



HAL
open science

Etude expérimentale et numérique de la contribution des eaux de surface et de subsurface à la formation des crues : conséquences sur l'hydrogramme d'un bassin versant (application au Real Collobrier)

Françoise Le Meillour

► To cite this version:

Françoise Le Meillour. Etude expérimentale et numérique de la contribution des eaux de surface et de subsurface à la formation des crues : conséquences sur l'hydrogramme d'un bassin versant (application au Real Collobrier). Hydrologie. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1996. Français. NNT : . tel-00694046

HAL Id: tel-00694046

<https://theses.hal.science/tel-00694046>

Submitted on 3 May 2012

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.

THESE
présentée par

Françoise LE MEILLOUR

Ingénieur de l'E.N.S.H.M.G

pour obtenir le titre de Docteur de
l'Université Joseph Fourier - Grenoble I
(Arrêtés ministériels du 5 Juillet 1984 et du 30 Mars 1992)

Spécialité Géophysique, Géochimie, Géomécanique

**ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE LA
CONTRIBUTION DES EAUX DE SURFACE ET DE
SUBSURFACE A LA FORMATION DES CRUES -
CONSEQUENCES SUR L'HYDROGRAMME D'UN
BASSIN VERSANT
(APPLICATION AU REAL COLLOBRIER).**

Thèse soutenue le 12 Janvier 1996 devant le jury composé de:

Président:

Mr R. Pochat

Rapporteurs:

Mr J. Bathurst

Mr R. Pochat

Examineurs:

Mr B. Ambroise

Mr B. Cappelaere

Mr Ch. Obled

Mr M. Vauclin

Directeur de thèse:

Mr J.M. Grésillon

*Thèse préparée au sein du Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et
Environnement (UJF. INPG. CNRS-URA 1512)*

A Laurent
A mes parents
A ma famille

"De ça, de là, en bas, courant, jamais l'eau ne connaît la quiétude, pas plus dans sa course que dans sa nature; elle n'a rien à soi, mais s'empare de tout, empruntant autant de natures diverses que sont divers les endroits traversés, comme le miroir accueille en soi autant d'images qu'il y a d'objets passant devant lui."

L. de Vinci.

*"Science sans conscience
n'est que ruine pour l'âme."*

F. Rabelais.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	13
------------------------------------	-----------

CHAPITRE I

INTRODUCTION, DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE ET PROBLEMATIQUE	15
---	-----------

1-1: INTRODUCTION	15
1-1-1 LA MODELISATION HYDROLOGIQUE ET L'HYDROLOGIE PHYSIQUE.....	15
1-1-2: LA FORMATION DES ECOULEMENTS QUI PROVOQUENT LES CRUES.....	18
1-2: PRESENTATION DU BASSIN ET DU VERSANT ETUDIES.....	20
1-2-1: LE BASSIN DU REAL COLLOBRIER	20
1-2-2: LE SOUS-BASSIN DES MAURETS:.....	24
1-2-3: LE VERSANT D'ETUDE	25
1-3: LOCALISATION SPATIALE DES APPORTS SUR LE REAL COLLOBRIER.....	28
1-4: EVOLUTION DE LA FONCTION DE TRANSFERT SUR LE REAL COLLOBRIER, VALESCURE ET LES MAURETS.....	40
1-5: LES APPORTS A LA RIVIERE EN CAS DE CRUE SUR LES MAURETS: APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE. MISE EN EVIDENCE DE L'INTUMESCENCE DES NAPPES.....	46
1-6: METHODES ET OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	52
1-7: PLAN DU MEMOIRE	53

PARTIE I:

ANALYSE MECANISTE A L'ECHELLE DU VERSANT DES APPORTS A LA RIVIERE EN CAS DE CRUE.....	55
--	-----------

INTRODUCTION DE LA PREMIERE PARTIE

ANALYSE DES CHRONIQUES DES ECOULEMENTS DE SURFACE ET DE SUBSURFACE SUR LE VERSANT	57
--	-----------

1- INSTRUMENTATION DU VERSANT.....	57
------------------------------------	----

2- ANALYSE DES CHRONIQUES PLUIES, DEBITS, VOLUMES DES ECOULEMENTS DE SURFACE ET DE SUBSURFACE RELEVES MANUELLEMENT	61
3- ANALYSE DES CHRONIQUES PLUIES, DEBITS, VOLUMES DES ECOULEMENTS DE SURFACE ET DE SUBSURFACE A L'ECHELLE DE L'EPISEDE.....	69

