du calage de GR3 sur le Réal Collobrier année par année.....	57
Tableau 3-4 Résultats du calage de GR3 sur l'Orgeval année par année.....	57
Tableau 3-5 Calage sur l'échantillon-I.....	62
Tableau 3-6 Contrôle sur l'échantillon-II d'après du calage sur l'échantillon-I.....	63
Tableau 3-7 Pourcentage de crues satisfaisant à un critère minimal (1).....	63
Tableau 3-8 Calage sur l'échantillon-II.....	64
Tableau 3-9 Contrôle sur l'échantillon-I d'après du calage sur l'échantillon-II.....	64
Tableau 3-10 Pourcentage de crues satisfaisant à un critère minimal (2).....	65
Tableau 3-11 Comparaison entre le calage et la validation (échantillon-I).....	66
Tableau 3-12 Comparaison entre le calage et la validation (échantillon-II).....	67
Tableau 3-13 Analyse comparative des taux de succès.....	67
Tableau 3-14 Comparaison des effets de différentes valeurs de $\beta$ .....	72
Tableau 4-1 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.1).....	83
Tableau 4-2 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.01).....	84

Tableau 4-3	Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.001).....	85
Tableau 4-4	Moyennes et écarts-types des valeurs de CS (calage global).....	86
Tableau 4-5	Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.1).....	87
Tableau 4-6	Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.01).....	88
Tableau 4-7	Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.001).....	89
Tableau 4-8	Moyennes et écarts-types des valeurs de CS (calage par épisode).....	90
Tableau 4-9	Les valeurs moyennes des critères.....	93
Tableau 4-10	Valeurs de paramètres optimaux (en logarithme).....	93
Tableau 4-11	Les écarts-types des paramètres.....	93
Tableau 6-1	Base de classification des modèle de simulation hydrologique (Rousselle et al., 1990).....	129
Tableau 6-2	Différentes utilisations des modèles en mode continu et par épisode (d'après Singh, 1989).....	130
Tableau 6-3	Comparaison entre $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ .....	144
Tableau 6-4	Comparaison entre $C'_4$ , $C_5$ et $C_6$ .....	153
Tableau 7-1	Caractères des épisodes de crue choisis sur l'Orgeval.....	158
Tableau 7-2	Caractères des épisodes de crue choisis sur le Réal Collobrier.....	159
Tableau 7-3	Classement des erreurs (Roche, 1985).....	160
Tableau 7-4	Critères et méthodes utilisées pour la vérification.....	165
Tableau 7-5	Valeurs de $r(d)$ et de $r(e)$ de chaque épisode prévu (Orgeval).....	168
Tableau 7-6	Valeurs de IC et de CE de chaque épisode prévu (Orgeval).....	169
Tableau 7-7	Statistiques sur la prévision de la pointe de crue (Orgeval).....	170
Tableau 7-8	Volumes mesurés ( $V_m$ ) et prévus ( $V_p$ ) et les variations relatives VE (Orgeval).....	171

Tableau 7-9 Valeurs des coefficients d'auto-corrélation de la série d'erreurs de chaque épisode (Orgeval).....	172
Tableau 7-10 Test des signes de séries d'erreurs (Orgeval).....	175
Tableau 7-11 Moyennes et écarts-types des paramètres (Orgeval).....	176
Tableau 7-12 Les valeurs de IC0, IC1, CE0 et CE1 (Orgeval).....	177
Tableau 7-13 $r(d)$ et $r(e)$ de chaque épisode prévu (le Réal Collobrier).....	180
Tableau 7-14 IC et CE de chaque épisode prévu (Réal Collobrier).....	181
Tableau 7-15 Statistiques sur les prévisions de pointe de crue (Réal Collobrier).....	181
Tableau 7-16 Volumes mesuré ( $V_m$ ) et prévu ( $V_p$ ) et erreurs relatives (VE) (Réal Collobrier).....	182
Tableau 7-17 Coefficients d'auto-corrélation des erreurs de la prévision (Réal Collobrier).....	182
Tableau 7-18 Test des signes sur la série des erreurs (Réal Collobrier).....	184
Tableau 7-19 Moyennes et écarts-types des paramètres (Réal Collobrier).....	185
Tableau 7-20 Performances de la prévision sous la condition de pluies nulles (Réal Collobrier).....	187



# Introduction générale

## 0.1 POURQUOI CE SUJET DE THÈSE?

Les inondations sont une cause importante de dommages aux biens et aux personnes provoqués par les catastrophes naturelles. Par exemple, le dommage causé par les inondations dans les pays asiatiques a été estimé à plus de 5 milliards de dollars US en 1981 et ce chiffre est en constante augmentation (Sehmi, 1988). En même temps, la superficie menacée par des inondations catastrophiques augmente rapidement (idem). En France, ce genre de catastrophes est moins fréquent qu'en Asie, mais peut avoir des conséquences dramatiques, par exemple, 23 morts dans le désastre du Grand-Bornard en 1987.

Depuis 20 ans, d'importantes ressources matérielles et humaines ont été consacrées à la recherche sur la protection contre les inondations. De plus, le développement de l'informatique a fortement fait progresser la science hydrologique. Mais, on est encore loin d'avoir résolu de façon satisfaisante le problème de la prévision des crues à la fois théoriquement et pratiquement.

Nous nous intéressons ici à la prévision des crues réalisée à l'aide de modèle conceptuel. Beaucoup de travaux ont porté sur l'introduction en Hydrologie de la théorie du filtrage de Kalman (Kalman, 1960), particulièrement bien adaptée aux modèles linéaires de prévision de crue. Le filtrage de Kalman (idem) a été également utilisé avec des modèles conceptuels (voir par exemple, Kitanidis et Bras, 1980a et b). Cette façon de procéder n'a pas été précédée d'une réflexion approfondie sur les problèmes posés par la mise à jour d'un modèle conceptuel, c'est-à-dire essentiellement sur le conflit entre la nécessité de la mise à jour et le souci de respecter la logique physique sous-tendant le modèle.

L'objet de cette thèse est de combler, au moins partiellement, cette lacune en développant, pour un modèle conceptuel particulier, une procédure opérationnelle spécifique bien adaptée au problème posé.

## **0.2 CONCEPTION DE LA PRÉVISION DES CRUES**

### **0.2.1 Définitions de la prévision des crues**

La prévision des crues consiste à estimer en temps réel le niveau d'eau, le débit, le temps d'apparition et la durée d'une crue, en particulier la valeur de la pointe de crue pour un site spécifique, qui résulte des pluies et/ou des chutes de neige (W.M.O., 1974).

Le développement récent des techniques des télécommunications, des ordinateurs et de la modélisation hydrologique a bien enrichi la prévision hydrologique. De ce point de vue, la prévision de crue d'aujourd'hui est non seulement une technique particulière en hydrologie, mais aussi une activité profitant des derniers développements technologiques. La modélisation hydrologique et la mise au point des méthodes de prévision composent cependant le noyau de n'importe quel système de prévision hydrologique.

Pour une prévision, qui est émise maintenant, le résultat sera comparé à la réalité quelques heures plus tard, et les professionnels même comme les profanes peuvent aisément la critiquer. La prévision de crue est donc parfois ressentie comme une activité intellectuelle assez risquée (Klemes, 1982a).

### **0.2.2 Besoins en prévision des crues**

La prévision des crues n'est plus considérée comme un parent pauvre des mesures structurelles de prévention des crues (barrage ou levée par exemple). Cette philosophie avait longtemps dominé jusqu'à ce qu'on prenne conscience que le point de vue doit être "not keep the water from people, but people away from water" (Nemec, 1986). La prévision des crues est bien orientée aujourd'hui vers la prévention des crues catastrophiques. Elle constitue un moyen direct pour réduire les dommages humains et matériels causés par les inondations. L'alerte devant une crue imminente permet d'évacuer la population, le cheptel et l'équipement en minimisant les pertes. Le coût pour bénéficier d'un service d'alerte des crues est relativement bas, ce qui fait de ce service une mesure intéressante de protection contre les inondations surtout dans une plaine où les inondations peuvent être graves.

L'importance de la prévision des crues a été renforcée par les exigences de la gestion des réservoirs. Le conflit entre les différents utilisateurs des ressources en eau est un problème classique. L'un des conflits les plus manifestes est celui existant entre la vidange d'un réservoir au maximum pour contrôler la crue et le maintien de la réserve au niveau le plus haut pour produire de l'électricité ou irriguer des champs. L'efficacité des arbitrages en temps réel entre ces activités est fortement déterminée par la qualité de la prévision hydrologique.

### **0-3 ORGANISATION DE CETTE THÈSE**

Le premier chapitre de cette thèse dresse un panorama des modèles de simulation pluie-débit. Le modèle retenu pour cette étude est le modèle GR3 (Edijatno, 1988; Edijatno et Michel, 1989a; Edijatno, 1991). Il est présenté au chapitre 2 ainsi que les données utilisées dans ce travail. Ce modèle, un nouveau membre de la nombreuse famille des modèles hydrologiques conceptuels, possède certains avantages importants. Deux d'entre eux sont la simplicité de la structure du modèle et le petit nombre de paramètres. Mais, jusqu'à présent, son utilisation a été limitée au pas de temps journalier. Le modèle GR3 a reçu un complément de développement au fur et à mesure que se déroulait cette thèse. Les travaux de Nascimento et Michel (1991) ont permis de mettre au point le modèle GR4 qui englobe, en le généralisant, le modèle GR3. Il nous a paru nécessaire de nous adapter à cette évolution malgré l'hétérogénéité que cela pouvait apporter dans la présentation des travaux, les premiers portant sur GR3 et les autres sur GR4.

Comme nous le savons, n'importe quel modèle conceptuel hydrologique est un produit quasi-expérimental. Tout modèle est dépendant des conditions géologiques, hydrologiques, météorologiques etc. Le pas de temps utilisé est une référence toujours sensible pour un modèle. La plupart des développements de modèles conceptuels ont été fait à un pas de temps journalier ou plus long. Pour un modèle donné, il est indispensable d'indiquer ses limites incluant particulièrement le pas de temps de fonctionnement. Pour la prévision des crues, le pas de temps est normalement plus court qu'un jour et dépend des caractéristiques des crues, des conditions de saisie des données, de la demande de protection contre les inondations, etc. La première étape de ce travail a donc été d'étudier si le



modèle GR3 journalier peut être appliqué à un pas de temps nettement plus court que 24 heures, disons de l'ordre de l'heure (chapitre 3) et d'analyser les paramètres de ce modèle au pas de temps horaire (chapitre 4). Deux exemples seront utilisés dans cette étude: le Réal-Collobrier et l'Orgeval où la variabilité des débits de crue exige des pas de temps d'une demi-heure et d'une heure respectivement (chapitre 2).

Sur la base des travaux précédents, on a conçu une méthodologie pour la prévision des crues en temps réel, qui est essentiellement une technique d'optimisation des paramètres du modèle en temps réel en se basant sur le modèle conceptuel pluie-débit GR4 (version améliorée de GR3). Cet ajustement repose sur une "durée rétroactive d'ajustement" relative à une fonction objectif particulière qui comporte les deux dernières erreurs et les corrections des paramètres. En outre, une méthode appelée "ajustement conjoint" a été intégrée dans cette méthodologie pour corriger les paramètres liés à des réservoirs dans le modèle (chapitre 6). Cette méthodologie a été vérifiée et a donné des résultats satisfaisants (chapitre 7).

La première partie est composée par les chapitres 1, 2, 3 et 4. Le chapitre 1 est un bref rappel sur le développement de la modélisation hydrologique, le chapitre 2 présente schématiquement le développement des modèles GR: de GR1 à GR4 et les données utilisées. La deuxième partie est composée par les chapitres 5, 6 et 7. Le chapitre 5 rappelle et analyse les méthodes existant pour la prévision des crues en temps réel. Les deux derniers chapitres concernent la méthodologie proposée.

# PREMIÈRE PARTIE

## VALIDATION DU MODÈLE GR3

*Cette partie est composée de quatre chapitres. Le chapitre 1 présente un rappel succinct sur l'état actuel de l'étude de la simulation hydrologique. Le chapitre 2 décrit le développement de GR3 qui est utilisé comme base de cette étude et les bassins versants utilisés. Le chapitre 3 concerne l'étude du modèle GR3 au pas de temps fin nécessaire par la prévision des crues. Le chapitre 4 concerne l'analyse des paramètres du modèle GR3.*

*'Il est à la fois difficile et facile de chercher la vérité, car il est évident que l'on ne peut pas la maîtriser entièrement ni passer complètement à côté, mais chacun ajoute un peu à notre connaissance de la nature, et à partir de la réunion de tous les éléments apparaît une certaine splendeur.'*

*Aristote  
(385 B.C. - 322 B.C.)*

## Chapitre 1

# Simulation hydrologique

Résumé: Un aperçu succinct sur le développement de la simulation hydrologique est donné dans ce chapitre avec notamment les études sur la production de pluie efficace et la propagation de l'écoulement.

## 1.1 GÉNÉRALITÉS

Tout au long du développement de la science hydrologique, on peut trouver grosso modo cinq différents types de méthodes usuelles: l'approche fondée sur la physique, la méthode de l'hydrogramme unitaire, la méthode de corrélation expérimentale, la méthode rationnelle et le modèle hydrologique complet. Elles ont été appliquées pour étudier le phénomène hydrologique et/ou pour résoudre des problèmes pratiques. Chacune de ces méthodes possède des caractères particuliers et a plus ou moins de liaison avec les autres.

### 1.1.1 La méthode fondée sur la physique

La méthode fondée sur la physique dépend étroitement des conceptions physiques et des équations descriptives issues de ces conceptions, par exemple, les équations de Saint-Venant (Barré de Saint-Venant, 1848) selon la deuxième loi du mouvement de Newton, les équations de l'écoulement souterrain selon la loi de Darcy (Darcy, 1856), etc. Sous certaines conditions, ce type d'approche peut apporter de bons résultats. L'approche fondée sur la physique est souvent établie avec des conditions idéales et des données observées en nombre suffisant et en qualité satisfaisante. Par exemple, les équations de Saint-Venant (Barré de Saint-Venant, 1848) complètes se fondent sur l'écoulement à surface libre graduellement varié avec une distribution des vitesses négligeable sur la section en travers dans un canal uniforme avec une faible pente du lit. L'adaptation de ces méthodes à la réalité pose des problèmes très délicats aux utilisateurs. La difficulté principale et commune à laquelle sont confrontés les utilisateurs est d'obtenir des conditions aux limites pour ces méthodes. Plus stricte est la méthode, plus des conditions objectives et des données mesurées nombreuses sont exigées. Si l'on ne dispose pas de conditions aux limites et/ou de données suffisantes, l'approche fondée sur la physique n'apporte naturellement pas d'avantages. Ce fait suit l'approche fondée sur la physique comme une ombre.

Le phénomène hydrologique se situe entre l'atmosphère et la terre et comporte naturellement les relations avec les facteurs atmosphériques et terrestres, facteurs biologiques inclus. Ce n'est donc pas un phénomène très clairement limité comme des phénomènes de la dynamique classique tels que la vibration d'un ressort ou la chute libre d'un objet sur la terre. L'utilisation de l'approche fondée sur la physique est fortement limitée à cause des complexités spécifiques du phénomène hydrologique et par suite le développement de l'hydrologie s'est orienté vers des méthodes relativement simples. Il faut souligner que l'approche fondée sur la physique est à la base de toutes les méthodes hydrologiques malgré sa limitation réelle. Seules les méthodes qui concordent avec une approche fondée sur la physique sont correctes. Dans les paragraphes suivants, on va parler de quatre types de méthodes hydrologiques ne relevant pas d'une approche fondée sur la physique, et qui ont été utilisées au cours du développement de la science hydrologique.

### **1.1.2 L'hydrogramme unitaire**

L'hydrogramme unitaire est défini comme la réponse d'un système à une impulsion sur un pas de temps d'une entrée du système. C'est une conception purement mathématique, un produit de l'analyse logique comportant peu de sens physique. Supposant que le système est linéaire, l'hydrogramme unitaire ne varie pas dans le temps, sans quoi, il serait une fonction temporelle des entrées du système. Avec cette logique, on ne vise que les réponses d'un système à ses entrées sans prendre en compte les variations de l'état du système. C'est la raison pour laquelle on appelle ce type de méthode une boîte noire.

L'hydrogramme unitaire est simple du point de vue conceptuel et facilement applicable. Il demande peu de données et porte une certaine précision pour les problèmes pratiques. Mais, le manque de bases physiques de l'hydrogramme unitaire le rend peu utilisable pour des études comme l'extrapolation des données, la synthèse des caractéristiques régionales, l'influence des impacts d'actions anthropiques etc.

### **1.1.3 La méthode de corrélation expérimentale**

La méthode de corrélation expérimentale constitue une méthode usuelle pour résoudre les problèmes hydrologiques et hydrauliques surtout avant les

années 70 et les exemples de cette méthode ont été bien exposés dans certains ouvrages (voir par exemple, Chow, 1964). L'essentiel de cette méthode consiste à trouver une relation de cause à effet. Pour cela, on identifie d'abord les causes et les effets pour un problème hydrologique, puis on mesure ces facteurs et enfin on utilise des méthodes statistiques pour évaluer quantitativement la relation de cause à effet. Un exemple usuel est le graphique de corrélation pluie-débit permettant de trouver le volume écoulé correspondant à un événement de pluie. Les variables de cause et d'effet sont choisies généralement comme étant le volume de crue, la pointe de crue, le volume de crue etc., mais jamais le processus hydrologique entier.

Une relation de cause à effet dépend en grande partie de l'expérience des concepteurs. Bien que la relation de cause à effet soit jugée sur la base de conceptions physiques et testée selon les résultats pratiques, cette méthode est d'essence statistique du fait qu'elle consiste à minimiser des erreurs entre effets calculés et effets mesurés.

Cette méthode est simple, mais doit être employée avec précaution pour faire des extrapolations sur des cas exceptionnels tout simplement à cause de sa nature statistique. La méthode de corrélation expérimentale est en quelque sorte à l'opposé de l'approche fondée sur la physique.

#### **1.1.4 La méthode rationnelle**

La méthode rationnelle a été proposée par Kuichling en 1889 (Kuichling, 1889). Elle est différente de la méthode de corrélation expérimentale, car elle se fonde principalement sur une loi physique. Elle est différente de l'approche fondée sur la physique car elle en a simplifié les lois physiques et les conditions aux limites, par exemple, le bassin versant est vu comme une surface et le déficit d'humidité est supposé constant. Ces simplifications sont peut-être assez loin de la réalité, mais elles n'influencent pas très gravement le but de la méthode, qui est de trouver une valeur (par exemple la pointe de crue) pour la prédétermination en génie hydraulique (souvent sur des bassins versants de taille petite). La précision de cette méthode est très faible à cause des simplifications utilisées.

#### **1.1.5 Le modèle hydrologique complet**

Le modèle hydrologique complet a été développé sur la base des méthodes présentées précédemment. Un tel modèle peut se rapprocher d'une méthode fondée sur la physique, ou être très simple comme une méthode de boîte

noire, selon la nature des composants du modèle. La rationalité d'un modèle dépend de la pertinence des simplifications (ou conceptualisations) apportées dans le modèle.

La procédure et les méthodes de calcul dans un modèle hydrologique composent ce que l'on appelle l'architecture du modèle. Dans cette architecture, il existe certains paramètres à définir pour décrire les caractéristiques hydrologiques d'un bassin versant considéré. Avec cette structure et ces paramètres, on peut estimer les sorties d'un bassin versant selon ses entrées. Les variables intermédiaires de calcul sont appelées les états du système, et possèdent seulement une signification fictive. Le modèle hydrologique complet sera présenté de façon détaillée dans §1.3.

## **1.2 ÉTUDES SUR LA PRODUCTION DE PLUIE EFFICACE ET LA PROPAGATION D'ÉCOULEMENT**

Le cycle de l'eau terrestre peut être divisé subjectivement en deux parties: la production de pluie efficace et la propagation de l'écoulement. Dans la première intervient la quantité de pluie produisant le débit à l'exutoire du bassin versant et dans la deuxième intervient le déplacement temporel de cette quantité d'eau.

### **1.2.1 Production de pluie efficace**

Il est reconnu que c'est Horton qui a proposé pour la première fois la théorie de la production de pluie efficace - la théorie d'infiltration de Horton (Horton, 1933). Il a décrit le phénomène hydrologique en utilisant l'intensité de pluie et la capacité d'infiltration superficielle du sol. Si l'intensité d'une pluie est plus petite que la capacité d'infiltration superficielle du sol, cette pluie sera complètement absorbée par le sol et il n'y aura donc pas d'écoulement superficiel issu de cette pluie; si l'intensité de pluie est plus grande que la capacité d'infiltration superficielle du sol, l'absorption par le sol sera égale à la capacité d'infiltration et le reste de la pluie (pluie efficace) deviendra écoulement superficiel. Dans ce cas, la surface du sol sert de filtre pour la pluie et la sépare en deux parties: une partie devient écoulement superficiel entrant dans le réseau hydrographique; une autre partie devient eau souterraine et/ou retourne à l'atmosphère par évaporation ou transpiration.

Horton (1933, 1937) a analysé les données observées suite à des pluies générées artificiellement dans un petit bassin versant et obtenu une formule expérimentale d'infiltration unidimensionnelle sur une couche de sol homogène et d'extension verticale infinie dans laquelle la capacité d'infiltration superficielle du sol est une fonction exponentielle du temps:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (1-1)$$

où  $f$  = taux d'infiltration maximal instantané (pouce/heure),  
 $f_c$  = taux d'infiltration minimal,  
 $f_0$  = le taux d'infiltration au début de la pluie ( $t=0$ ),  
 $k$  = une constante positive liée à la perméabilité du sol considéré et  
 $t$  = temps (heure) par rapport au début de la pluie.

La conception de l'infiltration de Horton a été utilisée assez largement et a donné de bons résultats dans la pratique et surtout son articulation avec la méthode de l'hydrogramme unitaire a introduit la science hydrologique dans une époque nouvelle. De nos jours, on peut encore trouver des modèles de simulation établis sur la formule d'infiltration de Horton.

Au sujet de l'infiltration superficielle dans le sol, beaucoup de recherches ont été publiées. Par exemple, Green et Ampt (1911) ont étudié le phénomène d'infiltration superficielle de sol à partir de la loi de Darcy (Darcy, 1856) et ont proposé une formule qui est utilisée aujourd'hui dans le modèle SWMM (Hubert et al., 1981). Suivant le chemin de Horton, Holtan (1961) a proposé une formule expérimentale d'infiltration superficielle et cette formule fait une partie du modèle USDAHL-74 (Holtan et al., 1975).

Le point le plus intéressant de la théorie de Horton est de diviser la production de pluie efficace en trois modes comme montré sur la figure 1-1, où  $i$  = l'intensité de pluie,  $f$  = la capacité d'infiltration superficielle du sol,  $S$  = le volume de pluie et  $ST$  = le volume de déficit en eau du bassin versant.

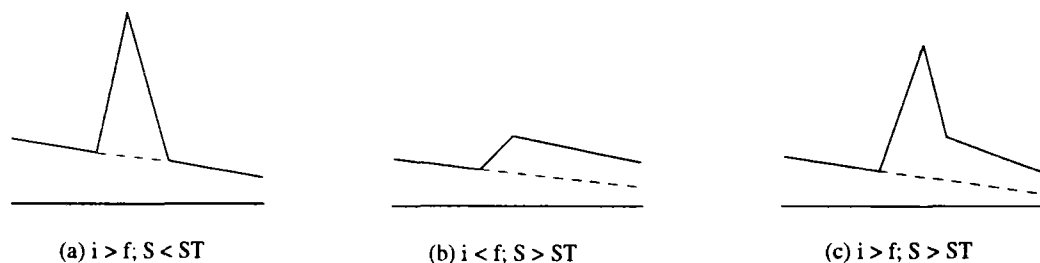


Figure 1-1 Trois sortes de production de pluie efficace (Horton, 1933)

(a) une pluie intense sur une période courte. Puisque  $i > f$ , cette pluie produit de l'écoulement superficiel; mais comme la période est courte, cette pluie ne provoque pas beaucoup d'écoulement souterrain de telle sorte que le débit avant et après la pluie sont quasiment sur la même décrue.

(b) une pluie faible sur une longue période. Puisque  $i < f$ , la pluie ne produit pas d'écoulement superficiel; et cette pluie entre complètement dans le sol pour rejoindre la nappe. Le déficit en eau du sol est réduit du fait de cette pluie. L'hydrogramme présente alors un "gonflement".

(c) une pluie intense sur une longue période. Dans ce cas, la pluie produit à la fois de l'écoulement superficiel et de l'écoulement d'origine souterraine.

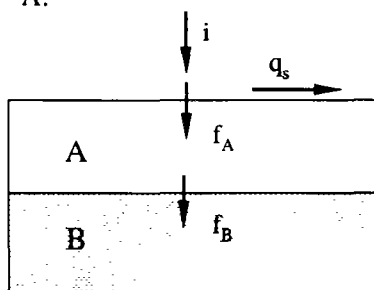
En résumé, selon la théorie de Horton, lorsque l'intensité de la pluie est supérieure à la capacité d'infiltration superficielle du sol, un écoulement superficiel a lieu, et, après avoir comblé le déficit en eau du sol, un écoulement d'origine souterraine se produit suite à la capacité d'infiltration permanente du sol ( $f_c$ ).

Depuis les années 60, des opinions différentes de la théorie de Horton sont apparues dans la littérature. Ces opinions ont été rassemblées dans un ouvrage: l'hydrologie des versants (Hillslope hydrology) (Kirkby, 1978).

Des résultats expérimentaux ont révélé que l'écoulement superficiel de Horton est rarement constaté sur les surfaces comportant un couvert végétal important; on le rencontre seulement sur les sols nus ou revêtus artificiellement (les routes par exemple). Les analyses démontrent que dans un bassin versant où il existe plusieurs couches de sol, les conductivités hydrauliques de ces couches ne sont pas homogènes verticalement de telle sorte qu'au fond de chaque couche de sol on peut trouver une zone saturée dans laquelle apparaît un écoulement souterrain en milieu saturé (saturated through flow). Il a été constaté aussi que même dans une zone non-saturée il existe de l'écoulement hypodermique (unsaturated through flow). Au moment où le sol est saturé, il n'y a plus d'interstices sans eau. Dès que la surface supérieure de la zone saturée atteint la surface de sol, cette dernière peut être vue comme une surface d'eau temporaire et donc la pluie tombant sur cette surface donne lieu directement à de l'écoulement superficiel; ce genre d'écoulement est appelé écoulement superficiel sur sols saturés



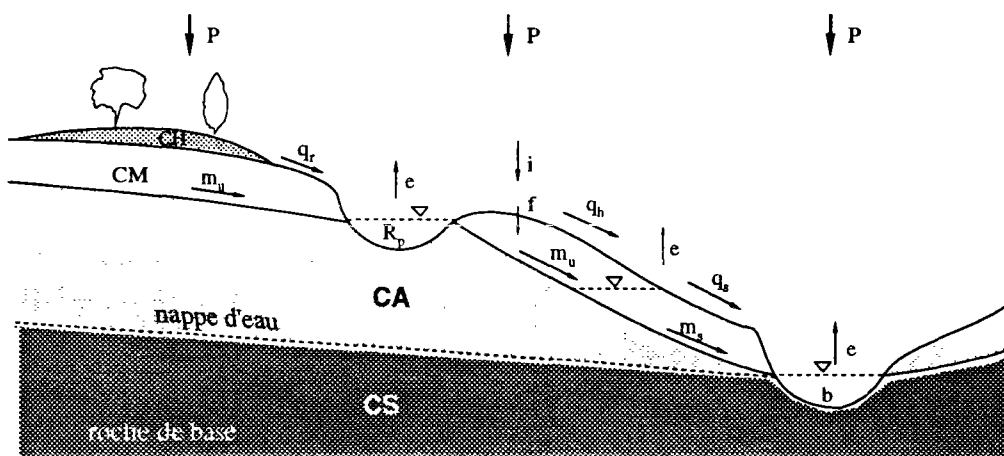
(saturated overland flow) pour le différencier de l'écoulement superficiel de Horton. L'état hydrique d'un bassin versant est dépendant de l'échange d'eau entre les couches de sol; par conséquent, même si l'intensité de pluie ne dépasse pas la capacité d'infiltration superficielle, un écoulement superficiel peut apparaître. La figure 1-2 montre un exemple de deux couches de sol: couche A et couche B,  $f_A$  et  $f_B$  sont respectivement les capacités d'infiltration superficielles de ces deux couches et  $f_A > f_B$ . Si  $i$  (intensité de pluie) satisfait que  $f_B < i < f_A$ , il peut y avoir de l'écoulement superficiel,  $q_s$ , sur la surface de couche A.



Au cas où la couche A est saturée, l'écoulement superficiel par saturation se produit sur la surface de la couche A du fait que  $i > f_B$ .

Figure 1-2 L'écoulement superficiel saturé

La théorie de Horton ne comporte pas de conception d'écoulement superficiel sur sols saturés et d'écoulement hypodermique. L'hydrologie des versants a enrichi la théorie de la production de pluie efficace. Les divers écoulements sont illustrés dans la figure 1-3.



P = pluie; M = stockage d'eau du sol;  $m_u$  = écoulement hypodermique non-saturé;  $m_s$  = écoulement hypodermique par saturation; e = évaporation; f = infiltration;  $q_h$  = écoulement superficiel de Horton;  $q_s$  = écoulement superficiel saturé;  $q_r$  = écoulement d'exfiltration; b = bief; i = intensité de pluie;  $R_p$  = stockage de dépression; CA = couche de stockage d'eau non saturée; CS = couche de stockage d'eau souterraine; CH = couche d'humus; CM = couche de stockage d'humidité du sol superficiel.

Figure 1-3 Composants du cycle hydrologique de versant (Chorley, 1978)

Intuitivement, l'écoulement superficiel de Horton peut apparaître sur les surfaces non-saturées ayant peu de couverture ou composées par le sol rocheux compact, et non pas sur les surfaces ayant une couverture végétale abondante. Ainsi, dans les régions sèches ou dans les régions humides dont la couverture a été largement détruite, on peut prendre en compte principalement l'écoulement superficiel de Horton pour la simulation et dans les régions humides, on doit tenir compte de l'écoulement superficiel sur sols saturés pour la production de pluie efficace.

Une autre conception nouvelle issue de la théorie de l'hydrologie des versants est la "surface contributive". Il est rare que l'écoulement superficiel sur sols saturés apparaisse dans tout un bassin versant. Au contraire il ne se produit généralement que dans une partie du bassin versant. Ces zones sont souvent: 1) des surfaces de lac, 2) des fonds de collines le long de rivières, 3) des fonds de vallées et 4) des zones ayant des couches de sol minces.

Chorley (1978) a indiqué que le modèle d'infiltration de Horton représente seulement une partie de la réalité, qui s'applique dans les régions avec une végétation pauvre ou ayant des couvertures de sol minces et qu'à l'opposé se trouve la modélisation de l'écoulement hypodermique qui peut s'appliquer aux régions avec une bonne couverture végétale et une couverture épaisse de sol, alors qu'entre ces deux extrêmes, se situent une grande variété de modèles dans lesquels on prend en compte un ou plusieurs types d'écoulement: l'écoulement superficiel de Horton, l'écoulement superficiel sur sols saturés, l'écoulement hypodermique et l'écoulement souterrain en milieu saturé etc. La théorie de l'hydrologie des versants a été utilisée dans la modélisation hydrologique, le modèle TOP (Beven et Kirkby, 1979) par exemple.

### **1.2.2 Propagation des écoulements**

L'étude sur la propagation de l'écoulement peut être subdivisée en trois: écoulement à surface libre, écoulement souterrain et concentration des écoulements dans un bassin versant.

### 1.2.2.1 Propagation de l'écoulement à surface libre

Généralement, deux types d'approche ont été utilisés pour la propagation d'écoulement en canal: 1) hydraulique et 2) hydrologique.

Dans une approche hydraulique, la propagation de l'écoulement dans un canal est traitée avec la théorie de l'écoulement transitoire. Ces méthodes se basent sur les équations de Saint-Venant (Barré de Saint-Venant, 1848). Pour l'écoulement à surface libre variant graduellement et non-permanent, elles s'écrivent:

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial(Av)}{\partial x} - q = 0 \quad (1-2)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + i_f - i_0 + \frac{q}{gA} (v - u_x) = 0 \quad (1-3)$$

où  $t$  = temps;  $x$  = l'abscisse le long du canal;  $y$ ,  $v$ ,  $A$  et  $B$  = respectivement la profondeur d'écoulement, la vitesse d'écoulement, la superficie de la section en travers et la largeur au miroir;  $g$  = l'accélération de la pesanteur;  $q$  = le débit entrant latéral par unité de longueur;  $u_x$  = la vitesse du flux entrant latéral dans la direction  $x$ ;  $i_f$  = la pente de la ligne d'énergie;  $i_0$  = la pente du fond du canal. L'équation 1-2 décrit la conservation de masse. L'équation des moments ou dynamique (1-3) est issue de la deuxième loi du mouvement de Newton et exprime la conservation des quantités de mouvement. Les termes dans l'équation 1-3 sont respectivement, de gauche à droite, les mesures non-dimensionnelles des accélérations locale et de convection, de pression, de frottement, de gravité et celle due au débit entrant latéral. Ce groupe d'équations représente un système non-linéaire pour lequel on n'a pas de solution générale analytique. Les études sur les équations de Saint-Venant consistent à simplifier l'équation 1-3. Généralement, on a trois sortes d'équations particulières chacune correspondant à un certain niveau de simplification 1) l'onde cinématique, 2) l'onde diffusante et 3) l'onde dynamique (sans simplification).

L'équation 1-3 peut être réécrite en prenant en compte la formule de Chézy:  $Q = CA\sqrt{Ri_f}$  et  $Q_0 = CA\sqrt{Ri_0}$  où  $C$  = coefficient de Chézy;  $R$  = rayon hydraulique, pour donner la relation hauteur-débit en régime permanent et montrer les trois types d'ondes en l'absence de débit entrant latéral comme suit (Weinmann et Laurenson, 1979):

$$Q = Q_0 \sqrt{1 - \frac{1}{i_0} \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g i_0} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g i_0} \frac{\partial v}{\partial t}} \quad (1-4)$$

onde cinématique

analogie de diffusion

onde dynamique complète

Parmi ces trois sortes d'ondes, la solution de l'onde cinématique est la plus simple, celle de l'onde dynamique est la plus complète pour décrire le mouvement de l'écoulement varié à surface libre et celle de l'onde diffusante occupe une position variable selon le degré de simplification ultérieur. En omettant les termes d'inertie  $\frac{1}{g}(\frac{v \partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t})$  dans l'équation 1-3 et le terme lié au débit entrant latéral dans les équations 1-2 et 1-3, et en simplifiant les fonctions de Y et de Q, facteurs multiplicatifs des dérivées partielles, on obtient une équation du type de diffusion-convection avec deux paramètres: C étant pour la translation de l'écoulement et D contribuant à l'atténuation de l'écoulement:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (1-5)$$

Quelques caractéristiques des trois types d'onde sont montrées dans le tableau 1-1.

Tableau 1-1 Caractéristiques des trois ondes (Viessman et al., 1989)

	hypothèse		caractéristiques		relation unique		
	permanent	uniforme	translation	atténuation	Y - Q	A - Q	v - Q
cinématique	oui	oui	oui	non	oui	oui	oui
diffusante	oui	non	oui	oui	non	non	non
dynamique	non	non	oui	oui	non	non	non

Dans une approche hydrologique, on décrit l'écoulement unidimensionnel dans un bief en utilisant deux équations: l'équation de continuité et l'équation de stockage, qui possèdent les formes suivantes:

$$\bar{I} \Delta t - \bar{O} \Delta t = \Delta S \quad (1-6)$$

$$S = f(I, O) \quad (1-7)$$

où  $S$  est le stockage,  $\bar{I}$  et  $\bar{O}$  sont respectivement les valeurs moyennes des débits entrant,  $I$ , et sortant,  $O$ . Les méthodes hydrologiques sont issues de différentes hypothèses sur la fonction  $f$ . La méthode la plus usuelle est sans doute la méthode de Muskingum (McCarthy, 1938). Cette méthode est basée sur une relation stockage-sortie linéaire dans un bief:

$$S = K[XI + (1-X)O] \quad (1-8)$$

où  $K$ ,  $X$  = coefficients.

Cunge (1969) a démontré que la méthode de Muskingum (McCarthy, 1938) peut être vue comme une approximation du deuxième ordre de l'équation de diffusion sous certaines conditions. Dooge (1973) a montré la relation existant entre une solution particulière de l'équation de diffusion et la méthode de Muskingum et a obtenu des expressions théoriques pour les paramètres de cette méthode.

Les remarques précédentes clarifient la relation entre les méthodes hydrologique et hydraulique. Le tableau 1-2 montre les significations physiques des paramètres de l'équations de diffusion (1-5) et de la fonction stockage-sortie (1-8) et leur correspondances.

Tableau 1-2 Significations des paramètres (Zhao, 1984)

	paramètre de translation	paramètre d'atténuation
méthode de Muskingum	$K$ (temps de translation)	$X$ (facteur pondéré)
équation de diffusion	$C$ (vitesse d'onde)	$D$ (diffusivité)

On peut donner aussi les relations numériques entre les paramètres de ces deux méthodes. Posons  $L$  = longueur considérée d'un tronçon de rivière, on a alors:

$$X = \frac{1}{2} - \frac{D}{CL} \quad (1-9)$$

$$K = \frac{L}{C} \quad (1-10)$$

### 1.2.2.2 Propagation des écoulements souterrains

Le mouvement de l'eau dans le sol relève de l'hydraulique des milieux poreux. Les équations qui décrivent le mouvement sont: 1) l'équation de continuité ou la loi de conservation des masses; 2) la loi de Darcy ou l'équation stockage-

sortie. Ces équations peuvent être exprimées d'une façon globale ou distribuée à une ou plusieurs dimensions. Boussinesq (1877) a établi une équation unidimensionnelle pour le mouvement horizontal de l'écoulement souterrain selon la loi de Darcy (Darcy, 1856) et l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (Dupuit, 1863). Le résultat principal de Boussinesq (1877) est l'équation suivante:

$$f \frac{\partial h}{\partial t} = k \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (1-11)$$

où  $k$  = conductivité hydraulique;  $h$  = la profondeur de l'écoulement souterrain et  $f$  = porosité efficace du sol. Boussinesq a linéarisé cette équation et a obtenu avec des conditions appropriées une solution de l'équation 1-11 comme suit (Boussinesq, 1877),

$$Q(t) = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (1-12)$$

où  $t$  = temps;  $Q$  = le débit de l'écoulement souterrain;  $Q_0$  = le débit initial de l'écoulement souterrain ( $t=0$ ) et  $\alpha$  est un coefficient. L'équation 1-12 est justement la formule du réservoir linéaire. Le modèle du réservoir linéaire a été souvent utilisé pour la propagation de l'écoulement souterrain dans les modèles hydrologiques.

Avec une approche hydrologique, on peut retrouver cette formule en supposant une relation stockage-sortie:  $S = kQ$  et pour la relation de continuité sans apport:  $Q = -dS/dt$ . De ce fait, on trouve un lien entre les méthodes hydrologique et hydraulique et on établit le fondement théorique du réservoir linéaire.

Le fait que l'on peut simuler avec succès l'écoulement souterrain avec un modèle linéaire a sa raison physique. Selon la loi de Darcy (Darcy, 1856), la vitesse de l'écoulement souterrain est fonction seulement du gradient hydraulique. Autrement dit, le mouvement de l'écoulement souterrain dépend de la variation de hauteur d'eau souterraine et non pas de la hauteur brute. En réalité, la hauteur d'eau souterraine est une fonction des caractéristiques géologiques et morphologiques et elles varient très lentement. Ainsi, la non-linéarité de l'écoulement souterrain est assez faible.

### 1.2.2.3 Concentration des écoulements dans un bassin versant

Sherman (1932) a proposé l'hydrogramme unitaire en tant que méthode expérimentale pour traiter le problème de la concentration de l'écoulement dans un bassin versant. Aujourd'hui on peut définir l'hydrogramme unitaire comme la réponse à une impulsion d'un système linéaire. On a conçu l'hydrogramme unitaire instantané comme la réponse à une impulsion instantanée d'un système linéaire. Avec l'hypothèse de linéarité, la concentration dans le bassin versant peut être exprimée comme la convolution de la pluie efficace et de l'hydrogramme unitaire instantané:

$$Q(t) = \int_0^{t_m} u(t-\tau)I(\tau)d\tau \quad (1-13)$$

où  $I$  = pluie efficace de 0 à  $t_m$ ;  $Q(t)$  = le débit sortant à l'exutoire au moment  $t$  et  $u$  = hydrogramme unitaire instantané.

Nash (1957) a proposé un modèle pour simuler la concentration du bassin versant selon la théorie des systèmes linéaires. Il a utilisé une série de réservoirs linéaires pour simuler la relation entre la pluie efficace et le processus des débits à l'exutoire d'un bassin versant. Il en a déduit l'hydrogramme unitaire instantané suivant:

$$u(t) = \frac{1}{k(n-1)!} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (1-14)$$

où  $k$  = coefficient de stockage-sortie.

Chow et Kulandaiswamy (1971) ont proposé une équation stockage-sortie générale pour décrire une série de réservoirs non-linéaires comme suit:

$$S = \sum_{n=0}^N a_n(O,I) \frac{d^n O}{dt^n} + \sum_{m=0}^M b_m(O,I) \frac{d^m I}{dt^m} \quad (1-15)$$

En combinant l'équation 1-15 avec l'équation de continuité et en prenant des coefficients constants, on obtient une équation différentielle assez générale pour décrire la concentration des eaux dans un bassin versant:

$$O(t) = \frac{\sum_{m=0}^M b_m D^m}{\sum_{n=0}^N a_n D^n} I(t) \quad (1-16)$$

où  $D$  = l'opérateur de différentiation:  $D^i = d^i/dt^i$ . A partir de l'équation 1-16, Chow et Kulandaiswamy (1971, 1982) ont étudié six cas avec  $m \leq 3$  et  $n \leq 3$ .

La méthode temps-superficie peut être vue comme une méthode conceptuelle dans les études de concentration de l'écoulement dans un bassin versant. Cette méthode est à l'origine de la méthode rationnelle en notant le fait que cette méthode regarde le bassin versant comme une surface homogène. Ross (1921) est sans doute le premier à utiliser l'idée d'isochrone pour étudier la concentration des eaux dans un bassin versant. Il y a beaucoup de méthodes dans la littérature hydrologique; la plupart d'entre elles se distinguent seulement par leur présentation. L'idée principale de ces méthodes est issue des courbes isovaleurs de temps de concentration ou isochrones. Une isochrone est une courbe d'égale durée reliant les points sur la surface d'un bassin versant dont l'écoulement superficiel peut arriver à l'exutoire au même instant. Les isochrones ne doivent pas se couper, se fermer et doivent commencer et se terminer sur le périmètre d'un bassin versant (Dooge, 1959). Il est plus adéquat d'utiliser la courbe temps-superficie-concentration (TAC). Zoch (1934) a représenté un bassin versant avec une courbe TAC et propagé l'écoulement avec la méthode du réservoir linéaire en supposant que la distribution des pluies efficaces étaient uniformes dans le bassin versant considéré. Il a pris en compte quatre formes de bassins versants: rectangulaire, triangulaire, elliptique et quelconque. Clarke (1945) a étudié la concentration suite à une pluie instantanée dans un bassin versant rectangulaire hypothétique et il a indiqué qu'un hydrogramme unitaire peut être déterminé en propageant une courbe TAC à travers un réservoir linéaire. Sa méthode est physiquement équivalente à celle de Zoch.

### 1.3 MODÈLES HYDROLOGIQUES COMPLETS

Un modèle hydrologique complet peut être vu comme un ensemble quelconque de méthodes hydrologiques telles que celles présentées précédemment. Cette étude a été particulièrement accélérée par l'utilisation des ordinateurs. Avec les modèles hydrologiques, on peut essayer de comprendre et de décrire les phénomènes naturels et, sous certaines



conditions, on peut faire des prévisions dans un sens déterministe ou probabiliste. Divers critères ont été utilisés pour classer les modèles existants. Généralement, un modèle peut être classé dans une des 2 catégories suivantes: analogique ou mathématique. Ici, on ne s'intéresse qu'aux modèles mathématiques. Dans la littérature sur les modèles mathématiques, on peut trouver un certain nombre d'approches mutuellement exclusives pour différencier les modèles en prenant en compte le niveau de conceptualisation du phénomène naturel, par exemple, statique ou dynamique; linéaire ou non-linéaire; stationnaire ou non-stationnaire; global ou distribué, etc. Il existe aussi une autre catégorie non-exclusive mais souvent utilisée: déterministe ou statistique. Ici, on divise les modèles hydrologiques mathématiques en trois sortes selon leur niveau d'intégration de concepts physiques: le modèle "boîte noire", le modèle conceptuel et le modèle à base physique.

### 1.3.1 Modèle "boîte noire"

Chow (1972) a décrit un modèle "boîte noire" (ou abstrait) comme un modèle qui essaie de représenter théoriquement le prototype hydrologique sous une forme mathématique dans laquelle les phénomènes hydrologiques sont traités comme des transformations des entrées d'un système en ses sorties en utilisant une fonction de transfert. Ces modèles ne demandent pas d'information par rapport au processus de transformation de pluie en débit. Chow (1972) a subdivisé la classe des modèles "boîte noire" en deux types: déterministe et non-déterministe (y compris statistique et probabiliste).

L'hydrogramme unitaire peut être regardé comme un exemple typique de modèle "boîte noire" déterministe. Chow et Kulandaiswamy (1972) ont donné l'équation 1-15 comme expression descriptive générale de ce type de modèle.

L'idée de la méthode entrée-stockage-sortie utilisée par Lambert (1981) est similaire à la conception de l'hydrogramme unitaire. Cette méthode suppose que la superficie d'un bassin versant peut être représentée par une seule fonction de stockage-sortie. Cette fonction stockage-sortie est intégrée sur chaque sous-bassin selon les entrées (pluies), puis les résultats sont transformés avec une méthode de propagation à surface libre pour obtenir l'hydrogramme des débits à l'exutoire du bassin versant.

Le modèle CLS (Constrained Linear System) développé par Natale et Todini (1976a et b) se base sur une approche hydraulique combinée avec l'hydrogramme unitaire instantané. Natale et Todini (1976a et b) ont imposé une série de contraintes sur l'hydrogramme unitaire instantané afin de réduire la grande sensibilité de la méthode d'estimation de l'hydrogramme unitaire en cas de données mesurées.

Un modèle de boîte noire non-déterministe est un modèle qui regarde les entrées et les sorties du système hydrologique comme des variables aléatoires et essaie de trouver une relation mathématique soit statistique soit probabiliste entre ces variables.

Le cas le plus usuel de modèle "boîte noire" non-déterministe est sans doute le modèle régressif dans un cas simple où il n'y a qu'une seule rivière au long de laquelle on compte trouver une relation entre les débits en amont et en aval. Cette relation est exprimée souvent par des graphiques ou des tableaux. Kottegoda (1980) a présenté ce type de modèles pour la gestion des ressources en eaux.

Les relations graphiques ou tabulaires obtenues par une méthode statistique ou probabiliste ne sont pas jugées fiables pour la prévision. Klemes (1982b) a indiqué que l'utilisation d'un modèle statistique est "dangereuse" et il a souligné la nécessité de développer un modèle pluie-débit sur la base de conceptions hydrologiques. Yevjevich (1989) a mis l'accent sur cette nécessité après 25 ans d'étude de modèles stochastiques et a suggéré l'approfondissement de l'aspect physique pour améliorer ce genre de modèle.

### 1.3.2 Modèle conceptuel

Depuis ces quarante dernières années, les modèles conceptuels ont été largement développés. Ils sont caractérisés par une approximation conceptuelle de principes physiques. Ces modèles ne se fondent pas sur des lois hydrologiques en quelque sorte. C'est peut-être la raison pour laquelle ils sont appelés conceptuels.

Dans la plupart des cas, les paramètres d'un modèle conceptuel, voire même certains paramètres des modèles fondés sur la physique, nécessitent un calage avec des méthodes de tâtonnement ou d'optimisation automatique et ce calage demande suffisamment de données et de connaissances sur le bassin



versant ainsi que d'expérience de la part des utilisateurs du modèle. Il y a deux types de modèles conceptuels (Singh, 1989): le type-I est le modèle établi sur les épisodes de crues et le type-II est celui capable de traiter le processus continu.

Le modèle HEC-1 développé par l'Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers (1981) est peut-être un exemple représentatif d'un modèle conceptuel de type-I. HEC-1 détermine les pluies efficaces en utilisant l'une des quatre approches suivantes: a) taux de perte initial et uniforme, b) taux de perte exponentiel, c) équation d'infiltration de Holtan etc. La pluie efficace est transformée en hydrogramme en utilisant un hydrogramme unitaire synthétique. Pour un bassin versant assez grand, les hydrogrammes issus des sous-bassins sont agrégés avec les approches présentées précédemment et puis propagées à travers le réseau hydrographique avec, par exemple, la méthode de Muskingum (McCarthy, 1938), la méthode de l'onde cinématique, etc. Peters et Ely (1985) ont exposé une application du modèle HEC-1 pour la prévision des crues en temps réel à court terme.

Un autre exemple de modèle de type-I est le modèle Xinanjiang (XAJ) développé par Zhao et al. (1980). Ce modèle est établi selon des conceptions sur la formation des écoulements et a des paramètres distribués correspondant aux sous-bassins. Une courbe parabolique qui présente la distribution des saturations du sol dans un bassin versant a été introduite dans le modèle pour estimer la pluie efficace. Les pluies efficaces produites dans chaque sous-bassin sont propagées indépendamment vers l'exutoire du bassin versant et agrégées pour fournir l'hydrogramme à l'exutoire du bassin. Ce modèle a été utilisé assez largement dans les régions humides et semi-humides en Chine. Yang (1985) a utilisé ce modèle pour étudier le problème de la non-linéarité dans la concentration des débits d'un versant de colline. Zhang et al. (1987) ont proposé une méthode pour corriger les erreurs issues de ce modèle pour la prévision des crues en temps réel. Zhang et al. (1989) ont intégré ce modèle dans un système de prévision des crues et de régularisation des débits sortant d'un réservoir en temps réel.

Dans la série des modèles conceptuels de type-I, on peut trouver aussi le modèle USGS (Dawdy et al., 1972) qui est largement utilisé dans la pratique.

En ce qui concerne les modèles conceptuels de type-II, le plus représentatif est peut-être le modèle Stanford-IV (Crawford et Linsley, 1963). Ce modèle a été utilisé dans beaucoup de bassins versants du monde entier. Les pluies horaires ou journalières, les températures journalières, les radiations, les vents, les évapotranspirations horaires ou journalières et une variété de coefficients caractéristiques décrivant le bassin versant considéré font l'entrée du modèle. La sortie du modèle est l'hydrogramme des débits à l'exutoire du bassin versant. Le modèle Stanford-IV possède 34 paramètres pour représenter globalement la relation pluie-débit dans un bassin versant. La plupart de ces paramètres possèdent une certaine signification physique, mais quatre d'entre eux sont obtenus par optimisation. Ces 4 paramètres appartiennent à l'infiltration, aux réservoirs d'humidité et au ruissellement retardé. Les autres paramètres (30) sont évalués selon les cartes géographiques, les observations, ou les données hydro-météorologiques. Dans le cas où la simulation de la fonte de neige n'est pas prise en compte, le nombre de paramètres se réduit à 25.

Le deuxième exemple de modèle de type-II est le modèle SSARR (Stream Synthesis And Reservoir Regulation) développé par l'U.S. Army Engineer Division, North Pacific (1972) pour la régularisation des réservoirs et la prévision des crues journalières. C'est un modèle global avec 24 paramètres obtenus par tâtonnement. Dans les entrées du modèle interviennent la pluie journalière, la température, l'isolation et l'altitude de la limite inférieure des neiges (snowline). La sortie du modèle est l'hydrogramme des débits journaliers. A la différence du modèle Stanford-IV, le modèle SSARR est beaucoup plus simplifié dans le sens de la représentation des composantes de l'écoulement (écoulement superficiel, souterrain...). Selon la valeur d'un indice, l'eau entrant dans le sol est divisée en stockage d'humidité de sol et en volume de débit qui est ensuite réparti respectivement, selon d'autres indices, entre l'écoulement souterrain, le ruissellement retardé et l'écoulement superficiel. Une méthode de propagation à surface libre fait partie de ce modèle.

Appartiennent aussi au type-II, le modèle Tank (Sugawara et al., 1975) et le modèle NWSRFS (National Weather Service River Forecasting System) (Peck, 1976). Le premier a été utilisé assez largement dans les pays du sud-est de l'Asie et le deuxième a été intégré dans un système de prévision des crues en temps réel.

### 1.3.3 Modèle à base physique

Un modèle à base physique est fondé en théorie sur les lois de la physique régissant les processus prenant place dans un bassin versant suite à une pluie. Il est admis (Beven, 1985) qu'un modèle à base physique est nécessairement distribué parce que les équations utilisées dans le modèle varient dans une ou plusieurs dimensions de l'espace et doivent avoir la capacité à la fois de simuler et de prévoir les variations spatiales des variables hydrologiques. Relativement aux deux autres sortes de modèles, les modèles à base physique sont peu nombreux, et sont caractérisés par moins de liberté de conception et une lourdeur de mise en application.

Le modèle IHD (Institute of Hydrology Distributed model) (Morris, 1980) est un modèle à base physique. Avec ce modèle, un bassin versant est divisé en sous-bassins rectangulaires et un certain nombre de biefs possédant un nombre constant de sections en travers. Les équations de Saint-Venant (Barré de Saint-Venant, 1848) unidimensionnelles ont été utilisées pour simuler les mouvements de l'eau dans ces sous-bassins et dans les canaux. L'infiltration, l'écoulement hypodermique et l'écoulement souterrain sont traités ensemble comme l'écoulement hypodermique dans les milieux poreux. Sont également inclus dans le modèle IHD, l'évapotranspiration, l'interception, et la fonte des neiges. L'évapotranspiration potentielle est déterminée par l'équation de Penman (Penman, 1948). Ce modèle a été utilisé dans des bassins versants ruraux et forestiers. Rogers et al. (1985) ont trouvé que les prévisions issues du modèle IHD sont extrêmement sensibles au coefficient de rugosité de Chézy et à la conductivité hydraulique saturée.

Un autre modèle à base physique assez connu est le modèle SHE (Système Hydrologique Européen) développé en commun au Danemark, en France et en Angleterre (Beven et al., 1980). Dans ce modèle, l'écoulement superficiel, l'écoulement à surface libre, les ruissellements retardés par saturation, l'écoulement hypodermique et la fonte des neiges sont pris en compte. Les processus d'interception, d'évapotranspiration et de fonte des neiges sont simulés de la façon la plus détaillée possible. Ces processus sont simulés en utilisant soit des méthodes aux différences finies pour résoudre les équations aux dérivées partielles de conservation de masse et des moments, soit des équations expérimentales issues des expérimentations.

## 1.4 CONSIDÉRATIONS SUR LA SIMULATION HYDROLOGIQUE

La pratique révèle le succès de la méthode de l'hydrogramme unitaire. Ce fait a cependant une raison physique. Dooge (1973) a indiqué clairement qu'un bassin versant est un système possédant une haute résistance car il possède une grande capacité à stocker et à régulariser les entrées liquides, et par suite, les hydrogrammes à l'exutoire correspondant à un événement de pluie présentent toujours une forme avec un pic unique et émoussé. On pense que cela constitue la base physique de l'existence de l'hydrogramme unitaire dans un bassin versant. C'est la raison pour laquelle l'hydrogramme unitaire a eu du succès pour la description des phénomènes hydrologiques, et non pas pour d'autres phénomènes de mouvement des eaux, comme par exemple, la marée. On tient à souligner qu'une méthode efficace doit posséder une base physique. Dans certains cas, il est possible que cette base physique ne soit pas claire au moment de la création d'une méthode et que cette base soit développée après coup. Il ne manque pas d'exemples dans ce sens. Ainsi, la justification théorique de la méthode de Muskingum (McCarthy, 1938) et la signification physique des paramètres de cette méthode ont été révélées plus d'une vingtaine d'années après son apparition. On peut dire que la couleur réelle d'une boîte noire est plutôt blanche et qu'une méthode absolument noire n'existe pas.

L'essentiel de la simulation hydrologique consiste à conceptualiser le phénomène hydrologique d'une façon logique et systématique. L'idée principale est de prendre en compte les facteurs majeurs en négligeant les facteurs mineurs pour que l'on puisse trouver les lois de base dans la science hydrologique ou résoudre un problème concret dans ce domaine. Le seul principe selon lequel on juge un modèle est sa capacité à refléter le phénomène hydrologique traité.

On a divisé arbitrairement les modèles mathématiques en trois sortes selon leur "couleur". Il faut souligner que cette division est seulement relative. Les frontières entre ces trois sortes de modèles semblent assez subjectives. Par exemple, on peut appeler un modèle "conceptuel" en raison du fait que son auteur a présenté ce modèle avec des "réservoirs", et on peut garder pour un modèle le nom de modèle à base physique ou de "boîte blanche" bien que dans l'application de ce modèle la plupart des équations physico-mathématiques

puissent être remplacées par des équations empiriques. Un autre exemple intéressant est la comparaison entre le modèle de Nash (Nash, 1957) et le modèle de Kalinin-Milyukov (Kalinin et Milyukov, 1957): le premier est développé à la façon d'une boîte noire et le deuxième est issu d'une approche conceptuelle, mais les démarches aboutissent à des solutions voisines. C'est-à-dire que la couleur d'un modèle n'est pas aussi importante que prévu.

Pourquoi la modélisation hydrologique s'est-elle développée aussi rapidement depuis ces vingt dernières années? La réponse est bien sûr liée au développement de la technique des ordinateurs. On a constaté qu'une puissante impulsion à la modélisation hydrologique était due à l'avènement des ordinateurs. Comme le décrit Kazmann (1987), l'ordinateur a rendu possible l'utilisation de modèles complexes et permis de faire plus d'essais avec les modèles, d'obtenir plus de résultats, et de choisir ainsi les meilleures dispositions. Il faut noter le fait que l'utilisation des ordinateurs ne consiste qu'à libérer les hydrologues des calculs manuels lourds liés à la modélisation et n'est donc pas un substitut à l'analyse hydrologique. Le développement de la simulation hydrologique dépend radicalement du développement de la théorie hydrologique.

On note que les méthodes utilisées dans un modèle hydrologique sont souvent d'origine expérimentale. Ce fait est peut-être causé par la complexité du phénomène hydrologique qui rend les approches précises peu utilisables en réalité. L'hydrologie des versants a bien enrichi la théorie de la production de pluie efficace, mais l'application de cette théorie dans la pratique reste encore un problème délicat. On a constaté que le développement des modèles hydrologiques n'apporte pas de connaissances pour la théorie physique en hydrologie.

Comme indiqué précédemment, un modèle hydrologique n'est qu'une architecture avec des paramètres. Le travail le plus important de la simulation hydrologique est de décider de l'architecture du modèle selon les connaissances hydrologiques admises. Les paramètres correspondant à cette architecture sont théoriquement des variables possédant une signification physique et donc mesurables. En fait, on utilise des données mesurées et une méthode d'optimisation pour trouver les valeurs de paramètres car il n'existe généralement pas suffisamment de données géologiques, morphologiques ou autres qui soient adéquats.

Pour arriver à une bonne modélisation, on doit surmonter quelques obstacles. Le premier obstacle provient des données utilisées dans la modélisation. Bien que les moyens de mesure aient bien progressé aujourd'hui, le traitement du passage à la surface pour les données ponctuelles reste encore un problème délicat, surtout pour de grands bassins versants. Dans le cas où il existe une forte variabilité spatiale, il est difficile d'estimer des valeurs correctes des variables à partir des valeurs mesurées sur le bassin versant. De plus, il est reconnu que le rapport signal sur bruit des données hydrologiques est significativement plus bas que celui existant dans d'autres techniques. Cela rend plus difficile l'obtention de données de qualité pour la modélisation. Un deuxième obstacle provient de la nature du phénomène qui est aléatoire et non-linéaire. Une prise en compte de ces caractéristiques semble nécessaire pour une bonne modélisation hydrologique.

## **1.5 CONSIDÉRATIONS SUR LA SÉLECTION D'UN MODÈLE POUR LA PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL**

Krenkel et Novotny (1979) ont proposé des principes à la fois généraux et simples pour la sélection et l'utilisation des modèles hydrologiques. Le plus important est de définir clairement le problème. Un modèle simple qui peut fournir une précision acceptable sera choisi par l'utilisateur. Le modèle est obligatoirement approprié au problème, et non l'inverse. En particulier, la complexité du modèle ne doit pas être confondue avec la précision; en tout cas, les hypothèses, les limites de la structure du modèle, et le niveau d'incertitude associé à la prévision doivent être connus, surtout pour le modèle distribué (Beven, 1985).

Askew (1981) a indiqué les défauts d'un modèle complexe: ils sont difficiles à transmettre du concepteur à l'utilisateur, si le modèle transféré et installé dans un ordinateur est loin de ses développeurs, s'il n'y a plus le support des développeurs, ou si des documents fiables ne sont pas disponibles chez les utilisateurs. En ce qui concerne les modèles statistiques, Hipel (1989) a indiqué qu'une règle pour construire de tels modèles est de rester le modèle le plus simple possible. Cette règle est jugée également adéquate pour construire un modèle conceptuel. Schultz (1986) a indiqué que l'idée qu'un modèle plus complexe doit produire de meilleurs résultats n'est pas toujours



vraie, et il a donc recommandé d'utiliser des modèles simples et faciles à comprendre. Selon une étude sur un système de prévision des crues en temps réel sur la rivière Dee, O'Connell et al. (1986) ont indiqué qu'un enseignement à tirer de cette étude est que des modèles simples peuvent satisfaire les demandes des ingénieurs et peuvent être facilement compris par eux. L'utilisation d'un modèle complexe doit être subordonnée à la reconnaissance de l'intérêt additionnel par rapport à un modèle simple, et il ne faut pas croire a priori qu'un modèle complexe est meilleur. Linsley (1986) a suggéré de choisir un modèle selon deux niveaux de sélection: le premier niveau est la précision de la modélisation et le deuxième niveau doit être la simplicité du modèle. Clarke (1973) considère que le choix d'un modèle suffisamment simple pour un problème donné est un art de la modélisation hydrologique. Sorooshian (1983) a noté d'un point de vue pratique qu'un modèle simple est préférable du fait de la facilité à estimer ses paramètres. Il a indiqué qu'il faut porter suffisamment d'attention au problème de l'identification des paramètres au cours du développement d'un modèle conceptuel.