CHAPITRE II

ETUDE DES ECOULEMENTS DE SURFACE SUR LE VERSANT EN CAS DE RUISSELLEMENT GENERALISE 73

2-1: ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS DE SURFACE; DETERMINATION DE LA LOI D'INFILTRATION ET DE LA LOI HYDRAULIQUE.....	74
2-1-1: PROBLEMATIQUE	74
2-1-2: PRINCIPE DE L'APPAREIL	74
2-1-3: PRINCIPE DES MESURES ET DESCRIPTION DES PARCELLES.....	76
2-1-4: DETERMINATION DE LA LOI D'INFILTRATION SUR CHAQUE PARCELLE.....	79
2-1-5: DETERMINATION DE LA LOI HYDRAULIQUE DES ECOULEMENTS DE SURFACE	83
2-2: MODELISATION DES ECOULEMENTS DE VERSANT EN CAS DE RUISSELLEMENT GENERALISE	90
2-2-1: HYPOTHESES.....	91
2-2-1-1: REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU VERSANT	91
2-2-1-2: HYPOTHESES RELATIVES A L'ECOULEMENT	95
2-2-2: LES EQUATIONS ET LEUR TRAITEMENT.....	97
2-2-2-1: LES EQUATIONS DU MOUVEMENT.....	97
2-2-2-2: EXPRESSION DES EQUATIONS DU TRANSPORT DANS L'ESPACE DES CARACTERISTIQUES (X,T).....	99
2-2-2-3: LES CONDITIONS INITIALES ET AUX LIMITES	101
2-2-2-4: METHODE DE RESOLUTION DES EQUATIONS DU MOUVEMENT DANS L'ESPACE DES CARACTERISTIQUES.....	102
2-2-2-5: SENSIBILITE DE LA METHODE.....	106
2-2-3: ANALYSE DE SENSIBILITE DES HYDROGRAMMES DE VERSANT	107
2-2-3-1: ANALYSE DE SENSIBILITE DES HYDROGRAMMES RAMENES A UN VOLUME ENTRANT CONSTANT (LA	

FONCTION DE PRODUCTION) AUX PARAMETRES DU MODELE.....	109
2-2-3-2: ANALYSE DE SENSIBILITE DES HYDROGRAMMES RAMENES A UN VOLUME SORTANT CONSTANT (LA FONCTION DE TRANSFERT) AUX PARAMETRES DU MODELE.....	111
2-3:PREMIERES CONCLUSIONS.....	113

CHAPITRE III

ETUDE DES ECOULEMENTS DE SUBSURFACE ET SOUTERRAINS SUR LE VERSANT 115

3-1: ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS DE SUBSURFACE; DETERMINATION DE LA LOI HYDRAULIQUE.....	116
3-1-1: PRINCIPE DE L'APPAREIL.....	116
3-1-2: PRINCIPE DES MESURES ET DESCRIPTION DES PARCELLES.....	117
3-1-3: DETERMINATION DE LA LOI HYDRAULIQUE DES ECOULEMENTS.....	120
3-2: MODELISATION DES ECOULEMENTS DE SUBSURFACE ET SOUTERRAINS SUR LE VERSANT.....	127
3-3: CONCLUSION.....	130

CHAPITRE IV

ETUDE DES ECOULEMENTS SUR SURFACE SATUREE CONTRIBUTIVE A L'ECHELLE DU VERSANT 131

4-1: HYPOTHESES; DISCUSSION DE LA LOI HYDRAULIQUE.....	131
4-2: MODELISATION DES ECOULEMENTS SUR SURFACE SATUREE CONTRIBUTIVE.....	134
4-3: ANALYSE DE SENSIBILITE DES HYDROGRAMMES DE VERSANT EN CAS D'ECOULEMENT SUR SURFACE SATUREE CONTRIBUTIVE.....	138
4-3-1: CAS D'UNE ZONE SATUREE CONTRIBUTIVE DE LONGUEUR CONSTANTE.....	138
4-3-2: CAS D'UNE ZONE SATUREE CONTRIBUTIVE DE LONGUEUR CROISSANTE PENDANT LA PLUIE.....	142
4-4: CONCLUSION.....	146

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE..... 147

PARTIE II
ANALYSE MECANISTE A L'ECHELLE DU BASSIN DES
APPORTS A LA RIVIERE EN CAS DE CRUE..... 151

CHAPITRE V
MODELISATION DES ECOULEMENTS DANS LE RESEAU
HYDROGRAPHIQUE 153

5-1: INTRODUCTION ET GENERALITES.....	153
5-2: LES EQUATIONS MECANQUES DU MOUVEMENT ET LEUR TRAITEMENT.....	155
5-2-1: LES EQUATIONS DU MOUVEMENT ET LES CONDITIONS INITIALES ET AUX LIMITES RETENUES.....	155
5-2-2: DISCRETISATION ET LINEARISATION DES EQUATIONS DU MOUVEMENT.....	157
5-2-3: TESTS DE SENSIBILITE ET VALIDATION DE LA METHODE - PROPAGATION D'UNE ONDE DE CRUE DANS LE CAS D'UN EXEMPLE SIMPLE: LE CANAL DE LA TREVARESSE.....	159
5-2-3-1: PROBLEME DU PAS DE TEMPS DE CALCUL.....	161
5-2-3-2: PROBLEME DU PAS DE DISCRETISATION.....	161
5-2-3-3: PROBLEME DU PARAMETRE DE PREISMANN.....	162
5-2-3-4: SENSIBILITE A LA VALEUR DU COEFFICIENT DE STRICKLER.....	163
5-2-4: CONCLUSIONS.....	163
5-3: APPLICATION DU MODELE DE PROPAGATION DES ONDES DE CRUE A LA RIVIERE DES MAURETS.....	164
5-3-1: DESCRIPTION DE LA RIVIERE DES MAURETS.....	165
5-3-2: CONDITIONS AUX LIMITES.....	167
5-3-3: TEST DE SENSIBILITE DE LA PROPAGATION D'UNE CRUE SUR LES MAURETS SANS APPORT LATERAL.....	167
5-4: CONCLUSION.....	168

CHAPITRE VI
MODELISATION NUMERIQUE DES ECOULEMENTS SUR LE
SOUS-BASSIN INFERIEUR DES MAURETS 169

6-1: PRESENTATION DES MODELES; LA METHODE DE CALAGE.....	170
6-1-1: LE MODULE DE VERSANT.....	170
6-1-1-1: CAS DU RUISSELLEMENT GENERALISE.....	171
6-1-1-2: CAS DES ECOULEMENTS DE SUBSURFACE ET SOUTERRAINS.....	172
6-1-1-3: CAS DES ECOULEMENTS SUR SURFACE SATUREE CONTRIBUTIVE.....	173
6-1-2: LE MODULE DE PROPAGATION DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	174
6-1-3: METHODE DE CALAGE UTILISEE.....	174
6-2: LE JEU D'EPISODES UTILISE.....	176
6-2-1: ANALYSE SUCCINCTE DES CHRONIQUES PLUIE-DEBIT DU BASSIN DES MAURETS SUR LA PERIODE NOVEMBRE 1991 - AOUT 1994.....	176
6-2-2: CRITIQUE DES DONNEES ET CHOIX DES EPISODES.....	177
6-3: RESULTATS DU CALAGE DES MODELES.....	180
6-3-1: CALAGE DU MODELE D'APPORTS A LA RIVIERE PAR RUISSELLEMENT GENERALISE.....	181
6-3-2: CALAGE DU MODELE D'APPORTS A LA RIVIERE PAR ECOULEMENTS SUR ZONE SATUREE CONTRIBUTIVE.....	182
6-3-3: CALAGE DU MODELE D'APPORTS A LA RIVIERE PAR ECOULEMENTS SOUTERRAINS ET DE SUBSURFACE.....	185
6-4: CONCLUSION SUR LE CALAGE DES MODELES.....	188
6-5: VERS UNE ANALYSE DE LA FONCTION DE TRANSFERT DES MAURETS.....	190

CONCLUSION GENERALE..... 193

REFERENCES..... 197

LISTE DES ILLUSTRATIONS..... 209

ANNEXES..... 217

**ANNEXE I: LOCALISATION DES APPORTS SUR LE REAL
COLLOBRIER..... 219**

- CHRONIQUES PLUIE-DEBIT SUR CHAQUE SOUS-BASSIN DU
REAL COLLOBRIER POUR LES ONZE EPISODES ETUDIES

- EVOLUTION DU COEFFICIENT D'ECOULEMENT DES SOUS-
BASSINS DU REAL COLLOBRIER ET DE LA PARTIE BASSE DU BASSIN

(ZONE ALLUVIONNAIRE) AU COURS DES ONZE EPISODES
SELECTIONNES

ANNEXE II: CHRONIQUES PLUIE-DEBIT-VOLUMES ECOULES EN SURFACE ET EN SUBSURFACE ENREGISTREES SUR LA TERRASSE	255
- EPISODE DU 6 AU 13 DECEMBRE 1994.....	256
- EPISODE DU 12 AU 19 JANVIER 1995.....	257
- EPISODE DU 9 AU 22 FEVRIER 1995	258
- EPISODE DU 20 AVRIL AU 1 MAI 1995.....	259
ANNEXE III: DEVELOPPEMENTS NUMERIQUES DES EQUATIONS DU MOUVEMENT DE L'EAU EN CAS DE RUISSELLEMENT GENERALISE.....	261
ANNEXE IV: PROPAGATION DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	279
- RESOLUTION NUMERIQUE DES EQUATIONS DE BARRE DE SAINT VENANT SELON LE SCHEMA DE DISCRETISATION DE PREISMANN	280
- DESCRIPTION DU CANAL DE LA TREVARESSE ET DE L'ESSAI DE PROPAGATION	288
- RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE DE LA RIVIERE DES MAURETS ENTRE LES STATIONS MAURETS AMONT ET MAURETS AVAL	290
ANNEXE V: IDENTIFICATION DES PROCESSUS DE FORMATION DE CRUE SUR LE BASSIN DES MAURETS	297
- CHRONIQUES PLUIE-DEBIT DES EPISODES RETENUS SUR LE BASSIN DES MAURETS ENTRE NOVEMBRE 1991 ET AOUT 1994.	
- RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL SELON LES TROIS MODELES D'ECOULEMENT.	

INTRODUCTION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire est une contribution à l'analyse des processus de formation des crues au moment des épisodes pluvieux. Au travers de l'amélioration de nos connaissances dans ce domaine, l'objectif recherché est d'aider à la modélisation des crues dans l'optique notamment de leur prévision et de leur prédétermination.

Pour cette étude, un bassin versant particulier a été analysé en détail. Il s'agit du bassin versant du Réal Collobrier, pour lequel nos connaissances hydrologiques sont déjà étendues (Lavabre, 1990; Wendling, 1992; Martin *et al.*, 1993; Marc, 1994; Travi *et al.*, 1994; ...). Ce bassin a été choisi comme outil de travail non pas dans l'objectif d'une monographie, c'est à dire d'une étude fine d'un bassin particulier pour lui-même, mais en faisant l'hypothèse qu'il est le siège de mécanismes hydrologiques universels (ou du moins de la région méditerranéenne) qu'il s'agit précisément d'identifier et de quantifier.

Afin d'analyser les processus de formation des crues sur ce bassin, la démarche que nous avons adoptée est la suivante: les caractéristiques hydrologiques du Réal Collobrier étant bien connues (le chapitre I est consacré au rappel de certaines de ces caractéristiques), nous essaierons de les comprendre à l'aide d'une démarche "mécaniste". C'est ainsi que nous nous interrogerons sur la part, dans le débit de la rivière à l'occasion des crues:

- du débit qui provient d'un écoulement par ruissellement généralisé (excès de la pluie par rapport à la capacité d'absorption du sol);
- du débit qui provient d'un écoulement sur surfaces saturées à proximité de la rivière;
- du débit qui provient d'un écoulement souterrain.