Dans ces conditions, il est assez satisfaisant que le sujet de la thèse porte sur un modèle pluie-débit conceptuel simple. On pense que ce genre de modèle est plus fiable pour une tâche de prévision qu'un modèle d'un des deux autres types. La première catégorie est trop "noire" pour intégrer les connaissances acquises en hydrologie. La troisième n'est pas très réaliste en l'état de la science hydrologique. Mais pourquoi un modèle pluie-débit? C'est afin d'augmenter le délai disponible pour la prévision: l'utilisation des informations sur les pluies et d'autres données hydrométéorologiques dans un bassin versant, permet de mieux anticiper l'évolution des débits que la simple prise en compte des débits antérieurs.

## Chapitre 2

# Modèle et données utilisés

**Résumé:** Ce chapitre retrace le développement du modèle pluie-débit conceptuel utilisé dans cette recherche. Ce modèle est développé successivement par ses auteurs dans les années passées. C'est la dernière version du modèle que l'on va utiliser pour l'étude de la prévision des crues en temps réel. Une autre partie de ce chapitre décrit succinctement deux bassins versants expérimentaux: Réal Collobrier et Orgeval et leur données utilisées dans cette étude.

## 2.1 DE 1 À 4: HISTOIRE DU MODÈLE GR

### 2.1.1 La naissance du modèle "Génie Rural"

Le projet de construire un modèle conceptuel hydrologique aussi simple que possible pour reconstituer les débits journaliers à partir des pluies et des températures a été lancé par Michel en 1983. Dans un bassin versant expérimental, il est parti d'un modèle conceptuel assez complexe pour cette étude: le modèle CREC à 9 paramètres (Galea, 1972) et a constaté des défauts dans ce modèle conceptuel en estimant que "outre la difficulté de mise en oeuvre, la longueur des réglages, on ne maîtrise pas toujours le fonctionnement réel du modèle" (Michel, 1983). On s'aperçoit ainsi que "certaines fonctions d'un modèle ne réagissent pas dans les conditions pour lesquelles elles ont été créées et perdent donc leur intérêt, et la procédure qui consiste à introduire de nouvelles fonctions pour remédier aux défaillances antérieures accentue encore ce phénomène et rend l'analyse du modèle très difficile" (idem). Ce fait a conduit à simplifier ce modèle et on a pu constater que "l'on gagne en compréhension du modèle sans perdre beaucoup sur ses performances" (idem). Dans ces conditions, Michel (1983) a procédé de façon inverse en partant du modèle le plus élémentaire possible (1 réservoir et 1 paramètre) et en ne compliquant cette architecture que pour faire face aux difficultés à reproduire les débits réels et non pas pour satisfaire à des conceptions a priori sur le cycle hydrologique. Cette étude a montré que "De tels modèles existent (voir par exemple Haan, 1972), mais l'essai sur l'Orgeval conduit à de mauvais résultats. Il semble nécessaire de compliquer le modèle en prenant deux réservoirs: un réservoir (S) assurant le bilan de l'eau non gravitaire et un réservoir (R) assurant le routage des débits" (Michel, 1983).

L'architecture de ce modèle est montrée dans la figure 2-1 où le réservoir superficiel S reçoit une fraction de la pluie (P) et est soumis à l'évaporation (E), ces deux fonctions dépendent de son niveau. La fraction complémentaire de la pluie va dans le réservoir de routage R. Après ce modèle (appelé aujourd'hui GR1), Michel (1983) a proposé une amélioration en prenant 2 paramètres différents pour R et S, d'où l'esquisse du modèle GR2.

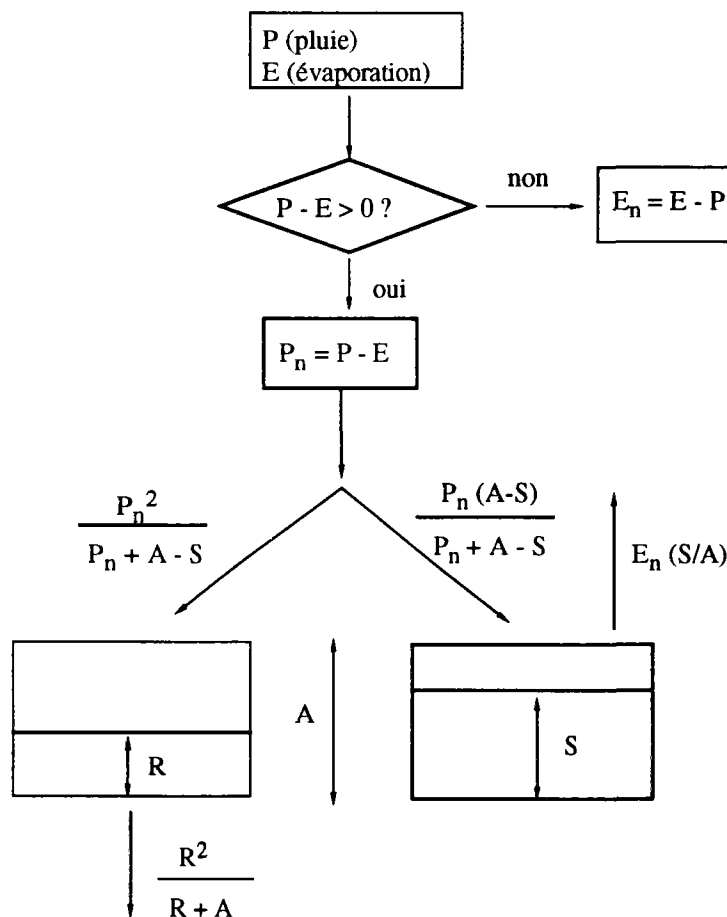


Figure 2-1. Schéma du modèle GR1 (Michel, 1983)

### 2.1.2 De GR1 à GR2

Edijatno (1988), Edijatno et Michel (1989) ont essayé de justifier la meilleure architecture pour cette esquisse de modèle à 2 paramètres. Ils l'ont comparé avec une cinquantaine de modèles différents. L'idée précédente a été justifiée: le schéma le plus prometteur pour un modèle était celui à deux paramètres avec un réservoir sol et un réservoir de routage quadratique. Les caractéristiques principales du modèle GR2 sont (Edijatno, 1988):

1. L'état hydrique du réservoir superficiel (S) détermine le coefficient de rendement: rapport entre la pluie nette ( $P_n$ ) et la pluie brute diminuée de l'évaporation du jour ( $P-E$ ), comme égal à  $(S/A)^2$  avec A étant paramètre à caler.

2. L'évaporation réelle ( $E_n$ ) liée à l'évaporation potentielle résiduelle (E) est une fonction de S:  $E_n = E\sqrt{S/A}$ ; ( $E = E_p - P$ , si  $P < E_p$ ).

3. Un réservoir quadratique recueille la pluie nette et relâche un débit Q donné par:  $\frac{R^2}{R+B}$  avec B étant le deuxième paramètre à caler. L'architecture du modèle GR2 est présentée dans la figure 2-2. L'insuffisance de la prise en compte de la propagation de l'écoulement superficiel apparaît cependant lorsque GR2 est appliqué à des bassins de tailles très différentes.

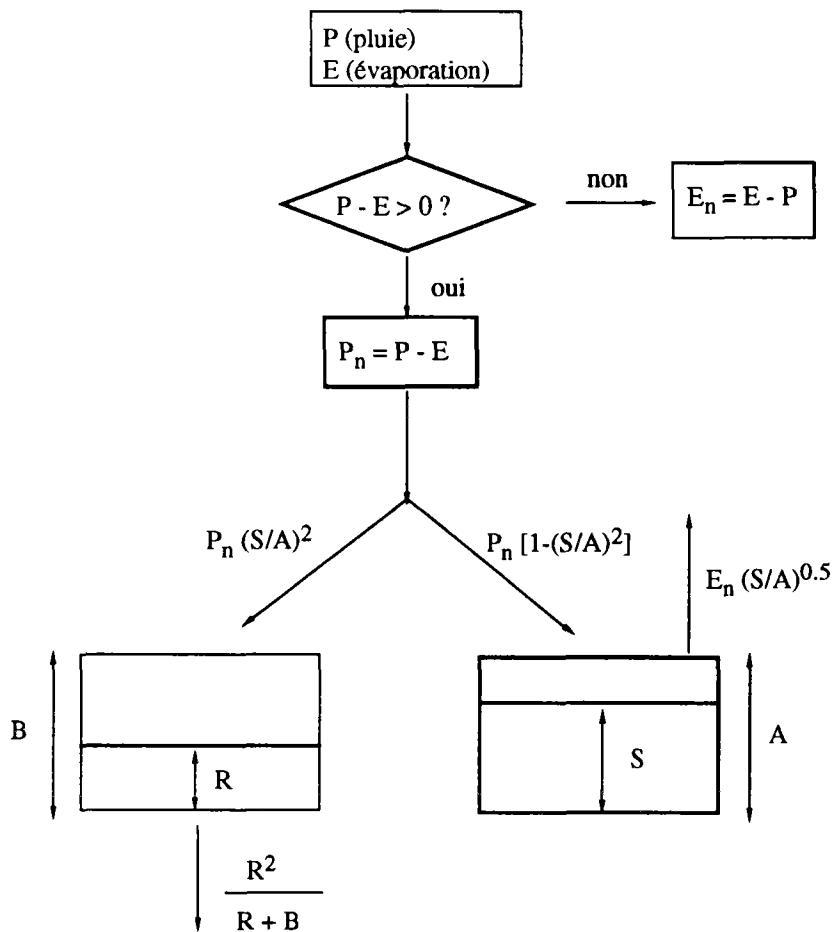


Figure 2-2 Schéma du modèle GR2 (Edijatno, 1988)

### 2.1.3 De GR2 à GR3

A partir du modèle GR2, Edijatno et Michel (1989) ont proposé la première version d'un modèle conceptuel à trois paramètres (GR3) en ajoutant un paramètre (C) au modèle GR2 pour traiter la propagation de l'écoulement superficiel: un hydrogramme unitaire expérimental. Cet hydrogramme unitaire instantané est supposé donné par  $q(t) = \frac{3}{C^3} t^2$  avec t étant le temps ( $t < C$ ).

Edijatno (1991) a conçu cette architecture en la confrontant aux données de 114 bassins versants possédant des superficies entre 1.5 km<sup>2</sup> et 3750 km<sup>2</sup>. La nécessité du troisième paramètre décrivant l'hydrogramme unitaire a été confirmée par comparaison avec d'autres solutions alternatives. En plus, Edijatno (1991) a introduit un écoulement "pseudo-direct" (5-10% de la pluie efficace) dans ce modèle pour traiter l'écoulement "superficiel rapide" d'un certain nombre de bassins mal représentés sans cela. En général, ce modèle est correct pour les 114 bassins versants sauf pour deux bassins versants très intermittents. Le schéma de la version finale du modèle GR3 est montré dans la figure 2-3 (sauf ceux dans les cadres en pointillé). On peut citer la description de ce modèle faite par Edijatno et Michel (1989).

L'architecture du modèle GR3 repose sur deux réservoirs et un hydrogramme unitaire:

- le réservoir-sol ayant comme seule sortie le prélèvement occasionné par l'évaporation potentielle. Ce réservoir commande la répartition de la pluie nette entre lui-même et le sous-modèle de routage;
- un hydrogramme unitaire, décrivant la propagation des débits depuis leur formation à partir des pluies nettes jusqu'au deuxième réservoir qui est:
- le réservoir-eau-gravitaire. Ce réservoir reçoit les débits routés selon l'hydrogramme unitaire. Il a comme seule sortie le débit de la rivière et sa loi vidange est du type quadratique.

Cet ensemble de trois opérateurs dont chacun dépend d'un seul paramètre semble être le schéma le plus simple pour rendre compte de façon acceptable de la transformation pluie-débit. Les tentatives de "perfectionnement" de ce schéma, en vue de lui conférer une qualité de fonctionnement plus

complexe, n'ont pas été jugées suffisamment pertinentes pour être retenues, sauf pour mieux rendre compte des bassins intermittents.

### Le réservoir-sol

Il est caractérisé par sa capacité  $A$ , premier paramètre du modèle GR3.

Son niveau  $S$  est soumis soit à  $(P-E)$  soit à  $(E-P)$ , selon que ces termes sont positifs. Dans ce qui suit  $P$  et  $E$  désigneront ces différences positives.

Compte tenu de l'extrême simplicité du modèle, l'évaporation potentielle est une simple moyenne interannuelle de l'évaporation calculée selon la formule de Penman (Penman, 1948).

Il en résulte que les seules données datées dont on ait besoin pour faire fonctionner le modèle sont les pluies journalières éventuellement moyennées s'il existe plusieurs postes pluviométriques sur le bassin versant. Le niveau  $S$  du réservoir-sol permet de définir la fraction de pluie qui accédera au réservoir-eau-gravitaire. Cette fraction ( $P_n$ =pluie nette;  $P$ =pluie brute) est définie en gros par le rapport:

$$\frac{P_n}{P} = \left[ \frac{S}{A} \right]^2 = K^2 \quad (2-1)$$

Le complément à 1 de cette fraction entre dans le réservoir-sol. Cette relation en valeurs instantanées peut être intégrée sur le pas de temps sans complication notoire. Cela permet de tenir compte de l'évolution de  $S$  au cours du jour où il reçoit la pluie  $P$ . On obtient ainsi:

$$\Delta S = A \tanh\left(\frac{P_n}{A}\right) \left[ \frac{1 - (S/A)^2}{1 + (S/A) \tanh(P_n/A)} \right] \quad (2-2)$$

Le niveau du réservoir-sol permet également de définir l'évaporation réelle qu'il pourra délivrer. Cette évaporation réelle est une fraction de l'évaporation potentielle ayant des caractéristiques symétriques de la fraction représentée par:

$$\frac{S}{A} \left[ 2 - \frac{S}{A} \right] \quad (2-3)$$

On peut affiner cette relation en l'intégrant sur le pas de temps  $\Delta t$ :

$$dS = -\frac{S}{A} \left[ 2 - \frac{S}{A} \right] dE \quad (2-4)$$

qui donne:

$$\Delta S = -S \frac{(2 - S/A) \tanh(E/A)}{1 + (1 - S/A) \tanh(E/A)} \quad (2-5)$$

soit approximativement:

$$\Delta S = -E \frac{S}{E + A/(2 - S/A)} \quad (2-6)$$

### Le réservoir-eau-gravitaire

C'est un réservoir de type quadratique qui délivre le débit journalier de la rivière. Il est caractérisé par sa "rétention maximale à un jour" B, deuxième paramètre du modèle GR3.

Ce réservoir reçoit, en début de pas de temps, le débit délivré par l'hydrogramme unitaire. Le niveau R du réservoir-eau-gravitaire détermine le débit Q (lame d'eau journalière) qu'il peut relâcher:

$$Q = \frac{R^2}{R+B} \quad (2-7)$$

Cette relation résulte de l'intégration sur le pas de temps  $\Delta t$  d'une relation quadratique:

$$-\frac{dR}{dt} = kR^2 \quad (2-8)$$

### L'hydrogramme unitaire

Nous proposons un opérateur de transfert se présentant comme un hydrogramme unitaire très simple dépendant d'un seul paramètre qui est sa durée C.

C'est donc le troisième et dernier paramètre du modèle GR3, il est exprimé en jours. Sous sa forme continue cet hydrogramme unitaire est de forme parabolique. Appelons  $q(t)$  son ordonnée en fonction du temps  $t$ , il s'écrit alors:

$$q(t) = \frac{3}{C^3} t^2 \quad (2-9)$$

On doit en établir la version discrétisée pour son utilisation dans GR3: si  $j$  représente le temps en jour on a pour  $j$  allant de 1 à  $N$  ( $N =$  valeur entière de  $C$ ):

$$q_j = \int_{j-1}^j q(t) dt = \frac{3j^2 - 3j + 1}{C^3} \quad (2-10)$$

et enfin (si  $N < C$ )

$$q_{N+1} = 1 - \left[ \frac{N}{C} \right]^3 \quad (2-11)$$

Les trois opérateurs du modèle, une fois rassemblés, conduisent au modèle GR3 tel qu'il est représenté.

#### 2.1.4 De GR3 à GR4

A la suite du travail d'Edijatno (1991), Nascimento (1991) et Nascimento et Michel (1991) se sont intéressés à la modélisation des cours d'eau intermittents. Le modèle GR3 s'avère peu adapté à une telle situation. En effet, sur 8 bassins versants étudiés, le critère de Nash et Sutcliffe (1970) est inférieur à 60.1% pour 4 d'entre eux, et pour les autres, le bilan est très négatif et l'estimation des crues mauvaise. La solution consiste à introduire une perte constante qui s'applique au réservoir eau-gravitaire. Un quatrième paramètre intervient nécessairement, GR3 devient GR4. Il faut noter que le problème des cours d'eau intermittents a été très peu étudié, en partie parce qu'il y a peu de données disponibles pour ce genre de bassins. Si l'on veut être prudent, on doit dire que cette nouvelle version du modèle GR demande plus de vérification. D'autre part, il faut reconnaître que le problème des cours d'eau intermittents n'est pas un problème général dans la modélisation et que ce problème est causé probablement par une mauvaise définition d'un bassin versant: dans le cas, un bassin versant non-clos, où la loi de conservation des masses, base de la modélisation hydrologique, est violée. Les analyses qui seront présentées dans les chapitres 3 et 4 ne concernent que GR3, seul disponible au moment de ces analyses. Le nouveau



paramètre ajouté dans GR4 apparaît dans la figure 2-3 avec un cadre en pointillé.

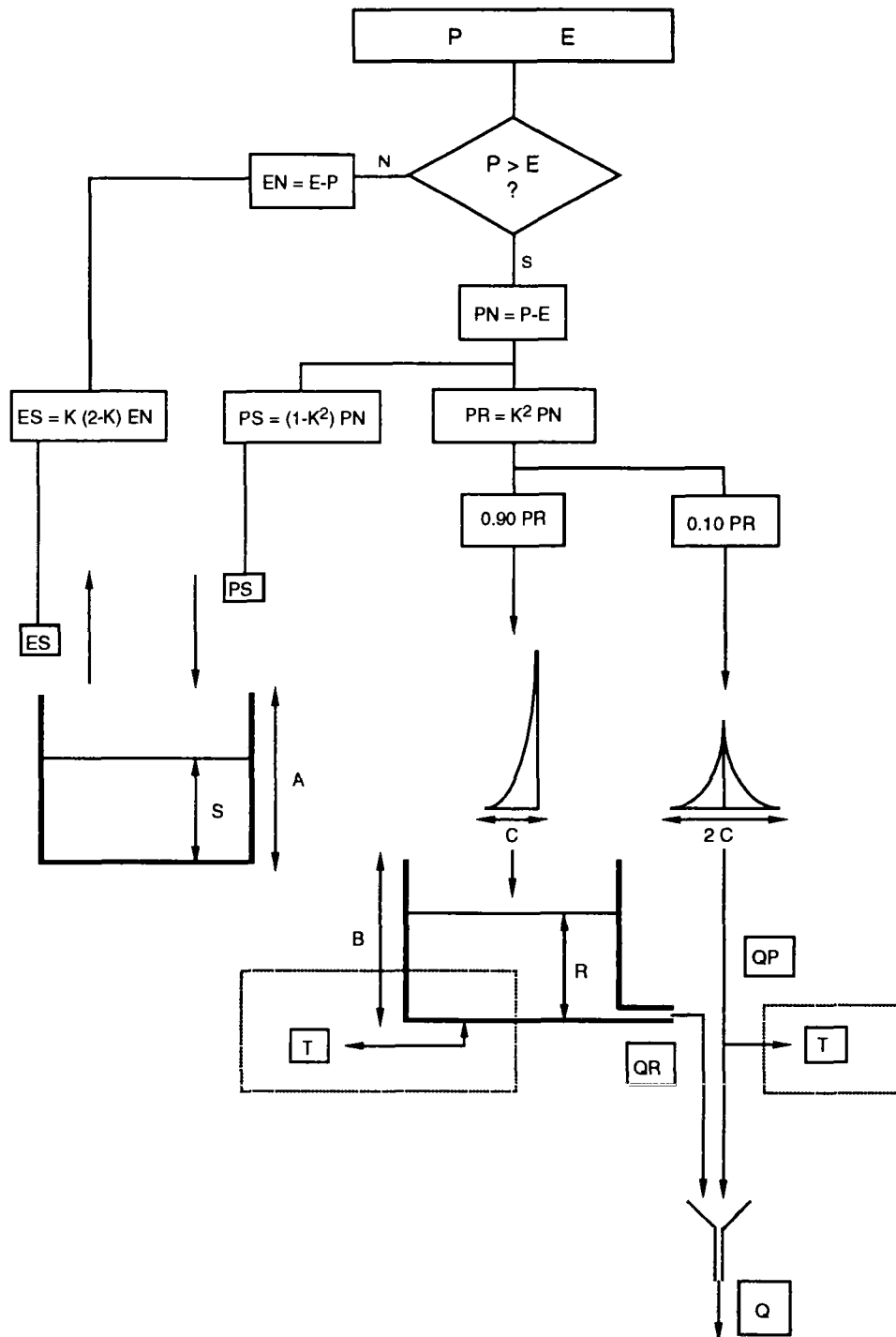


Figure 2-3. Schéma du modèle GR4 (Nascimento et Michel, 1991)

La ligne de développement de GR1 à GR4 semble claire. Grosso modo, dans GR1, on a défini le principe de la fonction de production, dans GR2, on a étudié la fonction de transfert, en gardant la fonction de production obtenue

du GR1; dans GR3, on ajoute un hydrogramme unitaire en maintenant les architectures obtenues de GR1 et GR2, et enfin GR4 vise à être général en traitant le problème des cours d'eau intermittents.

## **2.2 TRAVAUX DE VÉRIFICATION DES MODÈLES GR**

La vérification d'un modèle est toujours une tâche difficile. Edijatno (1991) a vérifié le modèle GR3 du point de vue de la précision et de l'applicabilité dans des bassins versants de différentes tailles. Dans ce paragraphe, on va citer quelques travaux récents qui ont porté sur les modèles GR contribuant, d'une part, à la vérification de l'architecture de ce modèle, et d'autre part, à des applications de ce modèle.

### **2.2.1 Vérification de l'architecture des modèles GR**

Loumagne (1988), Loumagne et al. (1988, 1991) ont exposé une étude au sujet de la fonction de rendement en utilisant des mesures ponctuelles d'humidité. Loumagne et al. (1991) ont constaté que "dans la plupart des modèles hydrologiques à réservoirs, une représentation imparfaite de la fonction de production à l'échelle du bassin, rend difficile la simulation des débits". A partir du modèle GR2, une comparaison a été effectuée entre la méthode avec réservoir (méthode indirecte de prise en compte de l'humidité de sol) et la méthode utilisant directement des mesures ponctuelles de l'état hydrique de sol (par sonde à neutrons) pour le calcul de la pluie efficace. Ils ont constaté que l'exploitation de données d'humidité du sol a donné des résultats très sensiblement supérieurs à la méthode du réservoir. Cela a montré que le traitement de la pluie efficace dans le modèle GR2 n'est pas tout à fait satisfaisant. Cette conclusion a été prise en compte dans le développement du modèle en améliorant la fonction de production de GR3 et en pensant que des données d'humidité du sol ne sont généralement pas disponibles dans la pratique. Landwerlin (1990) a effectivement constaté que le modèle utilisant des mesures d'humidité, meilleur que GR2, n'est pas meilleur que modèle GR3 et rencontre des problèmes dus aux discontinuités des mesures.

En ce qui concerne les paramètres du modèle GR4, Szimczak (1992) a analysé la stabilité intraannuelle et interannuelle des paramètres d'une nouvelle version du modèle GR4 sur 28 années d'observations du bassin expérimental

de l'Orgeval. Cette analyse a montré que d'une part il est illusoire d'apprécier les paramètres sur une durée inférieure à l'année et que d'autre part les paramètres étaient assez fortement variables au cours du temps. Ce résultat pose le problème de la faiblesse prédictive du modèle ou celui de la non stationnarité du bassin.

### **2.2.2 Vérification du modèle GR3 face à différentes applications**

Jusqu'à présent, le modèle GR3 a déjà été utilisé dans différentes applications hydrologiques et présenté des résultats satisfaisants.

En 1990, Michel (1990) a utilisé un modèle dérivé du modèle GR3 au niveau mensuel pour la prévision des étiages lors de la sécheresse de 1989. Leviandier et Ziaja (1991) ont utilisé le modèle GR2 en continu, en prévision des crues avec une technique de filtrage de Kalman sur les états du modèle après linéarisation. Leviandier (1991) a utilisé le modèle GR3 pour la prédétermination des crues rares selon plusieurs méthodes adaptées à différents niveaux de données disponibles. Ces méthodes sont fondées sur des distributions statistiques a priori des niveaux des réservoirs du modèle GR3. Kabouya (1990) a construit un modèle mensuel en simplifiant le modèle GR2 et l'a comparé à d'autres modèles de la littérature hydrologique. Favier (1990) a utilisé le modèle GR3 sur une parcelle drainée pour en comparer les résultats avec ceux d'un modèle à base physique conçu pour décrire la transformation pluie-débit sur une parcelle drainée. L'étude a montré que le modèle GR3 pouvait très bien décrire la transformation pluie-débit sur une parcelle de quelques ha et on a constaté une forte similitude entre les sorties du modèle GR3 et celles du modèle SIDRA (Lesaffre et Zimmer, 1988).

En 1991, Yang et al. (1991), et Klein (1991) ont combiné le modèle GR3 avec la méthode du fil-tendu (Varlet, 1966) pour la régularisation des débits d'un réservoir. Ma (1991) et Ma et al. (1990) ont montré un exemple du couplage du modèle GR3 avec un modèle de nitrates. Makhoul (1991) a fait des analyses statistiques directes liant les caractéristiques hydrologiques classiques et les paramètres du modèle GR3. Cette étude permet de mieux comprendre l'effet des variations des paramètres sur les modules, les crues et les étiages.

En 1992, Bentura (1992) tenant compte de la bonne qualité de la fonction de transfert du modèle GR3 a tenté de l'utiliser dans un problème de propagation pure. Il a conclu, en revanche, que ce sous-modèle n'était pas le mieux adapté à cette tâche parmi toute une série de modèles alternatifs. Cernesson et al. (1992) ont synthétisé des crues à partir du modèle GR3 et des hyétogrammes de projet adaptés à chaque saison. Une analyse statistique permet alors l'estimation des crues de fréquence très rare. Fauveau (1992) a utilisé le modèle GR4 pour apprécier l'incidence des travaux liés au remembrement des terres sur le cycle hydrologique, dans le cas du bassin versant expérimental du Naizin en Bretagne. Elle a montré que contrairement aux idées en cours le remembrement a eu pour effet une réduction des crues et un soutien des étiages. De Aquino (1992) a utilisé le modèle GR4 pour apprécier les effets du drainage agricole sur un petit bassin versant (situé en région Bourgogne). L'exemple traité concerne un bassin dont seulement 8% de la superficie a été soumis à des travaux de drainage. Elle a constaté que les effets de ces aménagements n'étaient pas décelables par le modèle GR4.

### **2.2.3 Caractéristiques du développement du modèle**

Le développement du modèle GR4 présente deux caractéristiques: du simple au complexe et du statique au dynamique. Dans la littérature sur la modélisation hydrologique, on peut constater que l'architecture de la plupart des modèles conceptuels est définie a priori pour intégrer les différents processus supposés prendre place dans la réalité et que l'application de ces modèles nécessite leur simplification, ce qui conduit à une contradiction apparemment "habituelle". Un chemin inverse a été pris pour aboutir au modèle GR4. Comme montré dans le §2.1, le développement du modèle GR4 suit un chemin de complication graduelle: chaque paramètre (B ou C) ou chaque composant (réservoir R, hydrogramme unitaire) a été ajouté que lorsqu'il paraissait absolument nécessaire pour reproduire les débits observés. D'un point de vue pratique, cette démarche est favorable parce qu'on est certain de conserver une architecture parmi les plus simples possibles pour un modèle conceptuel. Cela implique l'importance du choix du point de départ: où commence-t-on? Pour l'étude du modèle GR4, on a traité d'abord la fonction de production et ensuite la fonction de transfert - de statique à dynamique. L'inverse aurait été possible pour construire un modèle. Parmi la foule des modèles conceptuels possibles le modèle obtenu est simple et utilisable pour

l'application. Le modèle GR4 en gestation pendant près de 10 ans semble donc avoir suivi un développement à la fois assez rigoureux et prudent.

Ainsi, il y a deux types de modèle simples: les modèles obtenus par simplification graduelle d'un modèle complexe et les modèles simples obtenus par complication à partir d'un niveau minimal. On pense que le deuxième type est plus fiable que le premier car la simplification d'un modèle complexe débouche sur peu de variantes différentes. On peut simplifier un modèle non-linéaire pour en faire un modèle linéaire (on appelle cela "linéariser!"), une question est posée dans ce cas: le modèle obtenu n'est-il pas trop dénaturé? On doute qu'un avantage existant dans une forme non-linéaire existe encore dans une forme linéarisée. Il faut être donc très prudent pour simplifier un modèle hydrologique complexe. Du côté application, si on a deux modèles issus des deux types précédents, on préférera celui obtenu par complication graduelle et prudent. De l'expérience du développement du modèle GR3, on peut dire que construire un modèle simple n'est pas un travail aisé. Il faut également corriger le préjugé selon lequel il ne serait pas valable d'étudier un modèle simple.

Une caractéristique de GR3 est le fait d'avoir contrôlé son développement en testant les variantes alternatives sur un grand nombre de bassins versants et une large variété d'applications. Le jugement sur une architecture dépend des résultats issus de nombreux bassins versants et non pas d'un seul. Pour synthétiser les phénomènes hydrologiques, cette façon de procéder est probablement assez fiable. Tester un modèle simple sur une grande variété de problèmes semble nécessaire. Cela est différent pour un modèle complexe pour lequel la qualité réside dans le grand nombre de lois physiques intégrées dans le modèle. Construire un modèle simple semble un exercice très libre, par suite, le test de ce genre de modèle doit être sérieux et prudent.

## **2.3 DESCRIPTIONS DES BASSINS VERSANTS ÉTUDIÉS**

### **2.3.1 Bassin versant du Réal Collobrier à Pont De Fer**

Le bassin du Réal Collobrier se situe sur la façade littorale de la Méditerranée, à l'extrémité Ouest du massif montagneux des Maures, à une dizaine de kilomètres au nord de la rade d'Hyères et à vingt kilomètres au nord-est de Toulon (figure 2-4).

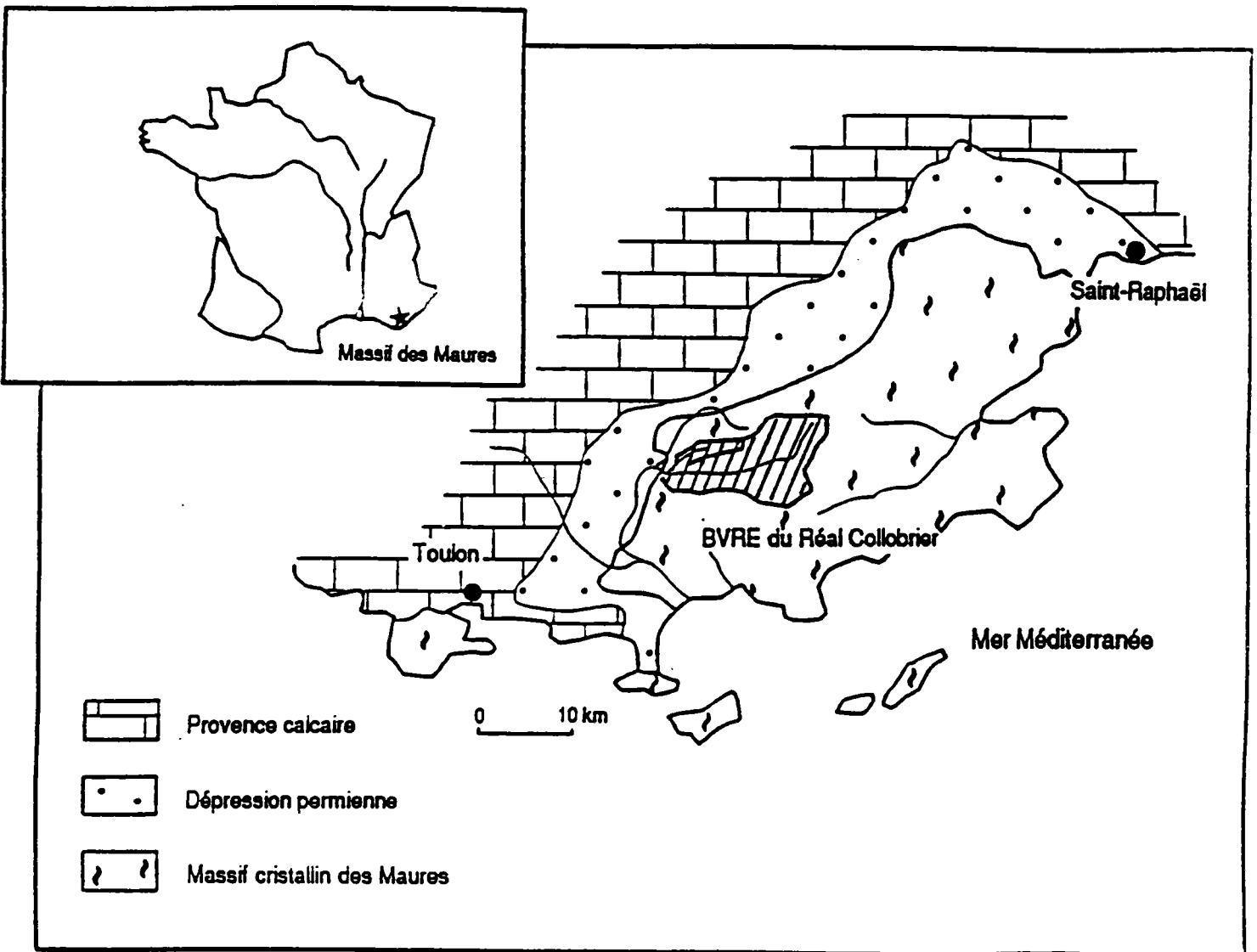


Figure 2-4 Situation géographique du Réal Collobrier

Bien qu'en fait, il comporte un ensemble de bassins versants emboîtés, nous ne prendrons en compte que le Réal Collobrier au Pont de Fer (71 km<sup>2</sup>). Cette vallée, orientée vers l'Ouest, est limitée à l'Est par une dorsale continue dirigée Nord-Sud (altitude 650-550 m), et au Nord et au Sud par des crêtes dont

l'altitude décroît d'Est en Ouest (600-300 m). L'altitude moyenne est de 320 mètres, avec les altitudes extrêmes de 780 et 80 m.

Les terrains qui affleurent sont essentiellement métamorphiques. Les sols sont à caractère sableux, plus ou moins caillouteux. Selon la topographie, on peut trouver de la roche à nu sur certains flancs abrupts, ou des sols faisant jusqu'à 3 ou 4 mètres d'épaisseur dans les dépressions.

Du point de vue de la végétation, nous sommes dans le domaine de la forêt méditerranéenne: sur un fond de maquis arbustif, on retrouve des chênes lièges et des peuplements de châtaigniers, mais peu de terres cultivées (2 à 3% de la surface, essentiellement en vignoble).

Enfin, la proximité de la mer, le gradient d'altitude et les effets de vallée sont des facteurs favorables à la genèse de fortes précipitations.

Les données reprises dans cette étude ont été communiquées en mars 1988 par le CEMAGREF à partir de la banque de données du Réal Collobrier, ce qui a permis d'obtenir un jeu de 44 épisodes de crue apparaissant de 1966 à 1988, caractérisés par un seuil de débit supérieur à  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  à la station de Pont de Fer et 4 ans de données en continu de 1972 à 1974. Les pluies sont obtenues par une moyenne arithmétique de 5 postes (avec le poste le plus proche en cas d'absence d'information sur l'un des 5 postes). Le jeu de données de calage se compose de 26 crues et une série de validation contient 18 crues, toutes au pas de temps de la demi-heure.

### **2.3.2 Bassin versant de l'Orgeval au Theil**

La présentation du bassin versant de l'Orgeval a fait l'objet de plusieurs publications (Halvek, 1967, Halvek et al., 1968, Bailleux, 1974), nous ne présentons ici que les points les plus importants.

L'ensemble du bassin versant de l'Orgeval est constitué par 4 sous-bassins emboîtés et contrôlés chacun par une station de jaugeage. Ces sous-bassins sont: Mélarchez avec  $7 \text{ km}^2$ , Gouge avec  $24.7 \text{ km}^2$ , Avenelles avec  $45.7 \text{ km}^2$  et Theil avec  $104 \text{ km}^2$ . A l'exutoire de chaque sous-bassin, une station de jaugeage a été aménagée, dont les principales sont: la station de Mélarchez située sur le ru des Avenelles, à 3.7 km de la source et la station du Theil,

située à 1 km en amont de la confluence avec le Grand Morin et qui contrôle l'ensemble du bassin. Le ru de l'Orgeval est formé par la réunion de 3 ruisseaux, le ru du fossé Rognon, le ru de Bourgogne, le ru des Avenelles. La figure 2-5 montre la situation géographique de l'Orgeval.

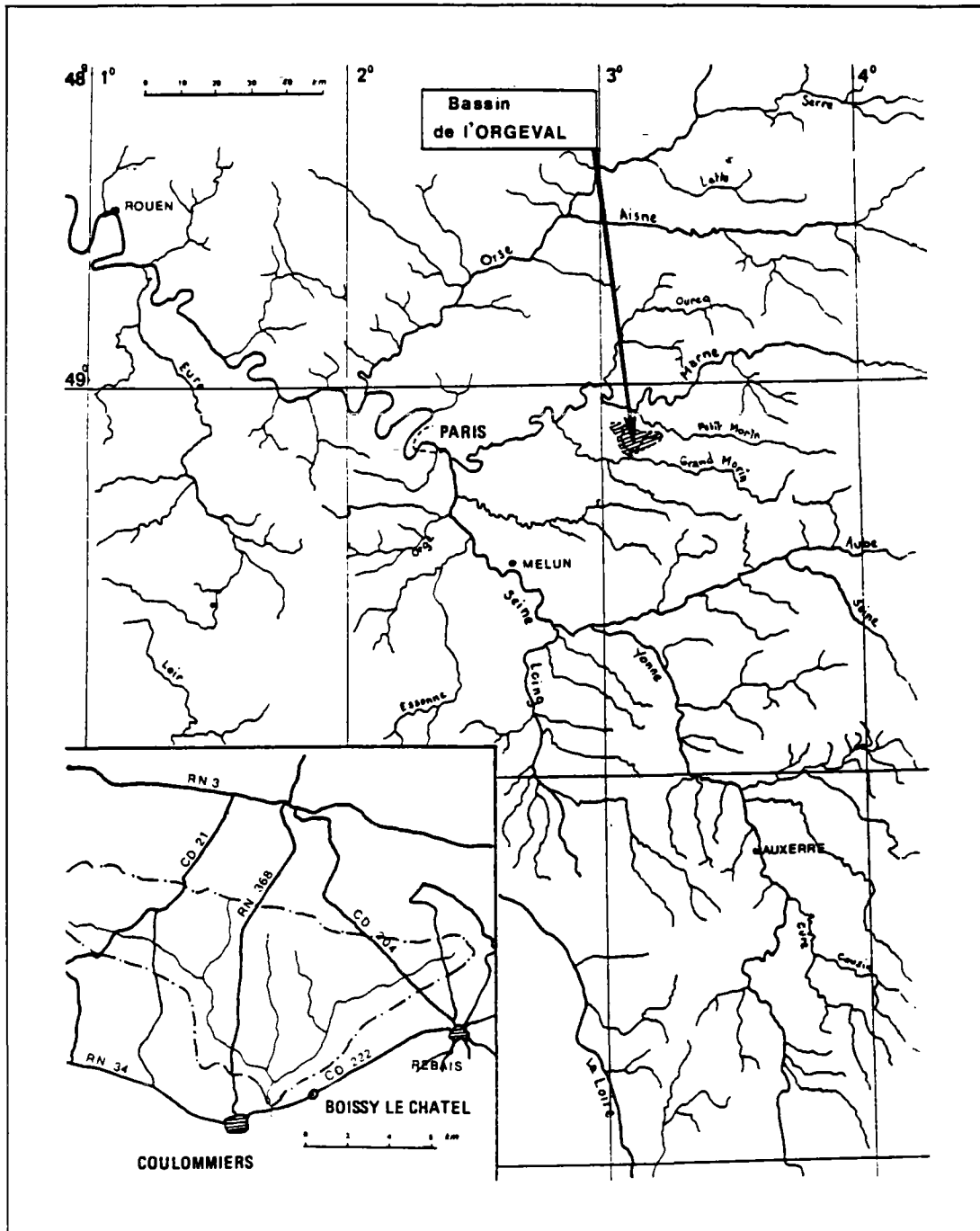


Figure 2-5 Situation géographique de l'Orgeval



Le bassin de l'Orgeval a été équipé à partir de 1962 en vue d'étudier la genèse des crues du Grand Morin et de juger de l'efficacité de réservoirs d'écrêtement des crues. L'Orgeval, affluent secondaire de la Marne se jette en rive droite dans le Grand Morin, à 2 km en amont de Coulommiers, il se situe entre 3° et 3°15' de longitude et entre 48°47' et 48°55' de latitude nord.

L'essentiel de la couverture végétale est représentée à 81% par des cultures (céréales, betteraves) ou des prairies d'élevage. Les forêts occupent 18% de la superficie totale, les zones urbaines et les routes représentent le reste de la surface, soit 1%.

Environ les 2/3 des terres cultivées sont drainées ce qui représente à peu près 55% de la surface du bassin. Ce pourcentage évolue en fonction des travaux de réaménagement des terres. La majeure partie du bassin est recouverte par des limons de plateau d'origine loessique, rougeâtres (épaisseur pouvant atteindre 10 m), caractérisés par une faible perméabilité ayant entraîné la formation d'un pseudo-gley. Le sol des plateaux est de type brun lessivé, à texture limon-sableuse à limono-argileuse, présentant des caractères d'hydromorphie temporaire. Le climat est de type océanique tempéré. La précipitation annuelle moyenne du bassin est de 684 mm. Le mois le plus pluvieux est novembre et le mois le moins arrosé est avril (respectivement 68.6 mm et 46.2 mm de moyenne mensuelle). Le débit moyen annuel, en lame d'eau écoulée est de 182 mm. L'écoulement le plus abondant a lieu durant les mois de janvier, février et mars avec 93 mm ( ce qui représente 51% du volume annuel).

L'écoulement le plus faible se situe en période estivale (juillet-août-septembre) avec une lame d'eau de 19 mm (10% du volume annuel). La température annuelle moyenne est de 9°7 avec un minimum en janvier et décembre (2°8) et un maximum en juillet (17°4). Actuellement sur le bassin de l'Orgeval il ne reste plus qu'un réseau de 7 pluviographes à augets basculeurs, parmi les 21 postes qui ont existé jusqu'en 1985. Ils sont associés à des codeurs enregistreurs, ce qui leur donne une autonomie de 6 semaines.

Le poste n°16 qui occupe une position centrale sur le bassin fournit les données de pluies à pas de temps variable utilisées dans notre étude. Les

données de débits sont mesurées dans chaque station de jaugeage correspondant aux 4 sous-bassins constitutifs du bassin de l'Orgeval. Nos données de débit proviennent de la station du Theil qui contrôle l'ensemble du bassin. L'enregistrement des hauteurs d'eau se fait grâce à un limnigraphe à flotteur, ce qui permet d'obtenir des débits après dépouillement sur une table à digitaliser.

### 2.3.3 Description de l'échantillon des épisodes de crue au Réal Collobrier

L'étude portant sur des épisodes de crue dans la première partie de cette thèse a été effectuée dans le bassin versant du Réal Collobrier. Le CEMAGREF nous a fourni ces épisodes de crue dont 26 épisodes pour l'échantillon-I et 18 épisodes de crue pour l'échantillon-II. Les tableaux 2-1 et 2-2 montrent quelques caractéristiques de ces épisodes.

Tableau 2-1 Épisodes de l'échantillon-I

ordre	codage	durée (pdt)	débit maximal
1	6601	36	17.7
2	6602	90	43.5
3	6906	149	20.8
4	6907	123	18.8
5	6908	104	19.6
6	6909	141	29.4
7	7011	102	20.6
8	7112	154	19.2
9	7216	184	21.2
10	7318	86	25.5
11	7319	90	39.5
12	7320	43	45.8
13	7422	142	16.0
14	7426	49	44.8
15	7527	133	40.9
16	7630	90	77.5
17	7734	109	43.4
18	7836	139	2.4
19	7837	79	29.0
20	7938	244	50.9
21	8040	84	18.2
22	8041	55	16.1
23	8142	53	16.8
24	8343	114	14.6
25	8344	72	28.7
26	8345	217	24.4

Tableau 2-2 Épisodes de l'échantillon-II

ordre	codage	durée (pdt)	débit maximal
1	6804	36	127
2	7010	185	25.5
3	7215	222	62.3
4	7423	40	2.0
5	7632	212	68.7
6	7835	216	77.7
7	7113	238	14.4
8	7423	77	37.1
9	7424	129	11.3
10	7631	101	15.0
11	7449	64	31.9
12	7450	98	96.4
13	7151	65	41.3
14	7352	89	24.8
15	7253	112	28.3
16	6954	50	20.8
17	7655	42	17.2
18	7456	113	9.1

## Chapitre 3

# Étude du modèle GR3 à pas de temps fin

**Résumé:** Dans ce chapitre on présente le travail d'étude du modèle GR3 à un pas de temps proche de l'heure. On analyse tout d'abord la structure du modèle et la méthode d'optimisation utilisée dans le modèle. L'étude opérationnelle a été effectuée respectivement sur les données continues de 4 ans et sur les échantillons de crues individualisés.

**NOTA:** Ce chapitre concerne la version 1989 du modèle GR3, seule disponible au début de la thèse quand cette étape de validation a été abordée.

### 3.1 GÉNÉRALITÉS

Aucun modèle ne s'adapte parfaitement à la réalité. Un modèle hydrologique est quasiment un produit expérimental. Le modèle GR3 (Edijatno et Michel, 1989) l'est aussi et est établi et validé au niveau journalier. Pour commencer, une tâche à résoudre est donc l'adaptation de la version 1989 du modèle GR3 à un pas de temps de l'ordre de l'heure qui est généralement nécessaire en matière de prévision de crue. Il ne sera pas possible d'établir une version horaire ayant les mêmes garanties que sa version journalière car cela représenterait un travail préliminaire considérable. On se contentera de vérifier si le modèle est acceptable, et dans le cas d'une inadaptation flagrante on proposera une solution provisoire, dans le seul but d'avoir un modèle acceptable sur lequel on puisse conduire une réflexion sur les problèmes spécifiques à son utilisation en prévision de crue. Cela est le but principal de travail présenté dans ce chapitre.

Il est noté qu'un modèle proche du modèle GR3, le modèle GR2 (Loumagne et al., 1988) a déjà été utilisé au pas de temps d'un dixième de jour pour tester l'intérêt de mesures ponctuelles d'humidité des sols. GR2 a fait également l'objet d'une adaptation pour en faire un modèle continu, afin d'obtenir un modèle affranchi de tout pas de temps (Leviandier, 1988). Un test de ce modèle continu a été réalisée en marge de la comparaison inter-modèles entreprise par l'O.M.M. (Askew, 1989). Ces deux tentatives laissent à penser que le modèle GR3 présente probablement une structure assez générale pour supporter le changement drastique de pas de temps qui consiste à passer de 24 à 1 heure.

Costanza (1989) a indiqué que l'essentiel de la validation d'un modèle

hydrologique consiste à savoir à quel point le modèle marche bien (ou mal) selon un certain nombre de conditions et de critères. En pratique, il n'existe pas une procédure universellement agréée pour mesurer le niveau d'adaptation d'un modèle de simulation à la réalité. Thomman (1982) a suggéré trois sortes de validations d'un modèle de qualité des eaux: 1) validation technique, pour savoir si le modèle est solide scientifiquement; 2) validation opérationnelle, pour savoir si le modèle peut donner des calculs corrects et 3) validation dynamique, pour savoir si le modèle peut être transféré aux régions autres que celle où le modèle a été développé. En ce qui concerne les modèles hydrologiques, Klemes (1986) a suggéré de valider un modèle hydrologique pour un but opérationnel, sur différentes régions et avec la technique du double échantillon (calage-contrôle).

Le travail d'étude du modèle GR3 au pas de temps horaire a conduit à l'analyse de la structure du modèle pour reconnaître la robustesse théorique des hypothèses de base de ce modèle. On analyse aussi la méthode d'optimisation propre au modèle GR3. C'est le premier temps de ce travail de validation. Dans un deuxième temps, on examine le fonctionnement du modèle en simulation, sans adaptation. On fait la simulation d'une série continue de 4 années au pas de temps horaire. Puis on valide ce modèle sur un échantillon de contrôle, comportant un certain nombre de crues issues du Réal Collobrier. Cette validation a pour objectif de valider le modèle GR3 par crues et tester ainsi les problèmes propres au fonctionnement "par épisode" très fréquent en matière de prévision de crue. Selon les études antérieures (Loumagne, 1988; Edijatno, 1991), on peut penser que, sur les trois opérateurs principaux de modèle GR3, l'opérateur fondé sur le réservoir d'humidité du sol est le moins susceptible d'être modifié. C'est essentiellement la fonction de transfert qui pourrait se révéler défailante et tout particulièrement la loi de vidange du réservoir de routage. Une étude de simulation doit nous permettre de décider d'une forme acceptable pour la vidange de ce réservoir au niveau horaire. Une étude autour du réservoir eau-gravitaire du modèle GR3 sera présentée à la fin de ce chapitre comme troisième temps de ce travail de validation.

## **3.2 ANALYSE DE LA STRUCTURE DU MODÈLE GR3**

### **3.2.1 Hypothèses générales du modèle GR3**

Des hypothèses pour un modèle conceptuel concernent soit les mécanismes

physiques du phénomène hydrologique soit les présentations mathématiques sur ces mécanismes. Dans le modèle GR3, on peut indiquer 10 hypothèses intrinsèques comme il suit, qui ressortent à la fin de la phase de développement et qui sont:

Hypothèse 1: L'irrégularité des répartitions spatiales de la pluie et de l'évaporation n'est pas prise en compte, seules le sont la pluie moyenne et l'évaporation moyenne.

Hypothèse 2: On accepte une répartition de l'évaporation stationnaire d'une année sur l'autre. De ce fait, les valeurs moyennes interannuelles sont prises pour faire fonctionner le modèle. Cela simplifie la saisie des données d'entrée.

Hypothèse 3: On se contente d'une description globale de l'humidité dans le bassin versant. Ainsi, le modèle possède la caractéristique d'être global.

### **3.2.2 Hypothèses sur les fonctions de production et de transfert**

En ce qui concerne le processus physique pluie-débit, il est divisé en deux parties: l'une statique appelée "production" donne la pluie nette; l'autre dynamique appelée "transfert" répartit temporellement la pluie nette en débits. Le modèle comprend deux composants: un réservoir-sol pour la production et un réservoir eau-gravitaire plus un hydrogramme unitaire pour le transfert.

Hypothèse 4: La production de la pluie nette est liée à l'humidité du sol et de l'évaporation moyenne interannuelle.

Hypothèse 5: L'évaporation du bassin versant est la seule perte en eau et elle est liée à l'humidité du sol. (Cette hypothèse disparaît dans le modèle GR4).

Hypothèse 6: Le rendement de la pluie nette ( $R_p$ ) est croissant avec le niveau de la saturation du sol ( $S$ ):  $\frac{\partial R_p}{\partial S} > 0$ .

Hypothèse 7: Le rendement de l'évaporation effective ( $R_e$ ) est aussi croissant en fonction du niveau de la saturation du sol:  $\frac{\partial R_e}{\partial S} > 0$ .

Hypothèse 8: Les deux courbes de rendement  $R_p(S)$  et  $R_e(S)$  sont symétriques par rapport au  $(\frac{S}{2A}, \frac{1}{2})$  avec A étant le niveau maximal du réservoir-sol (voir pour plus de détails Edijatno et Michel, 1989).

Le transfert se compose de deux parties successives correspondant respectivement à la montée et la descente d'une crue, ce qui est une caractéristique importante de ce modèle. On voit que l'hydrogramme unitaire du modèle GR3 exprimé par la figure 3-1 est une partie de courbe croissante parabolique concave sur la partie positive de l'axe des temps. Elle ne suit pas la forme traditionnelle de l'hydrogramme unitaire qui présente souvent une forme de courbe en cloche. On peut dire que ce n'est pas une courbe complète et, en fait, elle vise principalement la montée de crue. En revanche, la tâche de simuler la descente de crue est faite par un réservoir non linéaire, le réservoir eau-gravitaire. Ces deux opérateurs réalisent ensemble la mission du transfert des pluies en débits.

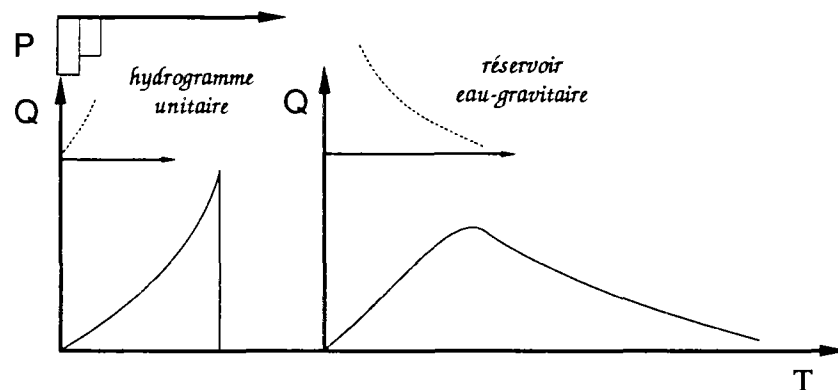


Figure 3-1 L'hydrogramme unitaire du GR3

Les hypothèses pour le transfert sont:

Hypothèse 9: La montée de crue est traitée indépendamment de la décrue et dépend d'une fonction monotone et concave;

Hypothèse 10: La descente de crue est conditionnée par la vidange d'un réservoir non-linéaire.

### 3.2.3 Considérations sur le modèle GR3

La fonction de production du modèle GR3 n'est pas exactement hortonienne. Cela est impliqué par l'hypothèse utilisée pour la production de pluie efficace dans l'hypothèse 6. Ces formules montrent que la production de pluie efficace

est une fonction de la quantité d'humidité du sol (S) et de l'intensité moyenne de la pluie. C'est justement la conception de la fonction de production d'écoulement superficiel par saturation qui est déterminée par le stock d'humidité. Ainsi, le principe utilisé dans le modèle GR3 n'est pas de celui de Horton mais plutôt celui de Dunne (1978) de l'hydrologie de versants. Par conséquent, on peut supposer que ce modèle est applicable pour les régions humides ou semi-humides.

La fonction de transfert utilisée dans ce modèle est assez empirique: un hydrogramme unitaire suivi d'un réservoir non-linéaire. On peut y trouver une ombre de l'idée du modèle Zoch (1934). Pourquoi sépare-t-on le transfert en deux parties? Imaginons des différences de formation entre la montée et la descente de crue. La montée de crue est fortement influencée par les conditions antérieures du sol et les conditions climatiques dans le bassin versant. Ces conditions ont une grande variabilité. En revanche, la descente de crue est relativement unique, parce qu'elle dépend principalement de la capacité d'évacuation du bassin versant. Dans ces conditions, que la montée et la descente soient simulées relativement séparément n'est pas une mauvaise idée.

On a noté que dans ce modèle la propagation de l'écoulement à surface libre n'est pas prise en compte isolément et que dans les 114 bassins versants utilisés pour développer ce modèle (Edijatno, 1991) il manque un nombre suffisant de grands bassins car seulement 2 bassins ont des superficies supérieures à 3000 km<sup>2</sup>, 4 bassins à 2000 km<sup>2</sup>. Il faut probablement tester son applicabilité à de très grands bassins.

En particulier, la caractéristique globale implique fortement une utilisation des pluies ayant un schéma de répartition spatiale peu variable.

On peut caractériser le modèle GR3 comme étant un modèle conceptuel, global, stationnaire, déterministe, non-linéaire et fonctionnant en continu.

### **3.3 ANALYSE DE LA MÉTHODE DE CALAGE DU MODÈLE GR3**

#### **3.3.1 Paramètres du modèle GR3**

Les paramètres des modèles conceptuels hydrologiques peuvent être divisés généralement en deux types importants: les paramètres à fixer a priori et les



paramètres à optimiser. Le premier groupe rassemble ceux qui font partie de l'architecture du modèle. On peut les voir comme des constantes. Par contre, Les paramètres à optimiser sont ceux qui varient avec chaque bassin versant.

Le modèle GR3 a quatre coefficients fixes: 1) coefficient de la correction systématique de pluies égale à 1.05 pour tenir compte d'un défaut systématique de captation des pluviomètres; 2) coefficient d'écoulement direct égale à 0.1; 3) exposant de la loi de vidange du réservoir eau-gravitaire,  $\beta$ , est fixé à 2 et 4) exposant de la loi de l'hydrogramme unitaire égal à 2.

Il y a trois paramètres à optimiser dans le modèle GR3, qui sont: A = niveau maximal du réservoir-sol; B = niveau maximal à 1 jour du réservoir eau-gravitaire et C = nombre de pas de temps de l'hydrogramme unitaire. En pratique et surtout pour une démarche par épisode, on doit tenir compte de  $S_0$  correspondant à l'état initial du réservoir-sol en début d'épisode.

### 3.3.2 Méthode d'optimisation et fonction objectif

Selon l'état actuel de la modélisation pluie-débit conceptuelle, Gupta et Sorooshian (1985) ont indiqué que la limite de la performance des modèles pluie-débit conceptuels n'est pas l'incapacité à développer des représentations complexes et sophistiquées pour les processus hydrologiques, mais l'inadéquation des méthodes d'optimisation utilisées pour l'estimation automatique des paramètres des modèles. L'optimisation des paramètres du modèle GR3 se base sur une recherche directe. Son principe est exposé ci-après dans le cas d'un seul paramètre:

Le principe repose sur la transformation du paramètre de façon à rendre équiprobable tout intervalle  $[X, X+\Delta X]$  indépendamment de X. Cela se fait généralement en prenant le logarithme du paramètre, noté  $x$  ( $x=\ln X$ ) ci-après. Soit F la fonction objectif. Soit  $x_0$  la valeur initiale d'un paramètre à optimiser, notons  $x^{(1)}, \dots, x^{(i)}, \dots, x^{(n)}$  les valeurs obtenues successivement et  $x^*$  la valeur optimale du paramètre.

Au pas d'optimisation  $i+1$ , on fait un essai de chaque côté de  $x^{(i)}$

$$\begin{cases} x_1^{(i+1)} = x^{(i)} - \Delta x_i \\ x_2^{(i+1)} = x^{(i)} + \Delta x_i \\ F^{(i+1)} = \text{Min}(F_1^{(i+1)}, F_2^{(i+1)}) \end{cases} \quad (3-1)$$

si  $F^{(i+1)} < F^{(i)}$ , on prend  $x^{(i+1)} = x_j^{(i+1)}$ ;  $j$  correspondant à  $\text{Min}(F_j, j=1,2)$ , le pas d'auscultation peut également varier:  $\Delta x$  est doublé si l'on a obtenu 2 succès consécutifs (un succès correspond à l'obtention d'une nouvelle valeur pour le paramètre au cours d'une exploration avec  $\Delta x$ ). Si  $F^{(i+1)} \geq F^{(i)}$  le prochain pas de recherche sera diminué:  $\Delta x_{i+1} = 0.5 \Delta x_i$ , la condition de convergence porte sur  $\Delta x$  et non sur la fonction objectif: soit  $\Delta x_n \leq \epsilon$  soit  $n \geq N$  ( $\epsilon$  = valeur minimale pour  $\Delta x$ ;  $N$  = nombre maximal d'essais pour l'optimisation).

Traditionnellement, la somme des carrés des erreurs de simulation est prise comme critère de calage.

$$F = \sum_{i=1}^m [q(i) - q_s(i)]^2 \quad (3-2)$$

où  $q(i)$  et  $q_s(i)$  sont respectivement le débit mesuré et le débit simulé à l'instant  $i$ , et  $m$  est le nombre total de pas de temps des données utilisées.

La méthode précédente est facilement étendue au cas de plusieurs paramètres. Soit  $NP$  le nombre de paramètres à optimiser. Au pas  $i+1$ , la recherche se fait successivement pour les  $NP$  paramètres. Si  $F^{(i+1)} < F^{(i)}$  est satisfait au moins une fois pendant la recherche sur les  $NP$  paramètres,  $\Delta x$  n'est pas modifié. Si le succès est obtenu  $2n$  fois de suite, on double  $\Delta x$ . Si au contraire on n'obtient aucune amélioration pour  $F$ , on divise  $\Delta x$  par 2. Si dans le processus  $\Delta x$  dépasse une valeur maximale choisie, on revient au plus faible  $\Delta x$  antérieur. Toutes les  $N$  itérations on peut décider d'arrêter la méthode. En pratique, on utilise les valeurs:  $\Delta x_0 = 0.32$ ;  $\epsilon = \text{Min}(\Delta x) = 0.01$ ;  $\text{Max}(\Delta x) = 1.28$  et  $N = 20 * NP$ . Rappelons qu'en utilisant cette méthode d'optimisation, on transforme tous les paramètres à optimiser (généralement par la fonction logarithme).

### 3.3.3 Considérations sur la méthode d'optimisation utilisée

La méthode décrite précédemment est simple. Mais, son utilisation dans le cas de modèle GR3 journalier a montré son efficacité (Edijatno, 1991). C'est la raison pour laquelle on l'a utilisée dans cette étude. Nous pouvons faire les commentaires suivants:

- 1) Le pas de recherche sur chaque axe de paramètre est d'une même

longueur. Cela exige que les différents paramètres aient des effets similaires sur les sorties du modèle. Pour cela, les paramètres du modèle GR3 sont tous transformés par la fonction logarithme. Ce point semble nécessiter une étude confirmative.