Pour répondre à cette question, un travail **expérimental** a été mené sur les écoulements de surface, de subsurface et souterrains sur quelques parcelles d'un sous-bassin du Réal Collobrier. Ces études nous ont fourni des lois d'écoulement qui ont été utilisées ensuite dans des modèles pluie-débit utilisant les principes de la mécanique des fluides: conservation de la masse et de la quantité de mouvement.

Pour la mise en oeuvre de ces **modèles pluie-débit**, le bassin a été schématisé comme la succession de deux unités hydrologiques:

- **le versant**, c'est à dire les pentes qui dominent la rivière, où les mécanismes d'écoulement sont supposés plans. Sur ces versants plans, il n'y a pas de concentration d'écoulement et les vitesses sont majoritairement dans le sens de la ligne de plus grande pente. Par ailleurs, les écoulements sur un versant sont supposés identiques à ceux qui se produisent sur le versant voisin.

- **le réseau hydrographique** où l'écoulement est monoaxial. Le réseau hydrographique est supposé être l'exutoire de tous les versants. Il achemine ainsi la production des versants vers l'exutoire du bassin.

Notre schématisation est volontairement simplificatrice, c'est ainsi que, en dehors de leur géométrie (longueur), les versants du bassin sont tous supposés identiques. Les mêmes paramètres mécaniques les décrivent: coefficients de rugosité, conductivité hydraulique... On suppose de même que la rivière (dont la géométrie a été prise en compte) a un coefficient de rugosité uniforme. Cette schématisation brutale se justifie par le fait que nous recherchons quels sont les mécanismes dominants sur le bassin.

Nous espérons identifier ces mécanismes en comparant la réponse réelle du bassin à celle que l'on modélise dans les trois hypothèses citées auparavant (ruissellement généralisé, écoulement sur surface saturée contributive, écoulements souterrains et de subsurface). On analysera donc en détail les traits caractéristiques de la réponse du bassin dans le cas où il ne serait soumis qu'à l'un de ces trois mécanismes et on comparera ces caractéristiques à la réponse connue du bassin. Dans ces conditions une description fine de la géométrie de l'ensemble ne nous a pas paru nécessaire, la connaissance de cette géométrie n'étant probablement pas d'un ordre d'importance comparable à celle de la connaissance des processus dominants.

CHAPITRE I

INTRODUCTION, DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE ET PROBLEMATIQUE

1-1: Introduction

1-1-1 La modélisation hydrologique et l'hydrologie physique

La notion du cycle de l'eau est ancienne puisque Claude Perrault en fit la découverte au 17^{ème} siècle. Pourtant aujourd'hui la maxime de Galilée: *"Je peux prévoir la route des corps célestes, mais je ne peux rien dire sur le mouvement d'une petite goutte d'eau"*, est, avec quelques nuances toutefois, encore d'actualité. Paradoxalement, la modélisation hydrologique s'est développée très vite alors que l'hydrologie physique, qui cherche à définir les processus de formation des crues intervenant sur les bassins, balbutiait encore. En effet, le besoin de prévoir les débits dans les rivières a très tôt conduit l'homme à la modélisation alors que le cheminement de l'eau vers l'exutoire des bassins était inconnu.

A la fin du 19^{ème} siècle, la modélisation hydrologique est déjà presque entièrement formulée, par exemple dans un article de Imbeaux (1892, Annales des Ponts et Chaussée). Il ne manquait à l'époque que les calculateurs électroniques pour sa mise en oeuvre pratique. Parallèlement, dans les premières décennies du 20^{ème} siècle, les ingénieurs, pour les besoins de l'aménagement hydraulique, se contentèrent d'approches simples pour calculer une estimation des débits de projet. Ces premiers modèles hydrologiques étaient en fait des méthodes de calcul d'abord manuelles puis adaptées aux calculettes, qui estimaient les débits à partir de données simples (pluie, température, évaporation,...) et dont la valeur était souvent unique pour l'ensemble d'un bassin versant. Ces premiers modèles empiriques pluie-débit n'explicitaient aucun processus particulier de formation des crues. Pourtant à partir des années 1930, le besoin de lois extensibles à différents bassins fit apparaître les premiers concepts de formation des crues (Hydrogramme Unitaire, Sherman 1932; théorie de l'infiltration de Horton, 1933). Ces concepts

décrivent de manière plus ou moins simple la transformation pluie-débit qui s'opère sur un bassin versant. Et depuis de nombreux concepts ont été pressentis ou mis en évidence sur le terrain (cf. §1-1-2).

Parallèlement à l'élaboration de ces concepts essayant d'expliquer la formation des crues, de nombreux modèles ont été développés afin de rendre compte de manière plus précise de la transformation de la pluie en débit par le bassin versant. Leur nombre est considérable et s'est accru très vite surtout dans les années 1960 avec l'apparition des calculateurs électroniques. La classification suivante s'est imposée afin de les différencier. On distingue généralement les modèles dits "*statistiques*" et les modèles dits "*conceptuels*".

Les premiers lient le débit à la pluie par des équations mathématiques, établies de façon statistique grâce aux séries temporelles pluie-débit, dans lesquelles aucune base physique n'apparaît. La méthode de l'Hydrogramme Unitaire (Sherman, 1932) en est une. Il s'agit d'une approche qui propose la décomposition de la transformation pluie-débit en deux parties bien distinctes. Elle identifie une "*fonction de production*" et une "*fonction de transfert*". La pluie incidente est ainsi transformée en pluie dite *efficace* par la *fonction de production* qui soustrait une partie du volume, supposée ne pas intervenir dans les écoulements rapides de crue. La pluie *efficace* est alors étalée dans le temps grâce à la *fonction de transfert* pour donner l'hydrogramme des débits constituant la crue. Ce type d'approche a été expliqué plus en détail par Dooge (1973). Nalbantis (1987), Rodriguez (1989) et Duband *et al.* (1993) ont ensuite contribué au développement de ces méthodes. Malgré des hypothèses très simples, les modèles *statistiques*, et la méthode de l'Hydrogramme Unitaire, ont montré leur capacité à restituer les hydrogrammes de crue et sont encore très utiles et utilisés pour des prévisions en temps réel.

Les modèles *conceptuels* peuvent se diviser en deux catégories: les modèles *fonctionnels* (ou *empiriques*) et les modèles *conceptuels à base physique*. Les modèles *empiriques* partent de l'hypothèse qu'un certain type de fonctionnement est applicable sur le bassin et traduisent schématiquement ce fonctionnement. Les plus courants sont les modèles dits à réservoir(s), constitués par la juxtaposition d'un certain nombre de réservoirs dont l'entrée et la sortie sont liées par une relation mathématique simple (exemples: modèle de Nash (1957) à N réservoirs en série, modèles GR2 ou GR3 à 2 ou 3 réservoirs). Les modèles *conceptuels à base physique* s'inspirent quant à eux des lois de la physique pour traduire la transformation de la pluie en débit. Chaque composante de l'écoulement retenue est traduite en termes d'équations mécaniques de conservation qui sont résolues par une méthode numérique appropriée. En général quelques conditions aux limites simples assurent la continuité et l'échange entre les différentes composantes de l'écoulement. Ces modèles reproduisent les points importants du cycle hydrologique et sont en principe transposables d'un bassin versant à un autre. Pendant longtemps, le modèle de Stanford en a été l'archétype (Lardeau, 1977). D'autres exemples bien connus de modèles *conceptuels à base physique* sont le modèle IHDM (Beven *et al.*, 1987) ou le modèle SHE (Abbott *et al.*, 1986a et b).

Les modèles *fonctionnels* ou *empiriques* conviennent très bien à la modélisation globale, à l'échelle du bassin versant total, pour l'estimation des hydrogrammes de crue. Ils utilisent des techniques d'identification sophistiquées et restent compétitifs voire dominants dans les applications opérationnelles.

Les modèles *physiques* permettent pour la plupart de représenter de manière fine la variabilité spatiale des entrées et des caractéristiques du bassin. Cette spatialisation est très intéressante dans la mesure où elle pourrait permettre de mieux intégrer la réalité physique du bassin. Pourtant, on constate souvent que les valeurs mesurées sur le terrain des paramètres physiques de ces modèles ne permettent pas une bonne reconstitution des débits (par exemple SHE). Cette inadéquation rend ainsi les modèles *physiques* suspects. Beaucoup d'hydrologues préfèrent d'ailleurs les modèles *fonctionnels* (ex GR2 ou GR3) à cause de cela. Il apparaît en fait que les modèles à *base physique* ont un nombre de paramètres trop grand et que lors de la phase d'optimisation, il s'opère des compensations entre certains d'entre eux. Il semble donc qu'un modèle à *base physique* soit bon seulement si les mécanismes hydrologiques prépondérants sur le bassin sont connus. Par exemple, le modèle Topmodel (Beven *et al.*, 1979), bien connu dans notre laboratoire, est de ce point de vue intéressant dans la mesure où il privilégie les écoulements souterrains et sur surfaces saturées par rapport aux écoulements hortonien. Bien sur, ce modèle est très schématique: les profondeurs de sol y sont en général supposées constantes, le bassin est supposé homogène, le rôle des pentes est sans doute exagéré... Pourtant, ce modèle a montré sa capacité à prévoir les débits par exemple sur des bassins anglais en zone humide (où la formation des crues y est bien expliquée par les écoulements sur surfaces saturées contributives) mais aussi en zone méditerranéenne.

Aujourd'hui, en dépit des progrès réalisés en modélisation hydrologique, de nombreux auteurs s'interrogent sur la tendance à calibrer des modèles sans que les paramètres de ces modèles ne soient reliés à des mesures sur le terrain (Bathurst et O'Connel, 1992; Grayson *et al.*, 1992; Philip, 1991). Il apparaît la nécessité de coupler l'hydrologie expérimentale et les développements de la modélisation (Bonell, 1993). Le travail de cette thèse se situe dans cette dialectique entre les processus physiques prépondérants sur un bassin et leurs schématisations sous forme de modèle numérique. Il s'agit d'essayer de concilier les échelles d'observation: l'échelle ponctuelle -de l'ordre du m^3 ou du m^2 - pour la caractérisation des propriétés hydrodynamiques (conductivités hydrauliques, coefficients de frottement, etc...) et l'échelle du bassin versant pour la réponse hydrologique (hydrogrammes). Ainsi à l'aide de modèles mécanistes alimentés par des paramètres physiques mesurés sur le terrain, nous chercherons à restituer les types de cheminement de l'eau qui dominant sur un bassin versant. D'autre part, nous analyserons la sensibilité de la réponse hydrologique d'un bassin aux paramètres hydrodynamiques tels qu'on peut les mesurer à l'échelle ponctuelle.