2) Les valeurs de départ des paramètres à optimiser jouent un rôle important pendant l'optimisation parce que, avec une telle méthode d'optimisation, un optimum partiel ne peut pas être évité à coup sûr, bien que l'on n'ait pas été confronté à ce phénomène lors de l'utilisation du modèle au pas de temps journalier.

### 3.4 VALIDATION SUR LES DONNÉES CONTINUES

#### 3.4.1 Critères d'évaluation

Avant de passer aux résultats nous allons présenter tout d'abord les critères utilisés dans cette partie de l'étude. Pour évaluer plus complètement la qualité du calage, on peut trouver un grand nombre de critères dans la littérature (Nash et Sutcliffe, 1970; Aitken, 1973; W.M.O., 1975; Green et Stephenson, 1986 et Martinec et Rango, 1989). On a retenu cinq critères d'évaluation.

Critère de Nash et Sutcliffe (NS): Nash et Sutcliffe (1970) ont proposé le critère non-dimensionnel suivant:

$$NS = \frac{N_0^2 - N^2}{N_0^2} \quad (3-3)$$

où  $N^2 = \sum_{i=1}^n [q(i) - q_s(i)]^2$ ;  $N_0^2 = \sum_{i=1}^n [q(i) - \bar{q}]^2$ ;  $\bar{q} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n q(i)$ ,  $q$  et  $q_s$  sont

respectivement les débits mesuré et simulé. Ils ont nommé le terme  $N^2$  "l'indice de désaccord" et  $N_0^2$  "la variance initiale". Ce coefficient a obtenu un large consensus et semble un choix raisonnable pour la mesure non-dimensionnelle du calage d'un modèle. Un avantage évident de ce coefficient est sa simplicité, sa valeur augmentant vers l'unité lorsque le calage s'améliore (Green et Stephenson, 1986). Il a été utilisé exclusivement pour juger un modèle fonctionnant par épisodes.

Erreur relative de Bilan (EB)

$$EB = \frac{\sum_{i=1}^n q(i) - \sum_{i=1}^n q_s(i)}{\sum_{i=1}^n q(i)} \quad (3-4)$$

Rapport des Durées (RD) où  $q > 0.5 q_{\max}$

$$RD = \frac{D_s}{D} \quad (3-5)$$

où  $D_s$  et  $D$  sont respectivement les nombres de débits simulés et de débits mesurés qui sont plus grands que la moitié du débit maximal, selon le cas observé ou simulé, pendant la période donnée.

Erreur relative sur la pointe de la crue (EP)

$$EP = \frac{q_p - q_{sp}}{q_p} \quad (3-6)$$

où  $q_p$  et  $q_{sp}$  sont respectivement les valeurs de la pointe mesurée et de la pointe simulée, pendant la période donnée.

Erreur absolue du décalage de la pointe de crue (ED)

$$ED = t_p - t_{sp} \quad (3-7)$$

où  $t_p$  et  $t_{sp}$  sont respectivement les instants où la pointe de crue mesurée et celle simulée se produisent.

Critère T est utilisé par Edijatno et Michel (1989a) pour évaluer les chroniques journalières simulées.

$$T = \left(1 - \frac{U}{V}\right) \quad (3-8)$$

où

$$U = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [q(i) - q_s(i)]^2} \quad (3-9)$$

$$V = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [p^2(i)]} \quad (3-10)$$

$p(i)$  est la pluie mesurée au pas de temps  $i$ . C'est un critère évoluant dans le même sens que NS qui ne présente pas d'intérêt additionnel par rapport à ce dernier.

### 3.4.2 Calage du modèle GR3 sur une chronique continue de quatre années

#### 3.4.2.1 Résultats sur les deux bassins étudiés

Naturellement, le premier essai de cette étude concerne l'utilisation du modèle GR3 sans aucun changement. On a adopté ce modèle tel quel pour traiter des données horaires dans deux bassins versants: Réal Collobrier et Orgeval (cf. §2.3).

Dans le bassin versant du Réal Collobrier, on a pris les données de la période 1969 à 1972 pour le calage. Dans l'Orgeval, on a utilisé les 4 ans de données de 1974 à 1977. Ces deux séries de données ont permis un calage et le critère T s'élève respectivement à 80.2% et à 94.6%. Les résultats sont montrés dans le tableau 3-1.

Tableau 3-1 Résultats du calage sur 4 ans

nom de bassin	période	T(%)	lnA	lnB	ln(C-0.5)
Réal Collobrier	1969-1972	80.2	5.95	7.05	-3.42
Orgeval	1974-1977	94.6	5.82	6.99	2.01

Selon ces premiers essais, on voit que les valeurs du critère sont assez proches de celles obtenues lors de l'utilisation du modèle journalier, respectivement 80 et 96% pour 3 ou 5 ans de données (Edijatno et Michel, 1989a). Les simulations représentent assez bien les débits mesurés si l'on en juge par les graphiques montrés à l'ANNEXE-I. Bien entendu, les résultats issus de 4 ans de données ne suffisent pas pour émettre une conclusion générale. Mais, on peut dire que le modèle GR3 est probablement acceptable pour la simulation à un pas de temps de l'ordre de l'heure.

En complément, on a utilisé les critères mentionnés dans le §3.4.1, donnés par les équations 3-3, 3-4, 3-5 et 3-6. Ces résultats peuvent être trouvés dans le tableau 3-2. Dans ce qui suit on gardera le critère NS plutôt que le critère T, du fait de son usage très répandu.

Tableau 3-2 Valeurs des critères d'appréciation sur le calage de GR3 (4 ans)

nom de bassin	période	NS(%)	EB(%)	EP(%)	RD(%)
Réal Collobrier	1969 - 1972	82.7	-8.8	77.8	120.7
Orgeval	1974 - 1977	70.2	-20.4	77.8	29.2

On remarque que le modèle GR3 rencontre un succès variable avec le bassin versant considéré. Cependant on doit noter que les caractéristiques hydrologiques de ces deux bassins versants sont assez différentes. Dans le cas du Réal Collobrier, les crues sont toujours abruptes et symétriques, le bassin réagit à la façon typique d'un bassin en région sèche: possibilité de non-réponse après une grande pluie. On pense que l'étude de ce bassin sera probablement plus difficile que celle de l'Orgeval.

### 3.4.2.2 Variabilité des paramètres d'une année à l'autre

On peut se poser la question de la stabilité des paramètres en fonction de la période utilisée pour leur calage. Pour ce faire, on a calé le modèle sur chacune des quatre années de la période utilisée précédemment. Les résultats du calage sont montrés dans les tableaux 3-3 et 3-4 respectivement pour le Réal Collobrier et l'Orgeval. Les dessins (un par mois) figurent en ANNEXE-II.

Tableau 3-3 Résultats du calage de GR3 sur le Réal Collobrier année par année

	NS (%)	EB(%)	EP (%)	RD (%)	lnA	lnB	ln(C-0.5)
1969	87.8	-9.0	72.7	90.2	5.64	7.92	-0.90
1970	81.9	-2.1	70.6	75.0	6.09	7.21	0.39
1971	84.0	4.9	64.0	62.5	6.22	7.06	0.35
1972	86.3	3.4	93.2	117.2	5.82	6.75	-8.98
moyenne	85.0	-0.7	75.1	86.2	5.93	7.24	-3.09
écart-type	2.2	5.5	10.9	20.4	0.23	0.43	3.90
calage global	82.7	-8.8	77.8	120.7	5.95	7.05	-3.42

Tableau 3-4 Résultats du calage de GR3 sur l'Orgeval année par année

	NS (%)	EB(%)	EP (%)	RD (%)	lnA	lnB	ln(C-0.5)
1974	74.0	-10.3	90.2	72.4	5.78	6.90	2.03
1975	70.3	-19.1	76.3	62.2	5.61	7.29	2.01
1976	68.5	-11.4	86.0	74.1	6.25	5.97	-3.06
1977	67.0	-46.0	69.7	52.1	5.55	6.87	2.02
moyenne	70.0	-21.7	80.6	65.2	5.80	6.76	0.75
écart-type	2.6	14.4	8.0	8.8	0.27	0.48	2.20
calage global	70.2	-20.4	77.8	29.2	5.82	6.99	2.01

D'après ces deux tableaux, on constate les faits suivants:

- 1) Il existe des différences assez importantes entre les valeurs des paramètres des différentes années du même bassin versant.
- 2) La valeur moyenne des NS issus du calage année par année est meilleure que celle issue du calage global sur les 4 ans. C'est normal puisque l'on

s'adapte mieux au régime de la rivière en disposant d'une plus grande souplesse (12 paramètres au lieu de 3).

3) La moyenne des paramètres  $\ln A$  calés annuellement est proche de la valeur issue du calage sur les 4 ans ensemble.

4) Les valeurs annuelles de  $\ln B$  et de  $\ln C$  sont très différentes.

5) La simulation des pointes de crue, la simulation des volumes de crue et des durées à mi-crue donnent généralement des valeurs inférieures aux valeurs observées.

Ce qui est sans doute le plus surprenant est la forte variabilité des paramètres selon l'année de calage. On notera cependant que C est plus variable que B lui-même plus variable que A par rapport à leur moyenne. On peut avoir deux interprétations de ce phénomène de forte variabilité:

a) Le bassin versant n'est pas dans un état stationnaire et il évolue au cours du temps en fonction des cultures et du climat. Ainsi, une année plutôt sèche transforme le bassin versant d'une façon différente que l'aurait fait une année plutôt humide.

b) Du fait du caractère extrêmement sommaire du modèle GR3, chaque paramètre et la fonction où il figure recouvre toute une gamme de phénomènes qui sont activés différemment d'une année à l'autre. Un paramètre se calerait alors selon la valeur qui rend le mieux compte des phénomènes particuliers qui se sont produits une année donnée.

Par exemple, une année peu pluvieuse aura une grande partie de l'année des débits correspondant à des décrues lentes, qui seraient moins observables si l'année avait été plus riche en pluies. Le paramètre B se calerait alors pour mieux respecter les longues décrues alors que dans l'autre cas il correspondrait à une meilleure description des débits de décrue.

Selon que l'on choisit implicitement l'une ou l'autre de ces deux hypothèses la conception que l'on a de l'utilisation du modèle et de l'interprétation des erreurs va différer considérablement.

Compte tenu de l'importance de ce problème on y reviendra lors de l'étude du fonctionnement par épisodes.

### 3.5 ÉTUDE SUR DES ÉCHANTILLONS DE CONTRÔLE

Le modèle GR3 sera testé ici sur deux échantillons divisés issus du bassin versant de Réal Collobrier. Comme déjà précisé dans §2.3.2, l'échantillon-I contient 26 crues et l'échantillon-II contient 18 crues. Le test sur ces deux échantillons comporte trois étapes: 1) caler les paramètres du modèle GR3 sur l'échantillon-I et contrôler le calage sur l'échantillon-II; 2) inversement, caler les paramètres du modèle GR3 sur l'échantillon-II et contrôler le calage sur l'échantillon-I et 3) comparer les résultats des étapes précédentes. Avant de commencer ces tests, on évoque les problèmes liés au fonctionnement du modèle GR3 crue par crue.

#### 3.5.1 Traitement des valeurs initiales

En général, le problème des valeurs initiales se traite de deux façons possibles:

Recours à une période de mise en route: on utilise une période de données avant la période de prévision, le modèle devra être démarré au début de cette période de mise en route afin d'arriver à un état opérationnel. Cette façon de procéder est raisonnable puisque les valeurs initiales dépendent des événements antérieurs de plus en plus faiblement au fur et à mesure que ces derniers s'éloignent dans le passé. Mais, un problème assez délicat est de décider quelle devrait être la durée de la période de mise en route, elle même probablement variable selon les périodes de l'année. Il faut noter que les données nécessaires à cette période de mise en route ne concernent que les données d'entrée du système et non les sorties (débits) puisque le calage ultérieur ne tiendrait pas compte des éventuelles erreurs de simulation produites pendant cette période.

Optimisation des conditions initiales du modèle: Cette optimisation est effectuée avec les informations présentes. Les techniques possibles sont les suivantes: 1) utilisation de relations entre les données initiales et des paramètres disponibles au début de la simulation; 2) addition de paramètres: les valeurs initiales sont traitées comme des paramètres du modèle et 3) choix de conditions initiales vraisemblables en fonction d'informations statistiques (liaison entre l'état de certains réservoirs et la date du début de l'épisode).



En vue de démarrer le fonctionnement d'un modèle, on doit fournir plusieurs données initiales qui sont soit des scalaires ou soit des vecteurs. Dans le modèle GR3, trois sortes des grandeurs doivent être initialisées: 1)  $R_0$  = niveau initial du réservoir eau-gravitaire. Heureusement on dispose d'une relation entre  $Q$  et  $R$  représentés par l'équation 2-7 que l'on peut inverser pour estimer  $R_0$  en fonction du débit initial  $Q_0$ :

$$R_0 = \frac{1}{2} \left( Q_0 + \sqrt{Q_0^2 + 4BQ_0} \right) \quad (3-11)$$

2)  $DP_0(.)$  = vecteur des pluies nettes antérieures. Il est généralement supposé nul. 3)  $S_0$  = niveau initial du réservoir-sol. On peut soit en faire un nouveau paramètre soit le fixer statistiquement en fonction de la date de début de l'épisode. Dans ce qui suit, nous traiterons  $S_0$  comme un quatrième paramètre, seule solution viable quand on fait fonctionner le modèle par épisodes.

### 3.5.2 Modèle GR3 pour un fonctionnement par épisode

Comme on l'a dit précédemment, le fonctionnement par crue permet de négliger la variable évaporation ce qui conduit à une légère simplification du modèle dont l'architecture apparaît en figure 3-2.

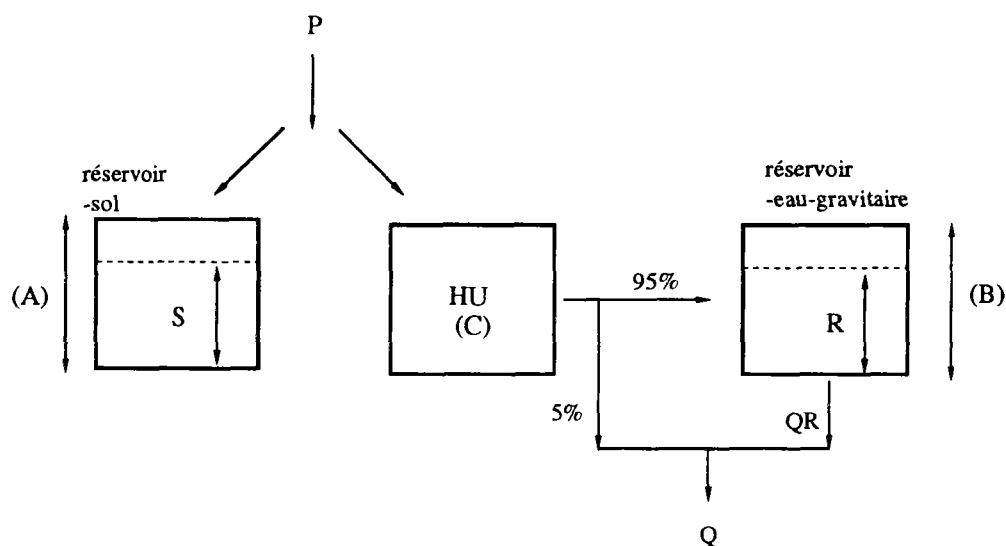


Figure 3-2 Architecture de modèle GR3 pour un fonctionnement par épisode

Nous avons calé le modèle sur les données de crues du Réal Collobrier, en mode "simulation". Nous avons utilisé pour cela un échantillon comportant un certain nombre d'épisodes de crue pour le calage. On recherche le jeu

optimal de paramètres A, B et C commun à ces crues. Cependant, pour chacune des crues, il faut optimiser le niveau initial du réservoir S, ce qui correspond à une étape d'optimisation à l'intérieur de l'étape générale comme l'indique la figure 3-3.

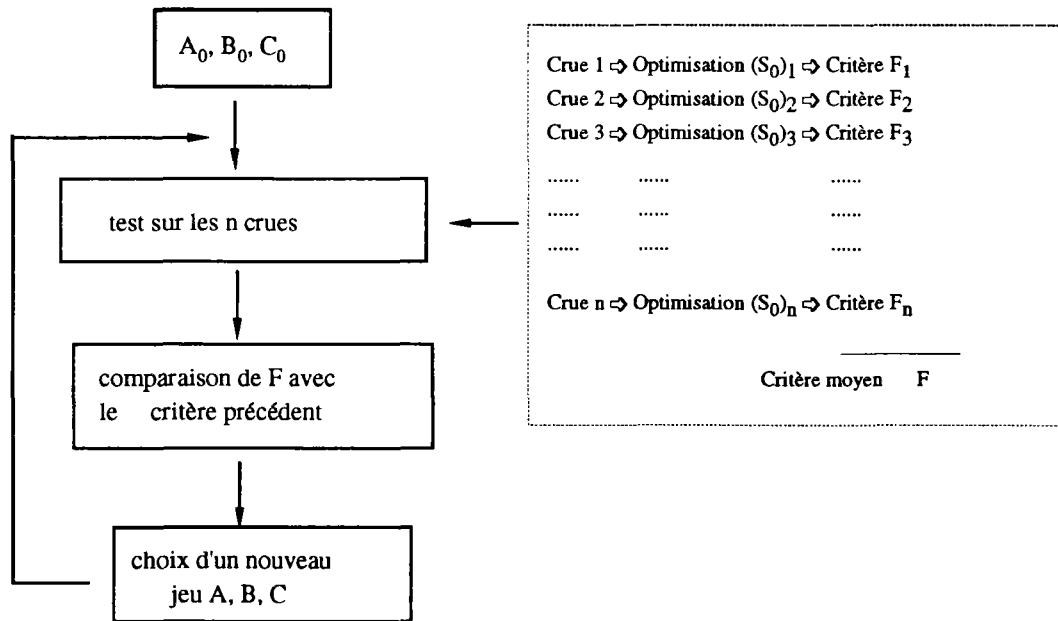


Figure 3-3 Optimisation des paramètres de GR3H sur un ensemble de crues

### 3.5.3 Calage sur l'échantillon-I et contrôle sur l'échantillon-II

A l'issue du calage sur l'échantillon-I, comprenant 26 épisodes du bassin versant du Réal Collobrier (cf. §2.3.2), on a trouvé les paramètres:  $\ln A = 5.00$ ;  $\ln B = 7.15$ ;  $\ln(C-0.5) = 1.13$ . Les 26 épisodes sont montrés dans le tableau 3-5 et les dessins de simulation apparaissent dans l'ANNEXE-III.

Tableau 3-5 Calage sur l'échantillon-I

ordre	codage	NS(%)	EB (%)	RD(%)	EP(%)	ED (pdt)
1	6601	68.5	-7.0	75.0	67.6	-2.0
2	6602	85.3	-0.9	80.0	78.4	2.0
3	6906	89.7	0.8	87.9	86.0	-2.0
4	6907	74.7	4.6	108.3	91.0	-2.0
5	6908	85.3	8.1	87.5	96.8	-6.0
6	6909	89.5	-11.6	109.1	78.6	-4.0
7	7011	85.0	-5.2	153.3	77.1	-1.0
8	7112	80.5	2.9	76.1	81.5	3.0
9	7216	85.3	0.2	77.8	89.9	1.0
10	7318	89.8	-8.0	111.1	69.0	0.0
11	7319	86.9	1.5	125.0	78.8	1.0
12	7320	61.3	-18.4	108.3	82.8	0.0
13	7422	87.2	-3.7	87.5	81.6	1.0
14	7426	41.5	-10.6	0.0	40.9	-1.0
15	7527	83.5	-13.9	195.5	91.1	-2.0
16	7630	92.5	-3.6	110.0	78.6	-2.0
17	7734	93.5	-6.5	108.3	96.3	1.0
18	7836	84.3	6.1	95.7	105.0	9.0
19	7837	90.7	0.4	91.7	98.4	-1.0
20	7938	96.5	1.3	95.1	87.3	1.0
21	8040	63.3	9.7	87.2	100.9	3.0
22	8041	12.3	-64.6	266.7	83.2	-7.0
23	8142	89.8	-10.2	133.3	83.8	1.0
24	8343	60.4	-14.1	110.5	67.8	-9.0
25	8344	58.6	-11.5	125.0	66.9	-2.0
26	8345	88.7	-9.7	111.8	88.0	0.0

Les critères présentés précédemment sont évalués épisode par épisode dans le tableau 3-5. On remarque tout d'abord que les crues 7426 et 8041 sont très mal simulées, la première est une crue assez particulière, abrupte et symétrique. Il apparaît deux problèmes systématiques: la pointe de crue calculée est toujours inférieure à la pointe réelle et la représentation de la décrue est défectueuse. Les simulations des petites crues sont moins bonnes que celles des grandes crues. Pour quelques rares crues la simulation est très mauvaise. Sur les crues multiples, on obtient des résultats satisfaisants.

Après le calage sur l'échantillon-I, une validation est effectuée sur l'échantillon-II comportant 18 crues. On prend les paramètres calés précédemment, c'est-à-dire  $\ln A=5.00$ ,  $\ln B=7.15$  et  $\ln(C-0.5)=1.13$ . On examine les différences entre la simulation et la validation. Bien entendu, les mêmes critères que ceux adoptés pour le calage ont été appliqués. Les résultats sont montrés dans le tableau 3-6 et les dessins sont reportés dans l'ANNEXE-III.

Tableau 3-6 Contrôle sur l'échantillon-II d'après le calage sur l'échantillon-I

ordre	codage	NS (%)	EB (%)	RD (%)	EP (%)	ED (pdt)
1	6804	34.9	-27.3	50.0	54.2	0.0
2	7010	85.4	-2.0	107.0	82.4	0.0
3	7215	78.7	17.0	68.4	77.4	-1.0
4	7423	-62.2	12.4	107.7	63.7	-7.0
5	7632	88.9	9.6	77.5	74.4	-7.0
6	7835	50.6	27.3	25.8	61.9	0.0
7	7113	94.4	-3.8	93.5	83.4	-1.0
8	7423	85.9	13.2	88.2	94.5	0.0
9	7424	90.4	3.2	76.0	104.1	0.0
10	7631	92.8	0.1	100.0	103.5	-8.0
11	7449	95.4	-1.8	100.0	96.4	-1.0
12	7450	61.5	31.6	0.0	49.8	-1.0
13	7151	88.3	-6.8	100.0	94.1	3.0
14	7352	87.2	4.5	106.9	91.9	1.0
15	7253	80.0	1.6	83.3	92.1	1.0
16	6954	85.6	3.8	86.2	98.4	-2.0
17	7655	-38.1	9.6	73.4	99.6	3.0
18	7456	86.1	5.2	87.5	99.0	1.0

La crue 7423 est une crue possédant des pluies curieuses (cf. le dessin de cet épisode dans l'ANNEXE-III). La crue 7655 est une crue assez petite qui est également mal simulée. La crue 6804 ressemble à la crue 7426 de l'échantillon-I et elle est aussi mal simulée. Selon l'appréciation visuelle de la crue 7423, la très basse valeur du critère résulte probablement de la mauvaise simulation sur la partie en décrue. Selon ces résultats, on n'a pas trouvé de problèmes nouveaux par rapport à ceux rencontrés dans le calage. Le tableau 3-7 résulte d'une comparaison entre les tableaux 3-5 et 3-6. On y voit que les taux de succès obtenus pour la validation sur l'échantillon-II sont assez proches de ceux pour le calage sur l'échantillon-I.

Tableau 3-7 Pourcentage de crues satisfaisant à un critère minimal (1)

seuils	NS $\geq$ 80%	EBI  $\leq$ 10%	RD-1  $\leq$ 15%	EP-II  $\leq$ 20%	EDI  $\leq$ 2
éch.-I (calage)	69% (18/26)	69% (18/26)	62% (16/26)	62% (16/26)	73% (19/26)
éch.-II (contrôle)	67% (12/18)	67% (12/18)	56% (10/18)	67% (12/18)	72% (13/18)

### 3.5.4 Calage sur l'échantillon-II et contrôle sur l'échantillon-I

Dans ce paragraphe, on échange les rôles des deux échantillons. Du calage sur l'échantillon-II, on obtient les valeurs des paramètres:  $\ln A=4.10$ ,  $\ln B=7.08$  et  $\ln(C-0.5)=0.76$ . Les résultats des critères figurent dans le tableau 3-8 et les graphiques de simulation sont dans l'ANNEXE-III. On constate que de mauvaises simulations existent sur trois crues 6804, 7423 et 7655.

Tableau 3-8 Calage sur l'échantillon-II

ordre	codage	NS (%)	EB (%)	RD (%)	EP (%)	ED (pdt)
1	6804	47.5	-37.1	75.0	61.2	1.0
2	7010	83.0	-4.0	109.3	95.2	0.0
3	7215	80.8	21.0	67.1	78.1	-1.0
4	7423	-63.6	12.0	115.4	62.5	-6.0
5	7632	90.8	10.6	87.5	81.0	1.0
6	7835	48.5	28.4	32.3	63.4	1.0
7	7113	93.2	-2.0	93.5	92.5	-2.0
8	7423	85.7	16.3	86.3	93.8	1.0
9	7424	90.9	5.0	76.0	107.9	1.0
10	7631	87.3	-4.0	106.9	122.0	-7.0
11	7449	93.9	1.0	94.7	95.7	0.0
12	7450	61.7	31.0	14.3	51.4	0.0
13	7151	85.8	-2.6	95.0	91.8	4.0
14	7352	85.2	6.5	100.0	90.5	2.0
15	7253	81.7	6.6	79.2	90.7	2.0
16	6954	79.4	5.3	79.3	97.7	-1.0
17	7655	-61.7	12.6	71.9	98.5	4.0
18	7456	84.5	7.6	87.5	101.1	1.0

Dans le tableau 3-9, on montre les résultats de la validation sur l'échantillon-I en utilisant les valeurs des paramètres calées sur l'échantillon-II. Les dessins correspondants sont dans l'ANNEXE-III. On peut voir que les crues 7011, 8041, 8343 et 8344 présentent de très mauvaises valeurs de NS mais pour la plupart des crues le critère NS peut arriver à des valeurs assez correctes.

Tableau 3-9 Contrôle sur l'échantillon-I d'après du calage sur l'échantillon-II

ordre	codage	NS (%)	EB (%)	RD (%)	EP (%)	ED (pdt)
1	6601	72.6	-5.8	75.0	70.6	-2.0
2	6602	89.0	4.2	86.7	82.9	3.0
3	6906	93.0	3.1	81.8	96.9	-1.0
4	6907	84.0	6.0	77.1	101.4	-1.0
5	6908	85.0	10.2	82.5	98.4	-6.0
6	6909	38.2	-68.0	186.4	127.7	-3.0
7	7011	-53.0	-89.1	253.3	158.9	0.0
8	7112	81.5	-0.9	91.3	81.6	-52.0
9	7216	86.6	9.3	81.5	97.4	0.0
10	7318	89.6	-7.9	111.1	69.6	1.0
11	7319	87.6	6.1	116.7	79.2	2.0
12	7320	65.4	-21.3	116.7	87.9	0.0
13	7422	87.3	9.3	91.7	89.8	2.0
14	7426	48.6	-44.3	33.3	65.2	0.0
15	7527	64.7	-31.7	250.0	118.6	-1.0
16	7630	92.3	-3.4	110.0	81.6	-1.0
17	7734	86.7	-3.3	112.5	108.9	2.0
18	7836	80.4	7.5	88.6	105.6	10.0
19	7837	90.3	4.1	87.5	100.2	0.0
20	7938	97.0	1.5	93.4	95.3	1.0
21	8040	57.6	12.3	84.6	100.2	4.0
22	8041	-2667.1	-519.9	400.0	347.0	3.0
23	8142	91.2	-8.7	126.7	87.4	2.0
24	8343	-1.9	-48.4	321.1	94.7	-9.0
25	8344	-252.4	-170.8	425.0	179.3	0.0
26	8345	76.8	-16.0	147.1	104.7	0.0

En utilisant les mêmes seuils que ceux utilisés dans le tableau 3-7, on donne le tableau 3-10 pour une comparaison entre le calage et la validation. Selon ce tableau, on trouve que les taux de succès sont assez proches entre le calage et la validation sauf le taux de RD qui décrit la simulation des pointes de crues.

Tableau 3-10 Pourcentage de crues satisfaisant à un critère minimal (2)

seuils	NS $\geq$ 80%	IEBI $\leq$ 10%	IRD-1 $\leq$ 15%	IEP-1 $\leq$ 20%	IED $\leq$ 2
éch.-II (calage)	67% (12/18)	56% (10/18)	50% (9/18)	67% (12/18)	78% (14/18)
éch.-I (contrôle)	62% (16/26)	58% (15/26)	35% (9/26)	65% (17/26)	69% (18/26)

### 3.5.5 Analyse comparative

Cette analyse vise en particulier le critère NS. Le tableau 3-11 rassemble les valeurs de NS de l'échantillon-I déjà présentées dans les tableaux 3-5 et 3-9, dans lequel la colonne "calage" donne les valeurs de NS en utilisant les valeurs des paramètres calées sur l'échantillon-I lui-même et la colonne "validation" donne les résultats de NS en utilisant les valeurs des paramètres calées sur l'échantillon-II. On y constate que les deux colonnes de valeurs de NS présentent un accord pour toutes les crues sauf pour les crues 6909, 7011, 8041, 8343 et 8344, les trois dernières ayant de mauvaises valeurs de NS à la fois pour le calage et pour la validation. On a rencontré des optimums secondaires lors du calage puisque dans ce tableau, 12 crues sur 26 ont les valeurs de NS issues de la validation plus élevées que celles issues du calage. Ces crues sont 6601, 6602, 6906, 6907, 7112, 7216, 7319, 7320, 7422, 7426, 7938 et 8142.

Tableau 3-11 Comparaison entre le calage et la validation (échantillon-I)

ordre	codage	Critère de NS (%)	
		calage	validation
1	6601	68.5	72.6
2	6602	85.3	89.0
3	6906	89.7	93.0
4	6907	74.7	84.0
5	6908	85.3	85.0
6	6909	89.5	38.2
7	7011	85.0	-53.0
8	7112	80.5	81.5
9	7216	85.3	86.6
10	7318	89.8	89.6
11	7319	86.9	87.6
12	7320	61.3	65.4
13	7422	87.2	87.3
14	7426	41.5	48.6
15	7527	83.5	64.7
16	7630	92.5	92.3
17	7734	93.5	86.7
18	7836	84.3	80.4
19	7837	90.7	90.3
20	7938	96.5	97.0
21	8040	63.3	57.6
22	8041	12.3	-2667.1
23	8142	89.8	91.2
24	8343	60.4	-1.9
25	8344	58.6	-252.4
26	8345	88.7	76.8

Il en est de même pour l'échantillon-II: on constate, dans le tableau 3-12, un accord entre les deux colonnes de critères NS, la colonne "calage" et la colonne "validation". On remarque également que 10 crues sur 18 possèdent les valeurs de NS issues de la validation supérieures à celles issues du calage. Ces crues sont 7010, 7835, 7113, 7423, 7631, 7449, 7115, 7352, 6954 et 7456.

Tableau 3-12 Comparaison entre le calage et la validation (échantillon-II)

ordre	codage	critère de NS (%)	
		calage	validation
1	6804	47.5	34.9
2	7010	83.0	85.4
3	7215	80.8	78.7
4	7423	-63.6	-62.2
5	7632	90.8	88.9
6	7835	48.5	50.6
7	7113	93.2	94.4
8	7423	85.7	85.9
9	7424	90.9	90.4
10	7631	87.3	92.8
11	7449	93.9	95.4
12	7450	61.7	61.5
13	7151	85.8	88.3
14	7352	85.2	87.2
15	7253	81.7	80.0
16	6954	79.4	85.6
17	7655	-61.7	-38.1
18	7456	84.5	86.1

Cet accord entre le calage et la validation pour le même échantillon est intéressant. Cela montre qu'il n'y a pas de décalage de précision entre le calage et la validation. Une comparaison des pourcentages satisfaisants entre les tableaux 3-7 et 3-10 est résumé dans le tableau 3-13.

Tableau 3-13 Analyse comparative des taux de succès

	critère de NS ( $\geq 80\%$ )	
	calage	validation
échantillon-I	69% (18/26)	62% (16/26)
échantillon-II	67% (12/18)	67% (12/18)

D'après ce tableau on constate que 1) les précisions globales des deux échantillons sont assez proches et 2) les précisions globales, pour un même échantillon entre le calage et la validation sont assez proches. On peut conclure que le modèle GR3 est assez robuste pour le pas de temps horaire au moins sur les données du Réal Collobrier.

Le fait que les valeurs des paramètres issues des calages des deux échantillons sont différentes ainsi que les valeurs de NS de chaque crue, montre qu'il est nécessaire de faire varier les paramètres crue par crue pour obtenir une bonne simulation.



### **3.5.6 Considérations sur l'applicabilité à la prévision d'un fonctionnement par épisodes**

Il est traditionnel d'aborder le problème de la prévision par épisodes. Ainsi, la dernière comparaison inter-modèles de l'organisation mondiale de la météorologie (Askew, 1989) a porté sur des modèles fonctionnant sur des épisodes isolés.

Les modèles adaptés à des événements isolés sont utilisés en modélisation depuis les débuts de la science hydrologique. Leur premier avantage est d'économiser du temps en collecte des données. On peut considérer en effet que pendant un épisode de crue l'évaporation joue un rôle négligeable et que l'on peut donc omettre cette variable dans le fonctionnement par épisode, ce qui serait bien entendu impossible dans un fonctionnement en continu. Mais, il existe des défauts graves:

- 1) La séparation des crues est arbitraire.
- 2) Le traitement des conditions initiales peut donner une précision factice que l'on n'arrive pas à obtenir en continu parce que, en réalité, les crues ne sont pas indépendantes. Du point de vue de l'application, un large décalage existe entre un modèle de simulation par épisodes et un modèle opérant en continu. On peut craindre qu'un modèle fonctionnant bien en cas de crues séparées perde en précision en application continue sur des périodes continues de crues.
- 3) L'initialisation fait perdre un temps précieux.

Notre compréhension du fonctionnement d'un bassin versant devrait nous conduire à penser que le traitement par épisodes est très dommageable. En effet un bassin versant réagit en fonction de l'état dans lequel il se trouve au moment où une perturbation arrive. Si l'on procède par épisodes, une première partie plus ou moins longue de l'épisode sera gaspillée dans le seul but de retrouver par tâtonnement l'état initial du bassin versant. Ce n'est qu'après avoir tiré parti de ces premières informations que le modèle pourra probablement émettre ses premières prévisions valables. Dans ces conditions, nous considérons que la prévision doit disposer d'une longue série antérieure pour pouvoir fonctionner correctement. Une possibilité éventuelle est de faire fonctionner le modèle à un pas de temps assez grand

hors des périodes de crue et de recourir au pas de temps fin ( de l'ordre de l'heure) à l'occasion des crues, lorsqu'une prévision doit être émise.

Cependant, on a encore utilisé ce type de fonctionnement crue par crue d'un modèle dans notre étude pour deux raisons principales: 1) Les problèmes posés par ce fonctionnement par événement méritent d'être étudiés; et 2) Un nombre important de modèles de prévision de crues fonctionnent par épisodes. Dans un but de comparaison, il faut pouvoir faire fonctionner de même un modèle que l'on propose aux utilisateurs potentiels. Ce problème sera discuté d'une façon détaillée dans le chapitre 6.

### 3.6 ÉTUDE SUR LE RÉSERVOIR EAU-GRAVITAIRE

#### 3.6.1 Passage d'une loi continue à une loi discrète

On a choisi d'utiliser une loi puissance pour la vidange en valeurs instantanées, d'où la relation différentielle entre Q et R (où Q est le débit et R le stock de réservoir):

$$Q = -\frac{dR}{dt} = kR^\beta \quad \beta > 1 \quad (3-12)$$

$$-\frac{dR}{R^\beta} = k dt \quad (3-13)$$

On ne peut pas garder une relation telle que l'équation 3-12 pour des données sur un pas de temps horaire ou journalier, car on pourrait obtenir Q supérieur à R. Pour obtenir une relation valide sur un pas de temps donné, on intègre cette équation différentielle sur l'intervalle  $[t_1, t_2]$  correspondant à  $[R_1, R_2]$ ,

$$\int_{R_1}^{R_2} -\frac{dR}{R^\beta} = \int_{t_1}^{t_2} k dt \quad (3-14)$$

d'où,

$$\frac{1}{(\beta-1)R_2^{\beta-1}} - \frac{1}{(\beta-1)R_1^{\beta-1}} = k(t_2-t_1) \quad (3-15)$$

posons  $k(\beta-1)(t_2-t_1) = \frac{1}{B^{\beta-1}}$  (B dépend implicitement du pas de temps), on obtient:

$$\frac{1}{R_2^{\beta-1}} - \frac{1}{R_1^{\beta-1}} = \frac{1}{B^{\beta-1}} \quad (3-16)$$

ce qui permet de calculer  $R_2$  à partir de  $R_1$ . Or, avec des valeurs de débit qui sont des lames d'eau sur un intervalle de temps, on a :

$$Q = R_1 - R_2 \quad (3-17)$$

C'est cet ensemble de deux relations qui permet donc de calculer le débit moyen sur un pas de temps donné. On peut également utiliser ces relations pour calculer inversement  $R_1$  et  $R_2$  à partir de  $Q$ . C'est ce dont on a besoin pour initialiser le réservoir  $R$ . En remplaçant  $R_1$  par  $R_2 + Q$  on obtient :

$$\frac{1}{R_2^{\beta-1}} = \frac{1}{(R_2 + Q)^{\beta-1}} + \frac{1}{B^{\beta-1}} \quad (3-18)$$

$$R_2 = \left[ \frac{1}{(R_2 + Q)^{\beta-1}} + \frac{1}{B^{\beta-1}} \right]^{\frac{1}{1-\beta}} \quad (3-19)$$

C'est cette relation qu'il faut utiliser pour calculer le niveau  $R_2$  dans le réservoir eau-gravitaire, après qu'un débit  $Q$  ait été observé.

### 3.6.2 Initialisation du réservoir eau-gravitaire

Dans le cas du modèle GR3, l'initialisation du système se compose de la fixation des niveaux des réservoirs  $R$  et  $S$  et du vecteur des pluies nettes antérieures générées par l'hydrogramme unitaire. En général, les données disponibles débutent avec les premières pluies ce qui fait que les pluies nettes antérieures peuvent être considérées comme nulles. La totalité du débit initial provient de la vidange du réservoir  $R$  qui peut donc être initialisé par inversion de la loi de vidange précédemment établie. Essayons de déterminer  $R_2$  à partir de  $Q$ . Dans les premiers essais, on s'est aperçu que l'initialisation de  $R$  était un peu délicate (non-convergence de l'algorithme) du fait de la valeur évoluée de l'exposant  $\beta$ . C'est la raison pour laquelle ce problème est traité ci-après de façon détaillée.

posons  $r = R_2/B$  et  $q = Q/B$ , l'équation 3-18 devient :

$$\frac{1}{r^{\beta-1}} = \frac{1}{(r+q)^{\beta-1}} + 1 \quad (3-20)$$

qui peut s'écrire  $r = \phi(r)$ . Le calcul itératif converge si  $\phi'(r) < 1$ .

$$\phi'(r) = \frac{1}{\left[1+(r+q)^{\beta-1}\right] \frac{\beta}{\beta-1}} \tag{3-21}$$

Une solution est d'utiliser la méthode de NEWTON combinée avec l'interpolation linéaire avec la fonction  $g(r)$ . Posons:

$$g(r) = r^{1-\beta} - (r+q)^{1-\beta} - 1 \tag{3-22}$$

$$g'(r) = (1-\beta)\left[r^{-\beta} - (r+q)^{-\beta}\right] \tag{3-23}$$

$$g''(r) = \beta(\beta-1)\left[r^{-(\beta+1)} - (r+q)^{-(\beta+1)}\right] \tag{3-24}$$

La solution en  $r$  est entre 0 et 1. On voit les caractéristiques de la fonction  $g$  sur le demi-axe positif: elle est définie décroissante, monotone et convexe sur le domaine  $(0, +\infty)$ . Par ailleurs, on propose deux fonctions auxiliaires

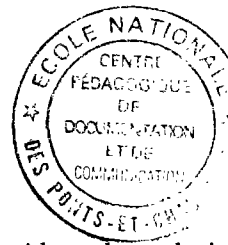
$$f(r) = r^{1-\beta} - q^{1-\beta} - 1 \tag{3-25}$$

$$h(r) = r^{1-\beta} - (1+q)^{1-\beta} - 1 \tag{3-26}$$

On a  $f(r) < g(r) < h(r)$  sur le demi-axe positif. Avec ces deux fonctions supplémentaires, on peut obtenir deux zéros  $r_0$  et  $r'_0$  de ces deux fonctions.

$$r_0 = (1+q^{1-\beta})^{\frac{1}{1-\beta}} \tag{3-27}$$

$$r'_0 = \left[1+(1+q)^{1-\beta}\right]^{\frac{1}{1-\beta}} \tag{3-28}$$



Il est facile de vérifier que  $g(r_0)g(r'_0) < 0$ . Alors la solution de  $g(r)$  se trouve entre ces deux valeurs. Lorsque  $q > 0$ , on conduit les calculs de la façon suivante jusqu'à  $r_n - r'_n \leq \epsilon$  ( $\epsilon$  = valeur de convergence).

$$\begin{aligned} r_1 &= r_0 - \frac{g(r_0)}{g'(r_0)} & r'_1 &= r'_0 - \frac{(r_0 - r'_0)g(r'_0)}{g(r_0) - g(r'_0)} \\ r_2 &= r_1 - \frac{g(r_1)}{g'(r_1)} & r'_2 &= r'_1 - \frac{(r_1 - r'_1)g(r'_1)}{g(r_1) - g(r'_1)} \\ & \dots & & \\ r_n &= r_{n-1} - \frac{g(r_{n-1})}{g'(r_{n-1})} & r'_n &= r'_{n-1} - \frac{(r_{n-1} - r'_{n-1})g(r'_{n-1})}{g(r_{n-1}) - g(r'_{n-1})} \end{aligned} \tag{3-29}$$

avec la solution cherchée appartenant à  $[r_n, r'_n], \forall n$ . La figure 3-4 nous

montre ce processus.

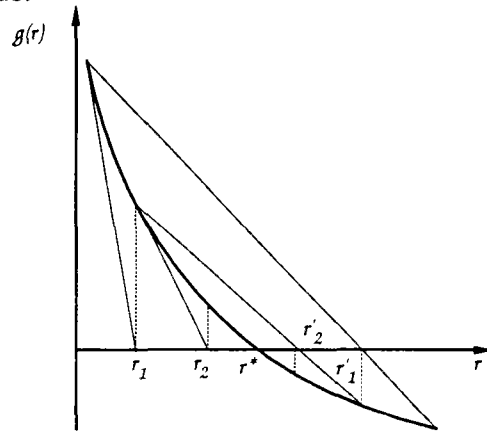


Figure 3-4 Calcul itératif du niveau du réservoir eau-gravitaire avec la méthode de Newton combinée avec l'interpolation linéaire

Le problème étant résolu, on peut initialiser convenablement le système et donc tester plusieurs valeurs de  $\beta$ .

### 3.6.3 Étude de la loi du réservoir eau-gravitaire $\beta$

Une valeur de  $\beta$  égale à 5 avait été établie pour le pas de temps journalier (Edijatno, 1991). Testons ici d'autres valeurs de  $\beta$ . Les résultats pour les différents critères correspondant à une gamme de  $\beta$  sont résumés dans le tableau 3-14. D'après ce tableau, la situation est complexe: la meilleure valeur de NS est obtenue pour de  $\beta=4$ ,  $\beta=4.5$  et  $\beta=5$ ; mais  $\beta=2.5$  nous donne la meilleure valeur de EB. Quant aux critères RD, EP et ED,  $\beta=2.5$ ,  $\beta=6$ ,  $\beta=2.5$  et  $\beta=3.5$  sont respectivement les meilleurs. On considère que le critère NS est le plus important parmi ces critères puisque nous l'utilisons pour l'optimisation du modèle. Donc, on retiendra  $\beta = 5$  pour nous conformer au choix qui a été validé au pas de temps journalier sur plus de 114 bassins versants (Edijatno, 1991).

Tableau 3-14 Comparaison des effets de différentes valeurs de  $\beta$

$\beta$	NS (%)	EB (%)	RD (%)	EP (%)	ED (%)
1.5	76.9	-5.6	105	79.2	-0.7
2.0	77.9	-6.3	108	82.6	-0.7
2.5	79.5	-4.6*	97.2*	81.7	-0.4*
3.0	79.8	-4.9	95.6	82.1	-0.6
3.5	80.0	-5.2	94.4	82.5	-0.4*
4.0	80.1 *	-5.2	92.9	82.2	-0.5
4.5	80.1 *	-5.4	93.2	83.1	-0.5
5.0	80.1 *	-5.2	91.7	83.7	-0.5
5.5	80.0	-5.0	90.6	83.9	-0.7
6.0	80.0	-5.0	89.6	84.1*	-0.7

\* représente la valeur meilleure dans la colonne

### **3.7 CONCLUSION POUR L'ÉTUDE DU MODÈLE GR3 À PAS DE TEMPS FIN**

- 1) Le modèle GR3 journalier peut être utilisé pour un pas de temps proche de l'heure sans changer son architecture. Une version simplifiée (évaporation négligeable) est utilisable en fonctionnement par épisodes.
- 2) La méthode d'optimisation du modèle reste efficace dans le cas d'un pas de temps plus court que le jour.
- 3) Il semble que les paramètres évoluent d'une année à l'autre. Ce problème a été considéré comme très important et nécessite un traitement particulier.
- 4) La qualité de la simulation est assez variable d'une crue à l'autre.



## Chapitre 4

## Analyse des paramètres du modèle GR3

**Résumé:** Ce chapitre rassemble trois analyses sur les paramètres du modèle GR3: l'analyse de la surface de réponse, l'analyse de sensibilité, l'analyse de stationnarité comparée des paramètres. Ces analyses guideront ultérieurement la démarche de mise au point de la méthode de prévision.

### 4.1 SURFACE DE RÉPONSE DES PARAMÈTRES

Le but d'une méthode d'optimisation est de trouver une série de paramètres du modèle qui optimise (soit minimise soit maximise) la fonction objectif,  $F$ . Une optimisation est réalisée par une recherche du maximum (ou minimum) présenté par la surface de réponse des paramètres, c'est-à-dire la fonction objectif  $F$ . Cette recherche est une suite d'itérations dans lesquelles la fonction objectif est évaluée numériquement sur une combinaison des valeurs des paramètres à optimiser. Chaque combinaison de valeurs des paramètres représente un "point" dans la surface de réponse des paramètres du modèle.

Une interprétation visuelle de la surface de réponse de paramètres du modèle peut mettre en évidence les difficultés que peut rencontrer une méthode d'optimisation. Cet examen fournit des informations importantes pour augmenter l'efficacité d'une méthode d'optimisation.

Avec un modèle à plus de deux paramètres, il n'est pas possible de produire un seul diagramme qui présente la surface de réponse complète. Dans ce cas, on peut considérer une section de la surface de réponse en faisant varier deux par deux les paramètres. En ce qui concerne le modèle GR3 possédant trois paramètres (A, B et C), on a étudié donc trois surfaces de réponse correspondant à AB, BC et CA, respectivement.

Cette étude a été effectuée sur un seul épisode de crue. Un épisode de crue assez représentatif, de taille moyenne et à pointes multiples, a été choisi dans le bassin versant de l'Orgeval. Cet épisode de crue est illustré dans la figure 4-1. On a rajouté 1000 pas de temps avant cet épisode pour diminuer l'influence de l'initialisation de l'état initial du modèle,  $S_0$ . La fonction objectif,  $F$ , sous



forme maximisable est prise égale à l'inverse de la somme des carrés des erreurs:

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n [q(i) - q_s(i)]^2} \quad (4-1)$$

où  $q(i)$  et  $q_s(i)$  sont respectivement le débit mesuré et le débit simulé à l'instant  $i$ , et  $n$  est le nombre total de pas de temps des données utilisées.

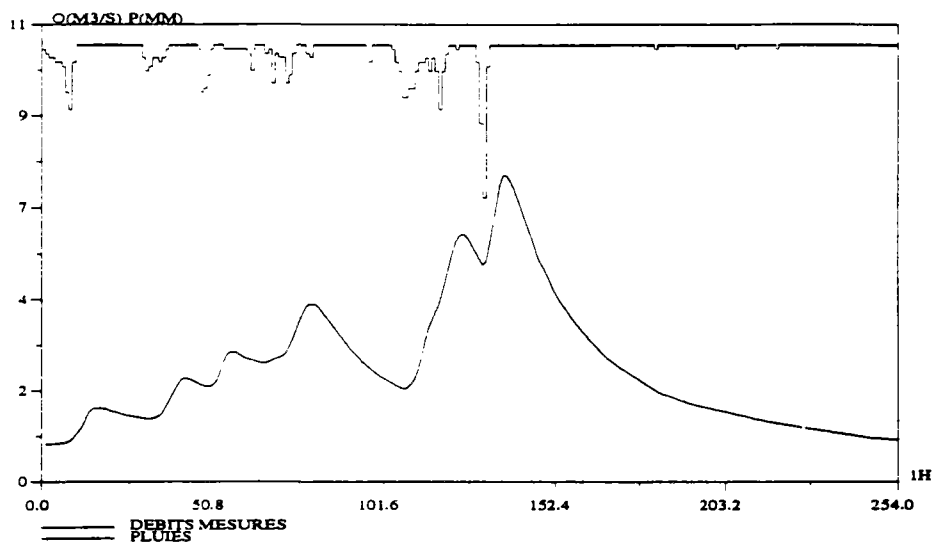
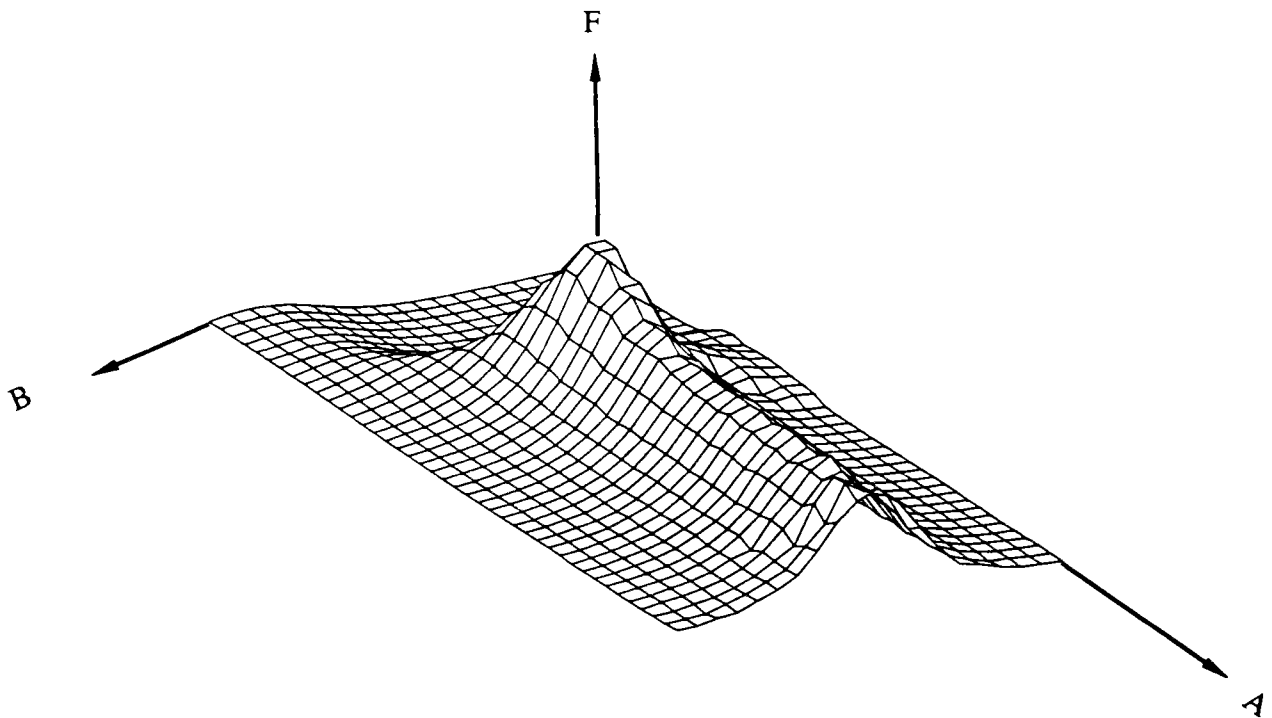
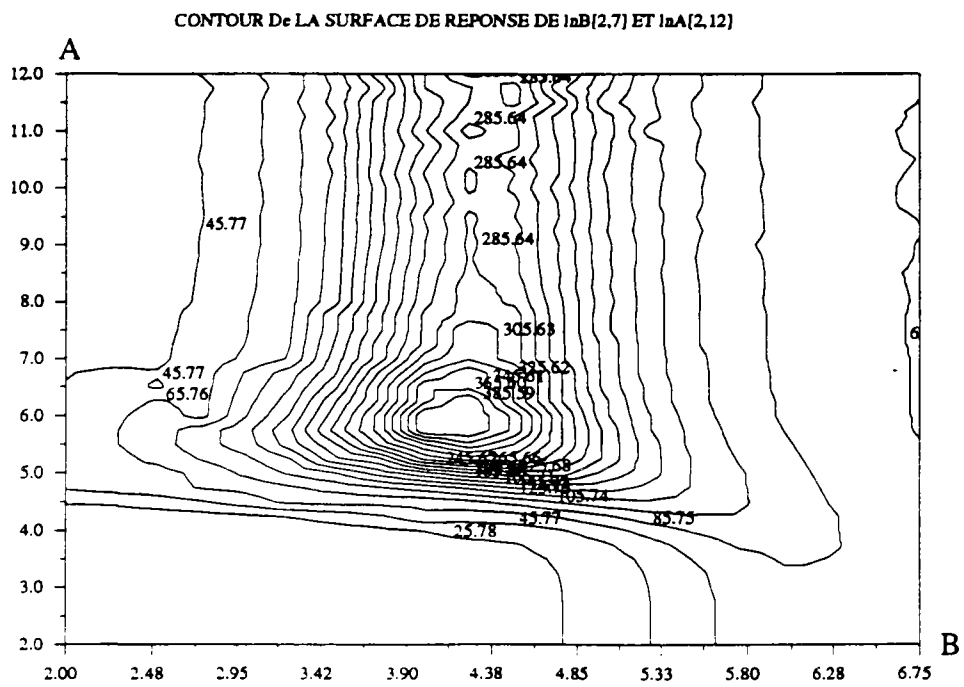


Figure 4-1 Épisode de crue choisi pour l'étude de la surface de réponse

Les domaines de variation de chaque paramètre ont été décidés a priori:  $\ln A$  varie de 2 à 12 par intervalle de 0.25,  $\ln B$  varie de 2 à 7 avec le même intervalle et  $C$  varie de 1 à 21 par intervalle de 1. Pour chaque composition de deux paramètres, le troisième et l'état initial,  $S_0$ , seront optimisés au cours du calcul de la surface de réponse. Les figures 4-2, 4-3 et 4-4 montrent les résultats.

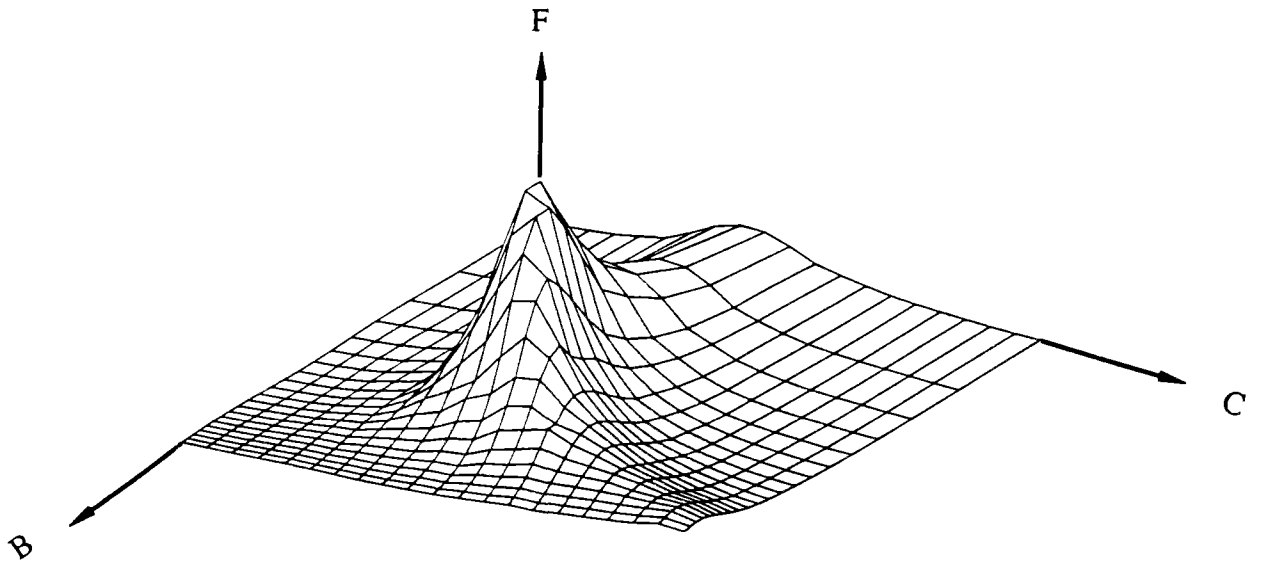


(a) Surface de réponse pour A et B

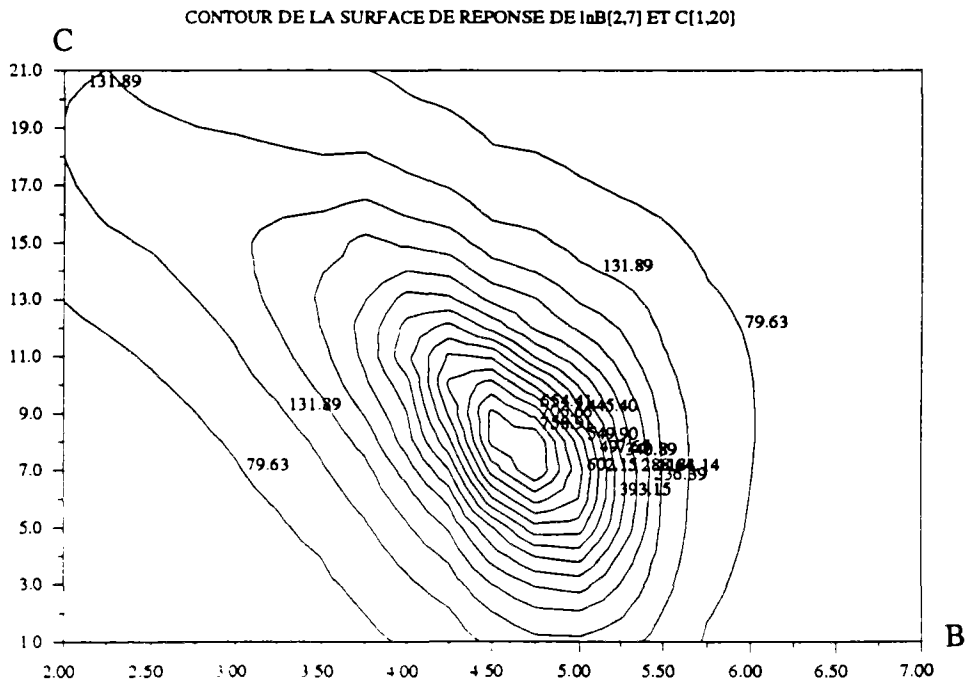


(b) Représentation par les courbes hypsométriques

Figure 4-2 Surface de réponse pour A et B et représentation par les courbes hypsométriques

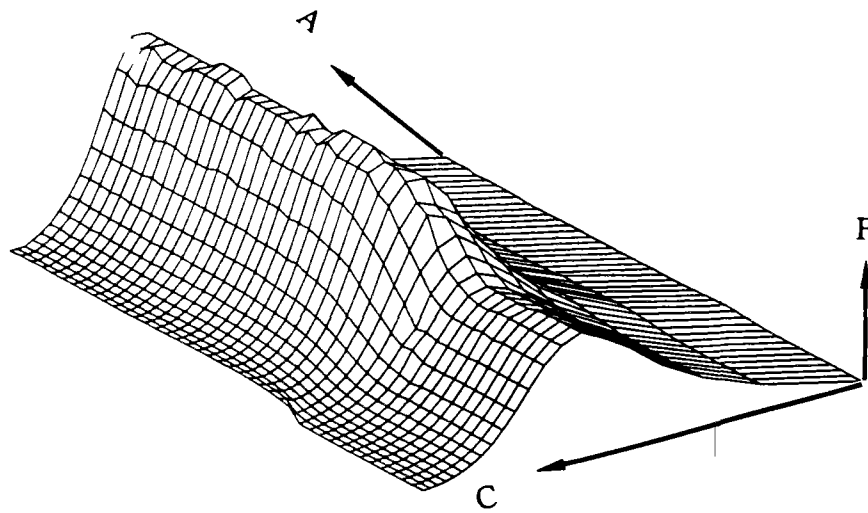


(a) Surface de réponse pour B et C

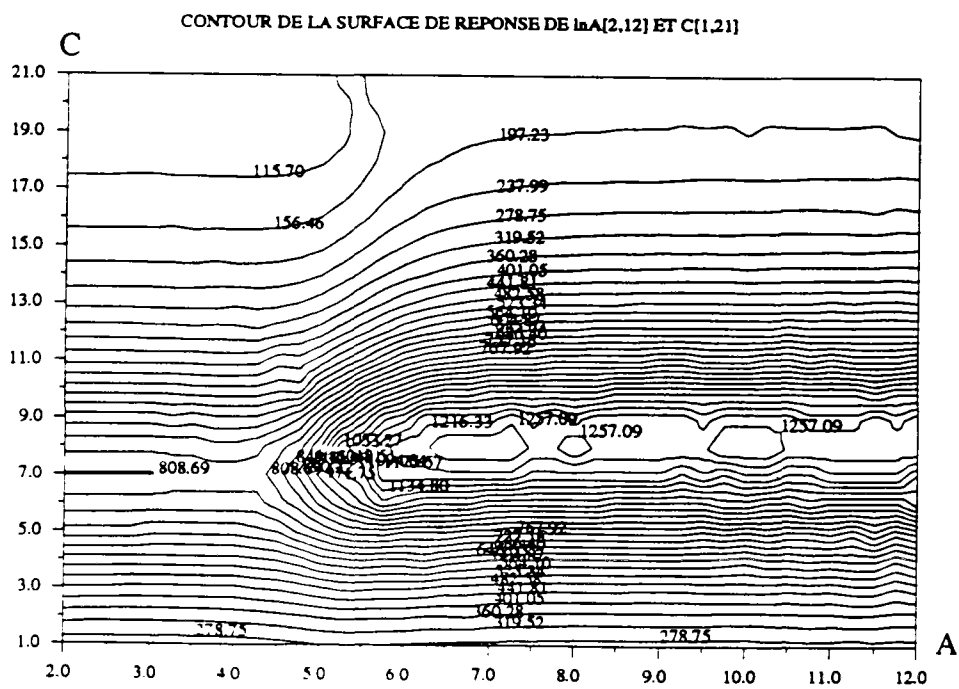


(b) Représentation par les courbes hypsométriques

Figure 4-3 Surface de réponse pour B et C et représentation par les courbes hypsométriques



(a) Surface de réponse pour C et A



(b) Représentation par les courbes hypsométriques

Figure 4-4 Surface de réponse pour C et A et représentation par les courbes hypsométriques

D'après les figures précédentes, on voit qu'il existe 5 problèmes que peut rencontrer une méthode d'optimisation des paramètres.