1-1-2: La formation des écoulements qui provoquent les crues

Le but principal de l'hydrologie physique est de comprendre la transformation de la pluie en débit qui s'opère sur un bassin versant. De nombreux schémas de fonctionnement ont été avancés afin d'expliquer la formation des crues. Nous allons détailler grâce à une analyse bibliographique rapide les différents mécanismes qui ont été proposés. Cette partie s'inspire beaucoup de l'article de synthèse écrit par Bonell en 1993.

Le premier mécanisme de formation des débits à avoir été étudié en détail est celui du **ruissellement de surface généralisé** proposé par Horton (1933, 1940). Horton suppose que le ruissellement de surface est généré par l'excès d'intensité de la pluie par rapport à la capacité d'absorption des sols. La valeur de cette capacité d'absorption est supposée variable et diminue au cours d'un épisode pluvieux pour atteindre la conductivité à saturation des sols. Cette conception sépare donc les précipitations incidentes en deux parties, l'une allant alimenter les réservoirs souterrains profonds, l'autre participant à la réponse rapide de crue par ruissellement de surface. D'après ce schéma, chaque parcelle du bassin contribue potentiellement à l'écoulement en rivière, en fonction des valeurs de l'intensité de pluie et de la capacité d'infiltration. Le temps d'arrivée de ces écoulements à l'exutoire est en particulier fonction de la distance qui sépare la parcelle de la rivière. Dans ce cas, remarquons aussi que le mécanisme régulateur se situe à l'interface atmosphère-sol et que le sol sous-jacent ou profond peut être non saturé alors qu'il se produit déjà un écoulement de ruissellement. Ce principe de fonctionnement permet d'expliquer convenablement un bon nombre de caractéristiques des hydrogrammes de crue, notamment dans les régions peu couvertes en végétation telles que l'Afrique Sahélienne (Peugeot, 1995). Casenave *et al.* (1984) et Weirda *et al.* (1989) ont par ailleurs mis en évidence que les écoulements de ce type peuvent aussi exister en forêt tropicale.

La grande proportion d'infiltration dans un sol perméable ou dans les régions couvertes de végétation semble pourtant prouver l'inadéquation de la théorie hortonienne de l'infiltration dans les régions humides. Certains hydrologues considèrent l'**écoulement de subsurface** comme la principale source de débit dans les rivières en cas de crue (Hursh, 1936). Il peut s'agir d'un écoulement souterrain temporaire, non lié à la nappe phréatique, provoqué par l'eau de pluie infiltrée qui rencontre une formation moins perméable que les couches supérieures (Whipkey, 1965; Jones, 1971; Beasley, 1976; Bonell and Gilmour, 1978; Mosley, 1979). Pourtant il est généralement accepté aujourd'hui que de tels écoulements subsurfaciques sont trop lents pour produire des volumes importants en écoulement rapide (Bonell, 1993). Dans le même ordre d'idée, les écoulements en macropores et "pipes" peuvent aussi expliquer les apports à la rivière par des écoulements subsurfaciques plus rapides (Beven *et al.*, 1982; Tanaka *et al.*, 1988; Sidle *et al.*, 1995). Précisons que la couche de surface, où la macroporosité est présente, est encore mal connue et fait l'objet de nombreuses études.

Le rôle de la nappe phréatique a considérablement été revu lorsque les premières décompositions d'hydrogrammes à l'aide d'isotopes naturels de l'eau ont été effectuées et ont révélé la part essentielle de l'écoulement souterrain pendant les crues (Crouzet *et al.*, 1970; Martinec *et al.*, 1974). Deux mécanismes ont alors été avancés: le fameux effet "*piston*" et l'*intumescence des nappes*. Le premier mécanisme suppose l'infiltration rapide de l'eau de pluie qui provoque une mise en pression de l'aquifère et donc sa contribution par piston. Le second mécanisme s'applique aux nappes peu profondes dont la frange capillaire est proche de la surface du sol. Une faible arrivée d'eau permet alors, dans certaines conditions, à la nappe de s'élever fortement. Ce phénomène a pu être modélisé et observé (Freeze, 1969, 1972a et b).

Enfin, le concept de la *surface contributive*, qui date de plus de trente ans, a été d'abord introduit par Cappus (1960) et repris par Betson en 1964 qui montra, grâce au développement d'un modèle d'estimation de la capacité d'infiltration apparente d'un bassin, que la génération des écoulements a lieu sur une petite partie du bassin seulement. La surface contributive est par définition la partie du bassin qui contribue au ruissellement pendant la pluie. Cette surface contributive a été d'ailleurs rapidement liée aux zones saturées du bassin. De nombreuses études ont montré que ces zones se développent pendant la pluie (Betson and Marius, 1969; Kirkby and Chorley, 1967). En 1970, Dunne and Black (1970a et b) prouvent définitivement la validité de ce concept grâce à l'étude détaillée d'un petit bassin humide du Vermont, USA: l'élévation du niveau de la nappe au voisinage de la rivière parvient à saturer les sols, qui refusent alors toute infiltration et génèrent un ruissellement de surface. L'aire de ces surfaces évolue au cours d'un épisode mais aussi au cours de l'année selon la répartition temporelle des pluies (Hewlett and Hibbert, 1965; Weyman, 1970; Montgomery *et al.*, 1995). Ce processus a été largement étudié, mis en évidence par des mesures in-situ et modélisé sur de nombreux bassins en zone humide.