Optimum secondaire: Dans les figures 4-2(b) et 4-4(b), on constate l'existence des optima secondaires. La méthode d'optimisation n'arrivera pas à l'optimum global, si elle part d'un point proche d'un optimum secondaire. La méthode d'optimisation utilisée dans le modèle GR3 (cf. §3.3) ne possède pas de dispositif pour évoluer d'un "pic" donné à un "pic" plus haut.

"Crête": Les figures 4-2(a) et 4-4(a) montrent respectivement des "crêtes" allongées en direction de A. En présence d'une "crête" orientée selon l'axe d'un paramètre, la méthode d'optimisation a tendance à converger prématurément. Dès que l'on arrive à cette "crête", le gain supplémentaire de la fonction objectif sera très limité et l'optimisation s'arrêtera loin de l'optimum.

"Plateau": Les figures 4-2 (a), 4-3(a) et 4-4(a) montrent des formes de plateau où le changement des paramètres produit peu ou pas de changement sur la fonction objectif. Dans ce cas, la méthode d'optimisation peut être mise en défaut.

"Nids-de-poule": Les figures 4-2(b) et 4-4(b) montrent plusieurs optima (secondaires) qui se situent vers la "crête" et sont assez proches l'un de l'autre. Ce fait rend plus difficile l'optimisation des paramètres parce que tous ces points peuvent être reconnus comme des valeurs optimales pour les paramètres.

"Points de selle": Dans les figures 4-2(b) et 4-4(b), on peut constater l'existence de points de selle qui se situent entre deux optima (ou optima secondaires) où plusieurs directions sont possibles pour la méthode d'optimisation. La méthode d'optimisation peut être mal aiguillée quand elle arrive à ce genre de point.

On constate que les problèmes indiqués précédemment se produisent dans des zones particulières de la surface de réponse où A est assez grand et B et C sont soit petits soit grands. Si on optimise les paramètres en partant d'un point arbitraire de la surface de réponse, il est possible que l'on rencontre les problèmes évoqués précédemment. Cela nous conduit à prendre en compte l'importance du point de départ de l'optimisation. On suggère donc pour

l'optimisation de prendre des valeurs initiales assez petites pour A sans quoi l'optimisation n'arrivera pas sur les "crêtes" et de prendre des valeurs moyennes pour B et C. Il est intéressant de trouver une coïncidence avec la suggestion d'Edijatno et de Michel (1989a) pour les valeurs initiales de l'optimisation. Dans leur cas, ils ont suggéré d'utiliser les valeurs initiales:  $\ln A_0=5$ ,  $\ln B_0=4$  et  $C_0=2$ . On a trouvé que ces trois valeurs se situent justement aux bons niveaux pour arriver au sommet selon les trois surfaces de réponse. On reconnaît qu'une contrainte est sans doute nécessaire pour la variation des paramètres surtout pour une tâche nécessitant une forte variation des paramètres comme l'ajustement des paramètres en temps réel.

## **4.2 SENSIBILITÉ CRUE PAR CRUE DES PARAMÈTRES AUTOUR DES VALEURS CALÉES GLOBALEMENT ET PAR ÉPISODE**

### **4.2.1 Généralités**

L'analyse de sensibilité est une méthode qui a été utilisée assez largement dans la recherche en modélisation. L'analyse de sensibilité consiste à perturber faiblement les paramètres du modèle, usuellement un paramètre à la fois, autour de sa valeur optimale afin d'apprécier la variation dans la sortie du modèle engendrée par la variation du paramètre.

L'un des buts de l'analyse de sensibilité consiste à comparer les différentes sensibilités des paramètres afin que des soins spéciaux puissent être pris pendant leur estimation. Dawdy et O'Donnell (1965) ont été parmi les premiers à analyser les sensibilités des paramètres d'un modèle hydrologique. Ils ont fait varier chaque paramètre dans le modèle USGS de 1, 5 et 10 pour-cent de leurs valeurs optimales, et ont examiné les changements sur la somme des carrés des différences entre les débits mesurés et calculés. L'objectif de cette analyse est d'identifier le paramètre le plus sensible pour chercher une procédure efficace d'optimisation des paramètres.

Wood (1976) a analysé la sensibilité du paramètre d'infiltration dans un modèle pluie-débit simple. En supposant que les autres paramètres dans le modèle étaient bien connus, il a utilisé une méthode analytique pour étudier l'influence du paramètre d'infiltration sur la sortie du modèle d'un point de vue probabiliste. Bien que cette méthode soit discutable quant à son application à un modèle complexe ou au cas de plusieurs paramètres, cette

étude nous a fourni un aperçu intéressant à savoir que l'effet des incertitudes, même faibles, des paramètres présente une influence sur la simulation et l'estimation de la fréquence des crues dans le cas où les débits sont générés avec un modèle pluie-débit.

Selon McCuen et Snyder (1986), le coefficient de sensibilité est le rapport entre le changement dû à un facteur et celui dû à un autre facteur du modèle. Cette définition révèle que la sensibilité n'est qu'un rapport entre deux différences.

Généralement, un modèle peut être exprimé comme une fonction  $G$ , d'une série de variables (paramètres,  $x_1, x_2, \dots, x_n$ , comme suit:

$$G=f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (4-2)$$

Un développement en série de Taylor peut être appliqué à cette fonction:

$$f(x_i+\Delta x_i, x_{j/j \neq i}) = G_0 + \frac{\partial G_0}{\partial x_i} \Delta x_i + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 G_0}{\partial x_i^2} (\Delta x_i)^2 + \dots \quad (4-3)$$

où  $G_0$  est la valeur de  $G$  évaluée au point:  $(x_{10}, x_{20}, \dots, x_{n0})$ . Si les deux premiers termes sont assez grands relativement au reste de l'équation 4-2,  $G$  peut être approchée par:

$$f(x_i+\Delta x_i, x_{j/j \neq i}) \approx G_0 + \frac{\partial G_0}{\partial x_i} \Delta x_i \quad (4-4)$$

Les équations 4-2 et 4-4 peuvent être utilisées pour exprimer la sensibilité,  $S_i$ .

$$S_i = \frac{\partial G_0}{\partial x_i} = \lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \frac{f(x_i+\Delta x_i, x_{j/j \neq i}) - f(x_{10}, x_{20}, \dots, x_{n0})}{\Delta x_i} \quad (4-5)$$

Cette équation est appelée équation de sensibilité linéaire. Elle mesure en principe un changement dans le facteur  $G$  causé par le changement du facteur  $x_i$ .

Intéressons nous maintenant, non pas à la sortie  $G$  mais au critère de qualité du modèle, que nous noterons  $F$ .

L'analyse effectuée dans ce paragraphe vise en particulier deux calages: le calage global et le calage par épisode. Le calage global est un calage dans lequel on considère tous les épisodes avec les mêmes valeurs des paramètres; il représente donc la capacité moyenne de simulation sur un bassin versant.

Les valeurs des paramètres issues de ce calage peuvent être utilisées comme point de départ pour la prévision. Le calage par épisode dans lequel les paramètres varient pour chaque épisode exploite cette souplesse pour adapter le modèle à différents épisodes de crues. Il permet la simulation la plus précise avec le modèle utilisé.

La méthode consiste à perturber chaque paramètre de façon variable ( $\Delta x=0.1$ ,  $\Delta x=0.01$  et  $\Delta x=0.001$ ) autour des valeurs calées globalement et par épisode respectivement, puis à calculer les sensibilités selon la fonction objectif de l'optimisation, F. (ATTENTION: F est la somme des carrés des erreurs).

Le coefficient de sensibilité utilisé est dérivé de l'équation (4-5):

$$CS(x_i, \Delta x) = \frac{F_0 - \text{Min}(F_{+\Delta x}, F_{-\Delta x})}{\Delta x} \quad (4-6)$$

où  $F_{+\Delta x_i} = F(x_i + \Delta x, x_{j/j \neq i})$ ,  $F_{-\Delta x_i} = F(x_i - \Delta x, x_{j/j \neq i})$  et  $F_0 = F(x_{10}, x_{20}, \dots, x_{n0})$ .  $X_{i0}$  est le vecteur  $(x_i, i=1, \dots, n)$  calé soit globalement, soit par épisode.  $\Delta x$  est la perturbation sur  $x_{i0}$ .

Cette analyse a été faite sur les 26 épisodes de crues de l'échantillon de calage du Réal Collobrier (cf. §2.3). Pour chaque paramètre, on a calculé quatre coefficients de sensibilité correspondant aux deux calages: globalement et par épisode, et aux trois perturbations.

#### **4.2.2 Sensibilité crue par crue des paramètres autour des valeurs calées globalement**

Les tableaux 4-1, 4-2 et 4-3 montrent les coefficients de sensibilité dans le cas où les paramètres du modèle sont calés globalement.

Dans le tableau 4-1, on peut constater que tous les épisodes conduisent à des valeurs positives pour un ou plusieurs paramètres sauf les épisodes n°1 et n°22 qui ont de mauvaises valeurs de NS. Quand cela se produit pour  $\Delta x$ , cela montre que l'on n'a pas obtenu les valeurs optimales des paramètres pour l'épisode correspondant.



Tableau 4-1 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.1)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.1$ )			
			A	B	C	S <sub>0</sub>
1	6601	68.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	94.5	0.00E+00	0.00E+00	0.28E+01	0.00E+00
3	6906	90.7	0.00E+00	0.19E+00	0.22E+00	0.00E+00
4	6907	79.9	0.00E+00	0.13E+01	0.46E+00	0.00E+00
5	6908	91.2	0.00E+00	0.41E+00	0.26E+00	0.00E+00
6	6909	87.2	0.00E+00	0.00E+00	0.10E+00	0.00E+00
7	7011	84.9	0.57E-02	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	7112	81.9	0.00E+00	0.00E+00	0.12E+01	0.00E+00
9	7216	85.7	0.00E+00	0.44E+00	0.12E+01	0.00E+00
10	7318	89.0	0.10E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11	7319	93.1	0.17E-03	0.22E+00	0.25E+01	0.13E-02
12	7320	58.8	0.17E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13	7422	86.1	0.00E+00	0.00E+00	0.81E+00	0.00E+00
14	7426	42.6	0.00E+00	0.61E+00	0.00E+00	0.00E+00
15	7527	91.7	0.11E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
16	7630	93.3	0.57E+00	0.00E+00	0.00E+00	-0.21E-03
17	7734	95.1	0.00E+00	0.00E+00	0.31E+01	0.00E+00
18	7836	79.1	0.00E+00	0.00E+00	0.51E+01	0.35E-02
19	7837	92.7	0.00E+00	0.28E+00	0.13E+01	0.00E+00
20	7938	94.9	0.00E+00	0.93E+01	0.51E+01	0.00E+00
21	8040	73.7	0.00E+00	0.13E+01	0.94E+00	0.00E+00
22	8041	38.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
23	8142	87.2	0.30E-03	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
24	8343	51.8	0.18E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
25	8344	60.4	0.12E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
26	8345	89.9	0.26E-02	0.00E+00	0.75E+00	0.00E+00

Dans le tableau 4-2, on peut voir que les valeurs de CS ne sont pas nulles au moins pour un paramètre pour tous les 26 épisodes. Cela veut dire que la fonction objectif peut être améliorée avec  $\Delta x=0.01$ , et pour tous les épisodes les valeurs optimisées ne convergent pas vers leur valeurs optimales.

Tableau 4-2 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.01)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.01$ )			
			A	B	C	S <sub>0</sub>
1	6601	68.1	0.00E+00	0.75E-01	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	94.5	0.00E+00	0.24E+01	0.35E+01	0.00E+00
3	6906	90.7	0.00E+00	0.89E+00	0.33E+00	0.00E+00
4	6907	79.9	0.00E+00	0.20E+01	0.59E+00	0.00E+00
5	6908	91.2	0.00E+00	0.15E+01	0.32E+00	0.00E+00
6	6909	87.2	0.00E+00	0.00E+00	0.17E+00	0.00E+00
7	7011	84.9	0.95E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	7112	81.9	0.00E+00	0.89E+00	0.14E+01	0.00E+00
9	7216	85.7	0.00E+00	0.11E+01	0.14E+01	0.00E+00
10	7318	89.0	0.22E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11	7319	93.1	0.67E-02	0.44E+01	0.29E+01	0.76E-03
12	7320	58.8	0.19E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13	7422	86.1	0.00E+00	0.29E-01	0.94E+00	0.00E+00
14	7426	42.6	0.00E+00	0.12E+01	0.00E+00	0.00E+00
15	7527	91.7	0.14E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
16	7630	93.3	0.67E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17	7734	95.1	0.63E-01	0.00E+00	0.40E+01	0.00E+00
18	7836	79.1	0.00E+00	0.00E+00	0.60E+01	0.65E-02
19	7837	92.7	0.00E+00	0.19E+01	0.16E+01	0.00E+00
20	7938	94.9	0.00E+00	0.15E+02	0.65E+01	0.00E+00
21	8040	73.7	0.00E+00	0.20E+01	0.11E+01	0.00E+00
22	8041	38.1	0.53E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
23	8142	87.2	0.24E-02	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
24	8343	51.8	0.21E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
25	8344	60.4	0.31E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
26	8345	89.9	0.45E-01	0.00E+00	0.96E+00	0.00E+00

Dans le tableau 4-3, on peut voir que les valeurs de CS sont positives pour un ou plusieurs paramètres pour tous les épisodes. C'est-à-dire qu'avec  $\Delta x=0.001$ , on peut améliorer la précision des simulations pour ces épisodes.

Tableau 4-3 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées globalement (perturbation de 0.001)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.001$ )			
			A	B	C	S <sub>0</sub>
1	6601	68.1	0.00E+00	0.18E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	94.5	0.00E+00	0.27E+01	0.36E+01	0.00E+00
3	6906	90.7	0.00E+00	0.96E+00	0.34E+00	0.32E-01
4	6907	79.9	0.00E+00	0.20E+01	0.59E+00	0.10E-01
5	6908	91.2	0.00E+00	0.17E+01	0.33E+00	0.00E+00
6	6909	87.2	0.00E+00	0.00E+00	0.18E+00	0.12E+00
7	7011	84.9	0.11E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	7112	81.9	0.00E+00	0.10E+01	0.14E+01	0.74E-01
9	7216	85.7	0.00E+00	0.12E+01	0.14E+01	0.00E+00
10	7318	89.0	0.29E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11	7319	93.1	0.26E-01	0.48E+01	0.29E+01	0.21E-01
12	7320	58.8	0.34E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.18E-01
13	7422	86.1	0.00E+00	0.78E-01	0.96E+00	0.00E+00
14	7426	42.6	0.00E+00	0.12E+01	0.00E+00	0.25E-01
15	7527	91.7	0.15E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.70E-01
16	7630	93.3	0.64E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17	7734	95.1	0.11E+00	0.00E+00	0.41E+01	0.00E+00
18	7836	79.1	0.00E+00	0.00E+00	0.61E+01	0.00E+00
19	7837	92.7	0.00E+00	0.20E+01	0.16E+01	0.41E-02
20	7938	94.9	0.00E+00	0.16E+02	0.67E+01	0.00E+00
21	8040	73.7	0.12E-01	0.21E+01	0.11E+01	0.00E+00
22	8041	38.1	0.47E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
23	8142	87.2	0.41E-02	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
24	8343	51.8	0.16E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
25	8344	60.4	0.31E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
26	8345	89.9	0.39E-01	0.00E+00	0.98E+00	0.91E-02

Le tableau 4-4 donne les moyennes et les écarts-types des valeurs de CS sur les 26 épisodes sous trois perturbations. On peut déduire de ce tableau que 1) les valeurs de CS sont assez dispersées entre épisodes (valeurs des écarts-types élevées), 2) sous la même perturbation, les valeurs moyennes de CS des paramètres sont différentes et si l'on veut juger les sensibilités relatives de ces paramètres, on trouve: sous  $\Delta x=0.001$  et  $\Delta x=0.01$ , le plus sensible est B, et

sous  $\Delta x=0.1$ , le plus sensible est C; 3) pour différentes perturbations, le même paramètre ne présente pas la même sensibilité, et les moyennes sous  $\Delta x=0.001$  et  $\Delta x =0.01$  sont assez proches pour A, B et C; 4) selon la dernière colonne de ce tableau (valeurs moyennes de CS sur trois perturbations), les paramètres les plus sensibles sont, dans l'ordre décroissant, B et C, A,  $S_0$ .

Tableau 4-4 Moyennes et écarts-types des valeurs de CS (calage global)

Paramètre	$\Delta x= 0.1$		$\Delta x =0.01$		$\Delta x= 0.001$		moyenne (3 moyennes)
	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type	
A	0.83E-01	0.24E+00	0.12E+00	0.29E+00	0.13E+00	0.31E+00	0.11E+00
B	0.54E+00	0.18E+01	0.13E+01	0.30E+01	0.14E+01	0.31E+01	0.11E+01
C	0.10E+01	0.15E+01	0.12E+01	0.18E+01	0.12E+01	0.19E+01	0.11E+01
$S_0$	0.18E-03	0.71E-03	0.28E-03	0.12E-02	0.15E-01	0.29E-01	0.52E-02

Il est naturel qu'une simulation globale ne soit pas très bonne parce que dans un calage global, on ne trouve qu'une précision "moyenne" pour tous les épisode considérés qui présentent souvent, entre eux, des caractéristiques assez différentes. Pour affiner l'analyse de sensibilité des paramètres, on conduit cette analyse autour des valeurs des paramètres calées par épisodes.

### 4.2.3 Sensibilité crue par crue des paramètres autour des valeurs calées par épisode

Les tableaux 4-5, 4-6 et 4-7 montrent les coefficients de sensibilité de chaque paramètre pour chaque épisode autour des valeurs calées par épisode. Les dessins de la simulation sont dans l'ANNEXE-IV.

On peut constater dans le tableau 4-5 que, hormis les épisodes n°19 et n°21, tous les autres épisodes ont des valeurs de CS soit nulles soit négatives. C'est-à-dire qu'avec  $\Delta x=0.1$  on ne peut généralement pas améliorer la simulation.

Tableau 4-5 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.1)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.1$ )			
			A	B	C	S <sub>0</sub>
1	6601	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	98.4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	6906	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4	6907	94.7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	6908	95.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	6909	97.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	7011	99.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	7112	93.8	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9	7216	98.1	0.00E+00	0.00E+00	-0.23E-04	0.00E+00
10	7318	96.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11	7319	97.3	0.00E+00	0.00E+00	-0.14E-04	0.00E+00
12	7320	90.7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13	7422	98.9	0.00E+00	0.00E+00	-0.34E-04	0.00E+00
14	7426	98.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
15	7527	97.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
16	7630	95.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17	7734	98.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
18	7836	85.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
19	7837	98.2	0.30E-06	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
20	7938	98.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
21	8040	96.8	0.37E-05	0.00E+00	0.00E+00	0.48E-05
22	8041	98.6	0.00E+00	0.45E-06	0.00E+00	0.00E+00
23	8142	99.3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
24	8343	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
25	8344	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
26	8345	97.0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Dans le tableau 4-6, on trouve que les valeurs de CS sont nulles pour tous les épisodes sauf pour les épisode n°21 et n°22 qui présentent de très faibles valeurs de CS pour A ou S<sub>0</sub>. Cela veut dire que  $\Delta x=0.01$  est trop faible pour distinguer les différentes sensibilités. Rappelons que  $\Delta x=0.01$  et  $N=20*n$  sont pris comme conditions d'arrêt de l'optimisation des paramètres du modèle GR3 (cf. §3.3), on pense que cette double condition d'arrêt est efficace en remarquant que dans le tableau 4-6, le critère NS arrive à de bonnes valeurs optimales.

Tableau 4-6 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.01)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.01$ )			
			A	B	C	$S_0$
1	6601	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	98.4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	6906	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4	6907	94.7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	6908	95.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	6909	97.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	7011	99.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	7112	93.8	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9	7216	98.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
10	7318	96.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11	7319	97.3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
12	7320	90.7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13	7422	98.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
14	7426	98.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
15	7527	97.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
16	7630	95.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17	7734	98.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
18	7836	85.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
19	7837	98.2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
20	7938	98.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
21	8040	96.8	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.15E-05
22	8041	98.6	0.48E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
23	8142	99.3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
24	8343	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
25	8344	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
26	8345	97.0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Dans le tableau 4-7, on montre les valeurs de CS sous la perturbation 0.001 plus petite que la valeur limite ( $\Delta x=0.01$ ) utilisée dans la méthode d'optimisation. On y trouve que les valeurs de CS dans ce tableau sont positives pour un ou plusieurs paramètres pour tous les épisodes sauf pour les crues 6907, 6908, 7836 et 7837. Cela indique que, d'une part, la valeur limite  $\Delta x=0.01$  est généralement raisonnable pour optimiser les paramètres du modèle GR3, et d'autre part, on peut encore améliorer la simulation avec un petit changement de paramètre comme  $\Delta x=0.001$ , bien que les valeurs de NS soient assez élevées.

Tableau 4-7 Coefficients de sensibilité de chaque épisode autour des valeurs calées par épisode (perturbation de 0.001)

ordre	codage	NS(%)	CS ( $\Delta x=0.001$ )			
			A	B	C	S <sub>0</sub>
1	6601	95.9	0.43E-01	0.43E-01	0.00E+00	0.00E+00
2	6602	98.4	0.00E+00	0.00E+00	0.13E-01	0.00E+00
3	6906	95.9	0.54E-02	0.28E-02	0.00E+00	0.00E+00
4	6907	94.7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	6908	95.5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	6909	97.6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	7011	99.1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.16E-01
8	7112	93.8	0.00E+00	0.48E-02	0.14E-02	0.00E+00
9	7216	98.1	0.45E-02	0.00E+00	0.00E+00	0.53E-02
10	7318	96.6	0.57E-03	0.00E+00	0.27E-02	0.00E+00
11	7319	97.3	0.00E+00	0.00E+00	0.39E-01	0.00E+00
12	7320	90.7	0.00E+00	0.12E+00	0.91E-02	0.00E+00
13	7422	98.9	0.88E-02	0.12E-01	0.21E-01	0.00E+00
14	7426	98.6	0.27E-01	0.19E-01	0.29E+00	0.00E+00
15	7527	97.5	0.93E-02	0.00E+00	0.48E-02	0.00E+00
16	7630	95.5	0.00E+00	0.71E+00	0.00E+00	0.95E+00
17	7734	98.5	0.00E+00	0.00E+00	0.12E+00	0.00E+00
18	7836	85.9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
19	7837	98.2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
20	7938	98.1	0.00E+00	0.11E+00	0.00E+00	0.00E+00
21	8040	96.8	0.15E-04	0.00E+00	0.00E+00	0.15E-04
22	8041	98.6	0.65E-01	0.00E+00	0.12E-01	0.00E+00
23	8142	99.3	0.00E+00	0.00E+00	0.14E-02	0.22E-01
24	8343	95.9	0.00E+00	0.00E+00	0.14E-02	0.66E-01
25	8344	95.9	0.28E-01	0.39E-01	0.39E-01	0.00E+00
26	8345	97.0	0.14E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Pour comparer les différents résultats pour les différentes perturbations autour des valeurs calées par épisode, on donne les moyennes et les écarts-types des valeurs de CS dans le tableau 4-8. On y constate que 1) les niveaux de quantité de ces coefficients de sensibilité sont plus petits relativement à ceux montrés dans le tableau 4-4; 2) entre différentes perturbations, les valeurs de CS pour le même paramètre sont assez différentes surtout entre  $\Delta x=0.1$  et  $\Delta x=0.01$  avec une chute pour 0.01; 3) selon les coefficients de sensibilité sous la perturbation  $\Delta x=0.001$ , on peut donner comme ordre de sensibilité croissante pour les quatre paramètres: B, C, S<sub>0</sub> et A.

Tableau 4-8 Moyennes et écarts-types des valeurs de CS (calage par épisode)

Paramètre	$\Delta x = 0.1$		$\Delta x = 0.01$		$\Delta x = 0.001$	
	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type
A	0.15E-06	0.72E-06	0.18E-02	0.92E-02	0.79E-02	0.16E-01
B	0.17E-07	0.86E-07	0.00E+00	0.00E+00	0.41E-01	0.14E+00
C	-0.28E-05	0.81E-05	0.00E+00	0.00E+00	0.21E-01	0.59E-01
$S_0$	0.18E-06	0.92E-06	0.57E-07	0.29E-06	0.41E-01	0.18E+00

#### 4.2.4 Conclusion sur l'analyse de sensibilité des paramètres

On note le fait que différentes valeurs de coefficient de sensibilité peuvent être données dans une des conditions suivantes: différentes perturbations, différentes crues, différents valeurs calées. Cela démontre que la sensibilité des paramètres est une fonction de ces facteurs et que les conclusions à tirer d'une telle analyse sont relatives à ces conditions.

Il est intéressant de voir que pour une perturbation et une crue données, quel que soit le calage (global ou par épisode), les niveaux des sensibilités des paramètres sont assez proches. Rappelons que dans la méthode d'optimisation utilisée dans le modèle GR3, on a adopté des variations égales pour tous les paramètres lors de la recherche de l'optimisation après avoir pris les logarithmes des paramètres (cf. 3.3.2). Cette transformation est confirmée par l'analyse de sensibilité effectuée ici. Cela renforce la méthode d'optimisation utilisée pour le modèle GR3.

Un calage sur l'ensemble de crues n'arrive pas à l'optimum des paramètres pour chaque crue.

Un calage par épisode peut généralement converger vers l'optimum des paramètres pour chaque épisode. Cela démontre l'efficacité de la méthode d'optimisation utilisée pour le modèle GR3.

Dans ces deux calages, B joue un rôle plus sensible que les autres paramètres et  $S_0$  présente également de l'importance. Ce dernier fait indique que le problème issu de l'initialisation du modèle n'est pas un problème négligeable.

Il est naturel que les paramètres deviennent moins sensibles dès qu'ils arrivent à leur optimum, mais on note aussi que lorsque les paramètres sont



encore loin de leur optimum, les coefficients de sensibilité sont aussi faibles, par exemple, dans le tableau 4-5, toutes les valeurs de CS sont nulles pour les épisodes n°1 et n°22. ce fait montre que la condition que les sensibilités des paramètres deviennent faibles n'est qu'une condition nécessaire et non pas suffisante pour juger si ces paramètres sont arrivés à leur optimum.

On peut diminuer le critère d'arrêt de l'optimisation selon  $\Delta x$  en vue d'obtenir plus de précision pour la simulation. Cela peut être intéressant pour une tâche qui nécessite beaucoup de précision comme la prévision des crues en temps réel.

On note qu'une simulation sur l'ensemble des épisodes n'est pas très éloignée d'une bonne simulation pour chaque épisode selon les valeurs de NS issues de ces deux calages, et qu'autour des valeurs des paramètres provenant d'un calage global, les paramètres sont assez sensibles. Cela donne des possibilités d'améliorer les simulations de chaque épisode à partir d'un calage global. Ainsi, il est raisonnable de prendre les valeurs des paramètres issues d'un calage global comme valeurs de départ communes pour tous les épisodes de crue pour l'optimisation d'un épisode voire pour la prévision au cours de cet épisode.

### 4.3 STATIONNARITÉ COMPARÉE DES PARAMÈTRES

Il est intéressant d'étudier la consistance de chaque paramètre du modèle GR3, c'est à dire, la permanence des valeurs de ces paramètres entre les différentes crues. On vient de voir dans le chapitre 3 que les paramètres étaient assez variables d'une année à l'autre. Il est de la plus grande importance de voir si cette variation peut se produire au cours d'une année, entre crues successives. Nous allons entreprendre une étude assez systématique sur cet aspect fondamental. Cette étude a été entreprise sur l'approche par épisode de crue. Pour cela, on répartit les paramètres du modèle en deux groupes, les paramètres du premier groupe sont fixés pour l'ensemble des crues, ceux de l'autre groupe peuvent changer d'une crue à l'autre. On va représenter chacune de ces répartitions par la liste des paramètres en mettant en lettres majuscules ceux qui sont variables crue par crue. Ainsi la technique (ABc) correspondra à A et B ajustés crue par crue et à C fixe pour tous les épisodes.

En plus des trois paramètres, il intervient le quatrième paramètre  $S_0$ , taux de remplissage initial du réservoir S, qui résume l'histoire du bassin avant le début de l'épisode et qui est obligatoirement variable d'un épisode à l'autre.

$S_0$  affecte forcément le fonctionnement du modèle GR3 et perturbe dans une certaine mesure le calage des paramètres. En fixant  $S_0$  arbitrairement, les résultats de la simulation pour chaque crue deviennent très largement mauvais, avec par exemple, une grande disparité dans les valeurs. La prémisses évidente de notre étude est de rendre la simulation acceptable, sinon l'analyse se basant sur cette simulation manquerait son but. Lors du calage des paramètres, la valeur du critère associé à un jeu de paramètres correspondra à la valeur optimale de  $S_0$ .

Les paramètres variables d'une crue à l'autre doivent évidemment être optimisés avant de juger de la valeur d'un paramètre global. Les considérations qui précèdent montrent que l'optimisation se fera à trois niveaux. On optimise totalement 4 paramètres  $S_0$ , A, B et C à chaque crue. Afin d'éviter l'influence de  $S_0$  sur les 3 autres, on adopte une méthode en trois boucles pour les optimiser. Ces trois boucles, imbriquées l'une dans la suivante, sont:

- boucle 1: on cale  $S_0$  crue par crue;
- boucle 2: on cale les paramètres en lettre majuscule crue par crue et
- boucle 3: on cale les paramètres globaux (en lettres minuscules).

On aurait pu ranger  $S_0$  dans la boucle 2, cependant on préfère l'isoler pour réduire son importance pendant l'optimisation. Il nous paraît que les résultats de simulation provenant de la méthode précédente sont plus fiables que si on avait recherché conjointement les valeurs optimales des paramètres du niveau 2 et de  $S_0$ .

### **4.3.1 Résultats des différents groupements des 3 paramètres**

Nous fixons  $\beta=5$  conformément au modèle GR3 horaire (cf. §3.5). Nous allons exposer les résultats obtenus par chaque type de regroupement et les commenter. Le tableau 4-9 montre pour chaque façon de procéder les valeurs moyennes des différents critères (cf. les équations 3-3, 3-4, 3-5 et 3-6) obtenus pour les 26 crues issues de l'échantillon-I du Réal Collobrier (cf..

§2.3). Le tableau 4-10 montre les valeurs calées globalement sur 26 épisodes de crue ou la moyenne des paramètres calés par épisode. Le tableau 4-11 donne des écarts-types des valeurs des paramètres calés par épisode.

Tableau 4-9 Les valeurs moyennes des critères

mode de calage	NS (%)	EB (%)	RD (%)	EP (%)	ED (pdt)
(abc)	80.1	-5.2	90.6	83.5	-0.5
(Abc)	85.0	-2.6	94.1	85.2	-0.9
(aBc)	90.1	-1.7	100.7	89.5	0*
(abC)	86.4	-5.6	101.7	87.2	-1.3
(ABc)	93.6	1.9	100.2*	92.8	-0.3
(AbC)	89.4	-3.2	99.6	89.3	-1
(aBC)	93.6	-2.6	101.6	92.4	-1.2
(ABC)	96.7*	0.1*	100.9	95.3*	-1

\* représente la meilleure valeur de la colonne

Tableau 4-10 Valeurs de paramètres optimaux (en logarithme)

mode de calage	A	B	C
(abc)	5.28	6.04	1.16
(Abc)	{7.92}	5.94	1.31
(aBc)	5.51	{5.25}	1.23
(abC)	5.08	5.73	{0.35}
(ABc)	{5.13}	{5.12}	1.25
(AbC)	{6.11}	5.27	{1.19}
(aBC)	5.29	{5.33}	{0.80}
(ABC)	{4.32}	{5.18}	{1.31}

{.} représente la valeur moyenne sur 26 épisodes

Tableau 4-11 Les écarts-types des paramètres

mode de calage	S <sub>A</sub>	S <sub>B</sub>	S <sub>C</sub>
(abc)			
(Abc)	5.30		
(aBc)		1.85	
(abC)			3.28
(ABc)	3.50	1.79	
(AbC)	3.36		0.93
(aBC)		1.19	3.02
(ABC)	2.11	1.32	0.92

Selon le tableau 4-9, la plus haute précision est fournie, comme on pouvait s'y attendre, par la simulation où les trois paramètres varient crue par crue. A l'opposé, le plus mauvais critère est obtenu pour la simulation avec trois paramètres fixés. On constate que les jeux (ABC), (aBC) et (ABc) de paramètres variables nous donnent les résultats les plus satisfaisants.

Selon le tableau 4-10, on a constaté que le paramètre B a presque la même moyenne pour les calages (aBc), (aBC) et (ABC). Par contre, la moyenne de A fait une grande chute de (Abc) à (AbC) et à (ABc), et aussi à (ABC). Comparativement, le paramètre C est assez peu variable en moyenne.

On s'attend que la possibilité d'ajuster les trois paramètres A, B et C pour chaque crue séparément donne des résultats sensiblement meilleurs, et que lorsqu'un paramètre varie selon la crue, cette variation soit modeste. En réalité, et c'est une surprise, les variations sont beaucoup plus élevées que prévues: en moyenne, le critère NS passe de 80.1% à 96.7% ce qui est considérable, et lorsque les paramètres sont autorisés à varier d'une crue à l'autre, les variations ont un écart-type allant de 0.92 pour lnC à 2.11 pour lnA, ce qui est énorme, car de telles variations correspondraient à des bassins très différents. Il est aussi intéressant de noter que lorsqu'on restreint le nombre de paramètres pouvant varier selon la crue, les variations de ces paramètres restés libres sont généralement nettement plus importantes que lorsque le nombre de paramètres libres était plus élevé ce qui montre une certaine dépendance entre les paramètres quant aux conséquences de leurs modifications et donc, peut-être une certaine redondance quand on reste dans la durée restreinte d'une seule crue.

L'examen des tableaux permet en outre trois remarques: 1) si l'on en juge par la valeur du critère, les calages (aBc), (aBC), (ABc) et (ABC) sont, dans l'ordre croissant les plus efficaces; 2) si l'on désire limiter les variations des paramètres, on peut accepter de laisser varier C épisode par épisode lorsque A lui-même varie et 3) chaque paramètre a son propre rôle et ne peut pas être remplacé par les autres.

### **4.3.2 Analyse des gains et des pertes pour différents groupements de paramètres variant crue par crue**

La section précédente a montré les résultats des calages avec différents groupements des paramètres variables crue par crue. Parmi eux, le calage par épisode et le calage sur l'ensemble des épisodes de crue ont été regardés comme deux cas extrêmes et les autres cas apparaissent comme des solutions intermédiaires. On a constaté dans le tableau 4-9 que plus nombreux sont les paramètres calés sur l'ensemble des crues, moins bons sont les résultats du

calage et qu'en revanche plus nombreux sont les paramètres calés par épisode, meilleurs sont les résultats. Ici, on étudie ce fait d'une façon plus approfondie.

On a proposé deux coefficients similaires au coefficient de sensibilité de l'équation 4-5 pour évaluer les différentes stratégies: le coefficient dit de gain et le coefficient dit de perte.

Le coefficient de gain est proposé relativement au calage global, et permet de mesurer le "gain" obtenu en passant du calage global au calage par épisode. Il est défini pour  $n$  épisodes de crue comme suit:

$$C_{gn} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{NS(i) - NSG(i)}{\sum_{j=1}^3 [|x(i,j) - xg(.,j)| / |xg(.,j)|]} \quad (4-7)$$

où  $NSG(i)$  est la valeur du critère NS, correspondant au  $i^e$  épisode de crue, issue d'un calage dans lequel tous les trois paramètres du modèle GR3 sont calés sur l'ensemble des épisodes de crue et  $[x(i,j), i=1, \dots, 26; j=1, 2, 3]$  sont les valeurs des paramètres du modèle issues de ce calage pour le  $i^e$  épisode de crue, et  $NS(i)$  est la valeur de NS, correspondant au  $i^e$  épisode de crue, issue d'un jeu de paramètres dans lequel un ou deux paramètres sur trois sont calés par épisode de crue et  $[xg(.,j), i=1, \dots, 26; j=1, 2, 3]$  sont les valeurs des paramètres du modèle issues de ce jeu de paramètres. Le dénominateur de l'équation 4-7 permet de diminuer les influences causées par les différentes unités des paramètres et mesure la somme des variations relatives des paramètres par rapport aux valeurs de ces paramètres calées sur l'ensemble des crues. Ce critère est donc une mesure moyenne sur la totalité des épisodes des gain en précision par chaque unité de variation relative des paramètres. Il existe une valeur de  $C_{gn}$  pour chaque combinaison de paramètres calés crue par crue.

Le coefficient de perte,  $C_{p1}$ , est proposé relativement au calage par épisode et permet de mesurer la perte de précision lorsque le degré de "liberté" (nombre de paramètres) est diminué. Ce coefficient ressemble à celui de l'équation 4-6. Dans l'équation 4-8,  $NSE(i)$  est la valeur de NS, correspondant au  $i^e$  épisode de crue, issue du calage dans lequel les trois paramètres du modèle sont calés par épisode et  $[xe(i,j), i=1, \dots, 26; j=1, 2, 3]$  sont les valeurs de

paramètres issues de ce calage, et  $NS(i)$  est la valeur de  $NS$ , correspondant au  $i^e$  épisode de crue, issue d'un jeu de paramètre dans lequel au moins un paramètre est calé globalement et  $[x(i,j), i=1,\dots,26; j=1,2,3]$  sont les valeurs de paramètres issues de ce jeu de paramètres.

$$C_{pt} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{NSE(i) - NS(i)}{\sum_{j=1}^3 [ |x_e(i,j) - x(i,j)| / |x_e(i,j)| ]} \quad (4-8)$$

$C_{pt}$  est relatif à un jeu de paramètres calés globalement parmi les différents paramètres du modèle.

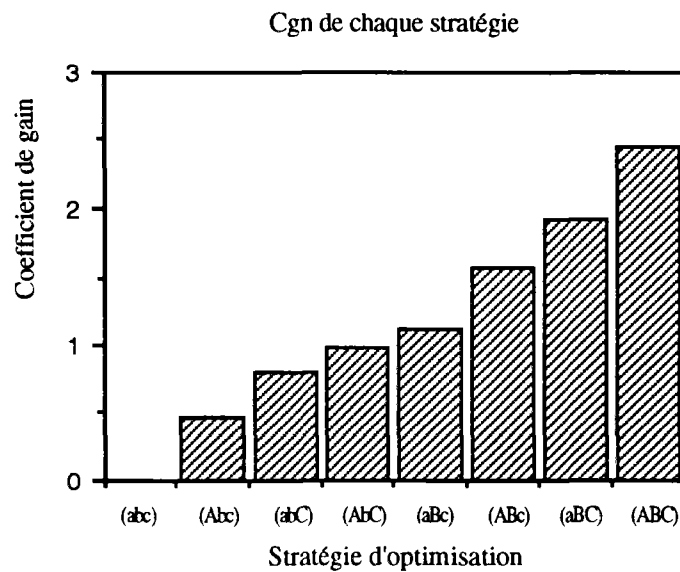
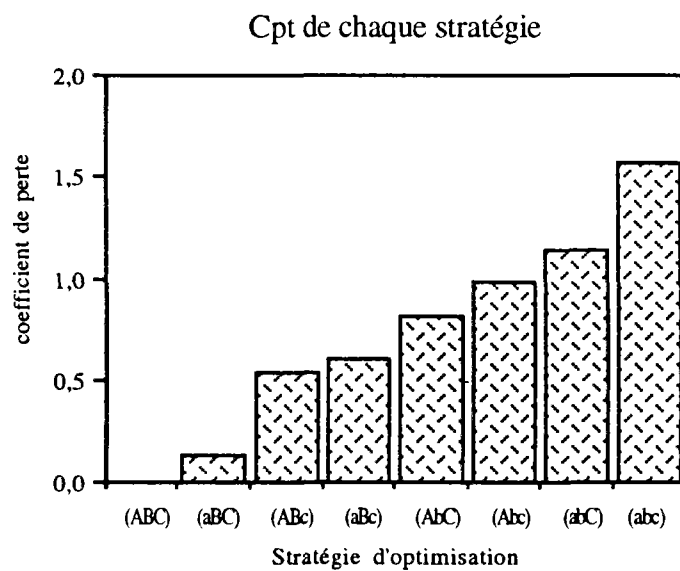
Le rapport entre  $C_{gn}$  et  $C_{pt}$  est pris noté  $T_{g/p}$ :

$$T_{g/p} = \frac{C_{gn}}{C_{pt}} \quad (4-9)$$

Ce rapport reflète d'une certaine manière l'intérêt de chaque combinaison. La combinaison possédant la plus grande valeur de  $T_{g/p}$  pourrait être considérée alors comme préférable.

Les figures 4-5 et 4-6 montrent les variations de  $C_{gn}$  et de  $C_{pt}$  selon les différentes stratégies d'optimisation, rangées par ordre croissant. On a nommé chaque groupement de paramètres de la façon décrite dans la section précédente.

Ces figures montrent deux résultats intéressants. Premièrement, il n'est pas tout à fait vrai qu'optimiser plus de paramètres par épisode soit meilleur que d'en optimiser moins car la valeur de  $C_{gn}$  du groupement (aBc) est plus grande que celle du groupement (AbC). Deuxièmement, les différentes stratégies ne sont pas classées dans le même ordre par  $C_{gn}$  et  $C_{pt}$ , c'est-à-dire que la stratégie possédant le plus de gain n'a peut-être pas le plus de perte. On peut prolonger cette analyse avec la figure 4-7.

Figure 4-5 C<sub>gn</sub> de chaque stratégie d'optimisationFigure 4-6 C<sub>pt</sub> pour chaque stratégie d'optimisation

La figure 4-7 montre les variations de  $T_{g/p}$  pour différentes stratégies d'optimisation. On peut constater que la combinaison (aBC) a la plus grande valeur de  $T_{g/p}$  et il est donc, en principe, recommandé parmi les stratégies à deux paramètres optimisés par épisode. Parmi les jeux comprenant un paramètre optimisé par épisode, le jeu (aBc) est à préférer. Ces choix montrent que le paramètre B est un facteur très important pour le modèle GR3.

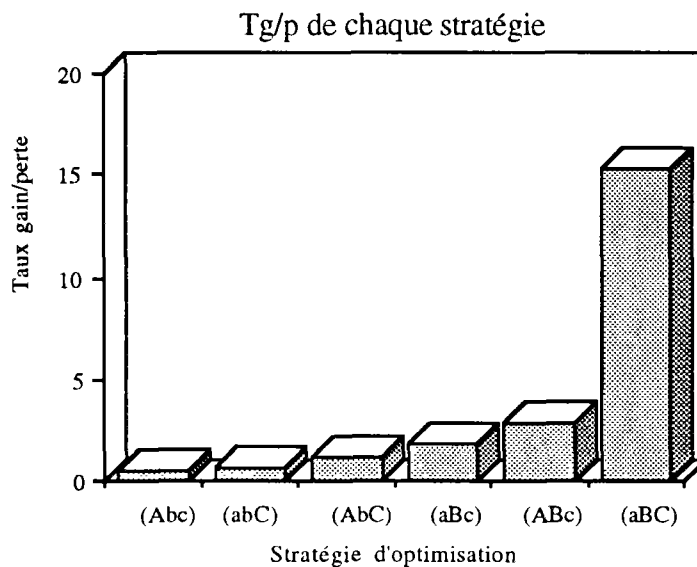


Figure 4-7 Rapport gain/perte de chaque stratégie intermédiaire

#### 4.4 RÉSUMÉ DES ANALYSES SUR LES PARAMÈTRES DU MODÈLE GR3

L'étude de la surface de réponse pour un calage par épisode a bien montré les problèmes potentiels pour la méthode d'optimisation. Mais, on s'est aperçu que si les valeurs initiales étaient bien choisies, les difficultés d'optimisation pouvaient être évitées.

L'analyse de sensibilité des paramètres a été effectuée dans le cadre de deux modes de calages, le calage global et le calage par épisodes. De cette analyse, on a tiré la conclusion que les transformées logarithmiques des paramètres ont presque le même niveau de sensibilité. Cette analyse confirme l'importance de l'initialisation du modèle.

La possibilité de caler certains paramètres crue par crue a montré que chacun des trois paramètres du modèle GR3 a son propre rôle et il n'existe pas de paramètre superflu dans le modèle GR3. L'analyse des "gains" et des "pertes" de différentes stratégies d'optimisation révèle l'importance du paramètre B.





# DEUXIÈME PARTIE

## MÉTHODOLOGIE DE PRÉVISION

*Cette partie est composée de trois chapitres. Le chapitre 5 donne un rappel succinct de l'état actuel de l'étude sur la prévision des crues en temps réel. Le chapitre 6 concerne l'établissement d'une nouvelle méthodologie pour la prévision des crues se basant sur un modèle pluie-débit conceptuel et cette méthodologie est vérifiée dans le chapitre 7.*

*'Je peux prévoir la route des corps célestes,  
mais je ne peux rien dire sur le mouvement  
d'une petite goutte d'eau.'*

*GALILEO GALILEI  
(1564 - 1642)*

## Chapitre 5

## Méthodes de prévision des crues en temps réel

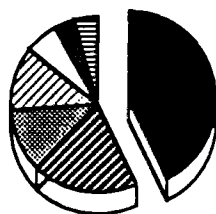
**Résumé:** Diverses méthodes de prévision des crues sont rappelées dans ce chapitre, réparties en cinq types selon leur rapport avec le modèle hydrologique: 1) méthode développée sur modèles de boîte noire; 2) méthode développée sur modèles conceptuels; 3) méthode de traitement des écarts des modèles hydrologiques; 4) technique état-espace et méthode du filtrage de Kalman et 5) méthode purement statistique sans rapport avec un modèle hydrologique. A la fin de ce chapitre, on donne certaines réflexions sur l'état actuel des méthodes de prévision des crues.

### 5.1 SPÉCIFICITÉ DE LA PRÉVISION DES CRUES EN TEMPS RÉEL

#### 5.1.1 Prévision des crues et prévision hydrologique

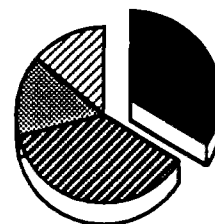
Les prévisions hydrologiques comportent trois aspects: les valeurs prévues, les buts de la prévision et les délais de prévision. Dans un glossaire d'hydrologie publié par le WMO (1974), la valeur soumise à prévision concerne principalement le niveau d'eau, la quantité d'eau (débit, volume), la formation de glace et la débâcle. L'un des buts de prévision les plus importants est la prévision des crues. Il existe aussi une prévision hydrologique pour la demande en eau, la navigation, l'agriculture et les étiages. Selon le délai de prévision, les prévisions sont classées en prévision à court terme (moins 48 heures), prévision à moyen terme (entre 2 et 10 jours) et prévision à long terme (plus 10 jours). Il existe aussi une prévision saisonnière. L'importance de la prévision des crues à court terme est confirmée par les statistiques selon les besoins en prévision hydrologique existant en Europe montrées dans la figure 5-1 due à Schultz (1986).

objectifs de prévision hydrologique



- protection des crues
- énergie
- navigation
- demande d'eau et hygiène
- irrigation
- contrôle de la qualité d'eau
- problème de glace

délai de prévision



- moins 24 heures
- d'un jour à une semaine
- à moyen terme
- à long terme

Figure 5-1 Aspects de la prévision hydrologique

### 5.1.2 Méthode de prévision des crues en temps réel et système de prévision des crues

La prévision des crues consiste à estimer a priori les valeurs futures des débits en temps réel. Les méthodes de prévision des crues peuvent être divisées en deux catégories à savoir les méthodes d'écoulement en rivière et les méthodes pluie-débit. O'Connell et Clarke (1981) ont décrit le problème de la prévision des crues en prenant en compte un modèle pluie-débit comme suit. Supposons 1) que le bassin versant sur l'exutoire duquel on prévoit les débits futurs soit bien équipé en vue d'une télémétrie des pluies et des niveaux d'eau; 2) que les niveaux d'eau soient enregistrés sur des intervalles  $\Delta t$  souvent mais non pas nécessairement égaux, et que ces enregistrements de pluies puissent être traités sur des intervalles égaux; 3) que l'on ait un modèle pluie-débit,  $q_t = f[\{p_i; i=1, \dots, t\}, \{\theta_j; j=1, \dots, n\}] + \varepsilon_t$ , dont les  $n$  paramètres  $\{\theta_j; j=1, \dots, n\}$  soient bien calibrés de sorte que ce modèle puisse transférer la série des pluies mesurées jusqu'au moment  $t$ ,  $\{p_i; i=1, \dots, t\}$ , au débit actuel  $q_t$  avec une erreur  $\varepsilon_t$ . Sous ces conditions, on ajuste ce modèle pour la prévision de  $\hat{q}_{t+m\Delta t}$ ,  $m$  étant un entier et  $m\Delta t$  étant donc le délai de prévision, en tâchant de réduire l'erreur  $\varepsilon_t$ , dès que les nouvelles observations,  $p_t$  et  $q_t$ , seront arrivées. On procède de même pour la prévision de  $\hat{q}_{t+1+m\Delta t}$ , qui est produite après l'ajustement du modèle selon les nouvelles observations de  $p_{t+1}$  et  $q_{t+1}$  et ainsi de suite.

Un système de prévision des crues (voir par exemple Tourasse, 1991; Herirault, 1991) repose sur deux éléments principaux. 1) Les moyens nécessaires pour collecter des mesures concernant l'évolution du milieu naturel. C'est en général un réseau de télémétrie d'indicateurs tels que les hauteurs de précipitations et les niveaux d'eau en rivière. 2) Les moyens nécessaires pour exploiter ces informations et fournir, au fur et à mesure du déroulement de la crue, des estimations de l'évolution à venir des niveaux et des débits. Les prévisionnistes chargés de cette tâche recourent généralement à des modèles hydrologiques particuliers, appelés modèles de prévisions en temps réel. Actuellement, la méthode de prévision des crues n'existe donc pas toute seule et elle suit une partie importante d'un système de prévision des crues.

### **5.1.3 Intervalle d'acquisition des données pour la prévision des crues**

L'intervalle d'acquisition des données dépend du temps de réponse du bassin versant considéré. Un intervalle égal ou supérieur au temps de réponse est inutile pour la prévision hydrologique en temps réel. Avec un tel intervalle, la prévision et l'alerte à l'inondation seront effectuées trop tard, la crue étant déjà survenue. Si l'intervalle d'acquisition des données est plus petit que le temps de réponse, les prévisions peuvent être fréquemment contrôlées et modifiées dès que des données supplémentaires deviennent disponibles. En raison du fait que la collecte de données coûte cher, une compensation doit être prise en compte entre le coût de la prévision et l'avantage pouvant être tiré de cette prévision. Généralement, un intervalle d'acquisition des données est sélectionné entre un tiers et un sixième du temps de réponse. Les prévisions sont toujours émises à intervalles égaux à l'intervalle d'acquisition des données, et une technique d'interpolation peut être employée pour émettre des prévisions plus fréquemment.

### **5.1.4 Délai de prévision**

Le délai de prévision est l'avance maximale possible avec laquelle on peut donner des prévisions significatives. Ordinairement, ce pas de temps est inférieur ou égal au temps de réponse. S'il faut un délai de prévision plus grand que le temps de réponse, une prévision de pluie doit être introduite impérativement pour pouvoir faire une prévision valide. Actuellement, la prévision de pluie n'a pas encore acquis suffisamment de fiabilité. Du fait des progrès de la technique de mesure par radar éventuellement par satellite, on peut être optimiste sur la possibilité de disposer d'une prévision fiable de précipitation à moyen terme (Singh, 1989). Dans le cas actuel, l'étude de prévision des crues repose sur de simples hypothèses sur les pluies futures.

La préparation d'une prévision de crue comporte un certain nombre d'éléments comme le montre la figure 5-2. Ces éléments sont l'observation des données d'entrée, la transmission des données, le traitement des données, la préparation de la prévision, et la transmission de la prévision. Chaque élément prend du temps, et la consommation totale de temps pour préparer la prévision est la somme des temps nécessités par chacun de ces éléments. Le délai réel de prévision en est réduit d'autant, et c'est seulement le temps

restant qui est disponible pour effectuer des mesures atténuant les conséquences des inondations.

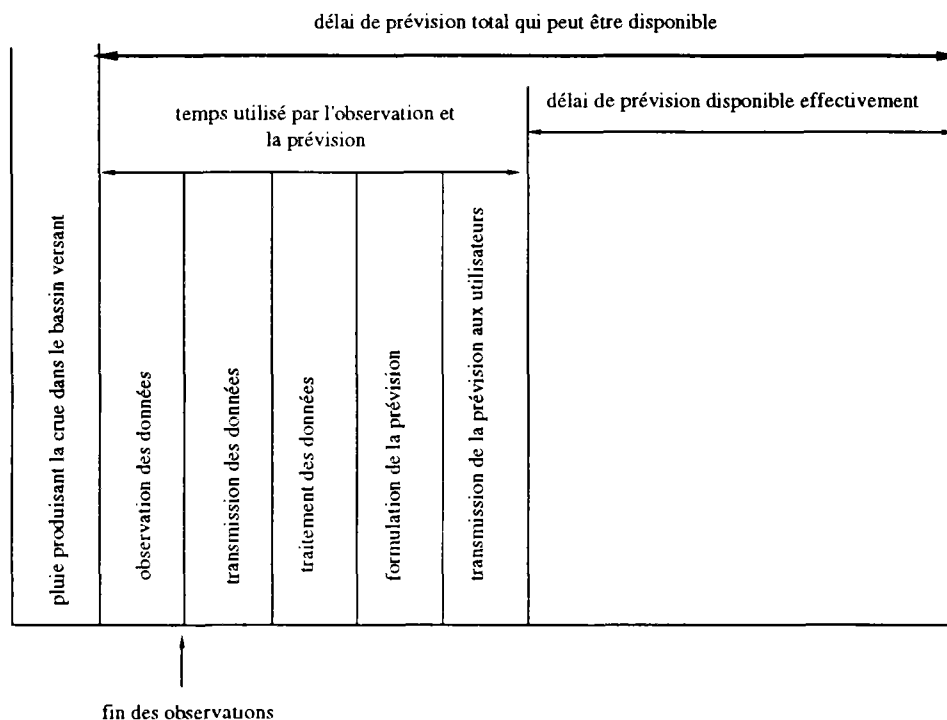


Figure 5-2 Étapes d'une prévision(d'après Singh, 1989)

## 5.2 RAPPELS DES DIFFÉRENTES MÉTHODES EN PRÉVISION DES CRUES

Bien que l'idée de la prévision adaptative ne soit pas nouvelle, l'utilisation de procédures (algorithmes) numériques pour élaborer des prévisions est un développement relativement récent. Cette section a pour objectif de passer en revue les méthodes de prévision des crues développées autour des modèles hydrologiques. Pour cela, les méthodes de prévision des crues sont classées selon leur rapport avec le modèle hydrologique. Le §5.2.1 décrit les méthodes adaptées aux modèles de boîte noire, le §5.2.2 traite les méthodes portant sur les modèles conceptuels, le §5.2.3 concerne l'étude sur le traitement des écarts des modèles hydrologiques. De plus, le §5.2.4 décrit spécialement l'étude sur la technique état-espace et la méthode du filtrage de Kalman dans le domaine de la prévision des crues, qui peut être associée à toutes les sortes de modèles hydrologiques (boîte noire, modèle conceptuel ou modèle à base physique) ou une méthode de traitement des écarts et le §5.2.5 donne un exemple d'application d'une méthode purement statistique sans rapport avec un modèle hydrologique.

## 5.2.1 Méthodes adaptées aux modèles de boîte noire pour la prévision des crues

### 5.2.1.1 Modèle entrée-stockage-sortie

Ce type de modèles a été développé, entre autres, par Lambert (1969, 1972) et à été étendu par McKerchar (1975) et Green (1979). Ils partent des équations de continuité et de stockage-sortie:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dS}{dt} = p - e - q \\ S = k \log(q/k_1) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (5-1a) \\ (5-1b) \end{array}$$

où  $S \equiv S(t)$  est la hauteur d'eau moyenne détenue dans le bassin versant considéré,  $p \equiv p(t)$  est l'entrée, pluie moyenne spatiale, et  $e$ ,  $q$  sont respectivement l'évaporation et le débit,  $k$  et  $k_1$  sont des coefficients liés au fonctionnement du réservoir. Les équations précédentes peuvent être résolues en supposant  $e \equiv 0$  pour l'estimation de  $q_{t+1}$  connaissant  $q_t$  et  $p$ :

$$q_{t+1} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{q_t}{\frac{q_t}{p} + (1 - \frac{q_t}{p}) e^{-p\Delta t/k}} \quad (p > 0) \\ \frac{q_t}{(1 + \frac{q_t \Delta t}{k})} \quad (p \leq 0) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (5-2a) \\ (5-2b) \end{array}$$

L'équation (5-2a) suppose que la pluie  $p$  a une intensité constante à l'intérieur de chaque intervalle de temps  $\Delta t$  considéré. En plus, cette équation implique d'utiliser  $p_{t-L}$  étant la pluie cumulée sur une durée  $L$  précédant  $t$ , paramètre à caler comme le paramètre  $k$ .

La variable  $q_t$ , débit observé à la fin de l'intervalle  $t$ , peut être utilisée comme valeur initiale de l'équation 5-2 en prenant en compte  $S = k \log q$ . Pareillement, la prévision  $\hat{q}_{t+1}$  peut donc être obtenue en substituant  $p_{t-L+1}$  à  $p_{t-L}$  et ainsi de suite.

Il faut noter que cette méthode ne se prête pas à l'adaptation des paramètres du modèle en temps réel avec de nouvelles observations de pluie et de débit. Les prévisions ne sont corrigées que par l'utilisation de  $q_t$  donné à la fin du pas de temps  $t$ . Pour cela, cette méthode a été améliorée par Green (1979) de deux façons suivantes:

a) Remplacement de  $p_{t-L}$  par une moyenne pondérée sous le terme:

$$\frac{1}{2}(1-\theta)p_{t-L-1} + \theta p_{t-L} + \frac{1}{2}(1-\theta)p_{t-L+1} \quad (5-3)$$

pour permettre de lisser la pluie dans le temps. Selon les résultats obtenus sur le bassin versant de Dee, Green (1979) a indiqué que l'intérêt de ce lissage est très limité.

b) Remplacement du paramètre  $k$  par une fonction  $k = k(q)$ . De cette façon, Green (1979) a disposé d'une méthode pour estimer en temps réel le paramètre  $k$  en se basant sur le débit initial  $q_0$ , méthode dans laquelle la montée et la descente d'une crue étaient traitées séparément afin de trouver une bonne relation entre  $k$  et  $q$ . Green (1979) a constaté qu'une amélioration "significative" était obtenue de cette façon.

### 5.2.1.2 Modèle entrée-sortie

Ce type de modèles consiste à établir des fonctions très simples pour passer des débits antérieurs ou/et des pluies antérieures au débit actuel. Il existe généralement trois sortes de relations.

a) Une relation linéaire entre le débit  $q_t$  et les pluies actuelle et antérieures ( $p_t, p_{t-1}, \dots$ ). Si  $q_t$  et ( $p_t, p_{t-1}, \dots$ ) sont les mesures en temps discret, cette relation linéaire peut donc être écrite comme suit:

$$q_t = \alpha_0 p_t + \alpha_1 p_{t-1} + \dots + \alpha_m p_{t-m} = \sum_{i=0}^m \alpha_i p_{t-i} \quad (5-4)$$

où  $\{\alpha_i, i=0, \dots, m\}$  sont des paramètres. Souvent, le fait qu'un délai de temps  $b$  existe entre la pluie et le débit, permet d'appliquer les paramètres ( $\alpha_i, i=0, \dots, m$ ) aux variables ( $p_{t-b}, \dots, p_{t-b+m}$ ) et donc de réaliser une prévision de débit.

b) Une relation linéaire entre le débit actuel  $q_t$  et les débits antérieurs ( $q_{t-1}, \dots, q_{t-n}$ ). Cette relation peut être exprimée comme suit:

$$q_t = \beta_1 q_{t-1} + \beta_2 q_{t-2} + \dots + \beta_n q_{t-n} = \sum_{i=1}^n \beta_i q_{t-i} \quad (5-5)$$

où  $\beta_1, \dots, \beta_n$  sont les paramètres.



c) Une relation linéaire entre le débit  $q_t$ , des débits antérieurs ( $q_{t-1}, q_{t-2}, \dots, q_{t-n}$ ) et des pluies ( $p_i, p_{t-b-1}, \dots, p_{t-b-n}$ ), qui combine (5-4) et (5-5):

$$q_t = \delta_1 q_{t-1} + \dots + \delta_n q_{t-n} + \omega_0 p_{t-b} + \dots + \omega_m p_{t-b-m} = \sum_{i=1}^n \delta_i q_{t-i} + \sum_{i=0}^m \omega_i p_{t-b-i} \quad (5-6)$$

où ( $\delta_i, i=1, \dots, n$ ) sont  $n$  paramètres correspondant aux débits antérieurs, et ( $\omega_i, i=0, \dots, m$ ) sont  $m+1$  paramètres correspondant aux pluies.

L'identification des paramètres dans les équations (5-4), (5-5) et (5-6) est devenue un sujet très courant en hydrologie et il existe un grand nombre de documents dans la littérature. Trois types de méthodes d'identification des paramètres vont être cités ici.

La méthode des moindres carrés peut être appliquée directement pour identifier les modèles précédents. On peut réécrire l'équation 5-4 en ajoutant un terme d'erreur  $\varepsilon$  incluant l'erreur de simulation du modèle et le bruit des mesures des pluie et débits. Alors:

$$q_t = \sum_{i=1}^m \alpha_i p_{t-i} + \varepsilon_t \quad (5-7)$$

Cette méthode est appliquée sous deux hypothèses à savoir que  $p_t$  est une variable déterministe sans erreur et  $\varepsilon$  est une variable aléatoire non-autocorrélée. Dans ce cas, l'estimation des paramètres ( $\alpha_i, i=1, \dots, m$ ) devient un problème standard de l'analyse de régression linéaire, et la méthode des moindres carrés ordinaire peut nous fournir une estimation non-biaisée, où la fonction de coût est

$$J_t = \sum_{i=1}^t (q_i - H_i^T \Theta)^2 \quad (5-8)$$

où  $H_i^T$  et  $\Theta$  sont respectivement les vecteurs des pluies antérieures et des paramètres estimés.

La méthode récursive des moindres carrés (voir par exemple Young, 1974; Weiss, 1980). Elle peut être appliquée à l'estimation des paramètres pas à pas en supposant une évolution temporelle des paramètres:  $\Theta(t) = \Theta(t-1) + \Omega(t)$ , où  $\Omega(t)$  est une variable aléatoire. Si  $\Omega(t)$  suit une distribution Gaussienne sans auto-corrélation, le paramètre estimé sera indépendant des estimations

précédentes dans le temps. La fonction de coût de cette méthode est affinée par rapport à (5-8):

$$J_t = \sum_{i=1}^t \lambda^{t-i} (q_i - H_i^T \Theta_i)^2 \quad 0 < \lambda < 1 \quad (5-9)$$

où  $\lambda$  est un facteur de pondération. Plus la valeur de  $\lambda$  est petite plus vite les données antérieures deviennent négligeables et plus les variances des paramètres estimés sont fortes.

La méthode transfert-bruit consiste à reformuler les modèles précédents en ajoutant un terme de bruit, puis à essayer d'estimer les paramètres (voir par exemple Salas et al., 1980). Dans l'équation (5-6), on peut supposer que le débit puisse être exprimé par deux composantes: l'une est déterministe  $q_t$  et l'autre est stochastique  $\eta_t$ .

$$Q_t = q_t + \eta_t \quad (5-10)$$

La composante  $q_t$  est décrite par la fonction de transfert (5-6) et la composante stochastique est supposée être une somme de bruits blancs  $a_t$ :

$$\eta_t = \phi_1 \eta_{t-1} + \phi_2 \eta_{t-2} + \dots + \phi_n \eta_{t-n} + a_t - \theta_1 a_{t-1} - \dots - \theta_m a_{t-m} \quad (5-11)$$

Pour alléger l'écriture, on introduit l'opérateur de retard  $B$  tel que  $B^m q_t = q_{t-m}$  et les polynômes caractéristiques:

$$\phi_n(B) = 1 - \phi_1 B - \dots - \phi_n B^n \quad (5-12a)$$

$$\theta_m(B) = 1 - \theta_1 B - \dots - \theta_m B^m \quad (5-12b)$$

$$\delta_r(B) = 1 - \delta_1 B - \dots - \delta_r B^r \quad (5-12c)$$

$$\omega_{s-1}(B) = 1 - \omega_1 B - \dots - \omega_{s-1} B^{s-1} \quad (5-12d)$$

Alors, les équations (5-6) et (5-11) peuvent être donc réécrites comme suit:

$$\delta_r(B) q_t = \omega_{s-1}(B) p_{t-b} \quad (5-13)$$

$$\phi_n(B) \eta_t = \theta_m(B) a_t \quad (5-14)$$

en remplaçant  $q_t$  et  $\eta_t$  de l'équation 5-10 avec l'équation 5-13 et l'équation 5-14, on obtient:

$$Q_t = \frac{\omega(B)}{\delta(B)} P_{t-b} + \frac{\theta(B)}{\phi(B)} a_t \quad (5-15)$$

Cette expression est schématisée dans la figure 5-3.

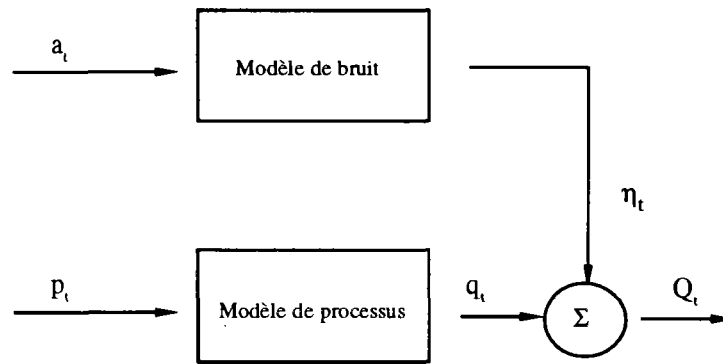


Figure 5-3 Le modèle de transfert-bruit (Moore, 1982)

On peut utiliser une méthode d'identification pour estimer les paramètres dans les polynômes  $\delta(B)$ ,  $\omega(B)$ ,  $\theta(B)$  et  $\phi(B)$ . Box et Jenkins (1970), par exemple, ont recommandé une méthode d'estimation "off-line" dans laquelle ces polynômes sont exprimés comme des fonctions des valeurs initiales de  $p$ ,  $q$  et  $a$  alors que les estimations peuvent être achevées par la méthode des moindres carrés non-linéaire. La méthode récursive utilisée pour la prévision des crues a été étudiée par exemple par Young (1974). Il a proposé une méthode récursive utilisable "on-line" dans laquelle les estimations des paramètres des fonctions de transfert et de bruit sont traitées séparément par l'utilisation d'une procédure d'estimation appelée IVAML.

Les algorithmes d'autoajustage ont été développés à l'origine de la théorie du contrôle automatique. Leur utilisation dans le domaine de la prévision hydrologique a été explorée par Ganendra (1980). Le point de départ de cette méthode est de représenter un système hydrologique avec l'équation aux différences stochastiques d'ordre  $n$ .

$$\zeta_m(B)q_t = \psi_n(B)p_t + \gamma_u(B)a_t \quad (5-16)$$

où  $B$  est l'opérateur de retard et  $\zeta_m(B)$ ,  $\psi_n(B)$  et  $\gamma_u(B)$  sont les polynômes caractéristiques:

$$\zeta_m(B) = 1 + \zeta_1 B + \dots + \zeta_m B^m \quad (5-17a)$$

$$\psi_n(B) = 1 + \psi_1 B + \dots + \psi_n B^n \quad (5-17b)$$

$$\gamma_u(B) = 1 + \gamma_1 B + \dots + \gamma_u B^u \quad (5-17c)$$

Cette méthode ne concerne pas l'estimation des paramètres dans le modèle, mais propose un indice de prévision donnant l'espérance minimale pour le carré de l'erreur de prévision. La prévision pour  $q_t$  est donnée par

$$\hat{q}_{t+n\Delta t/t} = \frac{\psi_n(B)}{\zeta_m(B)} p_t + \frac{G_s(B)}{\zeta_m(B)F_w(B)} \varepsilon_t \quad (5-18)$$

où  $\hat{q}_{t/t-k}$  est la prévision de  $q_t$  avec un délai  $k$ ;  $G_s(B)$  et  $F_w(B)$  sont des polynômes, et  $\varepsilon_t$  est l'erreur de prévision.

$$\varepsilon(t) = q_t - \hat{q}_{t/t-n\Delta t} \quad (5-19)$$

Les paramètres de cette méthode de prévision sont estimés par la méthode des moindres carrés. La pertinence de cette méthode de prévision est jugée en testant si les coefficients de corrélation entre  $v_t$  et  $q_t$  et entre  $v_t$  et  $v_s$  quand  $t \neq s$ , sont nuls.

Pour pouvoir prendre en compte la transition entre la descente d'une crue et la montée de la crue suivante, Ganendra (1980) a introduit dans l'estimation de prévision d'autoréglage une entrée auxiliaire appelée PERLOG en représentant une mesure de l'état antérieur du bassin versant considéré.

Compte tenu de ce que les relations linéaires ne correspondent pas très bien à la réalité, de nombreux efforts ont été consacrés à réduire la non-linéarité de la transformation sur les pluies. Par exemple, Whitehead et Young (1975) ont essayé d'introduire un paramètre  $m_t$  afin de modifier la pluie  $p_t$  en  $\dot{p}_t = p_t m_t$ ; Todini et Wallis (1977) ont recommandé une méthode de seuil pour répartir la pluie mesurée en deux classes.

### 5.2.2 Méthodes adaptées aux modèles conceptuels pour la prévision des crues

Une correction en temps réel des paramètres d'un modèle conceptuel a été proposée par Tucci et Clarke (1980). Ils ont choisi un modèle conceptuel simple modifié de l'algorithme de Horton n'ayant que 5 paramètres à caler. Ils ont noté la complexité des procédures itératives d'estimation utilisées dans les modèles conceptuels et la longue durée des enregistrements de données nécessaires pour ajuster les paramètres du modèle en temps réel, ce qui demande un supplément de capacité de stockage pour les ordinateurs. La méthode consiste donc à 1) retenir seulement les  $M$  plus récentes valeurs des variables d'entrées et de sorties d'un modèle conceptuel; 2) résumer l'histoire préalable du bassin en utilisant le contenu estimé des données emmagasinées au moment  $t-M$ ,  $t$  étant le moment actuel et 3) employer les valeurs des paramètres estimés à l'instant  $t-1$  comme valeurs initiales des paramètres à

l'instant  $t$ . L'ajustement des paramètres dépend seulement des  $M$  dernières observations et valeurs calculées. Les paramètres sont optimisés en minimisant la somme des carrés des erreurs avec la méthode de Rosenbrock (Rosenbrock, 1960). Le nombre  $M$  est au coeur de cette méthode, dans laquelle l'optimisation des paramètres est bien allégée.

Brath et Rosso (1989) ont donné un autre exemple. Ils se basent sur un modèle conceptuel ayant six paramètres dont trois décrivent le processus d'absorption, deux pour la transformation des pluies en écoulements superficiels et un pour la transformation de l'eau infiltrée en eau souterraine. L'ajustement des paramètres se fait à chaque pas de temps pour la prévision en partant des valeurs optimisées précédemment, dès que les nouvelles observations deviennent disponibles. Les paramètres optimaux sont définis comme ceux qui minimisent une certaine fonction de coût proposée a priori. Deux sortes de fonctions de coût ont été choisies et puis comparées, à savoir les moindres carrés et le maximum de vraisemblance des erreurs auto-corrélées. Il est indiqué que le problème le plus important pour l'estimation des paramètres d'un modèle conceptuel en temps réel provient de la méthode d'optimisation. Selon cette étude, il a été noté que la méthode des moindres carrés marche mieux que la méthode du maximum de vraisemblance dans le cas d'une forte auto-corrélation de la série des résidus du modèle.

### **5.2.3 Traitement des écarts d'un modèle hydrologique**

#### **5.2.3.1 Prévision des écarts**

L'une des méthodes utilisables pour la prévision des crues est la prévision des écarts (Jones et Moore, 1980; Moore, 1982). Le modèle hydrologique est supposé tel que ses erreurs restent systématiquement positives ou négatives pour un certain temps dans la simulation. Cela nous conduit à exploiter cette structure de dépendance dans les erreurs par une méthode capable de prévoir l'écart pour le prochain pas de temps. L'essentiel de cette méthode est décrit ci-après.

Notons  $\hat{q}_t$  la prévision d'une observation  $q_t$  faite à l'instant  $t-1$  et  $\varepsilon_t$  l'écart de cette prévision. on a alors:

$$q_t = \hat{q}_t + \varepsilon_t \quad (5-20)$$

On a deux façons alternatives pour la prévision de  $\varepsilon_t$  (Box et Jenkins, 1970).

Modèle AR(m) des écarts consiste à décrire l'écart  $\varepsilon_t$  selon les écarts précédents:

$$\Phi_m(B)\varepsilon_t = a_t \quad (5-21)$$

où  $\{\phi_i, i=1, \dots, m\}$  sont  $m$  paramètres réels indépendants de  $t$ ,  $a_t$  est l'erreur résiduelle non-corrélée.  $\Phi_m(B)$  est appelé opérateur autorégressif d'ordre  $m$ .

Modèle ARMA(m,n) des écarts a la forme suivante:

$$\Phi_m(B)\varepsilon_t = \Theta_n(B)a_t \quad (5-22)$$

où  $\{\theta_i, i=1, \dots, n\}$  sont  $n$  paramètres réels indépendants de  $t$ , et  $\Theta_n(B)$  est appelé opérateur moyenne mobile d'ordre  $n$ .

La prévision des crues selon les équations (5-21) et (5-22) peut être réalisée par la méthode récursive d'identification des paramètres présentée dans §5.2.1. Avec une méthode de prévision des écarts, un modèle hydrologique peut être ajusté au cours de son fonctionnement et le modèle et ses paramètres calés ne seront pas modifiés. Cela est sans doute un des avantages de cette méthode. Autrement dit, cette méthode fournit une technique facile pour utiliser les informations les plus récentes reçues en cours de prévision. La performance de cette méthode dépend du niveau de persistance des écarts du modèle. Malheureusement cette persistance est très faible au moment de la montée et de la pointe de crue où les écarts présentent souvent une tendance à la croissance rapide comme indiqué par Moore (1986). Une synthèse des études sur la méthode de prévision des écarts peut être trouvée dans Miquel et Roche (1984).

### 5.2.3.2 Pondération multi-modèles

Cette méthode traite aussi les écarts des modèles hydrologiques. En prenant en compte le fait qu'aucun modèle n'est capable de fournir des prévisions optimales dans tous les cas, une procédure qui consiste à combiner les prévisions de plusieurs modèles disponibles a été proposée afin de pouvoir exploiter les avantages de chaque modèle. Cette procédure a déjà présenté des succès dans la prévision économique selon les études entre autres de Bates et Granger (1969), Newbold et Granger (1974) et Makridakis et Winkle (1983). Il est constaté que pour la prévision économique, la combinaison de différentes méthodes envisageables peut être formulée et appliquée de façon très simple et apporte un gain de précision considérable. Il est noté par Roche et Tamin (1987) que "la décision de cette procédure ne consiste pas à choisir le meilleur modèle, contrairement à ce qui est supposé implicitement dans les études de prévision". Selon Makridakis et Winkle (1983), la combinaison des prévisions présente l'avantage d'être plus stable que les méthodes particulières lorsque celles-ci sont soumises à des perturbations.

Dans le cas où l'on combine des modèles à écarts très corrélés, le gain de variance est illusoire, et l'instabilité des coefficients qui en résulte est un défaut qu'il convient d'éviter (Roche et Tamin, 1987). Il importe que les modèles choisis pour cette procédure soient de différents types.

La combinaison peut être effectuée soit par une pondération uniforme pour chaque modèle, soit par une pondération donnant un poids différent à chaque modèle. Cette deuxième option permet de prendre en compte les performances relatives des différents modèles individuels. Elle est fondée sur l'analyse de la covariance des écarts des prévisions fournies par ces modèles. Deux types de pondérations peuvent être prises en compte pour la deuxième option comme suit.

Pondération stationnaire: le poids accordé aux différentes méthodes est calculé sur la base d'une minimisation de la variance des erreurs. Dans le cas où les matrices des covariances des erreurs sont connues, le poids qui donne la combinaison optimale ( $\hat{x}_t$ ) peut être déterminé de façon explicite. Soient  $w_i$  les poids utilisés:

$$\hat{x}_t = \sum_{i=1}^p w_i \hat{x}_t^{(i)} \quad (5-23)$$

où  $w_i$  est le poids accordé au modèle  $i$ ,  $\hat{x}_t^{(i)}$  est la prévision du  $i^e$  modèle au moment  $t$ , et  $p$  est le nombre de modèles utilisés. Makridakis et Winkle (1983) ont proposé une méthode pour estimer  $w_i$ , dans laquelle les corrélations entre les erreurs de prévision sont ignorées:

$$\hat{w}_i = \frac{\left[ \sum_{h=t-v}^{t-1} (e_h^{(i)})^2 \right]^{-1}}{\sum_{j=1}^p \left[ \sum_{h=t-v}^{t-1} (e_h^{(j)})^2 \right]^{-1}} \quad (5-24)$$

où  $e_h^{(i)}$  est l'erreur de prévision du modèle  $i$ ;  $v$  est le nombre de pas de temps pris en compte,  $w_i$  est toujours compris entre 0 et 1 et  $\sum_{i=1}^p w_i = 1$ .

Pondération évolutive: elle a été proposée à l'origine par Newbold et Granger (1974). Les poids  $w_i$  peuvent être estimés d'une façon récursive. Cette méthode est basée sur une estimation de la covariance des écarts des modèles durant les derniers pas de temps, de façon à réduire au fur et à mesure les poids des modèles dont la qualité se dégrade au profit des modèles qui sont devenus plus performants. Entre autres méthodes, Newbold et Granger (1974) ont proposé d'actualiser  $w_i$  selon la formule suivante:

$$\hat{w}_{k,t} = \beta \hat{w}_{k,t-1} + (1-\beta)w_{k,t} \quad (5-25)$$

$$w_{k,t} = \frac{\left[ \sum_{s=t-v}^{t-1} (e_s^{(k)})^2 \right]^{-1}}{\sum_{j=1}^p \left[ \sum_{s=t-v}^{t-1} (e_s^{(j)})^2 \right]^{-1}} \quad (5-26)$$

où  $v$  est la durée prise en compte pour analyser les écarts de prévision récents,  $\beta$  est pourcentage accordé aux poids utilisés au pas de temps précédent.

McLeod et al. (1987) ont appliqué la méthode de pondération stationnaire au cas de prévisions hebdomadaires en prenant trois modèles de différents types: un modèle autorégressif périodique (Noakes et al., 1985), un modèle de fonction de transfert et de bruit sur les mesures (voir par exemple Box et



Jenkins, 1970; Hipel et al, 1977) et le modèle conceptuel PREVIS (Kite, 1978). Les résultats de cette étude montrent qu'une amélioration significative de la performance de prévision peut être obtenue lorsque les prévisions produites par les différents types de modèles sont pondérés en tenant compte des variances de leurs erreurs.

Tamin (1986), Roche et Tamin (1987) et Roche et Torterotot (1988) ont montré les résultats de la méthode de pondération évolutive appliquée à la prévision amont-aval en considérant trois types de relations amont-aval: 1) relation entre hauteurs d'eau observées; 2) relation entre les variations de ces hauteurs d'eau et 3) extrapolation autorégressive sur les variations de hauteurs d'eau aval. Dans ces études, la prévision est considérée comme une décision comportant deux étapes à savoir diagnostic et pronostic. Le diagnostic consiste à estimer en temps réel les probabilités des différentes configuration de fonctionnement dans lesquelles les modèles fournissent des performances différentes. L'opération de pronostic consiste à réaliser une combinaison pondérée des résultats des différents modèles. La pondération évolutive a été réalisée d'une façon différente de l'équation 5-25 dont les poids sont recalés sur les poids initiaux et non pas sur ceux du pas de temps précédent. Les résultats obtenus montrent que l'on peut éviter la très forte dégradation due à l'usage d'un modèle fonctionnant avec des informations erronées, en y substituant progressivement des relations mieux adaptées grâce à la méthode de pondération proposée. Trois avantages de cette procédure ont été soulignés par Roche et Tamin (1987) à savoir 1) calage à peu près inexistant; 2) aptitude à traiter n'importe quels types de modèles de prévision (sans que la formulation de ceux-ci soit homogène) et 3) modification des pondérations parfaitement réversible.

#### **5.2.4 Technique état-espace et filtrage de Kalman**

La théorie initiale du filtrage de Kalman a été introduite par Kalman (1960) et Kalman et Bucy (1961) dans le domaine du contrôle des processus. Depuis ce moment, elle a trouvé de larges applications dans des domaines technologiques très variés, particulièrement dans le génie aérospatial. Les applications de la technique état-espace et du filtrage de Kalman ont fait l'objet d'un intérêt croissant dans l'étude des ressources en eau à cause de leur avantages inhérents dont les plus significatifs sont indiqués par Bergman et Delleur (1985a): 1) possibilité d'une estimation optimale de

prévision en temps réel; 2.) évaluation de la précision de la prévision et de l'état du système; 3) séparation des bruits du système et des observations et 4) possibilité de considérer des systèmes non-stationnaires.

Le filtrage de Kalman est effectivement une structure, et son utilisation doit être accompagnée d'une description mathématique du processus considéré (e.g. un modèle hydrologique), même si cette description n'est pas parfaite. Il faut transformer le modèle du processus en une formulation mathématique particulière à laquelle le filtrage de Kalman peut être appliqué. Cette formulation est celle de la technique état-espace qui comporte d'une part une équation pour l'évolution du système consistant en une composante déterministe et une composante stochastique prenant en compte les incertitudes du modèle, et d'autre part une équation de mesure visant à prendre en compte les erreurs d'observation. De ce fait, le bruit du système et le bruit des mesures sont pris en compte explicitement, ce qui est différent de ce qui se passe avec les modèles traditionnels dans lesquels les bruits sont considérés globalement. La base de la formulation état-espace consiste à indiquer l'importance des effets aléatoires fonctionnant dans un système et n'étant pas pris en compte dans un modèle déterministe.

L'objectif de cette technique consiste à estimer une variable d'état  $X_t$  selon une observation  $Y_t$  de  $X_t$ , quand l'état  $X_t$  est déformé par le bruit  $v_t$ , de sorte que  $Y_t = X_t + v_t$ . Le problème est donc de filtrer le bruit  $v_t$  en dehors des observations pour pouvoir obtenir la meilleure estimation possible de  $X_t$ . Le filtrage de Kalman a pour but de fournir la meilleure estimation linéaire, non-biaisée et de variance minimale de la variable d'état en fonction des observations passées. Dans cette technique, un système linéaire peut être simplement exprimé avec deux équations à savoir l'équation d'évolution de système et l'équation de mesure:

$$\text{l'équation du système:} \quad X_{t+1} = F_t X_t + B_t u_t + \omega_t \quad (5-27)$$

$$\text{l'équation d'observation:} \quad Y_t = H_t X_t + v_t \quad (5-28)$$

où  $X_t$  est le vecteur d'état et  $Y_t$  est le vecteur des mesures, les débits par exemple,  $u_t$  est le vecteur des entrées du système, les pluies par exemple;  $\omega_t$  et  $v_t$  sont les vecteurs des bruits d'état et de mesure, respectivement;  $F_t$  est la matrice de transition,  $B_t$  et  $H_t$  sont les matrices de pondération. Selon la

théorie standard du filtrage de Kalman, les variables de bruit sont des variables aléatoires identiques gaussiennes indépendantes, c'est à dire que

$$E(\omega_t) = 0; E(v_t) = 0; E(\omega_t \omega_k^T) = W\delta_{t,k}; E(v_t v_k^T) = V\delta_{t,k}; E(\omega_t v_k^T) = U\delta_{t,k} \quad (5-29)$$

où  $\delta_{t,k}$  est le delta de Kronecker,  $\delta_{t,k} = 0$  quand  $t \neq k$  et  $\delta_{t,t} = 1$ , et  $U$ ,  $V$  et  $W$  sont des constantes. De plus, il est supposé que le bruit d'état  $\omega_t$  est indépendant de  $X_s$ , quand  $s < t$ , et que le bruit de mesures  $v_t$  est indépendant de  $X_t$ .

La figure 5-4 donne une description schématique d'un filtrage d'un vecteur d'état à deux dimensions d'après les équations (5-27) et (5-28). L'incertitude associée à la prévision est représentée par une ellipse. Les états du système sont observés avec les bruits des mesures, et les deux estimations,  $\hat{Y}_{t+1}$  et  $\hat{X}_{t+1/t}$  sont filtrées pour estimer  $\hat{X}_{t+1/t+1}$ .

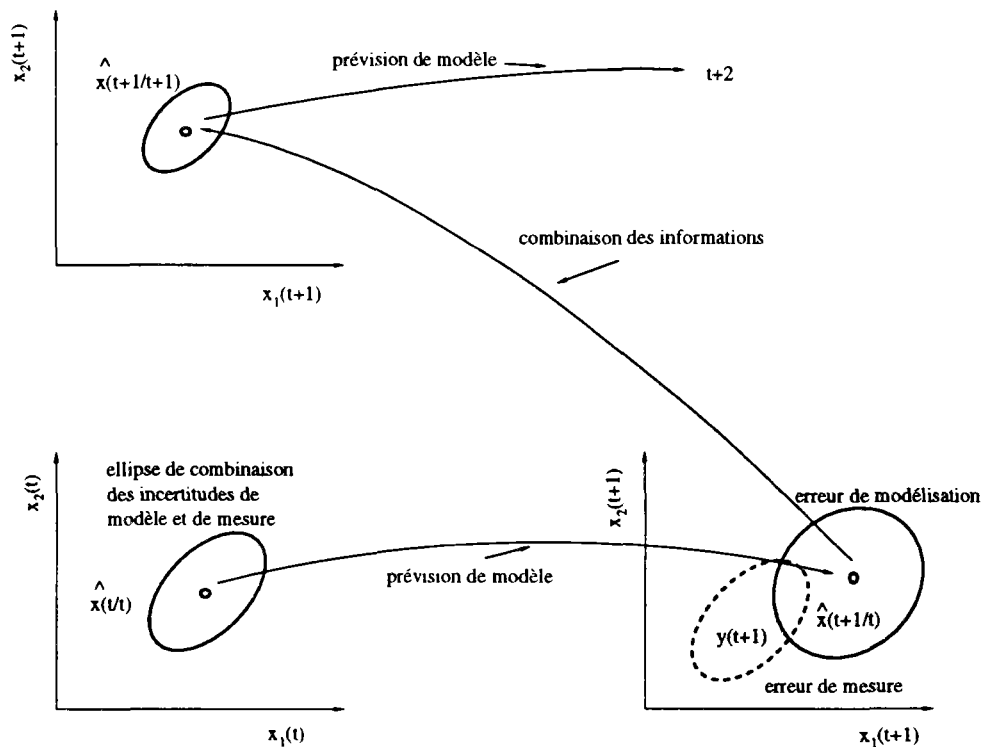


Figure 5-4 Schéma de l'opération de filtrage d'un vecteur bidimensionnel (Wood et O'Connell, 1985)

Une caractéristique importante particulière du filtrage de Kalman et de la technique état-espace est sa structure générale et flexible, qui les rend applicables à un grand nombre de problèmes. De ce fait, les différents types de modèles hydrologiques à savoir les modèles à base physique, les modèles conceptuels et les modèles de boîte noire, peuvent être exprimés sous une

même forme. Des exemples de formulation d'un modèle hydrologique sous une forme état-espace sont montrés dans Chiu (1978), Wood (1980) et l'IAHS (1980).

La séparation en bruit du système et bruit d'observation paraît intéressante pour analyser un système hydrologique où les observations sont affectées d'erreurs. En fait, très peu d'attention a été apportée à ce point jusqu'à aujourd'hui. Sorooshian et Dracup (1980) ont présenté une analyse des erreurs corrélées avec la variance variable des mesures de débits, et Potter et Walker (1981) ont indiqué que les erreurs des mesures pour les crues de différentes tailles ont des caractéristiques différentes. Mais, une approche convenable de la modélisation des erreurs de mesure est encore à faire (Bergman & Delleur, 1985a).

Les estimations optimales des variables d'état ne sont obtenues que quand la matrice de transition, les caractéristiques statistiques des bruits du système et d'observations sont connues. Les conditions permettant d'évaluer la performance du filtrage optimal sont discutées par exemple dans Jazwinski (1970). Dans le cas du contrôle automatique industriel, ces quantités peuvent être données a priori ou peuvent être supposées connues, mais généralement, dans un système hydrologique, ces quantités sont inconnues et doivent être estimées simultanément avec la variable d'état. Cela entraîne l'étude du filtrage adaptatif. Les méthodologies correspondantes ont été présentées par Mehra (1970), Quigley (1973) et Todini (1978) entre autres.

Sous certaines conditions, il est possible d'utiliser des versions non-linéaires des équations (5-27) et (5-28) exprimées comme suit:

$$X_{t+1} = F_t(X_t) + G_t \omega_t \quad (5-30)$$

$$Y_t = H_t(X_t) + v_t \quad (5-31)$$

où  $F_t(\cdot)$  et  $H_t(\cdot)$  sont des fonctions non-linéaires, et  $G_t$  est la matrice de pondération non-constante et état-dépendante, et  $\omega_t$  et  $v_t$  sont définis comme précédemment. Dans ce cas, après un développement de Taylor du premier ordre, le filtrage de Kalman peut être appliqué aux approximations linéaires. Cette technique est nommée dans la littérature filtrage de Kalman étendu. Duong et al. (1975) ont appliqué ce filtrage au modèle hydrologique de Prasad. Moore et Weiss (1980) ont formulé un modèle pluie-débit simple non-linéaire sous la forme état-espace, puis utilisé le filtrage de Kalman étendu

pour estimer récursivement les paramètres du modèle pour la prévision des débits.

On peut citer comme exemple le travail de Kitanidis et Bras (1980 a et b) dans lequel la technique état-espace et la méthode de filtrage de Kalman étendu est appliqué à un modèle conceptuel. Dans cet exemple, on peut apercevoir les difficultés de la formulation d'un modèle conceptuel dans un état d'espace. Le modèle utilisé est celui du NWSRFS (Peck, 1976). Un modèle conceptuel est normalement formulé d'une façon déterministe en supposant que les entrées du système suffisent pour décrire l'évolution du système, et les mesures des sorties du modèle sont regardées comme des informations supplémentaires. Cette modélisation ignore en fait les incertitudes provenant de quatre sources à savoir: le modèle, les paramètres du modèle, l'entrée du système et les états initiaux du système. Dans ces conditions, il est sans doute nécessaire d'interpréter un modèle conceptuel d'une façon stochastique. L'étude de Kitanidis et Bras (1980a, b) intervient principalement sur trois points importants: formuler le modèle NWSRFS sous une forme état-espace, linéariser les composants, et intégrer l'équation du système.

La transformation du modèle conceptuel NWSRFS sous forme d'équation différentielle de premier ordre du vecteur d'états  $X$  donne:

$$\dot{X} = f(X,u,t) + \omega(t) \quad (5-32)$$

avec une équation d'observation:

$$Y(t) = h[X(t)] + \varepsilon(t) \quad (5-33)$$

d'où  $u$  est l'entrée de système,  $t$  est le temps,  $\omega$  est le bruit du système,  $Y$  est le vecteur des mesures avec des erreurs  $\varepsilon$ .  $h(\cdot)$  et  $f(\cdot)$  sont des fonctions non-linéaires. Pour cela, le modèle est simplifié sur cinq points: 1) éliminer l'évaporation de l'eau libre dans la zone supérieure, 2) modifier la fonction de distribution de l'eau s'infiltrant à la zone inférieure; 3) éliminer la transformation de l'eau libre en eau de tension; 4) ignorer l'action de l'eau superficielle et 5) remplacer la méthode de routage en canal par celle d'un réservoir linéaire. Tous ces modifications ont été testées en comparant les résultats de la version modifiée du modèle avec ceux de la version originale. Il a été noté (Kitanidis et Bras, 1980a) qu'aucune différence majeure ne résulte de ces modifications. Le vecteur d'état du modèle comporte pourtant

huit éléments dont sept d'entre eux ont des rapports avec le stockage d'eau, et le huitième appartient au calcul de routage en canal.

La linéarisation consiste à transformer les équations (5-32) et (5-33) sous les formes ci-dessous similaires aux équations (5-20) et (5-21):

$$\dot{X} = F_t X(t) + B_t u(t) + \omega(t) \quad (5-34)$$

$$Y(t) = H_t X(t) + v(t) \quad (5-35)$$

où  $F$ ,  $B$  et  $H$  ont les mêmes définitions que celles figurant dans les équations (5-27) et (5-28). La méthode traditionnelle de linéarisation utilisée souvent est le développement de Taylor, mais il est impossible de l'appliquer à un modèle conceptuel parce que des fonctions du type seuil n'ayant pas de dérivée existent souvent dans un modèle conceptuel. Kitanidis et Bras (1980b) ont utilisé une description proposée par Gelb (1974), dans laquelle une fonction non-linéaire peut être approchée par des fonctions linéaires relatives aux différents niveaux d'entrées. Par rapport aux méthodes traditionnelles de linéarisation, l'avantage le plus important de cette technique est de ne pas exiger la différentiabilité pour la fonction non-linéaire considérée. De plus, cette technique peut préserver les caractéristiques essentielles du système non-linéaire considéré.

L'intégration a pour objectif de retrouver les originaux des états estimés de l'équation 5-34. Une approche spécifique a été proposée par Kitanidis et Bras (1978a). En outre, en vue d'estimer les caractéristiques statistiques des erreurs du modèle et des entrées, Kitanidis et Bras (1978b) ont proposé aussi une méthode d'estimation lorsque les erreurs du modèle sont supposées être des bruits blancs Gaussiens avec une matrice de covariance constante, et les entrées des variables aléatoires Gaussiennes non-corrélées avec une variance également constante.

Enfin, les paramètres du modèle conceptuel NWSRFS tel qu'il est exprimé par les équations (5-34) et (5-35) peuvent être adaptés en temps réel en utilisant directement le filtrage de Kalman étendu (Schweppe, 1973) pour pouvoir estimer la propagation des incertitudes et utiliser le "feed-back" des informations observées en cours de prévision.

Il a été trouvé que l'utilisation du feed-back améliore significativement la performance en temps réel du modèle NWSRFS qui obtient ainsi une performance meilleure que celle d'un modèle ARMAX pour des délais de prévision plus longs que 6 heures (un pas de temps). De plus, les prévisions du modèle ARMAX sont moins fiables que celles du modèle conceptuel dans le cas de variation des conditions hydrologiques ou de perturbation des mesures. Bien que le modèle ARMAX soit satisfaisant sur les décrues, le modèle conceptuel est plus fiable au point de vue des valeurs caractéristiques importantes des crues telles que le début de la montée, le temps d'apparition et la hauteur de la pointe et le volume total.

Dans les dernières décades, un grand nombre d'articles ont été publiés dans lesquels la procédure composée du filtrage de Kalman et de la technique état-espace a été appliquée aux problèmes des ressources en eau. Dans les années 70, Szollosi-Nagy (1976) a présenté une application de cette procédure à la prévision des débits en utilisant un modèle entrée-sortie décrit par une fonction de convolution. Wood et Szollosi-Nagy (1978) ont appliqué cette procédure à la prévision des débits avec un délai de 6 heures sur la rivière Ombrone en Italie. Un compte rendu complet sur les applications de cette procédure dans les domaines de l'hydrologie, de l'hydraulique, de la qualité des eaux et des eaux souterraines a été donné par Chiu (1978). Dans les années 80, Logan et al. (1982) ont établi un système de prévision avec cette procédure et un modèle non-linéaire comportant des paramètres variant dans le temps. Bergman et Delleur (1985a et b) ont proposé un algorithme pour la prévision des débits journaliers avec cette procédure et le modèle AR. Un essai sur un modèle PARMA (periodic ARMA) a été présenté par Jimenez et McLeod (1989).

### **5.2.5 Méthodes purement statistiques pour la prévision des crues**

La méthode des plus proches voisins (PPV) est connue par les statisticiens et les spécialistes de la reconnaissance des formes comme une méthode statistique non-paramétrique appliquée à un échantillon d'événements indépendants et a été introduite pour la prévision des crues par Yakowitz (1985), Kalsson et Yakowitz (1987a et b) et Yakowitz et Kalsson (1987). On considère pour la prévision hydrologique une série de paires aléatoires  $\{[p_i, q_i], i=1, \dots, n\}$ ,  $p$  et  $q$  étant respectivement la pluie et le débit. La méthode PPV

se fonde sur une hypothèse importante à savoir que la série  $\{[p_i, q_i], i=1, \dots, n\}$  est stationnaire (indépendante de l'origine de temps) et ergodique (la moyenne d'échantillon converge vers l'espérance). On présente ci-dessous une suite de définitions précisant cette méthode.

Définition 1: pour un segment fini  $\{[p_i, q_i], i=1, \dots, n\}$  de paires aléatoires et un chiffre entier  $M < n$ , nous appellerons  $x(n)$  un vecteur caractéristique si et seulement si  $x(n)$  dépend des  $M$  observations les plus récentes, et cette dépendance ne dépend pas du temps  $n$ . Par exemple,  $x(n) = [q(n), q(n-1), p(n), p(n-1)]$ .

Soit  $m(x)$  l'espérance du futur débit qui conditionne le vecteur caractéristique actuel  $x$  à savoir:

$$m(x) = E[q(n+1)/x(n)=x] \quad (5-36)$$

$m(x)$ , une fonction de régression non-linéaire, est l'indice de prévision optimal au pas précédant le pas courant. La méthode PPV est une technique stochastique pour se rapprocher de  $m(x)$ .

Définition 2: Soit  $k$  un nombre entier positif plus petit que  $n$ , taille de la série des données historiques. Utilisons  $\|.\|$  pour représenter la distance euclidienne. Prenons  $S(x,n)$  comme l'ensemble des  $k$  indices correspondant aux vecteurs les plus proches du vecteur  $x$ . C'est-à-dire que  $S=S(x,n)$  comporte  $k$  nombres entiers entre 1 et  $n$ , et si  $i$  est dans  $S$  et  $j$  n'y est pas, alors

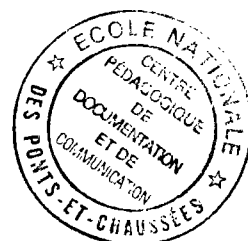
$$\|x-x_i\| \leq \|x-x_j\| \quad (5-37)$$

Définition 3: L'indice de prévision selon les  $k$  plus proches voisins est l'approximation  $m_n(x)$  de  $m(x)$  définie par

$$m_n(x) = \frac{1}{k} \sum_{i \in S(x,n)} q(i+1) \quad (5-38)$$

La figure 5-5 illustre la méthode PPV dans le cas simple où on prévoit un débit selon la chronique des débits observés, et où le vecteur caractéristique comporte les trois derniers débits:

$$x(n) = [q(n), q(n-1), q(n-2)] \quad (5-39)$$





et la valeur de  $k$ , nombre de plus proches voisins, est 4. Au fond, la méthode PPV cherche et localise à travers toutes les données observées quatre triplets qui sont les plus proches possibles du vecteur comportant les trois derniers débits. La prévision du débit futur est la moyenne des successeurs de ces quatre triplets.

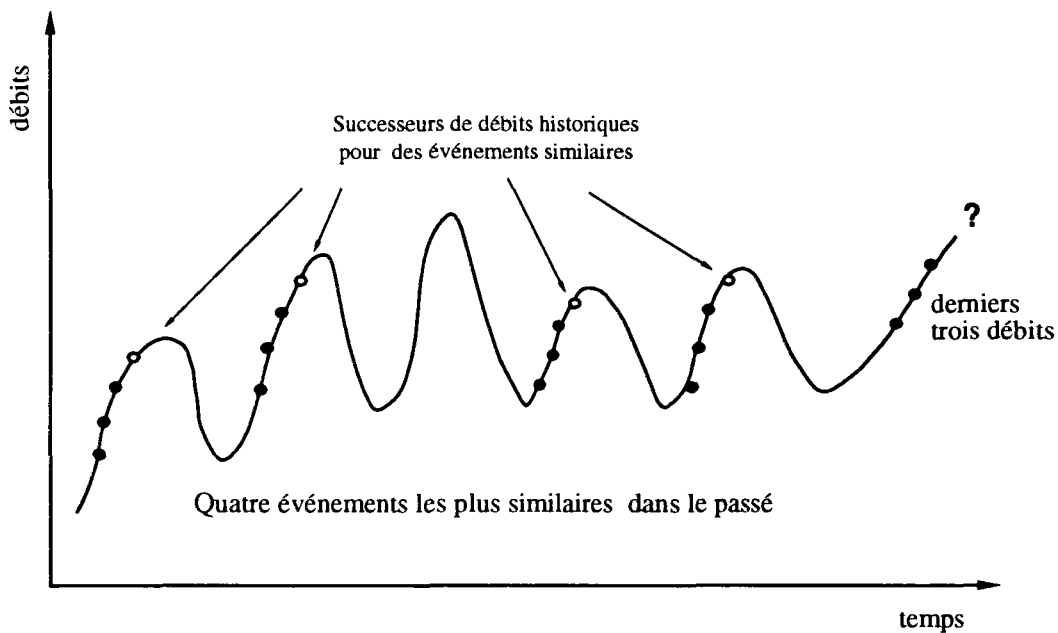


Figure 5-5 Illustration de la méthode PPV (Kalsson et Yakowitz, 1987a)

En pratique, la méthode PPV est capable de prendre en compte dans son vecteur caractéristique d'autres informations hydrologiques telles que par exemple l'humidité du sol et la température, si ces informations sont disponibles (Yakowitz, 1985).

Kalsson et Yakowitz (1987a) ont comparé la méthode PPV avec la méthode ARMAX et la méthode HUI (Hydrogramme Unitaire Instantané) et ils accordent la préférence à la première. En même temps, ils ont indiqué les inconvénients de cette méthode: 1) l'hypothèse de stationnarité ne convient pas parfaitement aux phénomènes hydrologiques et les résultats ne sont donc pas très fiables et 2) un défaut particulier de la méthode PPV est que l'éq. 5-38 ne permet pas de prévoir une valeur plus grande que la plus grande des données mesurées.

### 5.3 CONSIDÉRATIONS SUR L'ÉTAT ACTUEL DES MÉTHODES DE PRÉVISION DES CRUES

La méthode d'identification des paramètres occupe une grande partie dans l'étude sur un modèle de boîte noire. On y trouve l'idée très intuitive de créer une méthode du type récursif et adaptable pour pouvoir réaliser un ajustement des paramètres d'un modèle hydrologique pour la prévision des crues en temps réel. On peut penser que le plus gros problème pour ce genre de méthodes est de trouver une meilleure représentation hydrologique. Une méthode d'identification n'est qu'un outil pour trouver les paramètres d'un modèle et n'est absolument pas un complément ou un remplaçant de ce modèle.

La méthode du traitement des écarts nous a montré que l'on corrige un modèle hydrologique pour pouvoir obtenir plus de précision en dépassant la précision propre à ce modèle.

La méthode du filtrage de Kalman possède une structure utilisable pour la prévision des crues: une structure récursive et en feed-back. Cette structure est probablement indispensable pour une procédure de correction des paramètres d'un modèle hydrologique.

Quant aux modèles conceptuels, Kitanidis et Bras (1980a) ont affirmé leur applicabilité à la prévision des crues car bien qu'un modèle conceptuel ne soit pas exempt d'empirisme, il peut incorporer des informations issues du système hydrologique, ce qu'un modèle de boîte noire ne peut pas faire. Bien qu'un modèle conceptuel puisse représenter la relation hydrologique d'une façon relativement précise, sa complexité structurale pose de grosses difficultés pour son application à la prévision des crues. La correction d'un modèle conceptuel peut être regardée généralement comme ayant deux points d'application: correction "à l'intérieur" du modèle et correction "à l'extérieur" du modèle. En regardant la figure 5-6, "à l'extérieur" du modèle hydrologique, on peut corriger l'entrée (e.g. des pluies) ou la sortie (e.g. le traitement des écarts), et "à l'intérieur" du modèle on ajuste soit les paramètres soit l'état du modèle. Ces quatre méthodes sont correctes, parce que les erreurs existant dans les entrées observées et les paramètres calés, traversent les états du modèle et se reportent sur les sorties. C'est en intervenant tout au long de ce chemin que l'on pourra réaliser de bonnes

prévisions pour les crues. On note que la correction des états est effectivement une méthode spécifique aux modèles conceptuels et il n'existe pas encore de règle admise. L'étude pour trouver un moyen avec lequel on peut ajuster récursivement les paramètres d'un modèle selon les dernières observations hydrologiques est en fait le sujet central de cette thèse.

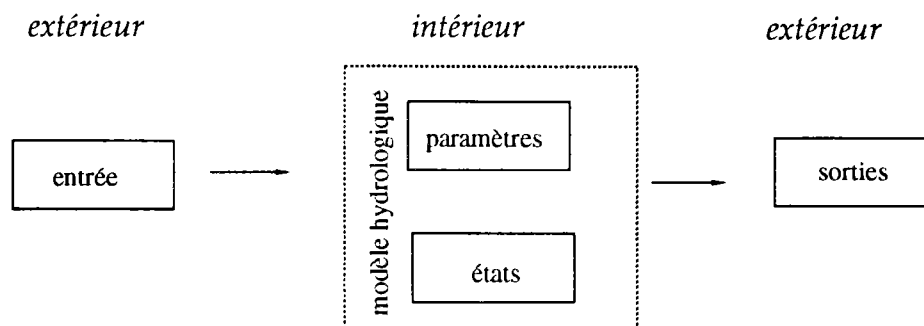


Figure 5-6 Correction "à l'intérieur" et "à l'extérieur" d'un modèle conceptuel

Généralement, il existe une forte tendance dans les études de prévision des crues en temps réel à favoriser les méthodes simples. Entre les modèles linéaires et les modèles conceptuels, on a préféré les modèles linéaires (par exemple Lambert, 1972), et en ce qui concerne les modèles conceptuels, on a toujours choisi le plus simple possible comme Tucci et Clarke (1980) et Brath et Rosso (1989) ou simplifié un modèle complexe comme Kitanidis et Bras (1980a et b). Cette tendance est reconnue comme naturelle par Sorooshian (1983) constatant qu'en l'état actuel, l'estimation des paramètres des modèles hydrologiques n'a pas encore été suffisamment approfondie, alors que les solutions techniques disponibles en analyse des systèmes sont plus efficaces (que celles disponibles pour ces modèles conceptuels). Une autre raison importante est que dans la pratique, les méthodes mathématiques nécessitent une simplification des modèles hydrologiques.

Les outils mathématiques ont été très utilisés pour le fonctionnement en temps réel d'un modèle hydrologique. Mais il faut reconnaître que les hypothèses d'utilisation de ces méthodes ne sont pas toujours satisfaites dans le contexte hydrologique. Une étude de O'Connell et Clarke (1981) a montré que la variance des erreurs de prévision est non-stationnaire et que les erreurs sont auto-corrélées. C'est-à-dire que les hypothèses sur les bruits figurant dans l'équation 5-27 ne sont pas justifiées. Yakowitz (1985) a analysé les méthodes du deuxième ordre comme la méthode de filtrage de Kalman, le

modèle ARMA etc. et a affirmé que l'on doit être très prudent pour adopter l'hypothèse de normalité, parce qu'une série hydrologique ne ressemble pas du tout à une série normale. De plus, l'hypothèse de normalité est difficile à tester d'une façon statistique parce qu'une série hydrologique n'est généralement pas stationnaire et sans auto-corrélation. On peut donc douter de l'applicabilité de ces méthodes dans le domaine de la prévision des crues. Par ailleurs, Rodriguez-Iturbe et al. (1978) ont souligné que le filtrage de Kalman doit être regardé comme un outil commode pour compléter, et non pas pour remplacer, les modèles hydrologiques existants. Par conséquent, on ne doit pas dépendre totalement de l'adaptabilité d'une méthode mathématique (Kitanidis and Bras, 1980a), et sacrifier un modèle hydrologique pour utiliser un outil mathématique est très discutable.

On déduit de ces considérations que trois caractères sont indispensables pour une méthode de prévision des crues, qui sont le principe de feed-back, la méthode récursive et la rapidité d'adaptation aux conditions du moment.

Le principe du feed-back est largement utilisé dans le domaine du contrôle automatique. Selon son principe, l'état actuel du système est ajusté en fonction de la sortie du système. Le problème de la correction des erreurs en temps réel peut être considéré comme un problème de contrôle automatique où le système est le modèle et l'erreur de prévision apparue précédemment est l'information pour le feed-back. Ce principe doit être bien pris en compte dans les méthodologies d'ajustement en prévision des crues. Le feed-back comporte deux étapes dont 1) extraire les informations (dans le cas de la prévision, l'erreur mesurée en cours de prévision est regardée comme la seule source d'information utile pour la correction); et 2) traiter les informations reçues (celles-ci doivent être interprétées pour faire réagir correctement le modèle pour la prochaine prévision).

La méthode récursive a été à l'origine proposée pour gagner de l'espace calcul lors de l'identification d'un système. Dans le cas de la prévision des crues, elle est utilisée pour l'estimation des paramètres du modèle en temps réel. Elle présente l'avantage de fournir des estimations à chaque pas de temps et les utilise pour la prévision. On a vu comme exemple dans ce chapitre la méthode récursive des moindres carrés et la procédure du filtrage de Kalman. Avec cette méthode, on peut suivre la variation temporelle des

paramètres et bien entendu, économiser l'espace sur l'ordinateur. C'est vraiment "faire d'une pierre deux coups" en matière de prévision des crues.

La rapidité d'adaptation aux conditions du moment est aussi une qualité à rechercher. Tucci et Clarke (1980) ont fait une étude très instructive dans laquelle ils n'ont utilisé que les données très récentes pour la prévision. Le problème consistera à trouver un compromis entre adaptabilité et rusticité, c'est à dire entre souplesse pour tenir compte des informations récentes et rigueur pour respecter la logique d'évaluation du système conceptuel.

## Chapitre 6

# Méthodologie de la prévision des crues en temps réel pour le modèle GR4

**Résumé:** Dans ce chapitre on a présenté une nouvelle méthodologie pour la prévision des crues en se basant sur un modèle pluie-débit conceptuel: GR4. Pour mettre en application une méthode de calage des paramètres, un cadre général a été proposé qui se base sur un modèle hydrologique en continu et combine le mode de simulation avec le mode adaptatif. Une étude de la fonction objectif à utiliser pour le recalage des paramètres d'un modèle hydrologique en cours de prévision a été introduite d'une façon précise. Un épisode représentatif de l'Orgeval a été retenu pour cette étude.

**NOTA:** Le modèle GR4 a été utilisé dans ce chapitre parce qu'il venait d'être mis au point au moment où on a commencé à étudier le problème de la prévision des crues et parce qu'il généralise le modèle GR3 précédemment utilisé.

## 6.1 GÉNÉRALITÉS

Un modèle pluie-débit conceptuel dépend souvent de l'hypothèse principale que le système hydrologique est linéaire et invariant dans le temps. Par suite, des outils comme l'hydrogramme unitaire et le réservoir linéaire de stockage sont intégrés dans de nombreux modèles pluie-débit conceptuels actuels. Ces modèles ne sont pourtant que des approximations avec des hypothèses subjectives sur les réalités hydrologiques du monde réel. De ce fait, des méthodes de correction sont certainement nécessaires et indispensables pour une méthodologie de prévision des crues se basant sur un modèle hydrologique. Toutefois, le modèle hydrologique est une partie importante dans une méthodologie de prévision des crues.

En ce qui concerne la prévision des crues à court terme, les conditions nécessaires minimales qu'un modèle de prévision des crues doit satisfaire sont indiquées par O'Connell (1980): 1) le modèle doit être adaptatif dans le sens que le modèle doit pouvoir être ajusté lorsque des données nouvelles deviennent disponibles; 2) des mesures de la précision des prévisions doivent être fournies et 3) les modèles doivent être efficaces en temps calcul.

Pour un modèle hydrologique nécessitant des ajustements en temps réel pour la prévision, il est naturel de penser que plus souvent on effectue la correction, plus précise est la prévision. Mais ce point est mis en question

par Kachroo (1992) estimant qu'il est intuitivement difficile d'accepter que la conduite d'un système hydrologique puisse changer significativement sur un intervalle aussi court que celui des observations. Dans ces conditions, on pense qu'une méthode d'ajustement doit non seulement fonctionner pour faire évoluer le modèle, mais doit aussi permettre de décider s'il est nécessaire de corriger le modèle.

Les deux sections suivantes (§6.2 et §6.3) vont introduire une méthodologie de prévision des crues incluant deux grands aspects: le modèle pluie-débit conceptuel et la méthode d'ajustement des paramètres.

L'étude de ce chapitre a été réalisée sur un seul épisode de crue celui du 15 mars 1974 à l'Orgeval (nommé 7403151) du fait que c'est un épisode avec de multiples pics et une taille moyenne. Cet épisode a été utilisé pour l'étude de la surface de réponse des paramètres dans §4.1. Les processus de pluie et de débit sont remontrés dans la figure 6-1.

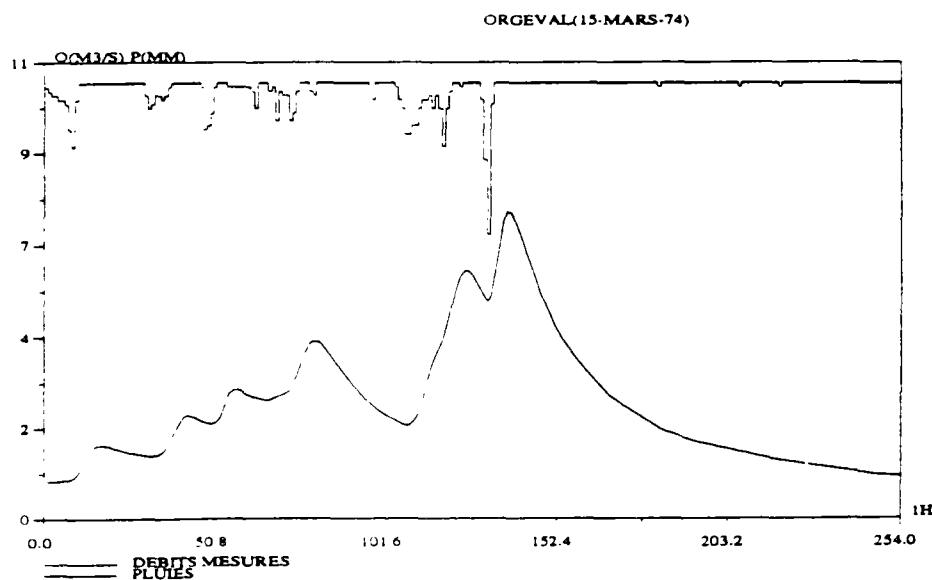


Figure 6-1 Épisode de crue choisi pour le dégrossissage de la méthodologie

Modèle GR4 a été utilisé dans ce chapitre parce qu'il venait d'être mis au point au moment où on a commencé à étudier le problème de la prévision des crues et parce qu'il généralise le modèle GR3 précédemment utilisé. Dans l'ajustement des paramètres étudié ici interviennent quatre paramètres: A, B, C et D. Le dernier représente un mécanisme d'échange extérieur (cf. §2.1).

## 6.2 STRUCTURE DE LA PRÉVISION DES CRUES

### 6.2.1 Par épisode ou en continu?

Quand on parle de modélisation, on vise souvent les événements de crues, ce qui est peut-être la raison pour laquelle les modèles par épisode sont jugés appropriés pour la prévision des crues. Par ailleurs, on a noté que l'initialisation d'un modèle est un problème associé au modèle lui-même (cf. §3.5.6). Dès qu'un modèle existe, ce problème apparaît. Bien que celui-ci coexiste dans tous les modèles hydrologiques, il lui a été porté peu d'attention. Aujourd'hui, le traitement des valeurs initiales, bien qu'ils soit lourd et important, demeure encore dans les études, du fait du fonctionnement par épisodes. L'analyse dans ce paragraphe a pour objectif de démontrer qu'une méthodologie de prévision des crues doit être établie en mode continu.

Les modèles conceptuels pluie-débit peuvent être classés de diverses façons. Le tableau ci-dessous présente cinq façons possibles.

Tableau 6-1 Base de classification des modèles de simulation hydrologique (Rousselle et al., 1990)

<i>Base de classification</i>	<i>Classification</i>
nature du bassin versant	urbain ou rural
disponibilité des entrées	par événement ou en mode continu
description des processus et/ou des entrées	éléments en bloc ou répartis
complexité	simple ou complexe
nature du modèle	boite noire, conceptuel ou base physique

Les deux dernières classifications sont plutôt subjectives, mais elles conviennent pour introduire les modèles hydrologiques.

Comme son nom l'indique, un modèle par événement opère dans le court terme, et ce modèle est destiné à simuler des événements individuels coupés de leur contexte. Il est indiqué, entre autres, par Linsley et al. (1982), Ponce (1989) et Singh (1989) que les efforts de conception d'un modèle hydrologique par épisode sont principalement mis sur l'infiltration et l'eau superficielle et qu'un tel modèle peut couvrir des périodes assez courtes. Par



contre, un modèle hydrologique fonctionnant en continu permet une simulation des débits aussi longtemps que les données d'entrée sont fournies. Ces modèles prennent en compte le stockage de l'eau dans le bassin versant concerné, et pour cela ils intègrent l'évaporation, l'infiltration, le stockage de l'eau dans le sol, etc. Différentes utilisations de ces deux sortes de modèles ont été bien résumées dans Singh (1989) et sont citées dans le tableau ci-après.

Tableau 6-2 Différentes utilisations des modèles en mode continu et par épisode (d'après Singh, 1989)

<i>Modèle en mode continu</i>	<i>Modèle par épisode</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- atténuation des crues</li> <li>- prévision des crues</li> <li>- gestion des étiages</li> <li>- extension des réseaux de mesure</li> <li>- calcul pour barrage, drainage urbain, ponceau, pont, etc. (prédétermination des crues)</li> <li>- planification du développement urbain et des stations d'épurations</li> <li>- modélisation de la qualité de l'eau</li> <li>- prolongation des données enregistrées</li> <li>- expérimentation sur bassin</li> <li>- planification et gestion de l'irrigation</li> <li>- évaluation des effets de l'utilisation des sols</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- prédétermination des crues pour barrage, ponceau, pont, évacuateur de crue etc.</li> <li>- planification du drainage urbain et routier</li> <li>- planification d'ouvrages de contrôle des crues</li> <li>- planification et développement urbains</li> <li>- évaluation de la pollution issue de sources non-ponctuelles</li> <li>- décharge de matériaux et de déchets</li> <li>- évaluation des effets d'occupation des sols</li> <li>- prédétermination des crues pour des ouvrages de conservation des sols</li> </ul>

Dans ce tableau, on voit que les modèles pluie-débit par épisode sont généralement utilisés pour la prédétermination, la planification, l'évaluation et les domaines similaires. Dans ces cas, on s'intéresse à un seul processus ou à un seul point important et dans des conditions hydrologiques spéciales (soit excès, soit manque d'eau). Les modèles par épisode présentent alors des avantages: simplicité de structure du modèle et économie en calcul, et possibilité d'ignorer l'importance des conditions initiales en se plaçant dans une situation extrême. Par exemple, quand on estime le résultat d'une pluie forte, une hypothèse de condition initiale très humide peut être acceptée pour la prédétermination des crues à supporter par un ouvrage hydraulique.

Les modèles pluie-débit en continu peuvent être sans aucun doute utilisés pour un fonctionnement par épisode, comme le montre le tableau 6-2. On a noté que dans un certain nombre de manuels (voir par exemple Rousselle et al., 1990), les modèles pluie-débit en continu ne sont pas recommandés pour la prédétermination, la planification etc. à cause du grand nombre de données nécessaires au calage, à la vérification et à l'exploitation du modèle.

Une des principales différences entre les modèles par épisode et les modèles en mode continu concerne le traitement des conditions antérieures. Pour les premiers, les conditions antérieures sont spécifiées en terme d'écoulement de base, de perte initiale, ou encore d'un indice représentatif de ces variables. Il est souligné par Linsley et al. (1982) que dans un modèle par épisode les conditions initiales doivent être spécifiées comme une partie des entrées d'un modèle. Pour les seconds, les conditions antérieures propres à un événement donné sont déterminées en tant que résultats d'un long passé.

Singh (1989) a indiqué, en très gros, la différence entre ces deux sortes de modèles. Un modèle hydrologique en mode continu simule la phase souterraine du cycle de l'eau, alors qu'un modèle par épisode simule les pointes de crue. Les modèles en mode continu sont des modèles du cycle de l'eau, et les modèles par épisode sont des modèles de la transformation averse-crue. Il est raisonnable de dire que les modèles pluie-débit en mode continu sont plus généraux et englobent les modèles par épisode qui ne sont que des utilisations particulières de modèles en continu.

L'effet de l'initialisation dépend du mode de traitement et de l'objet d'étude. Généralement, dans les domaines de prédétermination, de simulation et de comparaison entre modèles (même ceux qui sont utilisés en prévision), le mode de traitement par événements est raisonnable, parce qu'on peut choisir assez arbitrairement l'état idéal. Peu de gens remettent en question l'importance de ce traitement, soit en raison d'une assimilation de l'initialisation à une optimisation, soit en raison de la difficulté à trouver une meilleure méthode de remplacement. On sait bien qu'un mauvais traitement des conditions initiales entraîne des spécifications fausses. Aussi éprouve-t-on une certaine inquiétude au sujet de l'efficacité d'une méthode de prévision provenant d'un mode d'étude par épisodes.

On peut dire que, pour la prévision des crues, ni le modèle par épisode ni le modèle en continu utilisé par épisode ne sont fiables, simplement parce que, d'une part, ils se fondent sur des événements isolés d'une façon assez arbitraire et que d'autre part le traitement des conditions initiales est généralement peu efficace car il exige un délai supplémentaire pour que les premières réactions du système soient utilisées pour deviner l'état en cours de ce système. L'essentiel de ce problème est à l'origine du mode de

traitement des valeurs initiales qui tiennent compte de toutes les informations antérieures pour chacune des crues considérées. On peut affirmer que l'effet des conditions antérieures ne doit pas être négligé en matière de prévision. Mais, le défaut de l'étude par événement est de renoncer à une façon naturelle de connaître ces conditions antérieures. De ce fait, les valeurs initiales du système sont décidées généralement d'une façon assez fragile.

En principe, les valeurs initiales du modèle hydrologique peuvent être divisées en deux catégories: les valeurs mesurables (e.g. débit et pluie) et les valeurs peu mesurables ou non-mesurables (e.g. stockage de réservoir). La première catégorie est facilement estimée à partir des données mesurées si le modèle est assez précis pour y parvenir effectivement. La deuxième catégorie pose toujours des problèmes délicats. Ils sont résolus souvent à l'aide d'indices descriptifs des observations antérieures (pluies, débits et évaporations) et doivent beaucoup à l'expérience des utilisateurs. Parfois, une relation indirecte avec les mesures peut être mise à profit. Mais, la plupart des valeurs initiales de cette sorte exigent quelques hypothèses pour leur fixation. L'introduction d'un nouveau paramètre à optimiser pour ces valeurs non-mesurables est aussi une méthode possible.