Pourtant, l'utilisation de la séparation chimique et/ou isotopique des hydrogrammes de crue montre souvent que l'eau ancienne ou préexistante sur le bassin avant la pluie contribue pour une grande part aux écoulements. Cette technique pose à nouveau la question des cheminements de l'eau vers l'exutoire du bassin versant. Des études expérimentales fondées sur la séparation des écoulements, qui permet de séparer diverses composantes dans l'eau des rivières, mais aussi sur des mesures tensiométriques et piézométriques, qui permettent de suivre le niveau des nappes, montrent souvent qu'aucun des différents processus évoqués ci-dessus ne peut être écarté (Pilgrim *et al.*, 1978; Jordan, 1994). Ainsi, près d'un siècle après les premières tentatives d'explication de la genèse des crues, le rôle de l'hydrologue mécaniste est toujours de déterminer quel est le cheminement prépondérant de l'eau et dans quelles conditions. La diversité des processus de genèse des crues proposés traduit une certaine méconnaissance de la transformation de la pluie qui tombe sur un bassin en débit dans la rivière. Si les processus semblent aujourd'hui correctement recensés, leur combinaison et/ou interaction pendant la crue reste encore mal connue.

Notre contribution en ce qui concerne les processus de formation des écoulements est fondée sur l'analyse de l'hydrologie d'un bassin versant particulier, le Réal Collobrier, et de ses sous-bassins dont l'un sera examiné plus en détail (Maurets). Au cours des paragraphes qui suivent, nous donnons une brève description de ces bassins et nous mettons en lumière certains aspects de leurs comportements hydrologiques: répartitions temporelles et spatiales de leurs coefficients d'écoulement, évolution temporelle de leurs fonctions de transfert, comportements mesurés ou modélisés des nappes en contact avec la rivière. Cette analyse, d'origine bibliographique pour une bonne part, a pour objectif d'une part de fournir des éléments de réponse à la question des processus de formation des écoulements en cas de crue et d'autre part de valider les hypothèses des diverses modélisations mécanistes que nous serons amenés à développer dans les chapitres ultérieurs.

1-2: Présentation du bassin et du versant étudiés

L'hydrologie de surface, qui cherche à comprendre, à expliquer et à prévoir les débits dans les rivières, traite de processus que ne peuvent cerner totalement les expérimentations en laboratoire ou à la parcelle. Les observations sont donc faites à l'échelle intégratrice du bassin versant. Dans ce paragraphe, nous décrivons tout d'abord le bassin du Réal Collobrier et le sous-bassin des Maurets que nous avons étudiés. D'autre part, notre équipe a choisi de suivre le cheminement de l'eau vers la rivière à l'échelle d'un versant. Nous présentons donc aussi le versant des Maurets étudié.

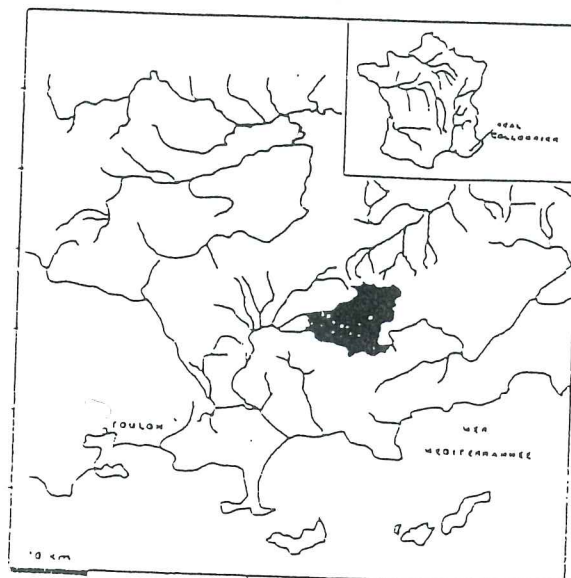
1-2-1: Le bassin du Réal Collobrier

Le bassin versant du Réal Collobrier, entretenu et exploité depuis 1966 par le Cémagref d'Aix en Provence, est maintenant bien connu des hydrologues français et européens. Il a été décrit dans plusieurs publications (Lavabre, 1990; Martin *et al.*, 1993).

Ses caractéristiques principales sont les suivantes:

Il est situé près de la façade littorale méditerranéenne, à l'extrémité Ouest du Massif des Maures, à une dizaine de kilomètres au Nord de la rade d'Hyères et à 20 kilomètres au nord-est de Toulon (figure 1-1). Sa superficie totale est de l'ordre de 71 km².

Figure 1-1: Localisation du bassin versant du Réal Collobrier



Il est délimité dans sa partie Est par une série de crêtes disposées en arc de cercle dont l'altitude oscille entre 550 et 650m. La photo (figure 1-2) présente une vue des crêtes Nord et de la vallée, depuis les crêtes Sud du bassin. A l'Ouest, un réseau de crêtes orientées Est-Ouest (d'altitude de 300 à 600m) dont les reliefs s'atténuent à mesure que l'on se rapproche de l'exutoire (à l'extrémité Ouest), confirme le caractère montagneux de ce bassin. L'altitude moyenne est de 320m avec pour altitude minimum à l'exutoire 80m et un point culminant à 780m au nord-est. Les pentes des versants situés en tête du bassin peuvent atteindre 35%.



Figure 1-2: Vue des crêtes Nord du bassin versant du Réal Collobrier.