On pense de toutes façons qu'un mauvais traitement des valeurs initiales apparaît comme une déformation des informations disponibles. Reprenons l'exemple du chapitre 3 où les épisodes de crue choisis ont été simulés en optimisant la condition initiale  $S_0$  conjointement avec les paramètres du modèle. Imaginons qu'on utilise ce modèle pour la prévision des crues de cette façon. On peut trouver au moins trois points délicats selon des points de vue logique et pratique. Premièrement, comme chacun sait, un processus hydrologique est un processus de "résultat", c'est-à-dire qu'une réalité hydrologique n'est affectée que par celles qui l'ont précédée, et non pas l'inverse; par contre la façon de traiter la condition initiale  $S_0$  se base sur la simulation des processus qui lui succèdent. Ce fait viole la loi essentielle de l'hydrologie. Deuxièmement, optimiser la condition initiale  $S_0$  équivaut à ajouter un nouveau paramètre au modèle, rendant l'optimisation de l'ensemble plus difficile car il faut pouvoir isoler l'effet de ce nouveau paramètre des effets des paramètres propres du modèle. Enfin, il est inévitable que l'optimisation des paramètres d'un modèle par épisode pour la prévision des crues doit être réalisée dans une très courte période au début de

l'événement choisi. Cela gêne fortement la conduite d'une méthode d'optimisation. Par contre, avec une façon correcte d'utiliser un modèle pluie-débit en continu, on peut très bien éviter ces écueils. Il est donc suggéré d'utiliser un modèle hydrologique en continu d'une façon continue pour la prévision des crues en temps réel. Il faut reconnaître cependant que l'intérêt de fonctionnement en continu est fortement réduit si l'on a affaire à un bassin à écoulement très intermittent.

### **6.2.2 Combiner le mode de simulation avec le mode adaptatif**

Un modèle conceptuel pluie-débit est caractérisé par un jeu de paramètres, les valeurs duquel sont souvent établies par une procédure quelconque de calage pour maximiser la ressemblance entre les sorties du modèle et les valeurs observées. Dans le contexte de l'utilisation d'un modèle pour la prévision des crues en temps réel, on peut distinguer deux modes dans lesquels un modèle fonctionne: le mode de simulation et le mode adaptatif.

Wood et O'Connell (1985) ont défini ces deux modes par rapport à l'entrée et à la sortie d'un système hydrologique. Dans le mode de simulation, la sortie du modèle ne dépend que des entrées antérieures du système (e.g. précipitation, évaporation, etc.) et éventuellement des sorties antérieures du modèle, selon le modèle utilisé. Rarement, une sortie observée à un instant passé est prise en compte pour calculer la sortie actuelle du modèle. Dans le mode adaptatif ou mode de prévision, la sortie du modèle peut dépendre des entrées antérieures du modèle, mais aussi des sorties antérieures du modèle, et en premier lieu, de la sortie observée à l'instant précédent.

Nemec (1986) a parlé de ces deux modes de fonctionnement d'un système de prévision des crues. Le mode de simulation a pour but de développer un système de prévision où l'on cale, critique, vérifie le modèle pour que dans le mode adaptatif ce modèle puisse être appliqué à la prévision des crues en temps réel.

Kachroo (1992) a parlé de ces deux modes de façon succincte. N'importe quel modèle dans lequel les entrées ne comportent pas les valeurs observées antérieures est censé fonctionner dans le mode de simulation, et lorsque l'observation précédente est prise en compte pour ajuster le modèle on obtient le mode adaptatif.

En dehors du fait que l'observation actuelle est utilisée pour l'estimation du prochain pas de temps, il y a d'autres différences entre le mode de simulation et le mode adaptatif. Le premier mode consiste à simuler le phénomène naturel pour pouvoir y trouver des lois principales, et le second a pour but d'appliquer ces lois en pratique en complétant les insuffisances de ces lois si nécessaire. Donc, le premier mode met l'accent sur l'accord global entre les processus mesuré et calculé et demande une longue série de données pour éviter des conclusions partielles, à l'opposé, le dernier mode ne voit que l'accord entre les mesures et les calculs sur la période la plus récente et ne demande donc pas de données aussi nombreuses que le premier. On peut dire que la différence la plus importante entre ces deux modes est le but d'utilisation de modèle. Il n'est pas inutile de souligner que la prévision est différente de la simulation, simplement parce qu'elle met plus l'accent sur la variation temporelle des variables hydrologiques. En même temps, il ne faut pas déduire cette fausse conception que l'on peut utiliser le mode par événements pour la prévision du fait de son utilisation en simulation. De toute façon, ces deux modes ont aussi des points communs à savoir qu'ils se basent sur le même modèle et la même série de données.

Une relation dialectique existe entre ces deux modes. Du côté du mode de simulation, le mode adaptatif est un complément pour satisfaire une application pratique, et du côté du mode adaptatif, le mode de simulation est une base de départ indispensable. Ces deux modes coexistent donc l'un avec l'autre. En matière de calage des paramètres, une complémentarité existe entre ces deux modes. Le calage provenant du mode de simulation possède une précision globale et une haute stabilité de calcul, mais la précision à chaque instant n'est peut-être pas suffisante pour la prévision. Dans le mode de prévision, le calage doit avoir une précision momentanée, et la stabilité de calcul est facilement perturbée du fait de l'utilisation d'une courte période de données. C'est la raison pour laquelle on espère exploiter les avantages de chacun des deux modes pour la prévision des crues en vue d'obtenir une forte stabilité des calculs. Il est suggéré donc de combiner le mode de simulation avec le mode adaptatif pour la prévision des crues. L'essentiel de cette combinaison consiste à profiter des informations de longue durée issues du mode de simulation et des informations de courte durée issues du mode adaptatif.

### 6.2.3 Mode de fonctionnement de la prévision des crues

Les analyses des paragraphes 6.2.1 et 6.2.2 ont conclu sur deux points importants à savoir qu'une méthode de prévision doit être établie en utilisant un modèle hydrologique en continu et qu'il est préférable de lier le mode adaptatif du modèle hydrologique avec son mode de simulation. La figure 6-2 permet d'illustrer ces conceptions. Comme d'habitude, l'abscisse et l'ordonnée représentent respectivement le temps et le débit. Sur l'abscisse, on a deux points:  $t_c$  étant le temps actuel et  $t_b$  un temps antérieur à  $t_c$ . On voit dans cette figure trois processus ensemble: le processus mesuré, le processus simulé qui est issu du mode de simulation et le processus ajusté qui résulte du mode adaptatif. La différence entre le processus mesuré et le processus ajusté à l'instant  $t_c$  montre la nécessité d'un ajustement du modèle utilisé. Le processus ajusté doit avoir une bonne précision à l'instant  $t_c$  et il se produit seulement entre  $t_b$  et  $t_c$ , c'est-à-dire que l'ajustement ne se déroule que sur la période  $[t_b, t_c]$  et nous appelons cette période "Durée Rétroactive d'Ajustement" (DRA). La prévision est issue du processus ajusté.

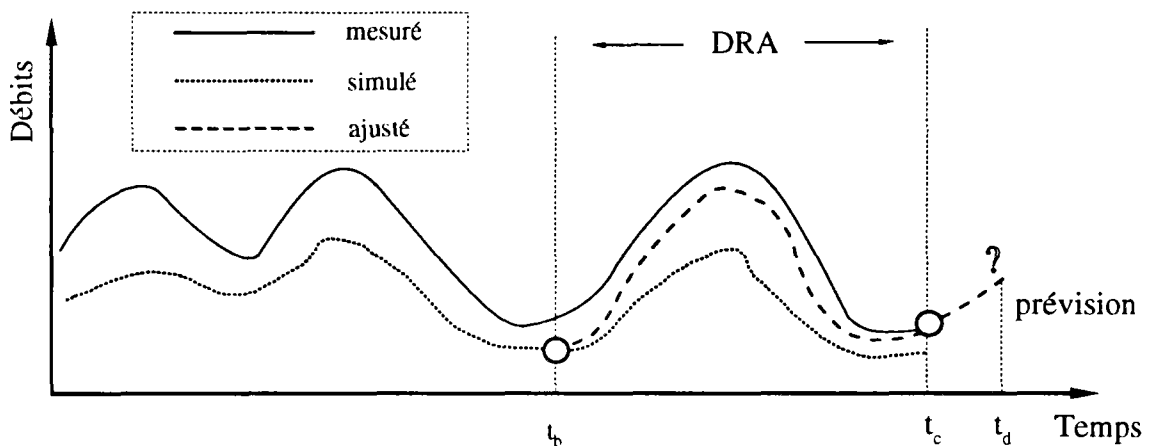


Figure 6-2 Structure de la prévision des crues

Dans cette figure on voit que la durée "DRA" permet de passer insensiblement du processus simulé au processus mesuré. Le calcul du processus simulé doit être effectué de façon continue. Au contraire, le calcul du processus adapté comme illustré sur la figure 6-2 est effectué selon les besoins de la prévision, lorsque l'on dépasse un seuil de pluie ou de débit défini a priori. Ainsi, la prévision se déroule pas à pas comme suit:

- 1) fonctionnement du modèle sur une longue période de données (e.g. un an) pour pouvoir connaître l'état du système à l'instant  $t_b$ . Pour cela, le modèle marche en mode de simulation et les valeurs des paramètres utilisées sont celles ayant été calées a priori sur des données historiques;
- 2) en partant de  $t_b$  avec l'état du système fourni précédemment, recalage des paramètres du modèle sur la DRA selon une fonction objectif spéciale, qui sera discutée dans le §6.3.2, pour trouver les valeurs des paramètres les plus prometteuses pour la prévision;
- 3) prolongement des calculs sur la base du processus ajusté depuis  $t_b$  jusqu'à  $t_c$ ;
- 4) utilisation du modèle pour les pas de temps suivants avec des pluies prévues ou supposées jusqu'à concurrence du délai de prévision ( $t_d - t_c$ ). Ces dates  $t_b$ ,  $t_c$  et  $t_d$  sont incrémentées d'une unité à chaque pas de temps. Pour les pas de temps suivants, on répète les étapes 2, 3 et 4 à l'identique mais l'étape 1 ne porte sur un seul pas de temps à chaque fois, de façon à ce que l'origine de la DRA avance parallèlement à l'évolution du temps actuel  $t_c$ .

L'essentiel dans cette procédure est de suivre pas à pas la variation des paramètres en respectant l'état du système par rapport aux données antérieures, et à tenir compte de cette variation sur une période glissante de durée DRA. Dans cette structure, le mode adaptatif et le mode de simulation sont combinés pour la prévision, ce qui facilite l'estimation des états du système et évite des variations intempestives provenant du découpage entre les données actuelles et antérieures. Dans ce cas, l'état du système est maintenu au niveau le plus fiable. On estime qu'une méthode dans laquelle l'état initial du système serait corrigé sans recalage sur le processus longue-durée serait moins fiable, car moins stable. Deux questions vont se poser, à savoir: fonction objectif pour l'optimisation en temps réel et choix d'une durée raisonnable pour la DRA. Ces questions seront traitées dans les sections suivantes.

### 6.3 MÉTHODE D'AJUSTEMENT DES PARAMÈTRES EN TEMPS RÉEL

#### 6.3.1 Comment ajuster les paramètres liés à un réservoir de stockage

Les réservoirs de stockage sont une partie importante dans un modèle pluie-débit conceptuel. Un problème associé avec le recalage des paramètres en temps réel apparaît quand les paramètres liés à un réservoir de stockage sont ajustés.

Supposons que les caractéristiques de débit d'un réservoir sont telles que:

$$S = kQ \quad (6-1)$$

où  $S$  est le stockage,  $k$  est un coefficient et  $Q$  représente la sortie du réservoir. L'équation de continuité peut être écrite:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS(t)}{dt} \quad (6-2)$$

où  $I(t)$  représente l'entrée dans le réservoir. Combinons les équations (6-1) et (6-2), on a

$$I(t) - Q(t) = k \frac{dQ(t)}{dt} \quad (6-3)$$

Utilisons l'opérateur,  $D = d/dt$ , on peut réécrire l'éq. 6-3 comme suit.

$$Q(t) = \frac{1}{1+kD} I(t) \quad (6-4)$$

Cette équation est mathématiquement équivalente à

$$Q(t) = e^{-t/k} \int_0^t e^{\tau/k} I(\tau) d\tau \quad (6-5)$$

L'équation 6-5 est descriptive de l'évolution d'un réservoir linéaire et l'opérateur  $1/(1+kD)$  représente son effet à la sortie. En supposant que les entrées sont nulles,  $I(t)=0$ , on obtient tout de suite une solution particulière de  $Q(t)$  avec la condition initiale  $Q(t_0)=Q_0$

$$Q = Q_0 e^{-t/k} \quad (6-6)$$



C'est sur les équations 6-1 et 6-6 que l'on se propose de discuter de la méthode d'ajustement du paramètre  $k$  d'un réservoir linéaire dont la sortie  $Q$ , est toujours la raison de cet ajustement.

Reprenons les notations de la figure 6-2.

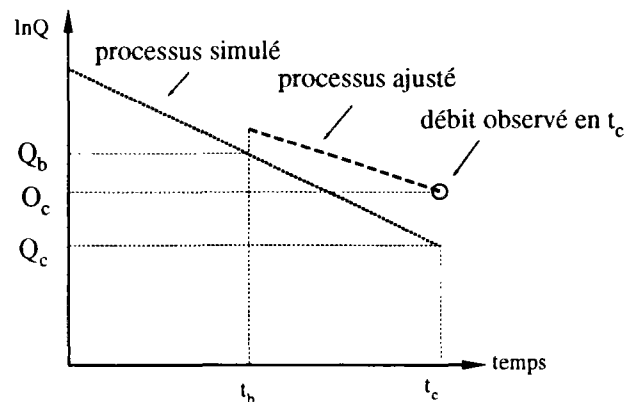


Figure 6-3 Discontinuité des débits en  $t_b$  si on ajuste  $k$  en respectant le stock  $S_b$ .

Le processus mesuré passe  $Q_b$  à  $Q_c$  et l'on veut réduire l'écart avec le débit observé en  $t_c$ :  $O_c$  (figure 6-3). Si l'on respecte le stock  $S_b$  en  $t_b$  et que l'on modifie  $k$  pour aboutir en  $O_c$  on choisit  $k' > k$  tel que

$$\frac{S_b}{k'} e^{-(t_c - t_b)/k'} = O_c \quad (6-7)$$

alors qu'avec  $k$  on aurait:

$$\frac{S_b}{k} e^{-(t_c - t_b)/k} = Q_c < O_c \quad (6-8)$$

Mais cela conduit à une discontinuité en  $t_b$  des débits entre le processus simulé avant  $t_b$  et le processus ajusté entre  $t_b$  et  $t_c$ .

Si au contraire on raisonne sur une adaptation du stock  $S_b$  sans modifier le paramètre  $k$  on obtient le schéma de la figure 6-4.

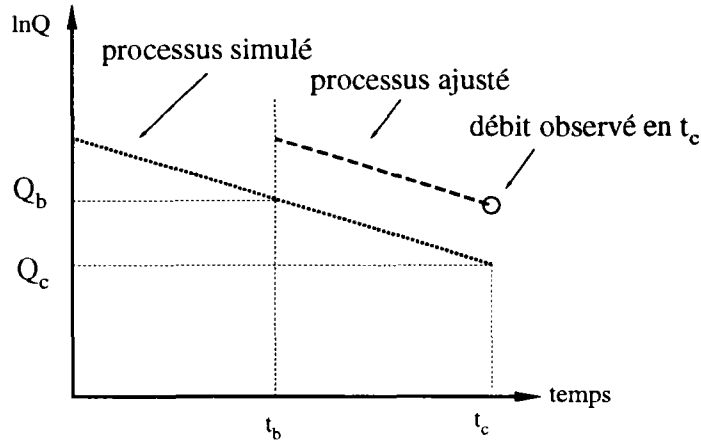


Figure 6-4 Discontinuité des débits en  $t_b$  si on ajuste le stock  $S_b$  sans modifier le paramètre  $k$

Les deux méthodes précédentes sont celles habituellement utilisées en matière d'ajustement. Or elles ne conviennent visiblement pas puisqu'elles introduisent une discontinuité dans les débits.

Il est généralement reconnu que le plus important est de conserver la continuité pour l'ajustement d'un réservoir de stockage. C'est probablement la raison pour laquelle la discontinuité des débits est souvent ignorée dans une méthode d'ajustement. En réalité, la sortie du réservoir,  $Q$ , est un flux réellement observable, la présence d'une discontinuité pour ce flux nous paraît dommageable. Autrement dit, les quantités  $k$  et  $S$  comportent moins de signification physique que  $Q$  et doivent être considérées comme des fictions. Il est préférable de les modifier plutôt que de ne pas respecter la continuité de  $Q$  dans une méthode d'ajustement raisonnable. Pour cela, on a proposé une méthode appelée "ajustements conjoints" dans laquelle l'ajustement du stockage  $S$  sera accompagné par l'ajustement du paramètre  $k$  en vue de maintenir la continuité de  $Q$  comme montré sur la figure 6-5, par suite l'ajustement doit respecter l'égalité suivante:

$$\frac{S'_b}{k'} = \frac{S_b}{k} \quad (6-9)$$

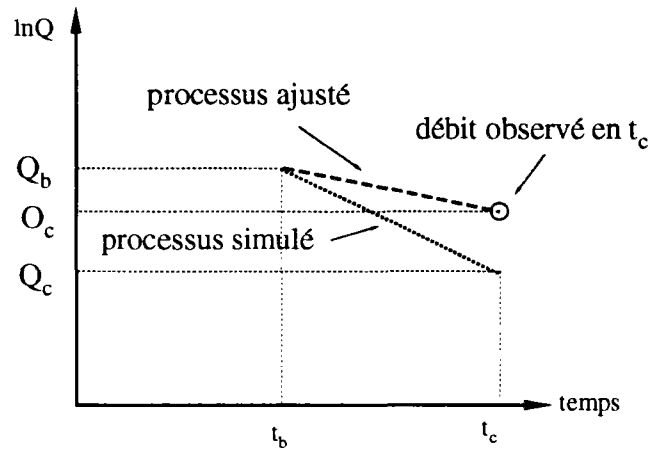


Figure 6-5 Méthode "ajustements conjoints" pour éviter la discontinuité des débits

Cette méthode peut être aussi étendue à des réservoirs non-linéaires de stockage comme ceux existant dans le modèle GR4 qui comporte deux réservoirs non-linéaires différents: l'un est le réservoir-sol et l'autre le réservoir eau-gravitaire. Le premier réservoir de stockage non-linéaire a pour objet de calculer la pluie nette liée au taux  $S/A$ . Ce taux doit être regardé comme une constante en  $t_b$ , c'est à dire

$$\frac{S'_b}{A'_b} = \frac{S_b}{A_b} \quad (6-10)$$

Il en est de même pour le réservoir eau-gravitaire où l'on devra modifier  $R_b$  et  $B$  pour retenir  $R'_b$  et  $B'$  de façon à conserver le rapport

$$\frac{R'_b}{B'} = \frac{R_b}{B} \quad (6-11)$$

Si l'on corrige par exemple le paramètre  $B$  pour corriger  $Q_c$  à l'instant  $t_c$ , on doit ajuster  $R_b$  pour pouvoir maintenir la continuité de  $Q$  à l'instant  $t_b$ .

### 6.3.2 Recherche d'une fonction objectif pour le recalage des paramètres de GR4 en temps réel

Si un modèle hydrologique, surtout un modèle conceptuel, présente un défaut intrinsèque dans son calage "off-line", par exemple si le calage "off-line" demande trop de temps de calcul ou nécessite des interventions manuelles, il ne convient pas pour une opération de recalage automatique des paramètres en temps réel. Ce dont on va parler dans cette section dépend donc d'une telle

prémisse à savoir que le modèle hydrologique n'est plus soumis aux difficultés provenant de l'identification automatique "off-line". Le modèle GR4 présente justement cette qualité.

### 6.3.2.1 Identification "off-line" et identification "on-line"

L'identification des paramètres pose deux problèmes principaux: la méthode d'optimisation et la fonction objectif. On remarque que la plupart des études présentées dans la littérature concernant le calage "off-line" d'un modèle hydrologique. On peut généralement trouver des études sur la méthode de "recherche directe" comme la méthode du Simplex (Nelder and Mead, 1965), la méthode de rotation des directions (par exemple, Rosenbrock, 1960) et la méthode de gradient (par exemple, Gupta and Sorooshian, 1985). En revanche, la fonction objectif a une place moins importante probablement parce que la pratique des calages "off-line" ne révèlent pas assez les insuffisances de ces fonctions objectifs.

L'identification "on-line" ou le recalage des paramètres en temps réel est un problème très différent de celui du calage "off-line". Un recalage "on-line" a pour objectif d'extrapoler dans le temps en cours de prévision. Il demande à la méthode utilisée beaucoup de souplesse et de fiabilité. Théoriquement, on a deux possibilités pour améliorer le fonctionnement d'un modèle hydrologique en temps réel. L'une est de continuer à améliorer la méthode d'optimisation qui s'est révélée efficace dans un calage "off-line" pour augmenter son efficacité en vue de prévoir la variation en temps réel du phénomène hydrologique; l'autre est de rechercher une fonction objectif qui utilise le modèle hydrologique et sa méthode d'optimisation comme une totalité non-séparable. Un des avantages de la deuxième possibilité est que l'on peut conserver l'efficacité que la méthode d'optimisation a présenté dans le calage "off-line". Cette idée peut sembler étrange si on considère que la fonction objectif est toujours décidée a priori par rapport à l'optimisation et non pas l'inverse. Il nous semble que l'étude de la fonction objectif pour le processus adaptatif est "la porte latérale" en matière de recalage des paramètres en temps réel, mais il faut noter que c'est la fonction objectif qui reçoit et interprète les nouvelles informations reçues au cours de la prévision et c'est elle aussi qui les transmet à la méthode d'optimisation. Elle a relativement plus de souplesse que la méthode d'optimisation adaptée à un modèle hydrologique spécifique. Il faut donc reconnaître l'importance de la

fonction objectif dans la prévision des crues. Si l'on peut risquer une parabole: une fonction objectif dans un calage "off-line" est comme un phare établi sur un cap et que l'on voit de loin, alors qu'une fonction objectif pour un recalage des paramètres en temps réel est comme le guide actif et intelligent qui surveille les écueils en exploitant la présence du phare. La fonction objectif va guider la méthode d'optimisation pour trouver les paramètres du modèle les plus prometteurs pour la prévision des crues.

### 6.3.2.2 Comment considérer l'ensemble des erreurs

Le point le plus important pour recalibrer les paramètres d'un modèle en temps réel consiste à faire un feed-back des informations récentes sur la mesure et la sortie du modèle vers la méthode d'optimisation au cours de la prévision.

Une des fonctions objectif traditionnelles dans le calage "off-line" est la somme des carrés des erreurs. Elle prend en compte les erreurs du calage d'un modèle d'une façon globale. Dans la période rétroactive d'ajustement, elle peut être écrite comme suit.

$$C_1 = \sum_{i=1}^{DRA} \varepsilon_i^2 \quad (6-12)$$

où  $\varepsilon_i$  est l'erreur à l'instant  $i$ , DRA est le nombre de pas de temps de la durée rétroactive d'ajustement. Tucci et Clarke (1980) ont appliqué cette fonction aux "M plus récentes observations" dans la méthode proposée pour la prévision des crues. En fait les erreurs les plus significatives sont celles qui concernent les débits calculés les plus récents.

La méthode récursive des moindres carrés apporte la possibilité de pondérer les erreurs les plus récentes comme le montre l'équation 5-9 dans le chapitre 5. Cette équation peut être réécrite sur la DRA comme suit.

$$C_2 = \sum_{i=1}^{DRA} \lambda^{DRA-i} \varepsilon_i^2 \quad (6-13)$$

où  $\lambda$  est le facteur de pondération ( $0 < \lambda \leq 1$ ). Bien que la différence entre  $C_1$  et  $C_2$  se réduit au seul coefficient  $\lambda$ ,  $C_2$  possède de ce fait une propriété appréciable du point de vue de la prévision des crues.

$C_1$  donne même poids à chaque erreur considérée comme l'illustre la figure 6-6(a).  $C_2$  donne à chaque erreur considérée des poids différents, les plus

récentes auront plus de poids. La figure 6-6(b) illustre la distribution des poids donnés par  $C_2$  pour chaque pas de temps de la DRA.

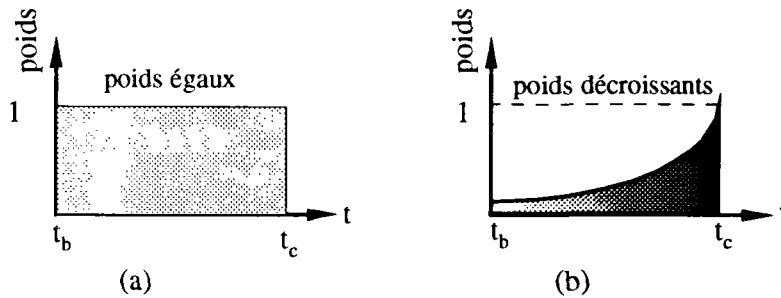


Figure 6-6 Poids donnés par  $C_1$  et  $C_2$

$C_1$  met l'accent sur les erreurs les plus grandes et  $C_2$  souligne les erreurs les plus récentes. Supposons  $\varepsilon(t)$  une série des erreurs obtenue du calage d'un modèle de simulation. La figure 6-7 illustre les différentes projections pour  $\varepsilon(t)$  de la surface de réponse du modèle de simulation à la surface de réponse de la méthode d'optimisation. Dans la deuxième surface l'erreur actuelle,  $\varepsilon(t_c)$ , est pondérée d'une même façon par  $C_1$  et  $C_2$ , mais les erreurs avant  $t_c$  vont devenir moins importantes avec  $C_2$  qu'avec  $C_1$ .

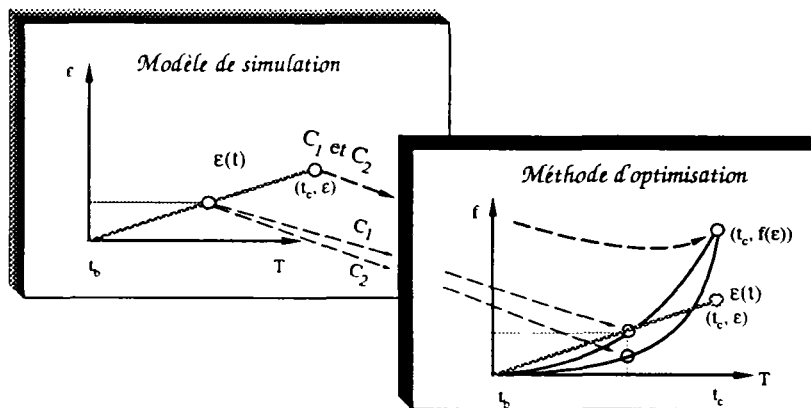


Figure 6-7  $C_1$  et  $C_2$  projettent  $\varepsilon(t)$  sur la surface de réponse de la méthode d'optimisation

On peut aussi mélanger les équations 6-2 et 6-3 comme dans l'expression ci-après:

$$C_3 = \sum_{i=1}^{DRA} \varepsilon_i^2 + \sum_{i=1}^{DRA} \lambda^{DRA-i} \varepsilon_i^2 \quad (6-14)$$

Le tableau 6-3 montre une comparaison entre les trois fonctions objectifs en donnant différentes valeurs à  $\lambda$ , avec le modèle GR4. Dans cette comparaison on ajuste les quatre paramètres du modèle et on utilise la procédure présentée dans le §6.2 et on impose le principe d'ajustement des paramètres présenté dans le §6.3.1. Ces essais ont été effectués sur l'épisode de crue: 7403151 (cf. §6.1).

Tableau 6-3 Comparaison entre  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ 

fonction objectif	critère (%)	CPU (minute)
$C_1$	87.8	260
$C_2(\lambda=0.99)$	90.6	236
$C_2(\lambda=0.97)$	92.7	251
$C_2(\lambda=0.95)$	93.4	284
$C_3(\lambda=0.99)$	89.6	186
$C_3(\lambda=0.90)$	90.2	194
$C_3(\lambda=0.80)$	89.6	190

Ce tableau confirme l'intérêt de pondérer les plus récentes erreurs pour la prévision. Les deux premières façons de traiter les erreurs sont traditionnelles en prévision des crues. Ce qui les oppose c'est l'idée de pondérer les plus récentes erreurs.

### 6.3.2.3 Comment pondérer la dernière erreur?

Les dernières erreurs sont des informations importantes pour le recalage des paramètres du modèle. Plus petite est la valeur de  $\lambda$  dans la  $C_2$ , plus les plus récentes erreurs sont importantes. Quand on prend  $\lambda = 0.9$  par exemple, le poids sera inférieur à 0.6 pour les écarts antérieurs de 5 pas de temps au temps actuel et sera inférieur à 0.35 pour plus de 10 pas de temps d'écart. C'est-à-dire que des erreurs pas très éloignées du pas de temps actuel n'ont presque plus d'influence pour le recalage au pas de temps actuel.

Il est raisonnable de penser qu'une meilleure simulation au pas de temps actuel est le gage d'une meilleure prévision pour les pas de temps à venir. On peut dire que de supprimer la dernière erreur est plus prometteur que de supprimer l'erreur sur n'importe quel pas de temps antérieur. En diminuant  $\lambda$  on en arrive à ne plus tenir compte que de la dernière erreur. Si l'on ne

considère que la dernière erreur dans le deuxième terme de l'équation 6-14 et si l'on dispose d'un nouveau paramètre  $\beta$  juste pour cette erreur, on obtient la fonction  $C_4$  comme suit:

$$C_4 = \frac{1}{\text{DRA}} \sum_{i=1}^{\text{DRA}} \varepsilon_i^2 + \beta \varepsilon_{tc}^2 \quad (6-15)$$

$C_4$  comporte deux coefficients à définir: DRA et  $\beta$  sur lesquels on n'a aucune connaissance a priori et ces deux paramètres doivent être étudiés conjointement. Pour mieux comprendre leur intérêt, on a étudié la relation de DRA~ $\beta$  de façon détaillée. Il faut être très prudent dans cette étude parce qu'elle nécessite beaucoup de temps de calcul (CPU), comme cela a été montré dans la troisième colonne du tableau 6-3 où l'on voit que chaque essai demande environ 200 minutes de CPU. De ce fait, cette étude a été simplifiée à certains égards. Premièrement, on n'optimise que deux paramètres au lieu de quatre: B et C, pour la prévision de chaque pas de temps. Deuxièmement, cette étude ne porte que sur un seul épisode de crue: 7403151 (cf. §6.1). Troisièmement, un terme va être ajoutée concernant les écarts des paramètres à recalculer afin de rendre l'optimisation plus raisonnable (ce problème va être rediscuté dans le paragraphe suivant), et faciliter l'optimisation en faisant gagner du temps de calcul; la fonction objectif utilisée est de ce fait:

$$C'_4 = C_4 + \gamma[(\ln B - \ln B_0)^2 + (\ln C - \ln C_0)^2] \quad (6-16)$$

avec  $\gamma=0.01$ . Dans cette équation,  $B_0$  et  $C_0$  sont respectivement les valeurs de B et C issues d'un calage sur une longue durée de données mesurées. On a choisi a priori la fourchette des valeurs de DRA: de 100 à 1200 par intervalle de 100, avec en plus DRA=1600 et pour  $\beta$ : 0, 1, 2, 3, 4, 5, 10. C'est-à-dire que l'on a  $13 \times 7 = 91$  combinaisons à tester. Le critère de jugement est celui de Nash-Sutcliffe. Une surface de réponse par rapport à DRA et  $\beta$  est présentée dans la figure 6-8.



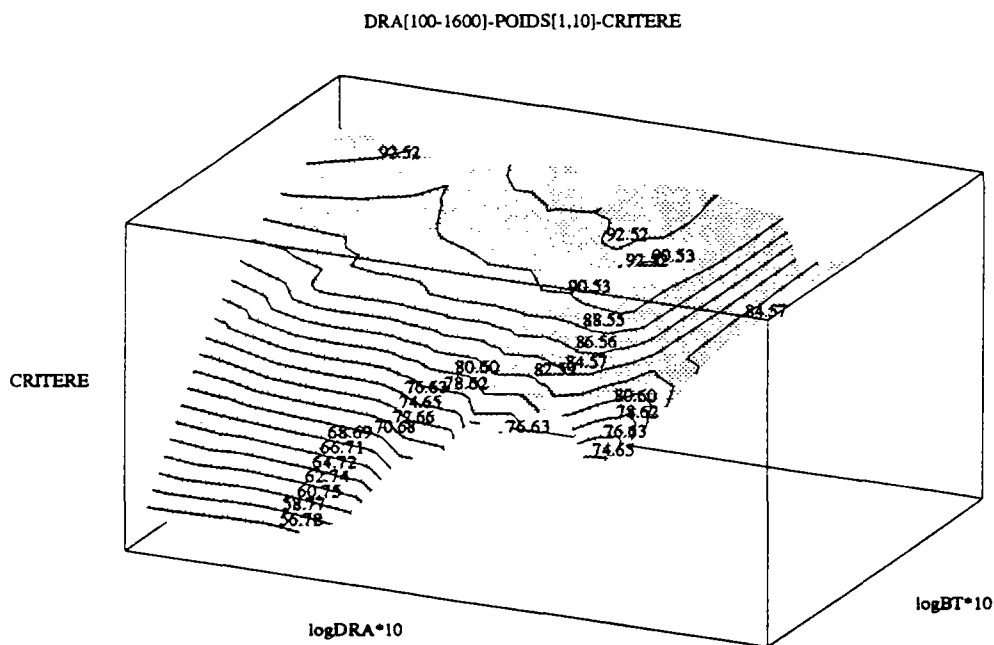


Figure 6-8 Surface de réponse pour le couple DRA- $\beta$  (critère de Nash-Sutcliffe)

On a trouvé que la dépense totale de CPU pour ces essais est d'environ 130 heures sur la station SUN-4. On peut déduire de la figure 6-8 que: 1) la valeur du critère augmente fortement quand  $\beta$  varie de 0 à 10, ce qui se prononce l'importance de pondérer la dernière erreur; 2) la valeur du critère diminue

au delà de  $DRA=1000$ , cela signifie qu'une très longue durée de  $DRA$  n'est pas nécessaire; 3) la  $DRA$  et le  $\beta$  les plus prometteurs se situent probablement dans la région  $DRA \leq 700$  et  $\beta \geq 3$  et 4) les courbes de niveau indiquent les régions où se trouvent les meilleures compositions de  $DRA$  et  $\beta$ , elles montrent que la meilleure combinaison n'est peut-être pas unique et ce fait rend le choix de la meilleure combinaison difficile.

Le temps de calcul est aussi un indice important du fait qu'une méthode nécessitant trop de CPU n'est ni efficace pour la pratique ni économique pour la recherche. On a tracé dans les figures 6-9 et 6-10 les courbes de consommation de CPU par rapport à  $DRA$  et  $\beta$ : 1) la consommation de CPU est généralement proportionnelle à la  $DRA$ , et 2) cette dépense a une proportion inverse au  $\beta$ . On constate qu'une baisse de CPU se trouve vers  $DRA=1000$ , mais cela n'est pas très appréciable parce que pour cette même valeur de  $DRA$  le critère de Nash-Sutcliffe chute également. Cela nous a conduit à chercher une combinaison où  $DRA$  est la plus courte possible correspondant à un  $\beta$  grand. Pour vérifier cette idée, on a lancé une série d'essais sur  $\beta$  en fixant  $DRA=100$  et en maintenant  $\gamma=0.01$  dans C'4. La figure 6-11 illustre les résultats.

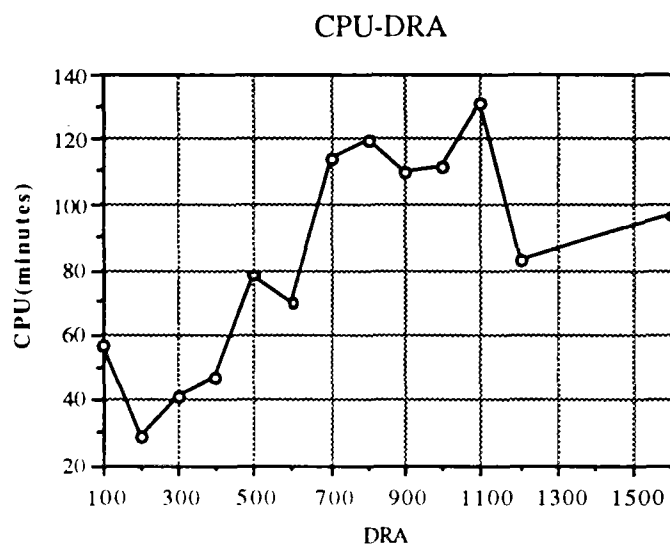


Figure 6-9 Relation entre CPU et DRA

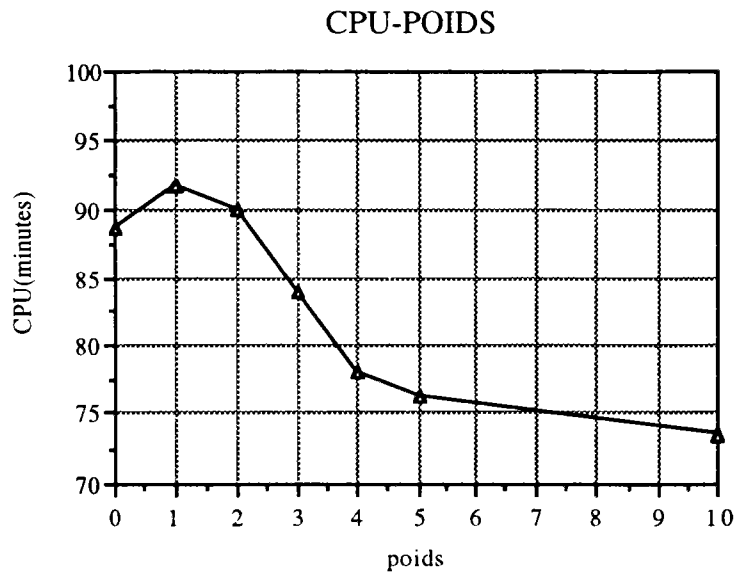


Figure 6-10 Relation entre CPU et les poids

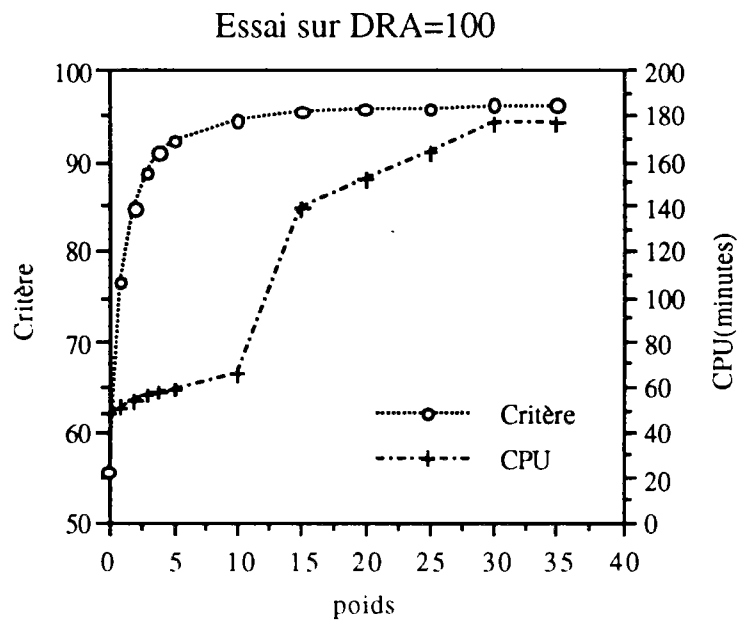


Figure 6-11 essai sur  $\beta$

On voit qu'une des meilleures combinaisons de DRA et de  $\beta$  avec  $\gamma=0.01$  est DRA=100 et  $\beta=30$ .

#### 6.3.2.4 Vers une procédure plus simple et plus efficace

##### supprimer le terme de la somme des erreurs dans $C_4$

On s'est aperçu que la fonction objectif  $C_4$  peut nous aider à obtenir des résultats prometteurs pour la prévision, cela nous apporte des reconnaissances importantes sur la DRA et son rapport avec la pondération des erreurs considérées. Un défaut de cette fonction objectif est apparu à savoir que cette fonction objectif comporte des coefficients difficiles à trouver (i.e.  $\beta$  et  $\gamma$  dans  $C_4$ ).

On revient un peu à  $C_2$ . L'idée essentielle dans  $C_2$  consiste à diviser les informations récentes en deux parties: l'information moyennement récente et l'information actuelle. Avec cette fonction objectif, on minimise en même temps la deuxième erreur et la somme des erreurs sur la DRA pour pouvoir obtenir un meilleur état actuel pour la prévision sur l'état à venir. On note que l'étude précédente montre que la valeur de  $\beta$  peut arriver à une valeur assez grande. Cela ne signifie pas que l'information moyenne est négligeable, mais que s'il est néanmoins possible de supprimer le terme de la somme des carrés des erreurs dans  $C_4$ .

La DRA est une variable importante pour l'ajustement des paramètres. A la suite de la disparition de la somme des carrés des erreurs de l'expression de la  $C_4$ , quel rôle jouera la DRA? La DRA a en fait deux rôles dans l'ajustement des paramètres: le premier est celui présent dans la fonction objectif, il est de collecter les informations récentes, le second, mais non secondaire, est d'indiquer la durée qui convient pour rendre effectif ajustement des paramètres car la variation des paramètres nécessite un certain nombre de pas de temps pour changer les débits calculés. Ainsi, bien que la somme des carrés des erreurs disparaisse, la DRA existe de façon implicite dans notre méthodologie pour la prévision. Rappelons que dans l'utilisation de la méthode régressive des moindres carrés on a une durée similaire à la DRA, y appelée "longueur de mémoire (LMR)" (e.g. Young, 1986), cette durée suit strictement la variation du facteur de pondération  $\lambda$  à savoir que  $LMR = \log \zeta / \log \lambda$ ,  $\zeta$  étant la plus petite valeur de  $\lambda$  considérée. On note qu'on ne maintient plus cette relation dans notre étude dans laquelle les facteurs  $\lambda$  et LMR (ou DRA) deviennent des variables indépendantes.

Les processus pouvant minimiser la dernière erreur sont nombreux, et une partie d'entre eux ne correspond certainement pas à ce que l'on veut. Dans la figure 6-12, on montre trois processus n'ayant pas d'erreur au point A d'où l'on part pour la prévision des crues. Parmi ceux-ci le processus n°3 présente trop de différence avec le processus mesuré, et n'est donc pas souhaitable pour la prévision des crues.

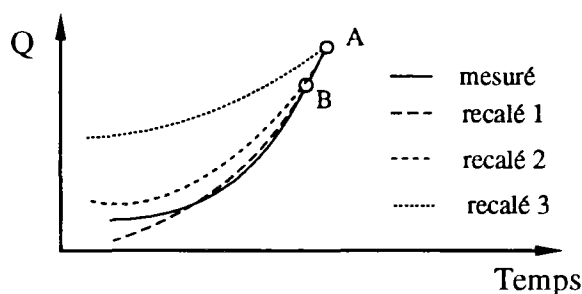


Figure 6-12 La dernière une ou les deux dernières erreurs

On est donc poussé à prendre les deux dernières erreurs en estimation que cela permettra de filtrer les processus qui s'écartent trop du processus actuel, par exemple le processus n°3 de la figure 6-12 qui donne une très grande erreur en B bien qu'il passe par le point A. Autrement dit, on cherche à respecter à la fois la valeur du dernier débit mesuré et sa tendance d'évolution.

#### Ajouter un terme sur les paramètres ajustés à la $C_4$

Une propriété non-négligeable d'une fonction objectif est sa capacité de convergence (Isabel et Villeneuve, 1986). A quels processus parmi ceux de la figure 6-13, peut-on accorder notre confiance pour la prévision des crues? Notons que chaque processus correspond à un vecteur des paramètres du modèle  $[\bar{V}_i, i=1, \dots, \infty]$ , où  $\bar{V}_i$  représente un vecteur des paramètres du modèle pouvant minimiser les deux dernières erreurs, et l'on considère que le nombre de ces vecteurs est probablement infini. Quel vecteur de l'ensemble  $[\bar{V}_i, i=1, \dots, \infty)$  est le plus fiable pour la prévision des crues? Notons  $\bar{V}_s$  les paramètres provenant d'une optimisation d'une longue période de données. Selon les conclusions de §4.2.4, on peut supposer que les paramètres à recalculer

sont faiblement non-stationnaires par rapport à  $\bar{V}_s$ , c'est à dire que les paramètres varient autour de  $\bar{V}_s$  pendant le recalage. Autrement dit, le vecteur pour la prévision,  $V_p$ , doit être celui le plus proche de  $V_s$ . C'est la raison pour laquelle on va choisir le vecteur  $\bar{V}_p$  le plus proche de  $\bar{V}_s$  et donc  $\| \bar{V}_s - \bar{V}_p \| < \| \bar{V}_s - \bar{V}_j \|$  pour  $j \neq p$  et  $j \in [j=1, \dots, \infty)$ . Dans la figure 6-6,  $\mathbb{W}$  est l'espace des vecteurs  $\bar{V}$ , le bon choix pour la prévision des crues est le vecteur  $\bar{V}_p$  qui minimise les deux dernières erreurs et qui est le plus proche de  $\bar{V}_s$ .

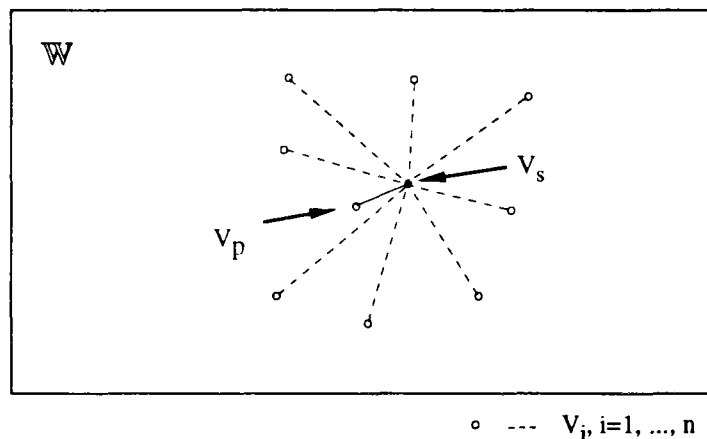


Figure 6-13 Choix des paramètres

### Rechercher une forme mathématique commode

En résumant les idées précédentes, on propose une fonction objectif comportant deux termes: dans l'un intervient les deux dernières erreurs sur la période d'ajustement; dans l'autre intervient le vecteur des paramètres issus de l'optimisation d'une longue durée.

$$C = f(\varepsilon_{t_c}, \varepsilon_{t_c-1}) + g(\bar{V}_s, \bar{V}) \quad (6-17)$$

On a cherché des formes commodes pour les fonction  $f(\cdot)$  et  $g(\cdot)$ . On a décidé a priori de prendre une fonction adimensionnelle du fait que les deux termes n'ont pas la même unité. Pour cela, on prend le débit moyen interannuel comme dénominateur de  $f(\cdot)$ . De plus, on a remplacé l'erreur carrée avec la valeur absolue pour les deux dernières erreurs pour accélérer la convergence. Par exemple sur la figure 6-14, avec  $x = \varepsilon/\bar{q}$ , nous avons  $f_1 = x^2$ ,  $f_1' = 2x$  et  $f_2 = x$ ,  $f_2' = 1$ ; comme  $\Delta f = f' \Delta x$ ; alors, pour  $x < 0.5$ , on a  $\Delta f_1 < \Delta f_2$ .

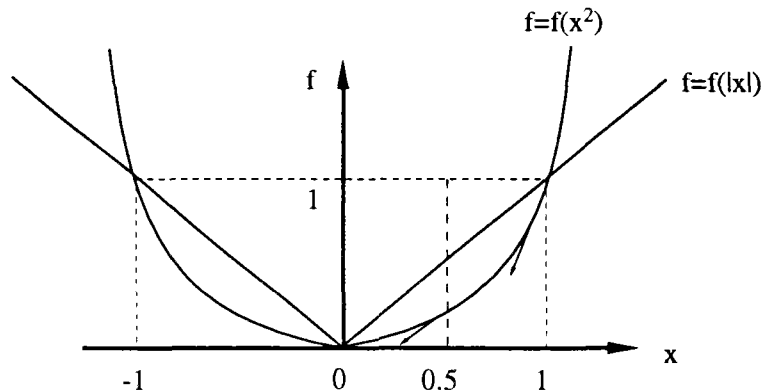


Figure 6-14 Comparaison de la valeur absolue et du carré d'une erreur

Enfin, on ajoute un terme à  $f(\cdot)$ : la valeur absolue de la différence entre  $\varepsilon_{t_c}$  et  $\varepsilon_{t_{c-1}}$  en obligeant ainsi à une meilleure restitution du processus mesuré comme l'indique la figure 6-15, où on donne la préférence au processus n°1.

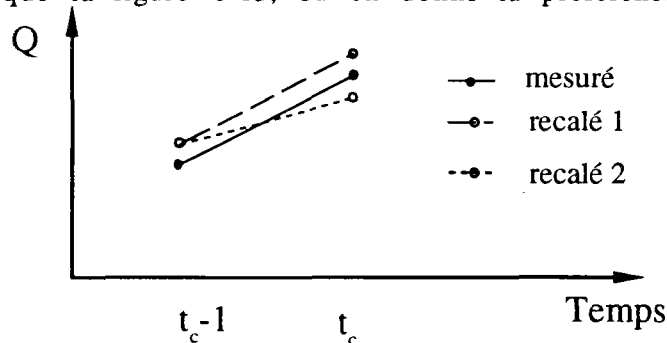


Figure 6-15 Introduction d'un terme de tendance

En ce qui concerne le deuxième terme  $g(\cdot)$  on y introduit la sensibilité de chaque paramètre à recalculer en prenant en compte sa variance issue d'un calage par épisode sur un certain nombre de crues. Donc, une proposition sur la fonction objectif  $C_5$  peut être exprimée comme suit:

$$C_5 = \frac{|\varepsilon_{t_c}| + |\varepsilon_{t_{c-1}}| + |\varepsilon_{t_c} - \varepsilon_{t_{c-1}}|}{3\bar{q}} + \frac{\sum_{i \in S} \frac{(v_i - v_{is})^2}{\text{Var}(v_i)}}{\sum_{i \in S} \frac{1}{\text{Var}(v_i)}} \quad (6-18)$$

où  $\text{Var}(\cdot)$  représente la variance,  $v_i$  le  $i^e$  paramètre, et  $S$  est un ensemble incluant les numéros correspondant aux paramètres à recalculer en temps réel, par exemple 1 correspond au paramètre A et ainsi de suite.

#### Comparer les différentes fonctions objectif

Pour vérifier les analyses précédentes, on a lancé une comparaison entre  $C_4$ ,  $C_5$ ,  $C_6$ .  $C_4$  est utilisée pour tous les quatre paramètres de GR4.  $C_6$  est ajouté

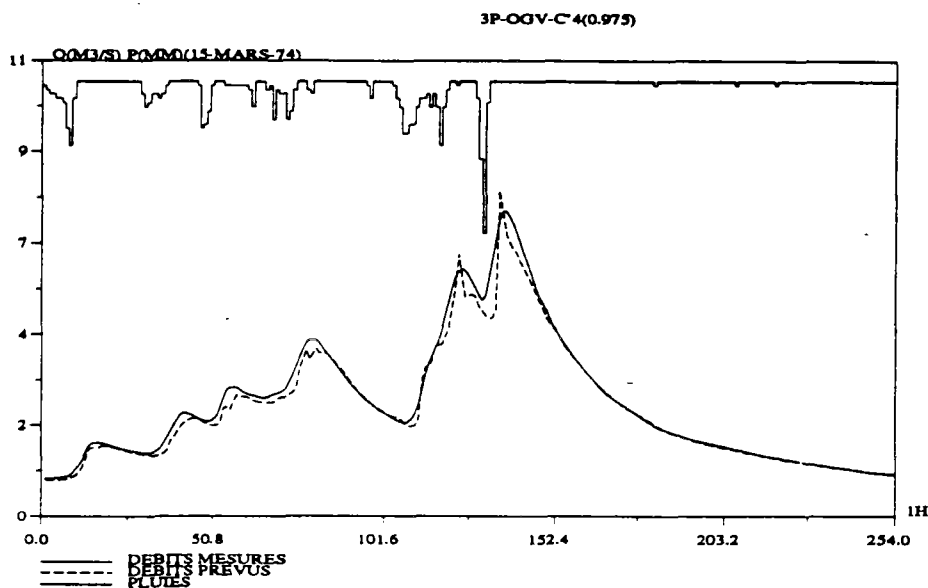
dans cette comparaison comme un intermédiaire entre  $C_4$  et  $C_5$  et porte une forme:

$$C_6 = \frac{\varepsilon_{ic}}{\bar{q}} + \frac{\sum_{i \in S} \frac{(v_i - v_{is})^2}{\text{Var}(v_i)}}{\sum_{i \in S} \frac{1}{\text{Var}(v_i)}} \quad (6-19)$$

Tableau 6-4 Comparaison entre  $C'_4$ ,  $C_5$  et  $C_6$

fonction objectif	Critère (NS, %)	CPU (min.)
$C_1$	87.8	260
$C_2 (\lambda=0.95)$	93.4	284
$C_3 (\lambda=0.90)$	90.2	194
$C'_4$	97.5	508
$C_5$	96.9	303
$C_6$	96.8	497

Les valeurs du critère de Nash-Sutcliffe et de la consommation de temps de calcul sont montrées dans le tableau 6-4 où les résultats de  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  proviennent du tableau 6-3. Les processus de prévision issues des trois dernières fonctions objectif sont illustrés dans la figure 6-16. On peut trouver dans ce tableau que  $C'_4$  a une précision un peu meilleure que les autres critères, et  $C_5$  est assez rapide en conservant une bonne précision. Dans ce cas,  $C_5$  est peut-être le critère préférable à cause du plus faible nombre de coefficients que  $C'_4$  et d'une plus grande rapidité que  $C_6$  et  $C'_4$  tout en gardant une précision similaire à  $C'_4$ .





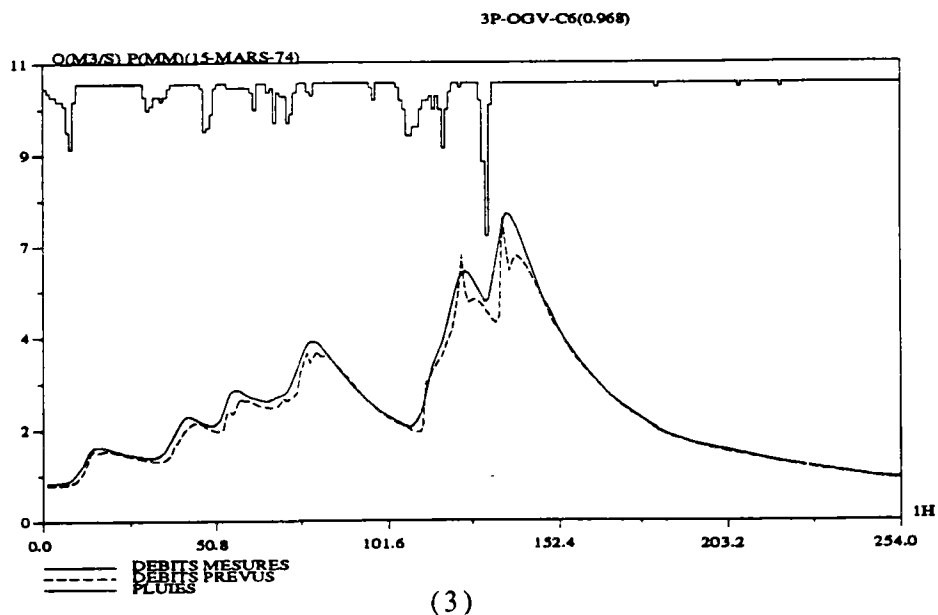
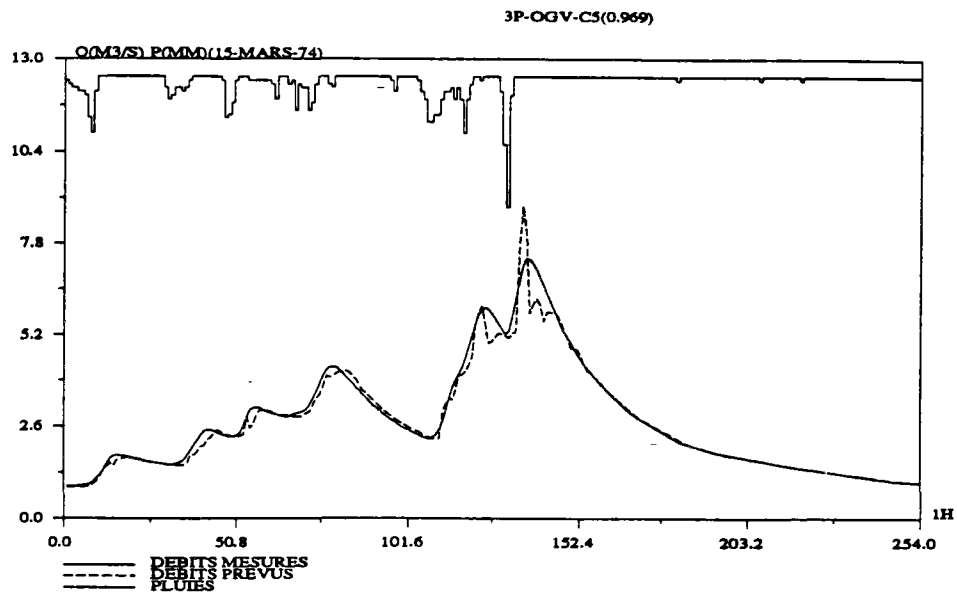


Figure 6-16 Résultats prévus (1) selon C'4, (2) selon C<sub>5</sub> et (3) selon C<sub>6</sub>

## 6.4 RÉSUMÉ

Dans ce chapitre on a établi une méthodologie de prévision des crues basée sur un modèle pluie-débit conceptuel. Cette méthodologie est caractérisée par quatre points principaux qui sont:

1) elle ajuste les paramètres du modèle en temps réel selon une fonction objectif spéciale qui ne tient compte que des deux derniers écarts de la prévision et des écarts des paramètres ajustés et qui déroule sur la durée rétroactive d'ajustement;

- 2) elle s'appuie sur un modèle pluie-débit qui doit être appliqué en mode continu;
- 3) elle combine dans sa structure d'ajustement le mode de simulation et le mode adaptatif;
- 4) elle ajuste les paramètres conjointement avec les stocks en vue de maintenir la continuité des flux d'eaux calculés par le modèle.

Dans la figure 6-17 on illustre l'organigramme logique de cette méthodologie pour une prévision à l'horizon  $i+h$  avec  $h$  étant délai de prévision.

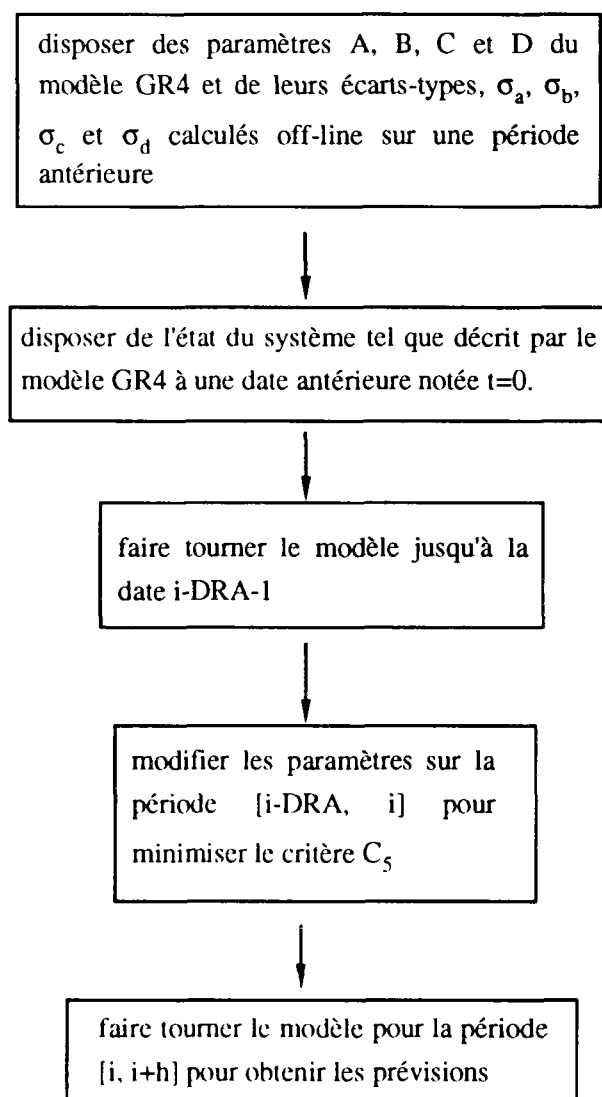


Figure 6-17 Organigramme logique de la méthode de prévision à l'instant  $i$



## Chapitre 7

# Vérification de la méthodologie de prévision proposée

**Résumé:** On présente dans ce chapitre une vérification de la méthode d'ajustement développée précédemment, effectuée sur deux bassins versants très différents: l'Orgeval (bassin Parisien) et le Réal Collobrier (Côte-d'Azur). On a essayé d'analyser la méthode sous divers aspects à savoir l'efficacité de la méthode d'ajustement relativement au modèle de simulation, les précisions de prévision à la fois globale et ponctuelle, les caractéristiques de la série des résidus de prévision et les variations des paramètres ajustés. Deux conditions de pluie ont été prises en compte pour la vérification: pluies connues et pluies nulles.

## 7.1 DESCRIPTION DES ÉCHANTILLONS POUR LA VÉRIFICATION

Seul un nombre suffisant d'échantillons peut nous conduire à des conclusions convenables. La vérification d'une méthode de prévision des crues peut être effectuée soit sur chaque épisode de crue soit sur l'ensemble des prévisions bien que la méthode de prévision opère en continu. Dans notre cas, on prend en compte principalement un jugement par épisode du fait que ce jugement est plus précis et plus critique que celui sur l'ensemble des prévisions. Comme principe essentiel, les échantillons pour la vérification doivent comporter tous les types de crues s'étant produits dans le bassin versant: grandes et petites, montées rapides et montées lentes, pics singuliers et pics multiples, etc.

Deux bassins versants: l'Orgeval et le Réal-Collobrier, sont pris en compte dans cette vérification. Les données de l'Orgeval sont relativement plus commodes que celles du Réal-Collobrier du fait d'un climat moins contrasté. Sur l'Orgeval on a 8 ans de données horaires en continu. Sur le bassin versant du Réal-Collobrier, on a 4 ans de données horaires en continu. La description détaillée des données est faite dans les sous-sections suivantes.

### 7.1.1 Échantillon du bassin versant de l'Orgeval

Les données de l'Orgeval utilisées comprennent 8 ans de données horaires en continu. Avec ces données, on peut disposer de 24 épisodes pour la vérification. La séparation des épisodes doit permettre le calcul des critères

de vérification et des comparaisons entre prévisions sous différentes conditions. On pense que la séparation ne doit pas couper la relation entre les crues voisines et doit pouvoir maintenir des crues complètes le plus possible de sorte que chaque épisode de crue choisi commence et se termine sur un débit de faible valeur. Par conséquent, on trouve souvent plusieurs pics dans un même épisode. Cette séparation ajoute sans doute des difficultés à la prévision, mais est proche de la réalité rencontrée dans la pratique. Les caractéristiques de ces 24 épisodes ont été résumées dans le tableau 7-1. Pour faciliter l'identification, chaque épisode a été nommé selon sa date d'apparition. Par exemple, le premier épisode dans le tableau est arrivé le 18 janvier 1977, il est noté 7701181; les deux premiers numéros sont les chiffres de l'année et les deux suivants sont l'ordre du mois (par exemple, 01 est le mois de janvier, ..., 12 est le mois de décembre), les deux numéros suivant le chiffre de mois sont la date d'apparition de la crue et le dernier numéro indique la durée du pas de temps en heure. L'épisode comportant la plus grande crue dans ce tableau est l'épisode 8003141 ayant une pointe de crue de  $28.8 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'épisode le plus petit dans ce tableau est l'épisode 7412261 avec un pic de  $3.9 \text{ m}^3/\text{s}$ . La répartition du nombre d'épisodes selon la taille du débit maximum est illustrée dans la figure 7-1. La moyenne des nombres de pas de temps par épisodes est 152 (une semaine environ) et le plus long comprend 256 pas de temps (plus de 10 jours), le plus court est de 87 pas de temps (4 jours environ).

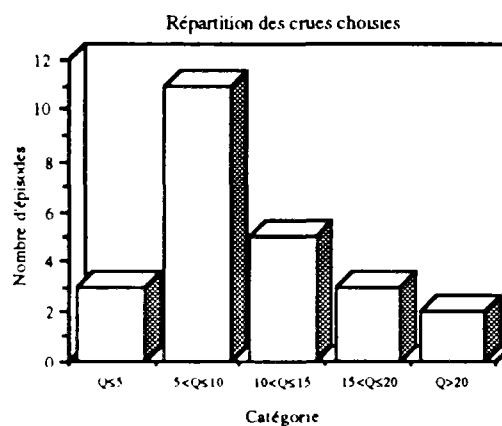


Figure 7-1 Répartition des épisodes de crue sur l'Orgeval

Tableau 7-1 Caractéristiques des épisodes choisis sur l'Orgeval

ordre	période (h/j/m/an-h/j/m/an)	nombre de pointes	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	$t_{Q_{\max}}$ (heures)	Durée (heures)	codage
1	10/08/01/74- 18/13/01/74	2	5.50	37	129	7401181
2	10/28/01/74- 15/03/02/74	1	6.10	24	150	7401281
3	12/15/03/74- 03/26/03/74	6	7.40	137	256	7403151
4	16/22/10/74- 09/26/10/74	1	5.70	24	90	7410221
5	1/26/12/74- 23/31/12/74	3	3.90	37	143	7412261
6	19/07/01/75- 03/13/01/75	1	4.50	15	129	7501071
7	04/25/01/75- 06/03/02/75	4	7.70	92	219	7501251
8	13/06/05/75- 21/10/05/75	1	5.40	33	105	7505061
9	18/25/11/75- 03/01/12/75	2	4.70	21	130	7511251
10	09/11/02/76- 12/16/02/76	1	7.60	48	124	7601111
11	22/15/02/77- 17/25/02/77	2	11.2	110	236	7702161
12	13/02/04/77- 12/07/04/77	2	6.70	21	120	7704011
13	13/23/01/78- 03/28/01/78	2	12.8	27	111	7801071
14	13/31/01/78- 12/09/02/78	3	13.9	56	168	7802021
15	13/19/03/78- 12/26/03/78	2	21.0	34	168	7803211
16	22/31/01/79- 08/06/02/79	2	10.3	36	131	7902021
17	13/08/03/79- 03/18/03/79	3	10.2	34	231	7903111
18	04/22/03/79- 23/30/03/79	3	9.40	145	212	7903251
19	07/03/02/80- 11/08/02/80	3	17.0	23	125	8002041
20	13/12/03/80- 20/17/03/80	1	28.8	37	128	8003141
21	22/12/07/80- 03/24/12/80	5	15.5	197	239	8006131
22	13/17/12/80- 03/24/12/80	2	9.70	19	159	8012181
23	10/14/10/81- 24/17/10/81	1	18.8	35	87	8110151
24	10/15/12/81- 11/19/12/81	1	9.80	17	98	8115161

### 7.1.2 Échantillon du Réal Collobrier

Pour le bassin versant du Réal Collobrier, on n'a que 4 ans de données en continu desquelles on dispose de 12 épisodes de crue dont les caractéristiques sont montrées dans le tableau 7-2. Comme précédemment, ces épisodes de crue sont nommés selon leur date d'apparition. Parmi eux, le plus grand est le 12<sup>e</sup> épisode (7212281) ayant un pic de 107 m<sup>3</sup>/s et le plus petit est le 8<sup>e</sup> épisode (7103211) ayant une pointe de crue de 4.30 m<sup>3</sup>/s. Le pas de temps des données est de 1 heure et les durées des épisodes varient entre 75 pas de temps (3 jours environ) et 347 pas de temps (2 semaines environ). La figure 7-2 illustre la répartition des épisodes selon la valeur de la pointe de crue.

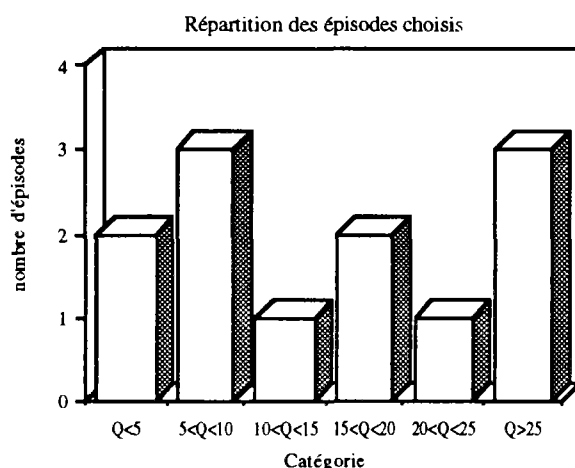


Figure 7-2 Répartition des épisodes de crue sur le Réal-Collobrier

Tableau 7-2 Caractéristiques des épisodes choisis sur le Réal Collobrier

ordre	période (h/j/m/an-h/j/m/an)	nombre de pointes	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	t <sub>Q<sub>max</sub></sub> (heures)	Durée (heures)	codage
1	24/21/02/69-12/01/03/69	2	18.4	49	181	6902211
2	03/03/03/69-14/12/03/69	2	19.6	54	228	6903051
3	24/12/03/69-06/21/03/69	3	10.7	33	199	6903141
4	12/05/05/69-18/08/05/69	1	5.30	20	79	6905061
5	14/29/12/69-06/02/01/70	2	28.9	44	99	6912311
6	13/13/03/70-20/17/03/70	2	4.90	55	104	7003151
7	21/28/12/70-23/31/12.70	1	6.30	21	75	7012271
8	22/19/03/71-06/26/03/70	1	4.40	36	153	7103211
9	13/01/02/72-23/15/02/72	2	40.9	58	347	7202041
10	06/04/03/72-09/09/03/72	2	6.30	29	124	7203051
11	19/12/03/72-15/19/03/72	1	21.2	26	165	7203131
12	16/26/12/72-21/31/12/72	1	107	43	126	7212281

## 7.2 LES TECHNIQUES DE VÉRIFICATION ET LES CRITÈRES NUMÉRIQUES

### 7.2.1 Généralités sur les erreurs et leur évaluation

Les considérations sur les erreurs de prévision sont synthétisées dans Roche (1985) et sont reprises dans cette section. On appelle erreur de prévision tout écart entre une grandeur prévue, et celle réellement observée. Cette grandeur peut concerner des débits, des hauteurs, des durées, des dates, etc.. L'un des critères les plus fréquemment étudiés est l'écart entre hauteurs ou débits instantanés. L'erreur de prévision peut être définie comme la différence entre les valeurs mesurées et prévues:

$$\varepsilon(t) = q(t) - \hat{q}(t, t-k) \quad (7-1)$$

où  $\varepsilon(t)$  est l'erreur de la prévision à l'instant  $t$  entre le débit mesuré,  $q(t)$ , à l'instant  $t$  et le débit,  $\hat{q}(t,t-k)$ , prévu à l'instant  $t-k$  pour l'instant  $t$ ,  $k$  étant le délai de prévision.

Plusieurs classements des erreurs sont possibles. Nous en retiendrons trois. Un premier classement pragmatique distingue les erreurs "régulières", dont l'amplitude est conforme aux conditions du calage et qui se produisent à chaque pas de temps, les erreurs "accidentelles", d'amplitude anormale mais n'apparaissant qu'au cours d'une seule crue, en enfin, les erreurs "persistantes", se retrouvant d'une crue à l'autre, modérées au début mais s'aggravant progressivement. Un second classement statistique distingue les erreurs aléatoires parfaitement indépendantes, difficiles à identifier, et les erreurs corrélées au moins sur plusieurs pas de temps. La structure de cette corrélation est importante pour choisir le traitement d'erreur adéquat. Un troisième classement considère le niveau d'apparition des erreurs dans la procédure de prévision. Elles peuvent se produire au niveau des entrées du modèle de prévision, c'est-à-dire de l'information en temps réel ou de celle utilisée pour le calage, ou au niveau de la modélisation, que le modèle lui-même soit mis en cause, ou que provisoirement les conditions d'utilisation ou les hypothèses ne soient pas satisfaites. Le tableau 7-3 effectue un premier recensement des erreurs les plus classiques.

Tableau 7-3 Classement des erreurs (Roche, 1985)

Type d'erreur	ORIGINE DES ERREURS		
	Mesures	Conditions d'application du modèle	Modèles
Erreurs aléatoires indépendantes habituelles	<ul style="list-style-type: none"> <li>- précision des mesures</li> <li>- jaugeages</li> <li>- erreur sur l'instant de mesure</li> <li>- données manquantes reconstituées</li> <li>- incertitude sur la lame d'eau</li> </ul>		- erreurs résiduelles après calage
Erreurs aléatoires exceptionnelles non permanentes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- erreur de codage</li> <li>- dysfonctionnement d'un appareil</li> <li>- gel-dégel</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- non représentativité de l'échantillon de calage (crue exceptionnelle, saison, etc.)</li> <li>- remous, obstructions d'un pont</li> </ul>	- phénomène non pris en compte
Erreurs aléatoires permanentes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- courbe H/Q</li> <li>- pluviomètres bouchés</li> <li>- décalage d'échelle</li> <li>- dérive d'un capteur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- modifications progressives des conditions d'écoulement</li> <li>- non stationnarité des événements hydrologiques</li> <li>- saisonnalités</li> <li>- influences artificielles</li> </ul>	- erreurs résiduelles de calage (spécifique à chaque crue) non éliminables par la constitution d'un modèle plus complexe



La meilleure prévision possible est celle qui peut décrire complètement et précisément le processus futur. Comme toutes les techniques de prévision contiennent plus ou moins des éléments incertains, les prévisions exactes sont reconnues impossibles. Dans ces conditions, les prévisionnistes n'espèrent qu'une prévision présentant une variance minimale des erreurs de prévision. Bien que ce critère puisse être mathématiquement satisfait, il ne convient pas toujours dans la pratique. Comme rapporté par Schultz (1986), Rijkswaterstaat a déclaré "si l'on prévoit 10 cm trop bas, on commet une erreur; par contre, si l'on prévoit 50 cm trop haut, on fait du bon travail". Cela montre clairement la nécessité de spécifier la valeur hydrologique prévue et de déterminer la forme et la précision de cette prévision. Bien entendu, cela dépend du but de prévision ainsi que des caractères du système hydrologique en considération.

Dans le cas où un certain délai de prévision est demandé en vue d'exécuter des mesures de prévention des crues, le critère de prévision peut être pris comme l'erreur minimale sur le temps d'occurrence de la pointe de crue. Le délai de prévision détermine, en grande partie, la valeur de la prévision, les développements des techniques de prévision pour un certain délai sont de plus en plus reconnus comme importants de nos jours. Pour augmenter le délai de prévision, il est donc recommandé d'utiliser des données de pluies pour prévoir le débit à l'aval, en plus des mesures sur les stations en amont.

Dans un cas où la gestion d'un réservoir est en cause, l'évaluation de la qualité d'une prévision n'est pas seulement la précision, mais aussi l'influence des erreurs de la prévision sur la gestion du réservoir considéré. Il est possible, dans bien des cas, de réduire le dommage de crue causé par une vidange anticipée du réservoir pour pouvoir stocker la pointe de crue. Cela ne peut être réalisé qu'avec l'appui d'une technique efficace de prévision de crues en temps réel.

Le WMO (1983) a souligné que la vérification est essentielle pour révéler les avantages et les désavantages d'une méthode de prévision des crues, et que l'évaluation statistique et la vérification sur les prévisions opérationnelles doivent être effectuées systématiquement. Naturellement, une méthode de prévision ne doit être jugée que si elle possède une précision satisfaisante pour son objet pratique, ou autrement dit, si la méthode de prévision au cours

de la recherche présente de la fiabilité, c'est à dire que le niveau de précision peut être maintenu pour les échantillons autre que ceux utilisés pour la recherche. Vis à vis des échantillons disponibles, la vérification entraîne pratiquement une importante question à traiter: quels sont les critères pour juger de la précision. La section suivante va donner quelques réponses.

Un grand nombre de techniques et de critères de vérification sont disponibles, entre autres, dans Aitken (1973), WMO (1983) et Roche (1985). On pense que les critères de précision ont plutôt des valeurs relatives parce que l'essentiel d'un critère consiste à donner numériquement la différence entre la prévision et une pratique quelconque qui est considérée comme une règle. Dans notre cas, on peut juger la qualité d'une méthode de prévision sur cinq différents aspects. Le premier aspect intéresse seulement les promoteurs de la méthode de prévision: si une méthode de prévision des crues possède plus de précision que celle du modèle de simulation sur lequel elle se base. En deuxième lieu intervient une précision globale des prévisions apportées par la méthode de prévision. Le troisième aspect vise particulièrement certains points spécifiques prévus par la méthode de prévision. Pour cela, on a étudié d'une part la série des erreurs de prévision, et d'autre part les variations des paramètres ajustés. Notre vérification s'est déroulée en étudiant ces cinq aspects tour à tour. Pour les différents objectifs de travail on a eu recours à différentes techniques et critères qui sont cités ci-après.

### **7.2.2 Efficacité de la méthode de prévision par rapport au modèle de simulation sur lequel la méthode se base**

En vue d'évaluer l'efficacité d'une méthode de prévision basée sur un modèle de simulation, il est certainement intéressant de connaître si cette méthode est efficace en elle-même. Pour cela, on peut comparer les résultats issus de la simulation et ceux issus de la prévision. Pour ce faire, on a choisi donc l'indice  $r$  qui s'écrit comme suit.

$$r = \frac{NS_p - NS_s}{1 - NS_s} \quad (7-2)$$

où  $NS$  est le critère de Nash-Sutcliffe et les indices  $p$  et  $s$  correspondent respectivement à la méthode de prévision et au modèle de simulation. L'efficacité de l'ajustement est confirmée par  $r \geq 0$  et niée par  $r < 0$ .

### 7.2.3 Précision globale de la prévision

Il a été souligné par WMO (1983) que l'évaluation statistique doit être fondée sur une comparaison avec les prévisions inertes (ou naïves) qui sont des prévisions basées sur l'hypothèse que la variable à prévoir maintiendra la même valeur que celle observée au moment de faire la prévision.

L'indice de corrélation (IC) est une mesure des erreurs de prévision par rapport aux données mesurées et elle est définie par

$$IC = 1 - \frac{s_e^2}{s_q^2} \quad (7-3)$$

où  $s_e^2$  est l'erreur quadratique moyenne de prévision et  $s_q^2$  est celle de la série des débits mesurés. Une comparaison avec une prévision inerte est obtenue en remplaçant  $s_q^2$  dans l'équation 7-3 par l'erreur quadratique moyenne de la prévision inerte. Le coefficient d'efficacité (CE) est alors défini comme suit.

$$CE = 1 - \frac{s_e^2}{s_\Delta^2} \quad (7-4)$$

où  $s_\Delta^2$  est l'erreur quadratique moyenne de la prévision inerte de la série temporelle des débits avec un délai de prévision  $k$  tel que

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [q(i) - q(i-k)]^2 \quad (7-5)$$

IC compare la série des erreurs avec celle de la série des variations des débits mesurés, et CE compare l'erreur quadratique moyenne de la prévision avec celle de la prévision inerte à  $k$  pas de temps de délai en donnant un critère vraiment strict pour la qualité de la prévision. Comparativement, IC est un critère très indulgent et qui n'est nécessaire que comme une "première aide" lorsque CE donne de très mauvaises valeurs (Duckstein et al., 1985).

Il est recommandé donc d'utiliser CE pour un jugement décisif sur les prévisions. Numériquement,  $CE=1$  signifie une prévision parfaite;  $CE>0$  signifie une meilleure performance du modèle de prévision relativement à une prévision inerte;  $CE=0$  indique une prévision sans progrès par rapport à la prévision inerte et  $CE<0$  signifie une mauvaise performance. Ainsi, une

méthode de prévision n'est valable que dans la mesure où le CE devient positif d'un point de vue global.

#### **7.2.4 Évaluer la précision des points particuliers de la prévision**

Notons qu'avec les critères précédents on ne peut juger de la méthode de prévision que d'une façon globale. Certaines valeurs particulières de la prévision sont extrêmement importantes pour le jugement de la qualité des méthodes de prévision, par exemple, l'erreur sur la pointe de crue, l'erreur sur le temps d'apparition de la pointe de crue et le volume de crue. On les a considérés dans ce travail de vérification avec les critères suivants:

$$PE = \frac{QX_p}{QX_m} - 1 \quad (7-6)$$

$$VE = \frac{V_p}{V_m} - 1 \quad (7-7)$$

où PE représente l'erreur sur la pointe de crue prévue  $QX_p$  relativement à la pointe de crue mesurée  $QX_m$ . VE est l'erreur du volume prévu  $V_p$  relativement au volume mesuré  $V_m$ . Pour le temps d'apparition de la pointe de crue, on a envisagé simplement la différence, TE, entre le temps d'apparition prévu pour la pointe de crue,  $TX_p$ , et celui mesuré,  $TX_m$ .

$$TE = TX_p - TX_m \quad (7-8)$$

#### **7.2.5 Caractéristiques de la série des erreurs de prévision**

Il faut mettre en évidence les caractéristiques de la série des erreurs de la prévision. Pour cela, on a pris en compte d'abord les coefficients d'auto-corrélation de la série des erreurs prévues et leur répartition. Les coefficients d'auto-corrélation ont été calculés épisode par épisode du fait que les erreurs entre différents épisodes ont ordinairement très peu de relation, et la répartition des erreurs de la prévision a été considérée sur l'ensemble des erreurs absolues.

Il est aussi intéressant de savoir si les erreurs de prévision sont systématiques. On a donc utilisé une méthode d'hypothèse appelée test des signes (voir par exemple, Siegle, 1956). Cette méthode tire son nom du fait qu'elle n'utilise que les signes des données: positif et négatif. La seule hypothèse de cette méthode est que les variables considérées ont des distributions continues.

### 7.2.6 Variations des paramètres ajustés

Pour voir clairement les variations des paramètres au cours de la prévision, on a fait des statistiques sur leurs trajectoires: les moyennes et les écarts-types des valeurs des paramètres ainsi que la distribution des valeurs des paramètres.

### 7.2.7 Synthèse des critères et des techniques utilisés pour la vérification

On a synthétisé et les critères et les méthodes cités précédemment dans le tableau 7-4 selon leurs objectifs et leurs façons d'évaluation.

Tableau 7-4 Critères et méthodes utilisées pour la vérification

Aspects de l'évaluation		Critères ou méthodes	Remarques
objectif	portée		
évaluer la méthode d'ajustement sur le modèle de simulation	globale	$r = \frac{NS_p - NS_s}{1 - NS_s}$	NS=critère de Nash-Sutcliffe s=simulation; p=prévision
évaluer les prévisions sur les mesures	globale	$IC = 1 - \frac{s_e^2}{s_q^2}$ $CE = 1 - \frac{s_e^2}{s_\Delta^2}$	$s_e^2$ =l'erreur quadratique moyenne de prévision $s_q^2$ =l'erreur quadratique moyenne de la série des débits mesurés $s_\Delta^2$ = l'erreur quadratique moyenne de la prévision inerte
évaluer les valeurs particulières prévues	ponctuelle	$PE = \frac{QX_p}{QX_m} - 1$ $TE = TX_p - TX_m$ $VE = \frac{V_p}{V_m} - 1$	QX = pointe de crue V = le volume d'épisode TX = le temps d'apparition de la pointe de crue p=prévue; m=mesurée
évaluer les résidus de la prévision	globale	test des signes	
évaluer les variations des paramètres au cours de la prévision	globale	la moyenne, l'écart-type et la distribution	

## **7.3 VÉRIFICATION SUR L'ORGEVAL**

La vérification a été effectuée respectivement en conditions de pluies connues et de pluies nulles. Sous la première condition, on juge la méthode de prévision d'une façon assez fine en utilisant les critères et les méthodes montrés dans le tableau 7-4 pour pouvoir révéler les caractéristiques de la méthode, et sous la deuxième condition, la vérification a pour objectif de montrer la différence entre les deux conditions de pluie.

### **7.3.1 Prévision en condition de pluie connue**

Sous cette condition, les pluies futures sont supposées parfaitement connues pour que les influences provenant des entrées du modèle soient exclues des analyses, bien que cette hypothèse de pluies ne soit pas réaliste en pratique. Les prévisions pour 2 épisodes de crue sont illustrées comme exemples dans la figure 7-3 et tous les résultats peuvent être trouvés dans l'ANNEXE-VI.

#### **7.3.1.1 Évaluation de l'efficacité de la méthode de la prévision des crues par rapport au modèle de simulation sur lequel elle se base**

En utilisant le coefficient  $r$ , on a comparé le fonctionnement de la prévision avec deux sortes de simulation: 1) la simulation d'une longue durée qui sert de point de départ pour la méthode de la prévision; 2) la simulation par épisode pour savoir si la précision de notre prévision est comparable à celle que l'on obtient avec une simulation par épisode. Ce que l'on a fait a été de calculer  $r$  avec les valeurs du critère de Nash-Sutcliffe issues de la prévision et de la simulation. En notant que la simulation par épisode est une simulation présentant la meilleure précision pour la modélisation mais qu'elle est indisponible pour la prévision en temps réel, il est intéressant de voir si notre méthode de prévision peut arriver à une précision semblable.

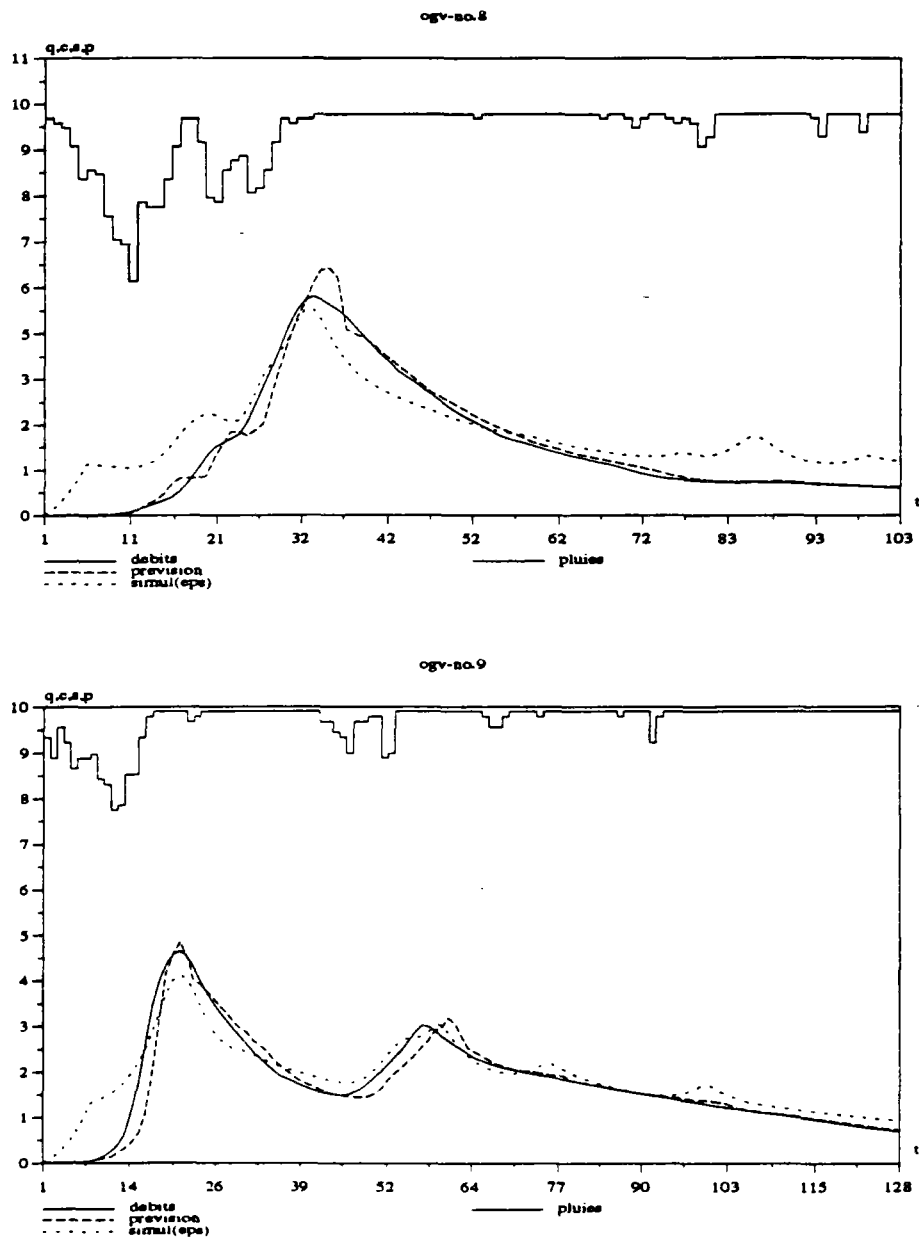


Figure 7-3 Prévisions en condition de pluie connue (Orgeval)

— débits mesurés ou pluies mesurées

----- débits prévus

..... débits simulés par épisode

Le tableau 7-5 montre les valeurs de  $r$  correspondant aux deux sortes de simulations pour chaque épisode considéré,  $r(d)$  étant le  $r$  issu de la comparaison entre la prévision et la simulation d'une longue durée et  $r(e)$  étant celui provenant de la comparaison entre la prévision et la simulation par épisode. On constate que toutes les valeurs de  $r(d)$  sont positives. Cela montre une nette amélioration des résultats de la prévision par rapport à ceux issus de la simulation d'une longue durée d'où part la méthode de prévision pour ajuster les paramètres en prévision. Le fait que 18 valeurs de  $r(e)$  sur 24 entre les prévisions et les simulations par épisode soient positives indique que dans la plupart des cas les prévisions peuvent être meilleures que les résultats simulés épisode par épisode. La bonne efficacité de notre méthode de prévision des crues est donc confirmée par la bonne tenue du coefficient  $r$ .

Tableau 7-5 Valeurs de  $r(d)$  et de  $r(e)$  de chaque épisode prévu (Orgeval)

ordre	codage	$r(d)$	$r(e)$
1	7401081	0.993	0.752
2	7401281	0.990	0.824
3	7403151	0.990	0.784
4	7410221	0.939	0.699
5	7412251	0.212	0.506
6	7501071	0.517	-4.500
7	7501251	0.748	0.483
8	7505061	0.951	0.890
9	7512251	0.059	0.477
10	7601111	0.918	0.278
11	7702161	0.948	0.651
12	7704011	0.585	0.084
13	7801241	0.858	0.342
14	7802021	0.887	0.730
15	7803211	0.459	0.446
16	7902021	0.950	0.583
17	7903111	0.819	0.488
18	7903251	0.561	0.565
19	8002041	0.413	-0.511
20	8003141	0.720	-0.094
21	8006131	0.555	-0.727
22	8012181	0.752	0.060
23	8110151	0.439	-0.207
24	8112161	0.609	-0.432

### 7.3.1.2 Évaluation de la précision globale des prévisions

Le tableau 7-6 montre les valeurs de IC et de CE, pour les prévisions de chaque épisode de crue. Comme premier constat, on trouve que toutes les valeurs de IC sont positives et plus grandes que 0.80. Cela montre que les prévisions sont



généralement acceptables. On peut trouver dans le même tableau que CE a des valeurs positives pour tous les épisodes de crue sauf pour l'épisode N°14 où CE est faiblement négative: -0.006. On peut dire dans ce cas que les prévisions issues de notre méthode de prévision des crues sont essentiellement meilleures que les prévisions inertes. La valeur maximale du CE peut arriver à 0.774 et la moyenne et l'écart-type des valeurs de CE sont respectivement 0.478 et 0.211. En outre, on remarque que l'épisode N°3 a été utilisé à titre d'essai dans le chapitre précédent pour étudier la méthode de prévision et qu'il ne présente pas de supériorité par rapport aux autres épisodes dans la précision de ce test avec un CE de 0.400, un peu inférieur à la moyenne.

Tableau 7-6 Valeurs de IC et de CE de chaque épisode prévu (Orgeval)

ordre	codage	IC	CE
1	7401081	0.968	0.720
2	7401281	0.970	0.774
3	7403151	0.970	0.400
4	7410221	0.939	0.560
5	7412251	0.920	0.473
6	7501071	0.811	0.089
7	7501251	0.970	0.583
8	7505061	0.976	0.738
9	7512251	0.926	0.671
10	7601111	0.961	0.574
11	7702161	0.978	0.730
12	7704011	0.862	-0.006
13	7801241	0.966	0.604
14	7802021	0.966	0.507
15	7803211	0.958	0.527
16	7902021	0.935	0.291
17	7903111	0.958	0.670
18	7903251	0.898	0.475
19	8002041	0.939	0.291
20	8003141	0.965	0.376
21	8006131	0.889	0.225
22	8012181	0.923	0.436
23	8110151	0.885	0.192
24	8112161	0.942	0.577

### 7.3.1.3 Évaluation de la précision des points particuliers de la prévision

Sans aucun doute, la pointe de crue est un aspect important pour juger de la qualité d'une méthode de prévision. On a en fait deux sortes de manières pour considérer cette erreur, l'une est la valeur prévue sur le même pas de temps que la pointe mesurée comme calculé dans la colonne "p1" du tableau 7-7; l'autre est celle entre les processus mesuré et prévu et figure dans la colonne

"p2" du même tableau. Ces deux manières se confondent dans le cas où il n'y a pas de décalage entre les pointes prévue et mesurée. L'erreur sur la prévision de la pointe de crue est l'erreur relative, PE, comme montré dans l'équation 7-6. On a calculé les erreurs correspondantes à savoir PE1 et PE2 (cf. tableau 7-7). De plus, on a calculé aussi les décalages de temps de la pointe prévue par rapport à la mesure avec TE. Les valeurs qui figurent dans les colonnes "temps d'apparition de pointe" sont exprimées en nombre de pas de temps qui séparent la pointe du commencement de la crue. La moyenne des erreurs de la valeur prévue sur le temps de la pointe mesurée (colonne PE1) est de 0.8% avec un écart-type de 13.2%. La moyenne des erreurs entre les pointes prévues et mesurées (colonne PE2) est de 13.5% avec un écart-type de 15.1%. Le décalage moyen entre les pointes prévue et mesurée est environ 1 pas de temps en retard ( $\Delta t=1$  heure).

Tableau 7-7 Statistiques sur la prévision de la pointe de crue (Orgeval)

ordre	nom d'épisode	pointe de crue					temps d'apparition de la pointe		
		m	p1	PE1(%)	p2	PE2(%)	m	p1	TE
1	7401081	5.20	5.19	-0.2	5.52	6.2	34	36	-2
2	7401281	6.10	6.36	4.3	6.69	9.7	23	22	+1
3	7403151	7.38	6.60	-10.6	9.23	25.0	136	138	-2
4	7410221	5.73	6.27	9.4	6.27	9.4	23	23	0
5	7412251	3.89	3.17	-18.5	3.90	0.3	36	38	-2
6	7501071	4.53	4.62	2.0	5.49	21.2	14	17	-3
7	7501251	7.71	6.62	-14.1	7.31	-5.2	91	95	-4
8	7505061	5.38	5.67	5.4	6.02	11.9	32	34	-2
9	7512251	4.66	4.84	3.9	4.84	3.9	20	20	0
10	7601111	7.64	7.90	3.4	8.27	8.2	47	50	-3
11	7702161	11.28	9.47	-15.7	11.0	-1.8	108	106	+2
12	7704011	6.69	7.72	15.4	10.2	52.2	20	22	-2
13	7801241	12.8	12.6	-1.6	14.5	13.0	26	27	-1
14	7802021	13.9	13.7	-1.9	15.5	11.5	55	54	+1
15	7803211	21.0	17.4	-17.1	19.7	-6.1	33	29	+4
16	7902021	10.3	10.2	-1.0	10.3	0.0	35	38	-3
17	7903111	12.9	12.9	-1.0	13.2	2.0	61	60	+1
18	7903251	9.42	8.71	-7.5	10.6	12.6	144	148	-4
19	8002041	17.1	17.0	-0.4	17.2	0.7	22	21	+1
20	8003141	28.8	30.1	4.4	34.3	19.0	36	39	-3
21	8006131	15.5	17.8	15.4	21.0	35.9	25	23	+2
22	8012181	9.69	12.0	23.8	12.0	23.8	18	18	0
23	8110151	18.8	15.9	-15.7	16.4	-13.2	34	31	+3
24	8112161	9.85	13.4	36.3	13.4	36.3	16	16	0

Le tableau 7-8 montre les volumes de crue prévu et mesuré. On voit clairement que les erreurs entre les volumes prévu et mesuré pour chaque épisode de crue sont assez petites: la moyenne des erreurs est -1.7%, et l'erreur maximale (-11.1%) issue de l'épisode n°23 est presque le double de la plus forte des autres erreurs (-5.9%, n°19).

Tableau 7-8 Volumes mesurés ( $V_m$ ) et prévus ( $V_p$ ) et les variations relatives VE (Orgeval)

ordre	codage	$V_m$ (mm)	$V_p$ (mm)	VE
1	7401081	9.82	9.78	-0.005
2	7401281	10.3	10.3	0.000
3	7403151	24.4	24.3	-0.007
4	7410221	7.16	7.26	0.013
5	7412251	10.7	10.6	-0.009
6	7501071	8.75	8.88	0.015
7	7501251	23.4	23.2	-0.010
8	7505061	7.19	7.30	0.015
9	7512251	8.95	8.82	-0.015
10	7601111	9.91	9.78	-0.013
11	7702161	25.8	25.4	-0.016
12	7704011	11.9	12.0	0.007
13	7801241	19.9	19.8	-0.006
14	7802021	27.7	27.4	-0.011
15	7803211	31.5	29.8	-0.055
16	7902021	18.3	17.6	-0.035
17	7903111	41.1	40.1	-0.023
18	7903251	30.6	30.1	-0.014
19	8002041	30.1	28.3	-0.059
20	8003141	39.2	38.6	-0.015
21	8006131	41.1	39.7	-0.034
22	8012181	20.1	20.1	-0.003
23	8110151	18.7	16.6	-0.111
24	8112161	14.7	14.4	-0.023

#### 7.3.1.4 Caractéristiques de la série des erreurs de prévision

Le coefficient d'auto-corrélation (Cor) sur trois décalages a été calculé pour la série des erreurs de prévision de chaque épisode de crue. Le tableau 7-9 montre les valeurs de Cor respectivement sur l'intervalle d'un pas de temps, Cor(1), de deux pas de temps, Cor(2), et de trois pas de temps, Cor(3). Cor(1) varie entre 0.54 et 0.95 avec une moyenne de 0.79, Cor(2) varie entre 0.01 et 0.92 avec une moyenne de 0.52 et Cor(3) absolu varie entre 0.03 et 0.88 avec une moyenne de 0.33. Sauf pour l'épisode n°16, les coefficients d'auto-

corrélations sont en forte diminution avec l'augmentation du décalage. En moyenne, ces coefficients d'auto-corrélation ne sont pas très élevés.

Tableau 7-9 Valeurs des coefficients d'auto-corrélation de la série d'erreurs de chaque épisode (Orgeval)

ordre	codage	Cor(1)	Cor(2)	Cor(3)
1	7401081	0.89	0.73	0.54
2	7401281	0.86	0.61	0.35
3	7403151	0.66	0.27	0.03
4	7410221	0.92	0.74	0.52
5	7412251	0.78	0.62	0.41
6	7501071	0.91	0.71	0.47
7	7501251	0.77	0.59	0.39
8	7505061	0.77	0.40	0.08
9	7512251	0.90	0.68	0.44
10	7601111	0.73	0.36	0.09
11	7702161	0.62	0.26	0.23
12	7704011	0.76	0.34	-0.04
13	7801241	0.76	0.50	0.24
14	7802021	0.81	0.60	0.35
15	7803211	0.82	0.57	0.35
16	7902021	0.95	0.92	0.88
17	7903111	0.83	0.68	0.55
18	7903251	0.88	0.73	0.56
19	8002041	0.79	0.51	0.34
20	8003141	0.81	0.48	0.22
21	8006131	0.54	0.01	-0.12
22	8012181	0.81	0.57	0.28
23	8110151	0.72	0.44	0.37
24	8112161	0.66	0.14	-0.15

La répartition des erreurs absolues de prévision apparaît dans la figure 7-4. La moyenne de l'ensemble des valeurs absolues des erreurs de prévision sur les 24 épisodes de crue est  $0.31 \text{ m}^3/\text{s}$  avec un écart-type de  $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$  et l'erreur maximale de prévision est de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  apparaissant sur le pic de crue de l'épisode n°21 (8006131). On peut voir aussi que 95% des erreurs de prévision sont égales ou inférieures à  $1.47 \text{ m}^3/\text{s}$ .

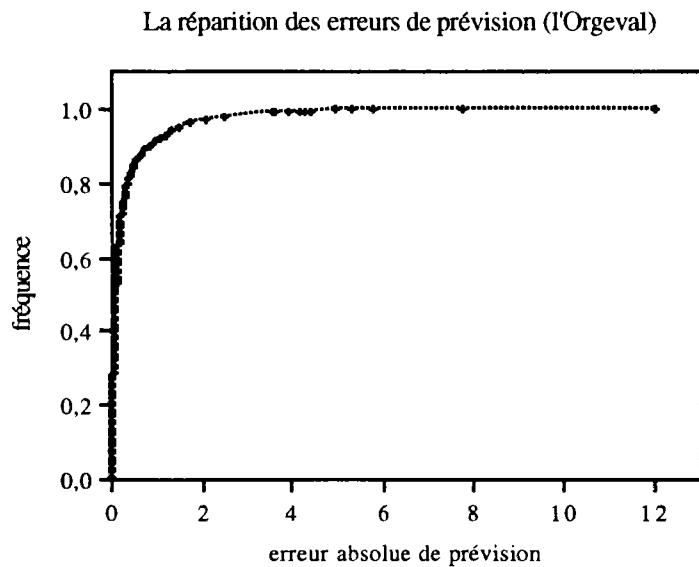


Figure 7-4 Répartition des valeurs absolues des erreurs de prévision (Orgeval)

Le test des signes a été appliqué pour voir s'il existe des erreurs systématiques pour la prévision. L'hypothèse nulle pour notre étude est que:

$$p[X(+) > X(-)] = p[X(+) < X(-)] = \frac{1}{2} \quad (7-9)$$

où  $X(+)$  est le nombre de signes positifs des erreurs de prévision et  $X(-)$  est le nombre de signes négatifs des erreurs de prévision.  $H_0$  déclare donc que le médiane de la différence entre le nombre des signes positifs et le nombre des signes négatifs est zéro. C'est-à-dire que si l'hypothèse nulle est vraie on peut dire que la moitié des erreurs sont positives et l'autre moitié a des valeurs négatives et par suite que la méthode de prévision ne comporte pas d'erreurs systématiques du point de vue statistique.  $H_0$  est rejetée si un trop petit nombre d'erreurs d'un signe se présente. On a testé d'abord l'ensemble des erreurs de prévision issues des 24 épisodes de crue, puis les erreurs de chaque épisode.

#### test des signes sur l'ensemble des erreurs

A l'Orgeval on a fait les prévisions sur 24 épisodes de crues, totalisant 3664 pas de temps, parmi lesquels 242 n'ont pas d'erreur de prévision et doivent être exclus de ce test et 1397 pas de temps présentent des erreurs positives. Alors,  $N=3664-242=3422$  et  $n=1397$ . Les étapes de ce test sont les suivantes:

I. Hypothèse nulle  $H_0$ : la médiane de la différence entre les nombres des deux signes est nulle. C'est-à-dire qu'il y a d'autant d'erreurs positives que d'erreurs négatives. En revanche,  $H_1$  est l'hypothèse que la médiane de la différence n'est pas à zéro et que le signe négatif est présent dans la majorité des erreurs de prévision.

II. Le niveau de signification est choisi a priori égal à  $\alpha=0.05$ .  $N$  est défini comme le nombre total de pas de temps des prévisions en ayant exclu les pas de temps où la prévision n'a pas d'erreur et  $n$  est le nombre des erreurs positives.

III. La distribution de l'échantillon: la probabilité  $p$  associée à l'occurrence de la valeur  $n$  est donnée par la distribution binomiale pour  $P=Q=1/2$  comme suit.

$$p = \sum_{i=0}^n \binom{N}{i} P^i Q^{N-i} \quad (7-10)$$

IV. La région de rejet.  $H_1$  prédit que la différence entre les tailles des séries des deux signes est positive avec un test fait sur un côté.  $H_0$  sera rejetée seulement si la probabilité associée à l'occurrence de  $n$  est égale ou inférieure à  $\alpha$ .

V. Décision: La probabilité d'occurrence de  $n \leq 1397$  avec  $N=3422$  peut être calculée théoriquement avec l'équation 7-10, mais plus simplement grâce à l'approximation de la loi normale qui donne à  $p=0.3 \cdot 10^{-26}$ . Cette valeur se situe dans la région de rejet pour  $\alpha=0.05$ . Notre décision est de rejeter  $H_0$  en faveur de  $H_1$ . C'est-à-dire que la méthode de prévision nous donne des prévisions systématiquement plus grandes que les mesures du point de vue statistique.

#### test des signes sur les erreurs de chaque épisode de crue

Le tableau 7-10 montre les résultats du test des signes pour chaque épisode de crue, où  $X(+)$ ,  $X(-)$  et  $X(0)$  représentent respectivement les nombres des erreurs positives, négatives et nulles. En vue de maintenir le test sur un côté de probabilité, on a choisi toujours le minimum entre  $X(+)$  et  $X(-)$  en notant que  $H_1$  doit être changée en cas que le nombre de  $X(-)$  est choisi comme  $n$ . On peut voir dans ce tableau que 13 épisodes sur 24 ont systématiquement plus d'erreurs négatives au cours de la prévision.

Tableau 7-10 Test des signes de séries d'erreurs (Orgeval)

ordre	codage	X(+)	X(-)	X(0)	N	p(N,n) (P=Q=0.5)	remarque a=0.05
1	7401081	56	54✓	16	110	0.46	
2	7401281	69✓	71	7	140	0.47	
3	7403151	85✓	129	39	214	$0.16 \cdot 10^{-2}$	$p < \alpha$
4	7410221	14✓	71	2	85	$0.12 \cdot 10^{-9}$	$p < \alpha$
5	7412251	35✓	89	16	124	$0.67 \cdot 10^{-6}$	$p < \alpha$
6	7501071	28✓	83	15	111	$0.83 \cdot 10^{-7}$	$p < \alpha$
7	7501251	82✓	100	34	182	0.10	
8	7505061	31✓	66	5	97	$0.20 \cdot 10^{-3}$	$p < \alpha$
9	7512251	34✓	86	7	120	$0.11 \cdot 10^{-5}$	$p < \alpha$
10	7601111	34✓	76	11	110	$0.38 \cdot 10^{-4}$	$p < \alpha$
11	7702161	105✓	108	20	213	0.45	
12	7704011	50✓	57	10	107	0.28	
13	7801241	50✓	54	4	104	0.38	.
14	7802021	80✓	127	6	207	$0.66 \cdot 10^{-3}$	$p < \alpha$
15	7803211	87	70✓	8	157	0.10	
16	7902021	52✓	76	0	128	0.02	$p < \alpha$
17	7903111	90✓	136	2	226	$0.13 \cdot 10^{-2}$	$p < \alpha$
18	7903251	62✓	143	4	205	$0.75 \cdot 10^{-8}$	$p < \alpha$
19	8002041	53✓	67	2	120	0.12	
20	8003141	69	54✓	2	123	0.10	
21	8006131	94✓	130	12	224	0.01	$p < \alpha$
22	8012181	48✓	93	15	141	$0.94 \cdot 10^{-4}$	$p < \alpha$
23	8110151	40✓	40	4	80	0.54	
24	8112161	49	45✓	1	94	0.38	

(✓ valeur de n)

### 7.3.1.5 Variations des paramètres en cours de la prévision

La figure 7-5 illustre les distributions expérimentales des paramètres appliqués au cours de la prévision et les variations des paramètres au cours de la prévision sont figurées dans l'ANNEXE-VIII. On a la forte impression que pendant la majeure partie du temps de la prévision les paramètres du modèle varient faiblement.

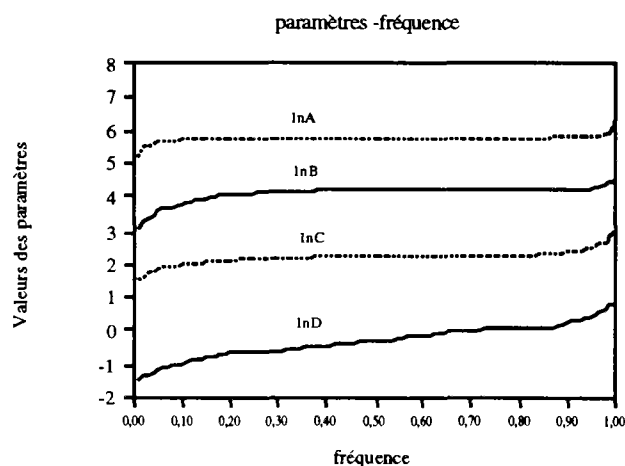


Figure 7-5 Distributions expérimentales des paramètres pour la prévision des crues (Orgeval)

Dans le tableau 7-11, on montre les moyennes et les écarts-types des paramètres issus de la prévision, et les valeurs des paramètres de référence et leurs écarts-types qui interviennent dans la fonction objectif. On voit que les moyennes issues de la prévision et les valeurs des paramètres issues de la simulation sur une longue durée sont assez proches sauf pour le paramètre D. Cela veut dire que les paramètres du modèle en prévision varient en principe autour de leur valeurs calées sur une longue durée. On constate que l'écart-type de chaque paramètre issu de la prévision est assez petit et présente des différences entre les paramètres. Cela montre que les paramètres varient faiblement pour la prévision et révèle que la variation de chaque paramètre pendant la prévision est différente avec, par ordre croissant, D, B, C et A.

Tableau 7-11 Moyennes et écarts-types des paramètres (Orgeval)

	lnA	LnB	LnC	lnD
moyenne pendant la prévision	5.72	4.10	2.16	-0.35
valeurs issues de la simulation	5.74	4.21	2.16	0.00
écart-type pendant la prévision	0.11	0.25	0.21	0.48

### 7.3.2 Prévision en condition de pluie nulle

Sous cette condition, les pluies futures sont supposées être nulles, ce qui est une manière de traiter les pluies inconnues répandue dans la pratique (Tucci et Clarke, 1989). Cette hypothèse est dommageable dans le cas où le temps de concentration est plus petit que le délai de prévision. Dans la figure 7-8, on illustre cela avec 2 épisodes de crue prévus en condition de pluie nulle (tous les épisodes peuvent être trouvés dans l'ANNEXE-VI). Dans le tableau 7-12, on a donné les valeurs de IC et de CE de la prévision relatifs à chaque épisode



sous condition de pluie nulle (IC0 et CE0) et de pluie connue (IC1 et CE1) et ces valeurs sont remontrées dans les figures 7-6 et 7-7. On constate que les résultats issus de ces deux conditions sont généralement assez proches toutefois 2 épisodes sur 24 présentent les valeurs négatives pour CE sous condition de pluie nulle au lieu d'un seul sur 24 sous condition de pluie connue. Les résultats avec l'hypothèse de pluie nulle sont légèrement inférieurs aux résultats avec l'hypothèse de pluie connue, sauf pour les épisodes n°1 et n°12 selon CE.

Tableau 7-12 Les valeurs de IC0, IC1, CE0 et CE1 (Orgeval)

ordre	codage	IC1	IC0	CE1	CE0
1	7401081	0.968	0.979	0.720	0.810
2	7401281	0.970	0.964	0.774	0.722
3	7403151	0.970	0.967	0.400	0.326
4	7410221	0.939	0.944	0.560	0.599
5	7412251	0.920	0.917	0.473	0.451
6	7501071	0.811	0.834	0.089	0.196
7	7501251	0.970	0.960	0.583	0.449
8	7505061	0.976	0.977	0.738	0.755
9	7512251	0.926	0.908	0.671	0.597
10	7601111	0.961	0.969	0.574	0.654
11	7702161	0.978	0.975	0.730	0.696
12	7704011	0.862	0.929	-0.006	0.488
13	7801241	0.966	0.926	0.604	0.146
14	7802021	0.966	0.961	0.507	0.427
15	7803211	0.958	0.951	0.527	0.438
16	7902021	0.935	0.885	0.291	-0.354
17	7903111	0.958	0.861	0.670	-0.099
18	7903251	0.898	0.878	0.475	0.375
19	8002041	0.939	0.930	0.291	0.192
20	8003141	0.965	0.967	0.376	0.404
21	8006131	0.889	0.860	0.225	0.026
22	8012181	0.923	0.887	0.436	0.173
23	8110151	0.885	0.879	0.192	0.149
24	8112161	0.942	0.939	0.577	0.561

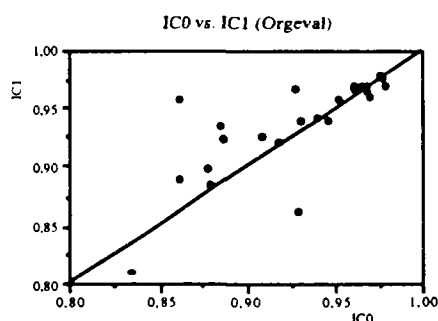


Figure 7-6 IC0 versus IC1 (Orgeval)

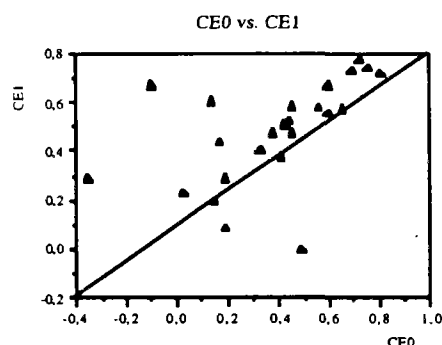


Figure 7-7 CE0 versus CE1 (Orgeval)

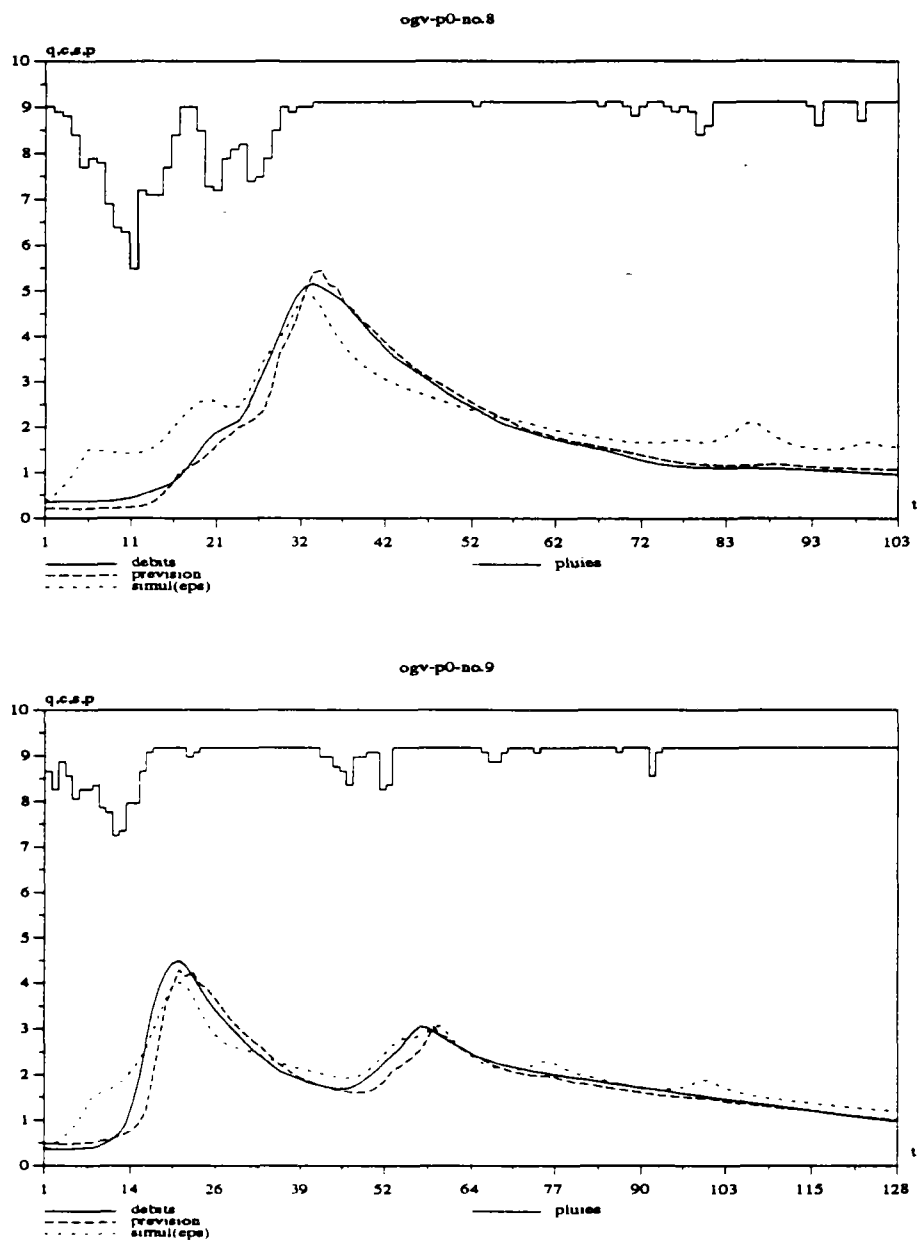


Figure 7-8 Prévisions en condition de pluie nulle (Orgeval)

- débits mesurés ou pluies mesurées
- - - débits prévus
- ..... débits simulés par épisode

## 7.4 VÉRIFICATION SUR LE RÉAL-COLLOBRIER

Les résultats de la vérification pour le Réal Collobrier sont présentés dans cette section.

### 7.4.1 Prévision en condition de pluie connue

Deux épisodes de crue prévus au Réal Collobrier sous condition de pluie connue sont présentés dans la figure 7-9 (cf. ANNEXE-VII pour l'ensemble des épisodes).

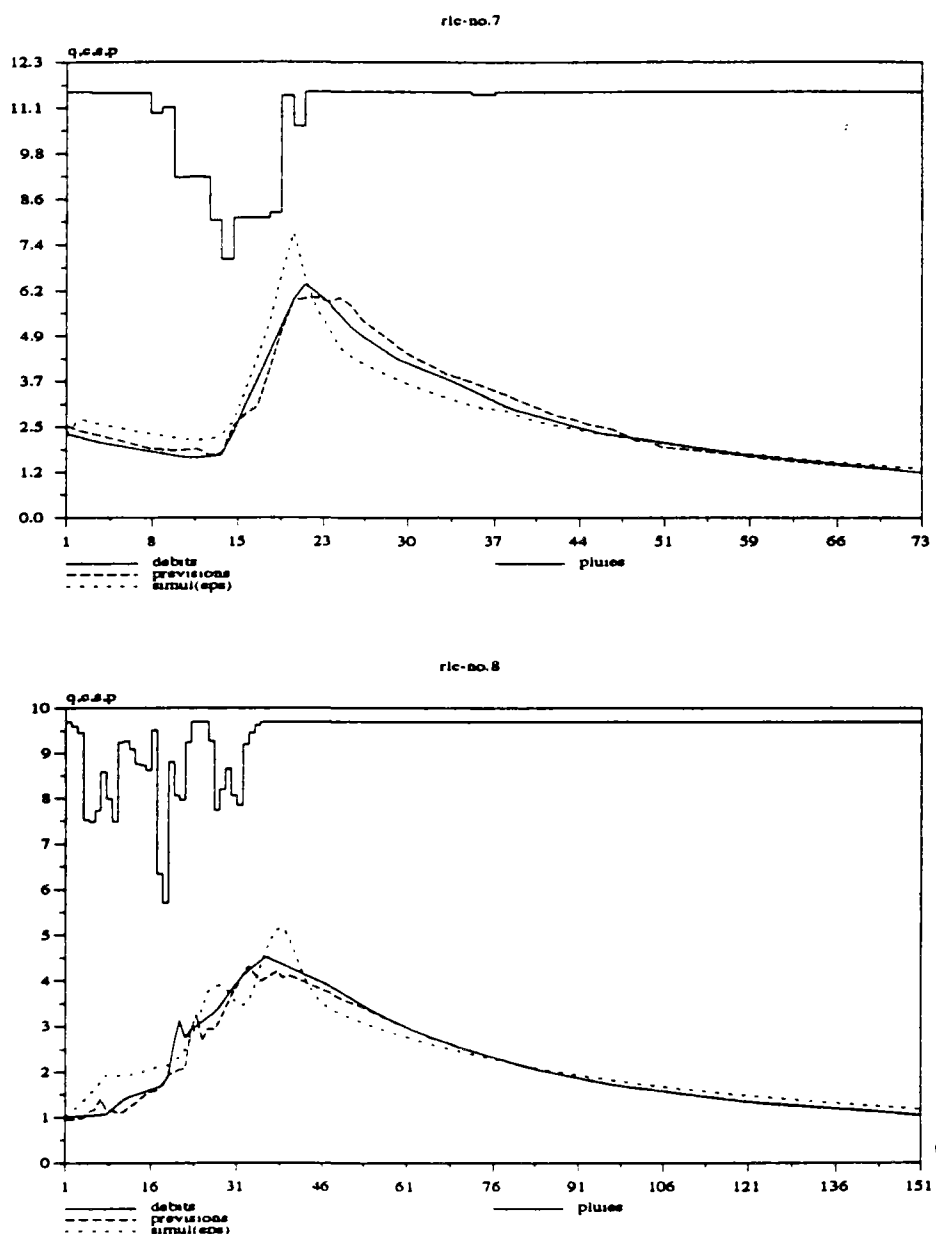


Figure 7-9 Prévisions sous condition de pluie connue (le Réal Collobrier)  
 — débits mesurés ou pluies mesurées  
 - - - - débits prévus  
 ..... débits simulés par épisode

#### 7.4.1.1 Évaluation de l'efficacité de la méthode de prévision par rapport au modèle de simulation sur lequel la méthode se base

Le tableau 7-13 montre les valeurs de  $r$  correspondant aux deux sortes de simulations pour chaque épisode considérée,  $r(d)$  correspond à la comparaison entre la prévision et la simulation sur une longue durée et  $r(e)$  étant celui provenant de la comparaison entre la prévision et la simulation par épisode. On peut voir que toutes les valeurs  $r(d)$  sont positives sauf pour l'épisode n°9. Cela montre une amélioration des résultats de la prévision par rapport à ceux issus de la simulation sur une longue durée. Le fait que 6 valeurs de  $r(e)$  sur 12 sont positives indique que dans la moitié des cas les prévisions peuvent être même meilleures que les débits optimisés épisode par épisode. L'efficacité de la méthode de prévision par rapport au modèle de simulation est donc confirmée par le coefficient  $r$ .

Tableau 7-13  $r(d)$  et  $r(e)$  de chaque épisode prévu (Réal Collobrier)

ordre	codage	$r(d)$	$r(e)$
1	6902211	0.991	0.600
2	6903051	0.849	0.300
3	6903141	0.475	0.753
4	6905061	0.851	-1.846
5	6912311	0.876	-3.062
6	7003151	0.982	0.802
7	7012271	0.997	0.781
8	7103211	0.782	0.714
9	7202041	-0.113	-0.850
10	7203051	0.885	-1.443
11	7203131	0.895	-2.762
12	7212281	0.192	-1.064

#### 7.4.1.2 Évaluation de la précision globale des prévision

Le tableau 7-14 montre les valeurs de IC et de CE, pour les prévisions de chaque épisode de crue. Comme premier diagnostic, on trouve que toutes les valeurs de IC sont positives et plus grandes que 0.60 sauf l'épisode n°10. On constate que CE a des valeurs positives pour 10 épisodes de crue sur 12. La valeur maximale de CE arrive à 0.767 et la moyenne et l'écart-type des valeurs de CE sont respectivement 0.416 et 0.597.

Tableau 7-14 IC et CE de chaque épisode prévu (Réal Collobrier)

ordre	codage	IC	CE
1	6902211	0.932	0.761
2	6903051	0.899	0.707
3	6903141	0.854	0.493
4	6905061	0.936	0.868
5	6912311	0.887	0.787
6	7003151	0.895	0.640
7	7012271	0.954	0.907
8	7103211	0.900	0.532
9	7202041	0.658	0.209
10	7203051	-0.469	-1.054
11	7203131	0.833	0.631
12	7212281	0.620	-0.484

#### 7.4.1.3 Précision de la prévision des aspects particuliers de la prévision

On a calculé dans le tableau 7-15 les deux sortes d'erreurs PE1 et PE2 (cf. l'équation 7-6). On a montré aussi les décalages de temps TE (cf. l'équation 7-8) entre les pointes prévue et mesurée. Les valeurs figurent dans les colonnes "temps d'apparition de pointe" sont exprimées en nombre de pas de temps relativement au commencement de l'épisode. La moyenne des erreurs de la valeur prévue sur le temps de la pointe mesurée (colonne PE1) est de -7.0% avec un écart-type de 20%. La moyenne des erreurs entre les pointes prévue et mesurée (colonne PE2) est de 13.6% avec un écart-type de 19.3%. Le décalage moyen entre les pointes prévue et mesurée est d'environ 1 pas de temps en retard ( $\Delta t=1$  heure).

Tableau 7-15 Statistiques sur les prévisions de pointe de crue (Réal Collobrier) (m=mesuré, p=prévu, 1=même moment, 2=moments différents)

ordre	nom d'épisode	pointe de crue					temps d'apparition de la pointe		
		m	p1	PE1(%)	p2	PE2(%)	m	p	TE
1	6902211	18.4	18.6	1.0	18.2	-1.0	48	49	-1
2	6903051	19.6	24.4	24.4	20.7	5.6	53	55	-2
3	6903141	10.7	11.5	7.5	10.9	1.9	32	29	+3
4	6905061	5.29	5.53	4.5	4.93	-6.8	19	21	-2
5	6912311	28.9	36.0	24.6	25.3	-12.5	43	45	-2
6	7003151	4.93	5.12	3.9	4.79	-2.8	53	54	-4
7	7012271	6.32	5.96	-5.7	5.93	-6.2	20	21	-1
8	7103211	4.41	4.21	-4.5	3.95	-10.4	35	32	+3
9	7202041	40.9	42.8	4.6	42.8	4.6	57	57	0
10	7203051	6.29	10.3	63.8	2.47	-60.7	28	31	-3
11	7203131	21.2	23.7	11.8	16.4	-22.6	25	27	-2
12	7212281	112	142	26.7	142	26.7	43	43	0

Le tableau 7-16 montre les volumes de crue prévu et mesuré. On peut trouver que les erreurs entre les volumes prévu et mesuré pour chaque épisode de crue sont assez petites: la moyenne des VE est de 0.8% avec un écart-type de 3.5%.

Tableau 7-16 Volumes mesuré ( $V_m$ ) et prévu ( $V_p$ ) et erreurs relatives (VE) (Réal Collobrier)

ordre	codage	$V_m$ (mm)	$V_p$ (mm)	VE
1	6902211	49.7	49.0	-0.013
2	6903051	55.1	55.1	0.000
3	6903141	41.3	41.3	0.000
4	6905061	8.94	9.35	0.045
5	6912311	30.8	33.4	0.084
6	7003151	14.9	14.6	-0.018
7	7012271	10.3	10.6	0.030
8	7103211	16.8	16.4	-0.023
9	7202041	118	117	-0.005
10	7203051	17.6	18.4	0.043
11	7203131	42.0	40.1	-0.044
12	7212281	164	164	0.001

#### 7.4.1.4 Caractéristiques de la série des erreurs de prévision

Le coefficient d'auto-corrélation (Cor) pour trois décalages en temps a été calculé pour la série des erreurs de prévision de chaque épisode de crue. Le tableau 7-17 montre les valeurs de Cor respectivement pour des décalages d'un pas de temps, Cor(1), de deux pas de temps, Cor(2), et de trois pas de temps, Cor(3). Cor(1) varie entre 0.50 et 0.82 avec une moyenne de 0.67, Cor(2) varie entre 0.11 et 0.55 avec une moyenne de 0.36 et Cor(3) varie entre -0.15 et 0.42. Les coefficients d'auto-corrélation ont une forte diminution avec le décalage de temps. En moyenne, ces coefficients d'auto-corrélation ne sont pas très élevés.

Tableau 7-17 Coefficients d'auto-corrélation des erreurs de la prévision (Réal Collobrier)

ordre	codage	Cor(1)	Cor(2)	Cor(3)
1	6902211	0.71	0.40	0.14
2	6903051	0.63	0.28	0.19
3	6903141	0.67	0.33	0.14
4	6905061	0.82	0.54	0.34
5	6912311	0.50	0.41	0.09
6	7003151	0.64	0.26	-0.01
7	7012271	0.80	0.55	0.42
8	7103211	0.68	0.26	0.08
9	7202041	0.61	0.11	-0.15
10	7203051	0.65	0.29	0.01
11	7203131	0.61	0.29	0.19
12	7212281	0.77	0.54	0.33

La répartition des erreurs de prévision est montrée dans la figure 7-10. La moyenne de l'ensemble des valeurs absolues des erreurs de prévision sur les 12 épisodes de crue est de  $0.70 \text{ m}^3/\text{s}$  avec un écart-type de  $2.78 \text{ m}^3/\text{s}$  et l'erreur maximale de prévision atteint  $40.6 \text{ m}^3/\text{s}$  pour le pic de crue de l'épisode n°12 (7212281). On constate que 95% des erreurs de prévision sont égales ou inférieures à  $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

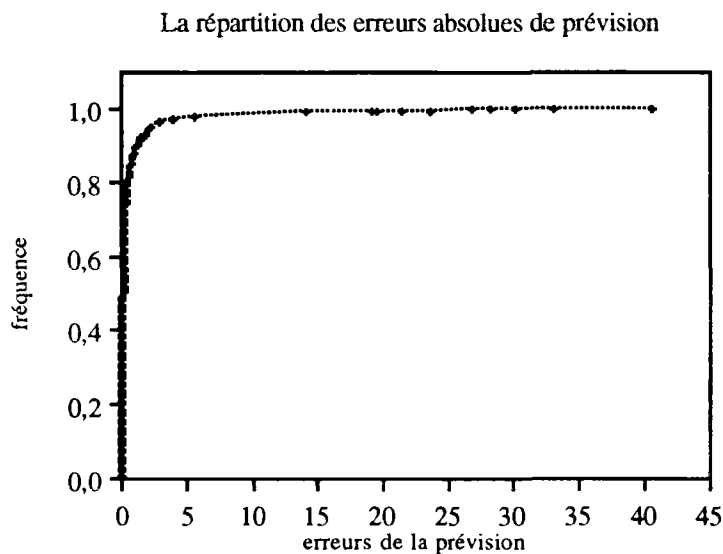


Figure 7-10 Répartition des valeurs absolues des erreurs de prévision (Réal Collobrier)

Le test des signes (cf. §7.3.1.4) a été effectué sur les séries d'erreurs du Réal Collobrier.

#### test des signes sur l'ensemble des erreurs

On a fait les prévisions sur 12 épisodes de crues, totalisant 1951 pas de temps, parmi lesquels 105 n'ont pas d'erreur de prévision et doivent être exclus de ce test et 607 pas de temps présentent des erreurs négatives. Avec les notations du paragraphe §7.3.1.4 on a  $N=1951-105=1846$  et  $n=607$ . La probabilité d'occurrence de  $n \leq 607$  avec  $N=1846$  calculée avec l'équation 7-10, on donne  $p=0.43 \cdot 10^{-49}$ . Cette valeur se situe dans la région de rejet pour  $\alpha=0.05$ . Notre décision est de rejeter  $H_0$  en faveur de  $H_1$ . C'est-à-dire que la méthode de prévision nous donne des prévisions systématiquement plus petites que les mesures du point de vue statistique.

test des signes sur les erreurs de chaque épisode de crue

Le tableau 7-18 montre les résultats du test des signes pour chaque épisode de crue, où  $X(+)$ ,  $X(-)$  et  $X(0)$  représentent respectivement les nombres des erreurs positives, négatives et nulles. Avec un test sur un côté, on retient toujours le minimum de  $X(+)$  et  $X(-)$  (bien entendu, la décision sera changée à cet effet). On peut voir dans ce tableau que 9 épisodes sur 12 présentent des erreurs systématiques: plutôt positives pour 8 épisodes et plutôt négatives pour 1 épisode (n°5).

Tableau 7-18 Test des signes sur la série des erreurs (Réal Collobrier)

ordre	codage	X(+)	X(-)	X(0)	N	p(N,n) (P=Q=0.5)	remarque $\alpha=0.05$
1	6902211	122	56✓	0	178	$0.42 \cdot 10^{-6}$	$p < \alpha$
2	6903051	176	49✓	21	225	$0.28 \cdot 10^{-17}$	$p < \alpha$
3	6903141	147	49✓	1	196	$0.72 \cdot 10^{-12}$	$p < \alpha$
4	6905061	32✓	44	2	76	0.10	
5	6912311	22✓	74	11	96	$0.47 \cdot 10^{-7}$	$p < \alpha$
6	7003151	57	44✓	1	101	0.12	
7	7012271	31✓	41	2	72	0.14	
8	7103211	114	36✓	37	150	$0.62 \cdot 10^{-10}$	$p < \alpha$
9	7202041	256	88✓	25	344	$0.19 \cdot 10^{-19}$	$p < \alpha$
10	7203051	72	49✓	2	121	0.02	$p < \alpha$
11	7203131	134	28✓	3	162	$0.44 \cdot 10^{-12}$	$p < \alpha$
12	7212281	76	49✓	0	125	$0.98 \cdot 10^{-2}$	$p < \alpha$

(✓ valeur de n)

**7.4.1.5 Variations des paramètres ajustés**

La figure 7-11 illustre les distributions expérimentales des paramètres appliqués au cours de la prévision. Les variations des paramètres au cours de la prévision pour chaque épisode de crue sont montrées dans l'ANNEXE-VIII. On a constaté que la plupart du temps les paramètres du modèle varient faiblement.



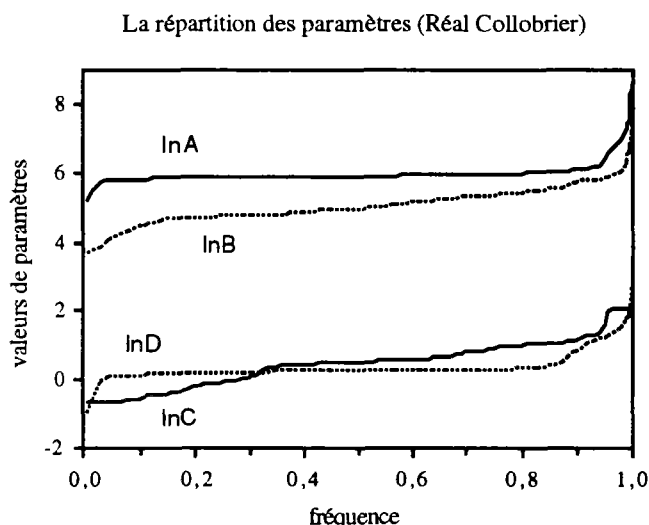


Figure 7-11 Distributions expérimentales des paramètres pour la prévision des crues (Réal Collobrier)

Dans le tableau 7-19, on montre les moyennes et les écarts-types des paramètres issus de la prévision, et les valeurs des paramètres issus du calage sur une longue durée qui servent de base à la prévision. On voit les valeurs des deux sortes de paramètres et peut constater que les moyennes issues de la prévision et les valeurs des paramètres issues de la simulation sur une longue durée sont assez proches sauf pour le paramètre C. Cela veut dire que les paramètres du modèle en prévision varient en principe autour de leur valeur calée sur une longue durée. On constate que l'écart-type de chaque paramètre issu de la prévision est assez petit et présente des différences entre les paramètres, ce qui confirme que les paramètres varient faiblement pendant la prévision et que la variation de chaque paramètre est différente avec, par ordre de croissant, C, B, D et A.

Tableau 7-19 Moyennes et écarts-types des paramètres (Réal Collobrier)

	lnA	lnB	lnC	lnD
moyenne pendant la prévision	5.91	4.97	0.41	0.29
valeurs issues de la simulation	5.87	4.63	2.04	0.20
écart-type pendant la prévision	0.32	0.53	0.67	0.40

#### 7.4.2 Prévision en condition de pluie nulle

Deux épisodes de crue prévus au Réal Collobrier sous condition de pluies nulles sont illustrés dans la figure 7-12 comme exemple et tous les 12 épisodes peuvent être trouvés dans l'ANNEXE-VII. Dans le tableau 7-20 et les figures 7-13 et 7-14, on a donné les valeurs de IC et de CE pour chaque épisode en

condition de pluie nulle (IC0 et CE0) et de pluie connue (IC1 et CE1). CE0 révèle qu'une valeur sur 12 est négative au lieu de 2 sur 12 en condition de pluie connue.

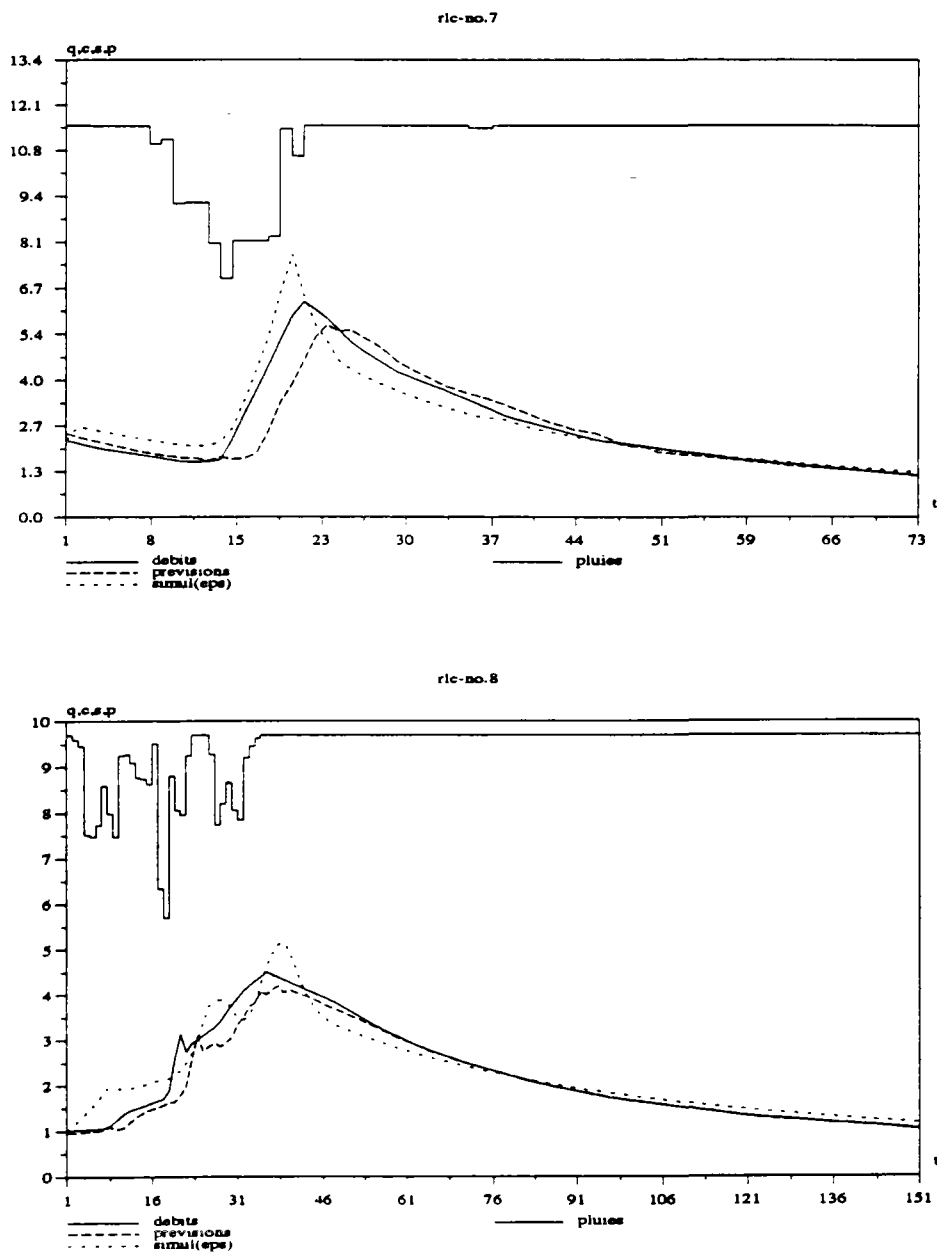


Figure 7-12 Prévisions sous condition de pluies nulles (le Réal Collobrier)  
 ——— débits mesurés ou pluies mesurées  
 - - - - - débits prévus  
 ..... débits simulés par épisode

Tableau 7-20 Performances de la prévision sous la condition de pluies nulles (Réal Collobrier)

ordre	codage	IC0	IC1	CE0	CE1
1	6902211	0.770	0.932	0.180	0.761
2	6903051	0.747	0.899	0.268	0.707
3	6903141	0.783	0.854	0.247	0.493
4	6905061	0.667	0.936	0.307	0.868
5	6912311	0.533	0.887	0.117	0.787
6	7003151	0.794	0.895	0.295	0.640
7	7012271	0.673	0.954	0.334	0.907
8	7103211	0.824	0.900	0.174	0.532
9	7202041	0.648	0.658	0.187	0.209
10	7203051	0.318	-0.469	0.047	-1.054
11	7203131	0.687	0.833	0.310	0.631
12	7212281	-0.373	0.620	-4.350	-0.484

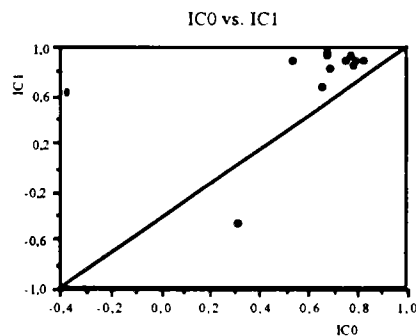


Figure 7-13 IC0 versus IC1 (Réal Collobrier)

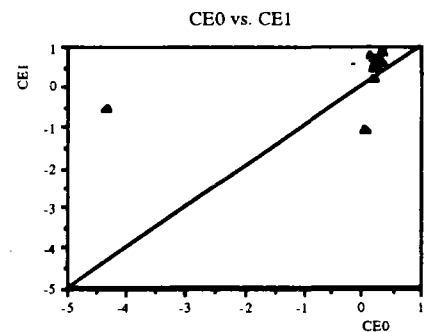


Figure 7-14 CE0 versus CE1 (Réal Collobrier)

## 7.5 CONCLUSION SUR LES TRAVAUX DE VÉRIFICATION

La méthode d'ajustement a été vérifiée sous cinq aspects sur deux bassins versants expérimentaux relativement petits. Le délai de prévision est pris égal à 3 pas de temps de 1 heure. En général, les résultats issus de ces deux bassins versants ne montrent pas de grosses différences et par suite on peut présenter les conclusions communes ci-après:

- 1) La méthode d'ajustement est efficace par rapport au calage sur une longue durée et peut arriver en grande partie à la précision théorique d'un calage par épisode.
- 2) Un jugement global avec le coefficient d'efficacité montre que la prévision est généralement acceptable.
- 3) Sur les points particuliers de la prévision: il existe des erreurs assez grandes pour les décalages sur les temps d'apparition de la pointe de crue pour quelques épisodes même pour ceux valables globalement (CE positif), les prévisions sur le volume de crue ont toujours une très bonne précision.

- 4) L'analyse des erreurs de prévision montre que les prévisions sont plus souvent en dessous qu'en dessus des valeurs réelles, et que l'autocorrélation des erreurs n'est pas très forte (inférieure à 0.8) et décroît assez vite (autocorrélation non-significative pour un décalage de 3 pas de temps).
- 5) La plupart du temps, les variations des paramètres ajustés en cours de prévision sont faibles, ce qui permet de garantir une certaine fiabilité à la démarche.

## 7.6 CONCLUSION DE LA DEUXIÈME PARTIE

Dans cette deuxième partie, après avoir rappelé les méthodes utilisées habituellement pour traiter le problème de la prévision des crues en temps réel, un certain nombre d'analyses nous ont permis de proposer une méthode d'ajustement adaptée à un modèle conceptuel pluie-débit, et on a vérifié cette nouvelle méthode de prévision sur deux bassins versants expérimentaux. On peut isoler cinq points forts dans cette partie:

- 1) Un modèle conceptuel pluie-débit peut être appliqué pour la prévision des crues en temps réel en utilisant une procédure spécifique pour ajuster les paramètres en cours de prévision.
- 2) En vue de faire de la prévision, il vaut mieux appliquer un modèle conceptuel en continu, et non pas par épisode car on évite les difficultés provenant de l'initialisation des états du système.
- 3) Il est utile d'employer comme fonction d'objectif pour ajuster en temps réel les paramètres du modèle conceptuel pluie-débit, une combinaison de 2 termes: d'une part minimiser les deux dernières erreurs et d'autre part minimiser les déviations des paramètres par rapport à leurs valeurs issues d'une longue période de calage.
- 4) Combiner le mode adaptatif et le mode de simulation permet d'obtenir un ajustement fiable en temps réel et apporte donc une stabilité de prévision. Cette combinaison porte sur une durée appelée durée rétroactive d'ajustement.
- 5) Un ajustement des paramètres liés aux réservoirs d'un modèle conceptuel respectant la conservation des flux d'eau assure au processus d'adaptation une meilleure cohérence avec les principes de la modélisation et ne remet pas en cause l'efficacité de ce processus.

L'ensemble de ces observations a permis de bâtir une méthode efficace d'adaptation à la prévision des crues d'un modèle conceptuel tel que GR4.



## Conclusion générale

Le problème qu'il a été tenté de traiter dans cette recherche est celui de la prévision de crue à l'aide d'un modèle conceptuel pluie-débit.

Quand la simulation est fondée sur un modèle linéaire, les techniques d'ajustement en prévision viennent très naturellement à l'esprit, comme par exemple, la transformation du modèle en modèle portant sur les différences temporelles des variables de pluie et de débit. Une des formes les plus achevées de ces techniques est sans aucun doute la formalisme assez général du filtrage de Kalman (Kalman, 1960).

En ce qui concerne les modèles conceptuels, les démarches auxquelles on a généralement recours, par exemple la mise à jour des niveaux des réservoirs constitutifs de ces modèles ou leur linéarisation locale pour pouvoir appliquer les méthodes bien rodées des modèles linéaires, posent problème car en bousculant la logique des modèles conceptuels, on perd l'essentiel de ce qui fait leur efficacité à rendre compte du processus hydrologique. Puisque la nature même de la prévision oblige à une certaine remise en cause, il faut chercher la façon de procéder qui permettra à cette remise en cause de ne pas ruiner l'édifice logique qui fonde le modèle conceptuel utilisé.

Pour aborder cette réflexion, il est apparu utile de la conduire sur un exemple simple de modèle conceptuel. On a utilisé le modèle GR4 qui est un modèle conceptuel, à quatre paramètres, bien étudié au pas de temps journalier.

Malgré ce capital initial de connaissances, on a consacré une bonne partie de la recherche à approfondir l'étude de ce modèle et plus particulièrement de ses paramètres, et à étudier s'il restait pertinent au pas de temps horaire généralement nécessaire en prévision des crues. On a constaté que les paramètres montraient une importante variabilité en fonction des périodes sur lesquelles ils étaient calés. La simplicité du modèle, dont toutes les composantes sont activées même sur une période de calage relativement

courte, permet de considérer qu'il ne s'agit pas là d'un simple problème d'indétermination des paramètres. Il est dès lors apparu raisonnable de considérer qu'une mise à jour en prévision puisse se fonder sur cette non-stationnarité, afin de compenser l'inadéquation du modèle à représenter en toutes circonstances avec un jeu déterminé de paramètres, le processus hydrologique d'une façon suffisamment précise pour apporter une prévision opérationnelle efficace.

C'est toujours cette réflexion sur le modèle conceptuel qui a permis de mettre en évidence les insuffisances d'un fonctionnement par événement, c'est-à-dire limité dans le temps au strict événement critique. En effet, avec une telle démarche, on ne comprend dans quel état se trouvait le système en début d'événement que lorsqu'une bonne partie de la crue est passée.

Un fonctionnement en continu du modèle conceptuel permet en revanche de garder à chaque instant la trace de l'état du système.

L'analyse par événement a cependant été indispensable pour étudier la variabilité des paramètres et rechercher ceux dont le recalage était le plus efficace. Mais cette analyse a montré que tous devaient participer à l'opération d'ajustement, car chacun avait un rôle propre à y jouer.

Sur cette base, la méthode développée a consisté à ajuster les valeurs des paramètres sur une période récente ou "durée rétroactive d'ajustement" (DRA) (de quelques centaines d'heures). En début de DRA, l'état du système est corrigé pour respecter la conservation des bilans en volumes.

La recherche de la meilleure adaptation des paramètres a conduit à adopter une procédure réduisant le plus possible l'écart des paramètres par rapport à ceux adoptés pour la simulation en longue durée, l'objectif étant d'annuler, ou tout au moins minimiser, les valeurs absolues des deux dernières erreurs, véritable enjeu propre à la prévision.

Les résultats obtenus sur les deux petits bassins versants qui ont servi de support tout au long de cette recherche ont montré une qualité satisfaisante et encourageante. Il conviendrait désormais de comparer cette procédure avec d'autres techniques. L'efficacité de la méthode ne sera démontrée que

par son succès pratique dans de nombreuses applications. Une telle application a commencé à être mise en oeuvre, postérieurement aux travaux présentés ici, pour la prévision des crues dans le haut bassin du Doubs où les méthodes débit-débit étaient mise en défaut. Cela a été l'occasion de vérifier qu'il y avait pas de difficulté pratique à utiliser telle quelle la méthode dans le cadre d'une étude d'ingénierie. Il est trop tôt en revanche pour apporter une conclusion sur l'efficacité opérationnelle du système mis en place, qui ne pourra être évaluée qu'après quelques crues, et cela pour des bassins versants variés quant à leurs caractéristiques physiques.





## Références bibliographiques

- Aitken, A.P. (1973). "Assessing systematic errors in rainfall-runoff models." *J. Hydrol.*, 20(1973), 121-136.
- Askew, A.J. (1981). "Use of catchment models for flood forecasting in central America." *Logistics and Benefits of Using Mathematical Models of Hydrologic and Water Resources Systems*, A.J. Askew, F.Greco, and J.Kindler, eds., IIASA Proceeding series, Vol. 13, 99-106.
- Askew, A.J. (1989). "Real-time intercomparison of hydrological models." *New Directions for Surface Water Modeling*, Proceedings of the Baltimore Symposium, IAHS Publ. no. 181.
- Bailleux, J. (1974). "Les bassins versants représentatifs de l'Orgeval, étude du bassin général, contrôle par la station du Theil (période 1962-1966)." *Bulletins Techniques de Génie Rural*, n°116.
- Barré de Saint-Venant, A.J.C. (1848). *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes*. Paris.
- Bates, J.M., and Granger, C.W.J. (1969). "The combination of forecasts." *Operational Research Quarterly*, 10, 451-468.
- Bentura, P.L.F. (1992). *Méthode hydrologique de propagation de crue*. Mémoire de DEA, Division hydrologie, CEMAGREF, Antony, France.
- Bergman, M.J., and Delleur, J.W. (1985a). "Kalman filtering estimation and prediction of daily stream flows: I. Review, algorithm and simulation experiments." *Water Resour. Bull.*, 21(5), 815-825.
- Bergman, M.J., and Delleur, J.W. (1985b). "Kalman filtering estimation and prediction of daily stream flows: II. Application to the Potomac river." *Water Resour. Bull.*, 21(5), 827-832.
- Bertoni, J.C., Tucci, C.E., and Clarke, R.T. (1992). "Rainfall-based real-time flood forecasting." *J. Hydrol.*, 131(1992). 313-339.
- Beven, K. (1985). "Distributed models." *Hydrological Forecasting*, M.G. Anderson and T.P. Burt, eds., John Wiley & Sons, 405-436.
- Beven, K., and Kirkby, M.J. (1979). "A physically based, variable contributing area model of basin hydrology." *Hydrological Sciences Bulletin*, Vol.24, 43-69.
- Beven, K., Warren, R., and Zaoui, J. (1980). "SHE: Towards a methodology for physically-based distributed forecasting in hydrology." *Hydrological Forecasting; Proceedings of the Oxford Symposium*, IAHS Publication No. 129, 133-138.
- Boussinesq, J. (1877). "Essai sur la théorie des eaux courantes." *Mémoire présentés par divers savants à l'Académie des Sciences*, Paris, Vol.23(1).
- Box, G.E.P., and Jenkins, G.M. (1970). *Time series analysis: Forecasting and Control*. Holden-Day, Inc., San Francisco, Calif.

- Brath, A., and Rosso, R. (1989). "Parameter estimation in real-time flood forecasting via conceptual models." Paper presented in the NATO-ASI Symposium on Stochastic Hydrology in Water Resources Systems, 18-29 Septembre, 1989, Peniscola, Spain.
- Cameron, R.J. (1980). "An updating version of the Muskingum-Cunge flow routing technique." *Hydrological Forecasting; Proceedings of the Oxford Symposium*, IAHS Publication No.129, 381-387.
- Cernesson, F., Lavabre, J., and Masson, J.-M. (1992). "Flood simulation from rainfall/runoff modelling." Paper presented at the CIGB Symposium of Granada on Dams and Extreme Floods, Spain, September, 1992.
- Chiu, C.L. (ed.) (1978). *Applications of Kalman Filter to Hydrology, Hydraulics and Water Resources*; Proceedings of Am. Geophys. Union (AGU) Chapman Conf., University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania.
- Chorley, R.J. (1978). "The hillslope hydrological cycle." *Hillslope Hydrology*, M.J. Kirkby, ed., John Wiley & Sons, 1-42.
- Chow, V.T. (ed.), (1964). *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Chow, V.T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Chow, V.T. (1972). "Hydrologic modeling." *The Seventh John R. Freeman Memorial Lecture*, Boston Society of Civil Engineering, February 17, 1972.
- Chow, V.T., and Kulandaiswamy, V.C. (1971). "General hydrologic system model." *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, 97(HY6), 791-804.
- Chow, V.T., and Kulandaiswamy, V.C. (1982). "The IUH of the general hydrologic system model." *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, 108(HY7), 830-844.
- Clarke, C.O. (1945). "Storage and the unit hydrograph." *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 110, 1419-1446.
- Clarke, R.T. (1973). "A review of some mathematical models used in hydrology, with observations on their calibration and use." *J. Hydrol.*, Vol.19, No.1, 1-20.
- Costanza, R. (1989). "Model goodness of fit: A multiple resolution procedure." *Ecological Modelling*, 47(1989), 199-215.
- Crawford, N.H., and Linsley, R.K. (1963). "A conceptual model of hydrologic cycle." *IASH Publication No. 63*, 573-587.
- Cunge, J.A. (1969). "On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method)." *Journal of Hydrologic Research*, 7(2), 205-230.
- Darcy, H. (1856). *La fontaine publique de la ville de Dijon*. V. Dalmon, Paris.

Dawdy, D.R., and O'Donnell, T. (1965). "Mathematical models of catchment behavior." *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 91, No. HY4, 123-137.

Dawdy, D.R., Litchy, R.W., and Bergmann, J.M. (1972). "A rainfall-runoff simulation model for estimation of flood peaks for small drainage basins." *U.S. Geological Survey Professional Paper 506-B*, Washington, D.C.

De Aquino, M.D. (1992). *Modélisation conceptuelle pluie-débit comme outil pour l'évaluation de l'impact de drainage agricole sur la relation pluie-débit*. Mémoire de DEA-STE, CERGRENE, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Noisy-le-Grand, France.

Dooge, J.C.I. (1959). "A general theory of the unit hydrograph." *Journal of Geological Research*, 64(2), 241-256.

Dooge, J.C.I. (1973). *Linear Theory of Hydrology System*. U.S. Department of Agriculture, Technical Bulletin No.1468.

Duckstein, L., Ambrus, S., and Davis, D.K. (1985). "Management forecasting requirements." *Hydrological Forecasting*, M.G. Anderson and T.P. Burt, eds., John Wiley and Sons, 559-586.

Dunne, T. (1978). "Field studies of hillslope flow processes." *Hillslope Hydrology*, M.J. Kirkby, ed., John Wiley & Sons, New York, N.Y., 227-294.

Duong, N., Winn, C.B., and Johnson, G.R. (1975). "Modern control concepts in hydrology." *IEEE Trans. Syst. Man.*, 5(1), 46-53.

Dupuit, J. (1863). *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux*. Dunod, Paris.

Edijatno (1988). *Amélioration des modèles simples de transformation pluie-débit au pas de temps journaliers sur des petits bassins versants*. Mémoire de DEA, Université Louis Pasteur et ENITRTS, Strasbourg, France.

Edijatno (1991). *Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier*. Thèse de Doctorat à l'Université Louis Pasteur, Strasbourg, France

Edijatno, et Michel, C. (1989a) "Un modèle pluie-débit journalier à trois paramètres." *La Houille Blanche*, n°2, 113-121.

Edijatno, et Michel, C. (1989b). *Recherche sur la mise au point d'un modèle journalier pluie-débit pour les petits bassins versants non-jaugés*. Rapport technique du CEMAGREF, Antony, France.

Fauveau, C. (1992). *Modélisation de la relation pluie-débit et humidité du sol: Exemple des bassins versants de Naizin et de l'Orgeval*. Mémoire de DAA, CEMAGREF, Antony, France.

Favier, M. (1990). *Calibration of drainage model SIDRA-parameter sensitivity analysis and comparison with conceptual rainfall-runoff model GR3*. Report of an internship at the Hydrology and Drainage Divisions, CEMAGREF, Antony, France.

- Favier, M., Lessaffre, B., Leviandier, T., Penel, M., and Zimmer, D. (1990). *Deterministic versus conceptual models to evaluate influence of drainage on water regime*. Paper presented at the conference on hydrological research basins and the environment, Wageningen, Holland, 24-28 Septembre, 1990.
- Galea, G. (1972). *Modèles déterministes des relations pluies-débits sur le bassin versant de l'Orgeval*. Thèse de Doctorat à l'Université de Montpellier.
- Ganendra, T. (1980). "The self-tuning predictor." *Real-Time Hydrological Forecasting and Control*; 1st Intl. Workshop, July 1977, P.E. O'Connell, ed., Institute of Hydrology, Wallingford, UK.
- Gelb, A. (ed.) (1974). *Applied Optimal Estimation*. The Analytical Sciences Corporation, MIT Press, Cambridge, Massachusetts.
- Green, C.G. (1979). *An Improved Subcatchment Model for the River Dee*. Report No.58, Institut of Hydrology, Wallingford, UK.
- Green, I.R.A., and Stephenson, D. (1986). "Criterion for comparison of single event models." *Hydrological Sciences Journal*, 31, 3, 9/1986, 395-411.
- Green, W.H., and Ampt, C.A. (1911). "Studies on soil physics, I: Flow of air and water through soils." *Journal of Agricultural Sciences*. Vol.4, 1-24.
- Gupta, V.K., and Sorooshian, S. (1985). "The automatic calibration of conceptual catchment models using derivative-based optimization algorithms." *Water Resour. Res.*, Vol. 21, No. 4, 473-485.
- Haan, C.T. (1972). "A water yield model for small watersheds." *Water Resour. Res.*, Vol. 8, No. 1, Feb, 1972, 58-69.
- Halvek, R. (1967). "Les bassins versants représentatifs de l'Orgeval, généralités." *Bulletins Techniques de Génie Rural*, n° 89.
- Halvek, R., Cambon, J.P., Zumstein, J.F. (1968). "Les bassins versants représentatifs de l'Orgeval, étude du bassin de Melarchez." *Bulletins Techniques de Génie Rural*, n° 93.
- Herigault, J. (1991). "Le SCHTROUMPH à EDF." *La Houille Blanche*, N°2-1991, 155-157.
- Hipel, K.W. (1989). "Philosophy of model building." *Proceedings of the Conference on Stochastic Hydrology in Water Resources Systems, Simulation and Operation*, Septembre 18, 1989, Peniscola, Spain.
- Hipel, K.W., McLeod, A.I., and McBean, E.A. (1977). "Stochastic modelling of the effects of reservoir operation." *J. Hydrol.*, 32(1977), 97-113.
- Holtan, H.N. (1961). "A concept for infiltration estimates in watershed engineering." *ARS 41-51*. U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Washington.
- Holtan, H.N., Stiltner, G.J., Henson, W.H., and Lopez, N.C. (1975). "USDAHL-74 revised model of watershed hydrology." *ARS technical Bulletin No.1518*, U.S. Department of Agriculture, Washington.

- Horton, R.E. (1933). "The role of infiltration in the hydrological cycle." *Trans. Am. Geophys. Union*, 14, 446-460.
- Horton, R.E. (1937). "Hydrologic interrelations of water and soils." *Proc. Sci. Soc. Am.*, 1, 401-429.
- Hubert, W.C., Heanley, J.P., Nix, S.J., Dickinson, R.E., and Polman, D.J. (1981). *Storm Water Management, User Manual, Version III*. Department of Environmental Engineering Sciences, University of Florida, Gainesville, Florida.
- Hydrologic Engineering Centre. (1981). *HEC-1, Flood Hydrograph Package - Users' Manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, Calif.
- I.A.H.S. (1980). *Hydrological Forecasting; Proceedings of the Oxford Symposium*, IAHS Publication No. 129.
- Isabel, D., and Villeneuve, J.-P. (1986). "Importance of the convergence criterion in the automatic calibration of hydrological models." *Water Resour. Res.*, Vol. 22, No. 10, 1367-1370.
- Jazwinski, A.H. (1970). *Stochastic Processes and Filtering Theory*. Academic Press, New York, N.Y.
- Jimenez, C., and McLeod, A.I. (1989). "Kalman filter estimation for period autoregressive-moving average models." *Stochastic Hydrol. Hydraul.*, 3(1989), 227-240.
- Jones, D.A., and Moore, R.J. (1980). "A simple channel flow routing model for real time use." *Hydrological Forecasting; Proceedings of the Oxford Symposium*, IAHS Publication No. 129, 397-408.
- Kabouya, M. (1990). *Modélisation pluie-débit aux pas de temps mensuel et annuel en Algérie septentrionale*. Thèse de Doctorat du laboratoire d'hydrologie et de géochimie isotopique, Université Paris Sud, Orsay, France.
- Kachroo, R.K. (1992). "River flow forecasting, Part 1: A discussion of the principles." *J. Hydrol.*, 133(1992), 1-15.
- Kalinin, G.P., and Milyukov, P.I. (1957). "On the computation of unsteady flow in open channels." *Meteorologiya i gidrologiya Zhurnal*, Vol.10, 10-18, Leningrad, URSS.
- Kalman, R.E. (1960). "A new approach to linear filtering and prediction problems." *J. Basic Engng.* (Trans. ASME Ser. D), 82, 34-45.
- Kalman, R.E., and Bucy, R.S. (1961). "New results in linear filtering and prediction theory." *J. Basic Engng.* (Transactions of the ASME). March, 1961, 95-108.
- Kalsson, M., and Yakowitz, S. (1987a). "Nearest-neighbor methods for nonparametric rainfall-runoff forecasting." *Water Resour. Res.*, 23(7), 1300-1308.

- Kalsson, M., and Yakowitz, S. (1987b). "Rainfall-runoff forecasting methods, old and new." *Stochastic Hydrol. Hydraul.*, 1(1987), 303-318.
- Kazmann, R.G. (1987). "Editorial: Mathematical models and the real world." *Environ. Geol. Water Scie.*, Vol.10, No.3, 125-128.
- Kirkby, M.J. (ed.) (1978). *Hillslope Hydrology*. John Wiley & Sons.
- Kitanidis, P.K., and Bras, R.L. (1978a). *Real Time Forecasting of River Flows*. Tech. Rep. 235, Ralph M. Parsons Lab. for Water Resources and Hydrodynamics, MIT, Cambridge, Massachusetts.
- Kitanidis, P.K., and Bras, R.L. (1978b). "Error identification in conceptual hydrologic models." *Applications of Kalman Filter to Hydrology, Hydraulics and Water Resources*; Proceedings of Am. Geophys. Union (AGU) Chapman Conf., C.L. Chiu, ed., University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania, 325-353.
- Kitanidis, P.K., and Bras, R.L. (1980a). "Real-time forecasting with a conceptual hydrological model, 1: Analysis of uncertainty." *Water Resour. Res.*, 16(6), 1025-1033.
- Kitanidis, P.K., and Bras, R.L. (1980b). "Real-time forecasting with a conceptual hydrological model. 2: Applications and results." *Water Resour. Res.*, 16(6), 1034-1044.
- Kite, G.W. (1978). "Development of a hydrologic model for a Canadian watershed." *Can. J. Civ. Engrg.*, 5, 126-134.
- Klein, J. (1991). *Streamflow Regulation from a Reservoir: Application of FTAIS Method*. Technical report, CERGRENE, ENPC, Noisy le Grand, France.
- Klemes, V. (1982a). "The desirable degree of rigor in testing rainfall-runoff models." Paper presented in AGU Fall Meeting, San Francisco, Calif.
- Klemes, V. (1982b). "Stochastic models of rainfall-runoff relationship." *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*, V.P. Singh, ed., Water Resources Publication, Littleton, Colorado, 139-154.
- Klemes, V. (1986). "Operational testing of hydrological simulation models." *Hydrological Sciences Journal*, 31, 1, 3/1986, 13-24.
- Konikov, L.F., and Patten J.E.P. (1985). "Groundwater Forecasting." *Hydrological Forecasting*, M.G. Anderson and T.P. Burt, eds., John Wiley & sons, 221-270.
- Kottegoda, N.T. (1980). *Stochastic Water Resources Technology*. Macmillan, Hong Kong,
- Krenkel, P.A., and Novotny, V. (1979). "River water quality model construction." *Modeling of River*, H.W. Sten, ed., Wiley-intersciences, New York, N.Y.

- Kuichling, E. (1889). "The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts." *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. 20: 37-40.
- Lambert, A.O. (1969). "A comprehensive rainfall-runoff model for an upland catchment area." *J. Instn. Water Engrs.*, 23(4), 231-238.
- Lambert, A.O. (1972). "Catchment models based on ISO functions." *J. Instn. Water Engrs.*, 26(8), 413-422.
- Lambert, A.O. (1981). "The river Dee regulation scheme: Operational experience of on-line hydrological simulation." *Logistics and Benefits of Using Mathematical Models of Hydrologic and Water Resources Systems*, A.J. Askew, F. Greco and J. Kindler, eds., Pergman Press, New York, N.Y., 75-98.
- Landwerlin, F. (1990). *Etat hydrique du sol et modélisation pluie-débit*. Mémoire de DEA, Division Hydrologie, CEMAGREF, Antony, France.
- Lavabre, J. (1986). *Présentation des bassins versants d'investigation du Réal Collobrier*. Papier présenté à la réunion du réseau Européen des bassins versants représentatifs et expérimentaux, Aix-en-Provence, France, 8-10 Octobre 1986.
- Lesaffre, B., and Zimmer, D. (1988). "Surface drainage peak flows in shallow soil." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 114, No.3, 387-406.
- Leviandier, T. (1991). *Méthodologie d'estimation des crues de projet en Algérie - Notices d'utilisation des logiciels*. Rapport technique du CEMAGREF, Antony, France.
- Leviandier, T., et Ziaja, M. (1991). *Filtrage empirique non linéaire sur un modèle conceptuel pluie-débit*. Papier présenté à la Rencontres hydrologiques Franco-Roumaines, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris, 2-5 Septembre, 1991.
- Linsley, R.K. (1981). "Rainfall-runoff models - An overview." *Rainfall-Runoff Relationship*, V.P. Singh, ed., Water Resources Publications, Littleton, Colo., 3-22.
- Linsley, R.K. (1986). "Flood estimation: How good are they?" *Water Resour. Res.*, Vol.22, No.9, 159s-164s.
- Linsley, R.K. Jr., Kohler, M.A., and Paulhus, J.L.H. (1982). *Hydrology for Engineers*. Third Edition. McGraw-Hill.
- Logan, L.A., Unny, T.E., and Lennox, W.C. (1982). "A noise imbedded rainfall-runoff model for flood flow forecasts." *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*, V.P. Singh, ed., Water Resources Publications, Littleton, Colo., 251-262.
- Loumagne, C. (1988). *Prise en compte d'un indice de l'état hydrique du sol dans la modélisation pluie-débit*. Thèse de Doctorat de l'Université de Paris Sud, Orsay, France.



- Loumagne, C., Michel, C., et Normand, M. (1988) "Utilisation d'indicateurs de l'état hydrique du sol dans un modèle pluie-débit." *La Houille Blanche*, n°5/6, 425-430.
- Loumagne, C., Michel, C., et Normand, M. (1991). "Etat hydrique du sol et prévision des débits." *J. Hydrol.*, 123(1991), 1-17.
- Ma, Z.C. (1991). *Modélisation du transfert des nitrates: du bassin de recherche au grand bassin (exemple des bassins de Mélarchezet de la Charente)*. Thèse de Doctorat de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.
- Ma, Z.C., Leviandier, T., and Ferry, M. (1990). *Fitting a conceptual hydrological model accounting for nitrate loss in an agricultural representative basin*. Paper presented at the conference on hydrological research basins and the environment, Wageningen. Holland, 24-28 Septembre, 1990.
- Makhlouf, Z. (1991). *Signification hydrologique des paramètres d'un modèle conceptuel pluie-débit*. Mémoire de DEA, Division Hydrologie, CEMAGREF, Antony, France.
- Makhlouf, Z., et Michel, C. (1992). *Relation entre les paramètres d'un modèle global pluie-débit et les caractéristiques physiques d'un bassin versant breton*. Papier présenté dans la Journées hydrologiques de l'ORSTOM, Montpellier, Sept., 1992.
- Makridakis, S., and Winkle, R.L. (1983). "Average of forecast: Some empirical results." *Mang. Sci.*, 29(9), 987-996.
- Martinec, J., and Rango, A. (1989). "Merits of statistical criteria for the performance of hydrological models." *Water Resour. Bull.*, Vol. 25, No. 2, 421-432.
- McCarthy, G.T. (1938). "The unit hydrograph and flood routing." unpublished manuscript presented at a conference of the North Atlantic Division, June 24, U.S. Army Corps of Engineers.
- McCuen, R.H., and Snyder, M.S. (1986). *Hydrological Modeling: Stochastic Methods and Applications*. Prentice-Hall, Englewood.
- McKerchar, A.I. (1975). *Subcatchment Modelling for River Dee Forecasting*. Report No.29, Institut of Hydrology, Wallingford, UK.
- McLeod, A.I., Noakes, D.J., Hipel, K.W., and Thompstone, R.M. (1987). "Combining hydrologic forecasts." *J. Water Resour. Planning & Management*, ASCE, Vol.113, No.1, 29-41.
- Mehra, R.K. (1970). On the identification of variances and adaptive Kalman filtering. *IEEE Trans. Automat. Contr.*, AC-15(2), 175-184.
- Michel, C. (1983). "Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre?" *La Houille Blanche*, N°1-1983, 39-44.

- Michel, C. (1990). *Modèle pluie-débit de prévision des étiages en valeurs mensuelles*. Rapport technique de Division Hydrologie, CEMAGREF, Antony, France.
- Michel, C., Edijatno, et Leviandier, T. (1992). "Progrès et application de la modélisation conceptuelle pluie-débit." *Contribution française en hydrologie pour la quadriennie, 1987-1990*, IUGG, 219-222.
- Miquel, J. et Roche, P.-A. (1984). "Modèles hydrologiques de prévision des crues." Rapport technique du Ministère Français de l'Environnement.
- Moore, R.J. (1982). "Transfer functions, noise predictors and the forecasting of flood events in real-time." *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*, V.P. Singh, ed., Water Resources Publications, 229-250.
- Moore, R.J. (1986). *Advances in Real-Time Flood Forecasting Practice*. (unpublished).
- Moore, R.J., and Weiss, G. (1980). "A simple non-linear conceptual model." *Real-Time Hydrological Forecasting and Control*; Proc. 1st Intl. Workshop, July 1977, P.E. O'Connell, ed., Institut of Hydrology, Wallingford, UK.
- Morris, E.M. (1980). "Forecasting flood flows in grassy and forested basins using a deterministic distributed mathematical model." *Hydrological Forecasting*; Proceedings of the Oxford Symposium, IASH Publication No. 129, 247-255.
- Naef, F. (1981). "Can we model the rainfall-runoff process today?" *Hydrological Sciences Bulletin*, 26, 3, 9/1981, 281-289.
- Nascimento, N.D.O. (1991). *Adaptation d'un modèle conceptuel journalier (GR3-J) aux bassins versants de cours d'eau intermittents*. Mémoire de DEA, CERGRENE, ENPC, Noisy-le-Grand, France.
- Nascimento, N.D.O., et Michel, C. (1991). *Etude des apports par ruissellement des zones mixtes urbaines et rurales - adaptation d'un modèle conceptuel simple (GR3J) aux bassins peri-urbains*. Rapport technique du CERGRENE, ENPC, Noisy-le-Grand, France.
- Nash, J.E. (1957). "The form of the instantaneous unit hydrograph." *International Association of Scientific Hydrology Publication*. 45(3), 114-121.
- Nash, J.E., and Sutcliffe, J.V. (1970). "River flow forecasting through conceptual models, Part I: A discussion of principles." *J. Hydrol.*, 10(1970), 282-290.
- Natale, L., and Todini, E. (1976a). "A stable estimator for linear models 1: Theoretical development and Monte Carlo experiments." *Water Resour. Res.*, Vol.12, No.4, 667-671.
- Natale, L., and Todini, E. (1976b). "A stable estimator for linear models 2: Real world hydrologic applications." *Water Resour. Res.*, Vol.12, No.4, 672-676.
- Nelder, J.A., and Mead, R. (1965). "A simplex method for function minimization." *Comput. J.*, Vol.1, 308-313.

- Nemec, J. (1986). *Hydrological Forecasting: Design and Operation of Hydrological Forecasting System*. D. Reidel Publishing Company.
- Newbold, P., and Granger, C.W.J. (1974). "Experience with forecasting univariate time series and the combination of forecasts." *J. Roy. Stat. Soc., Ser. A*, Vol.137, 131-165.
- Noakes, D.J., McLeod, A.I., and Hipel, K.W. (1985). "Forecasting monthly riverflow time series." *International Journal of Forecasting*, 1, 179-190.
- O'Connell, P.E. (1980). "Real-time hydrological forecasting and control." *Real-Time Hydrological Forecasting and Control*; Proc. 1st Intl. Workshop, July 1977, P.E. O'Connell, ed., Institut of Hydrology, Wallingford, UK.
- O'Connell, P.E., and Clarke, R.T. (1981). "Adaptive hydrological forecasting - A review." *Hydrol. Sci. Bull.*, 26, 2, 6/1981, 179-205.
- O'Connell, P.E., Brundson, G.P., Reed, D.W., and Whitehead, P.G. (1986). "Case studies in real-time hydrological forecasting from the UK." *River Flow Modelling and Forecasting*, D.A. Kraijenhoff and J.R. Moll, eds., D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Holland, 195-238.
- Peck, E.L. (1976). "Catchment modeling and initial parameter estimation for the national weather service river forecast system." *NOAA Technical Memo. NWS HYDRO-31*, National Weather Service, U.S. Department of Commerce, Silver Springs, Maryland.
- Penman, H.L. (1948). "Natural evaporation from open water, bare soil and grass." *Proceedings of Royal Society, London* 193, 120-145.
- Peters, J.C., and Ely, P.L. (1985). "Flood-runoff forecasting with HEC1F." *Water Resour. Bull.*, Vol.21, No.1, 7-13.
- Ponce, V.M. (1989). *Engineering Hydrology: Principles and Practice*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Potter, K.W., and Walker, J.F. (1981). "Modeling the error in flood discharge measurements." *Proc. Intl. Conf. on Time Series Methodes in Hydrosciences*, Burlington, Ontario, October 6-8, 405-413.
- Quigley, A.L.C. (1973). "An approach to the control of divergence in Kalman filter algorithms." *Int. Journ. Contr.*, 17(4), 741-746.
- Roche, P.-A. (ed.) (1985). *Guide de Prévision des Crues, Tome 1*. Ministère Chargé de l'Environnement.
- Roche, P.-A., et Tamin, R. (1987). "La combinaison de modèles: un moyen de limiter l'impact des perturbations en prévision des crues." *Revue internationale des sciences de l'eau*, Vol.3, No.2, mai 1987, 57-65.
- Roche, P.-A., et Torterotot, J.P., (1988). "Les procédures de décision en temps réel pour la prévision des crues." *La Houille Blanche*, n°5/6, 1988, 399-409.

- Roche, P.-R. (1988). "The french policy for prevention of flood damage." *Hydrology of Disasters*. W.M.O., Geneva, 69-83.
- Rodriguez-Iturbe, I., Valdes, J.B., and Velasquez, J.M. (1978). "Applications of Kalman filter in rainfall-runoff studies." *Applications of Kalman Filter to Hydrology, Hydraulics and Water Resources*; Proceedings of Am. Geophys. Union (AGU) Chapman Conf., C.L. Chiu, ed., University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania, 229-250.
- Rogers, C.C.M., Beven, K.J., Morris, E.M., and Anderson, M.G. (1985). "Sensitivity analysis, calibration and predictive uncertainty of the institute of hydrology distributed model." *J. Hydrol.*, 81, 179-191.
- Rosenbrock, H.H., (1960). "An automatic method for fitting the greatest and least value of a function." *Computer J.*, 3, 175-184.
- Ross, G.J.S. (1921). "The calculation of flood discharges by a time contour plan." *Transactions of the Institute of Engineers (Australia)*. 2:85.
- Rousselle, J., Watt, W.E., Lathem, K.W., Neil, C.R., et Richards, T.L. (1990). *Hydrologie des crues au Canada: Guide de planification et de conception*. Conseil national de recherches Canada.
- Sage, A.P., and Husa, G.W. (1969). "Adaptive filtering with unknown prior statistics." *Proc. Joint. Aut. Contr. Conf.*, 760-769.
- Salas, J.D., Delleur, J.W., Yevjevich, V., and Lane, W.L. (1980). *Applied Modeling of Hydrologic Time Series*. Water Resources Publications, Littleton, Colo.
- Schultz, G.A. (1986). "Introduction." *River Flow Modelling and Forecasting*, D.A. Kraijenhoff and J.R. Moll, eds., D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Holland, 1-10.
- Schweppe, F.C., (1973). *Uncertain Dynamics Systems*. Prentice-Hall, Englewood, Cliffs, N.J.
- Sehmi, N.S. (1988). "The hydrology of disastrous floods in Asia." *Hydrology of Disasters*. W.M.O., Geneva. 106-122.
- Shannon, C.E. (1948). "A mathematical theory of communication." *Bell System Tech. J.*, Vol. 27, 379-423.
- Sherman, L.K. (1932). "Stream flow from rainfall by the unit-graph method." *Engin. News Rec.*, 108, 501-505.
- Siegle, S. (1956). *Nonparametric Statistics for the Behavioral Sciences*. McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Japan.
- Singh, V.P. (1989). *Hydrologic Systems: Watershed Modeling, Volume II*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Sorooshian, S. (1983). "Surface water hydrology: On-line estimation." *Reviews of Geophysics and Space Physics*, Vol.21, No.3, 706-721.

- Sorooshian, S., and Dracup, J.A. (1980). "Stochastic parameter estimation procedures for hydrologic rainfall-runoff models: Correlated and heteroscedastic error cases." *Water Resour. Res.*, 16(2), 430-442.
- Sugawara, M. (1978). "On natural disasters - Some thoughts of a Japanese." *W.M.O. Bulletin*. April, 1978, Geneva.
- Sugawara, M., Ozaki, Y., Katsuyama, Y., and Watanabe, I. (1975). "Tank model." *Proceedings of the Symposium on the Application of Mathematical Models in Hydrology and Water Resources Systems*, Bratislava, 8-13 Septembre, 1975.
- Szimczak, T. (1992). *Analyse de stationnarité sur le modèle GR4*. CEMAGREF, Antony, France. (Communication personnelle).
- Szolos-Nagy, A., (1976). "An adaptive identification and prediction algorithm for the real-time forecasting of hydrological time series." *Hydrol. Sci. Bull.*, 21(1), 163-176.
- Tamin, R., (1986). Procédures de décision multi-modèles applicables à la prévision des crues en temps réel. Thèse de Doctorat-Ingénieur, ENPC; Noisy le Grand, France.
- Thomann, R.V. (1982). "Verification of water quality models." *Journal of Environmental Engineering*, ASCE, Vol.108, No.5, 923-940.
- Todini, E. (1978). "Mutually interactive state-parameter (MISP) estimation." *Applications of Kalman Filter to Hydrology, Hydraulics and Water Resources*; Proceedings of Am. Geophys. Union (AGU) Chapman Conf., C.L. Chiu, ed., University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pennsylvania, 135-151.
- Todini, E. and Wallis, J.R. (1977). "Using CLS for daily or longer period rainfall-runoff modelling." *Mathematical Models in Surface Water Hydrology*, T.A. Ciriani, U. Maione and J.P. Wallis, eds., Wiley, London, 149-168.
- Tourasse, P. (1991). "Prévision et télésurveillance hydrométéorologique." *La Houille Blanche*, N°2-1991, 149-154.
- Tucci, C.E.M., and Clarke, R.T., (1980). "Adaptive forecasting with a conceptual rainfall-runoff model." *Hydrological Forecasting*; Proceedings of the Oxford Symposium, IAHS Publ. No.129, 445-454.
- U.S. Army Engineers Division, North Pacific. (1972). *Programme Description and User Manual for SSARR model - Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation Model*. Corps of Engineers, Department of the Army, Portland, Ore.
- Varlet, H. (1966). *Barrage-Réservoir. Tome 1*. Eyrolles, France.
- Viessman, W., Jr., Lewis, G.L., and Knappe, J.W. (1989). *Introduction to Hydrology*. Third edition, Hapke & Row Publishers, New York, N.Y.
- W.M.O. (1974). *International Glossary of Hydrology*. W.M.O. Publication No.38, Geneva.

- W.M.O. (1975). *Intercomparison of Conceptual Models Used in Operational Hydrological Forecasting*. Operational Hydrology Report No. 7, W.M.O., Geneva.
- W.M.O. (1983). *Guide to Hydrological Practice, Vol.II: Analysis, Forecasting and other Applications*, WMO-No.168, Geneva.
- Weinmann, P.E., and Laurenson, E.M. (1979). "Approximate flood routing methods: A review." *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.105, HY12, Dec., 1979, 1521-1536.
- Weiss, G. (1980). "Basic methodology: Kalman filter." *Real-Time Hydrological Forecasting, 1st Intl. Workshop, July 1977*, P.E. O'Connell, ed., Institut of Hydrology, Wallingford, UK.
- Whitehead, P.G., and Young, P.C. (1975). "A dynamic stochastic model for water quality in part of the Bedford-Ouse river system." *Computer Simulation of Water Resources Systems*, G.C. Vansteenkiste, ed., North-Holland, Amsterdam, 417-438.
- Winkler, R.L., and Makridakis, S. (1983). "The combination of forecasts." *J. Roy. Stat. Soc., Ser. A*, 146, 150-157.
- Wood, E. F. (1976). "An analysis of the effects of parameter uncertainty in deterministic hydrologic models." *Water Resour. Res.*, Vol. 12, No. 5, 925-932.
- Wood, E.F. (ed.) (1980). *Recent Developments in Real Time Forecasting/Control of Water Resources Systems*, Pergamon, Oxford.
- Wood, E.F., and O'Connell, P.E. (1985). "Real-time forecasting." *Hydrological Forecasting*, M.G. Anderson and T.P. Burt, eds., John Wiley and Sons, 505-558.
- Wood, E.F., and Szollosi-Nagy, A. (1978). "An adaptive algorithm for analyzing short-term structural and parameter changes in hydrologic prediction models." *Water Resour. Res.*, 14(4), 557-581.
- Yakowitz, S. (1985). "Markov flow models and the flood warning problem." *Water Resour. Res.*, 21(1), 81-88.
- Yakowitz, S., and Kalsson, M. (1987). "Nearest neighbor methods for time series, with application to rainfall/runoff prediction." *Stochastic Hydrology*, I.B. Macneill and G.J. Umphrey, eds., D. Reidel Publishing Company, 149-160.
- Yang, X. (1985). "Étude sur la non-linéarité de la concentration de versants." *Hydrologie (R.P. de Chine)*, Vol.5 (1985).
- Yang, X., Parent, E., Michel, C., et Roche, P.-R. (1991). Gestion d'un réservoir pour la régularisation des débits. *La Houille Blanche*, n°6/1991, 433-440.
- Yevjevich, V. (1989). "Stochastic models in hydrology." *Stochastic Hydrology and Hydraulics*. 1(1989), 17-36.
- Young, P.C. (1974). "Recursive approaches to time-series analysis." *Bull. Inst. Maths. Appl.*, 10, 209-224.

- Young, P.C. (1986). "Time-series methods and recursive estimation in hydrological systems analysis." *River Flow Modelling and Forecasting*, D.A. Kraijenhoff and J.R. Moll, eds., D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Holland, 129-180.
- Zhang, G., Yang, X. et An, B. (1987). "Une méthode pour ajuster un modèle déterministe pour la prévision des crues en temps réel. *Hydrologie* (R.P. de Chine), Vol.1 (1987).
- Zhang, G., Zhu, X., Yang, X., An, B., et Zhou, S. (1989). *Un système de micro-ordinateur pour la prévision des crues et la régularisation des débits en temps réel*. Presse d'hydroélectricité et de ressources en eaux, Beijing, Chine. (en chinois).
- Zhao, R.-J. (1984). *Modélisation hydrologique*. Presse d'hydroélectricité et de ressources en eaux, Beijing, Chine. (en chinois).
- Zhao, R.-J., Zhuang, Y.-L., Fang, L.-R., Liu, X.-R., and Zhang, Q.-S. (1980). "The Xinanjiang model." *Hydrological Forecasting; Proceedings of the Oxford Symposium*, IAHS Publication No. 129, 351-356.
- Zoch, R.T. (1934). "On the relation between rainfall and stream flow, Part 1." *Monthly Weather Review*, 62(9), 315-322.