Le massif des Maures donne au bassin son sous-sol métamorphique plus ou moins altéré, générant des terrains caillouteux ou sableux. Les formations géologiques ont une orientation sud-ouest/nord-est. Les Gneiss durs et peu altérés dominent au sud-est et en altitude alors qu'on trouve principalement des phyllades, peu perméables, à l'ouest et au nord. Des micaschistes et des amphibolites les séparent. Autour de la rivière, à l'aval du village de Collobrières, on trouve quelques formations alluviales. Les profondeurs de sol sont variables, fonction à la fois de la roche mère et de la topographie, elles sont plutôt faibles et sableuses sur les Gneiss, un peu moins fines sur les amphibolites et plus profondes dans les alluvions.

Une faible partie du bassin est cultivée (2 à 3%), généralement en vignobles, dans la plaine. Le reste est constitué par la forêt méditerranéenne composée de chênes verts, arbousiers, bruyères arborescentes (maquis), chênes-lièges, pin et châtaigniers. Le bassin est considéré comme totalement rural puisque l'unique zone urbanisée, Collobrières, a seulement une étendue d'un kilomètre carré environ.

Le climat est méditerranéen humide: sécheresse estivale marquée, précipitations avec de fortes intensités en automne et en fin d'hiver et un printemps pluvieux en général. Les précipitations sont importantes en moyenne sur le bassin, en raison de la présence du relief qui provoque un refroidissement des masses d'air humide venant du Sud (figure 1-3). La présence des crêtes assez élevées sur les pourtours du bassin oblige l'air humide venant de la mer à s'élever, en se refroidissant sous la poussée des vents dominants de secteur Sud, ce qui favorise les fortes précipitations. Toutefois, elles sont sujettes à de fortes fluctuations inter-annuelles, comme l'ont montré les dernières années très sèches.

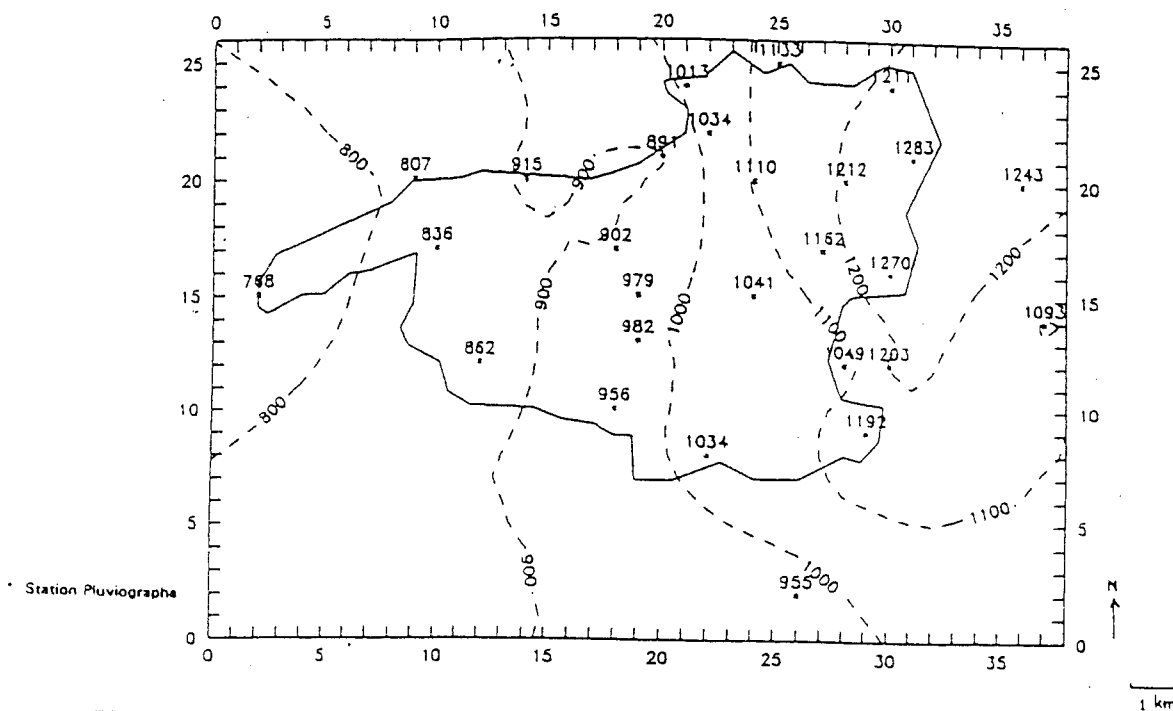


Figure 1-3: Pluviométrie sur le bassin du Réal Collobrier: carte des isohyètes annuelles, période 1966-1987 (Weesakul, 1992)

L'hydrométrie du bassin est connue grâce à onze stations limnigraphiques, dont sept sont installées sur le bassin de Pont de Fer, ce qui constitue un ensemble de onze bassins et sous-bassins juxtaposés ou emboîtés. Les niveaux d'eau dans le réseau hydrographique sont mesurés grâce à des limnigraphes à flotteurs avec enregistrement sur papier à l'origine, remplacé depuis 1989 par une acquisition sur carte à microprocesseur. La pluie a été mesurée entre 1967 et 1989 par trente pluviographes à augets basculeurs avec enregistrement graphique. Depuis 1989, l'enregistrement a été automatisé pour dix-sept pluviographes permettant ainsi un meilleur synchronisme des mesures. En outre, deux stations climatiques ont été installées sur le bassin, mesurant la température de l'air, le vent, l'évaporation, la durée d'ensoleillement et la radiation globale. En 1989, l'une d'entre elle a été supprimée. La figure 1-4 présente la carte des sous-bassins du Réal Collobrier ainsi que l'implantation des pluviographes et limnigraphes. Le tableau 1-1 indique la taille de chacun des sous-bassins dont nous utiliserons les données.

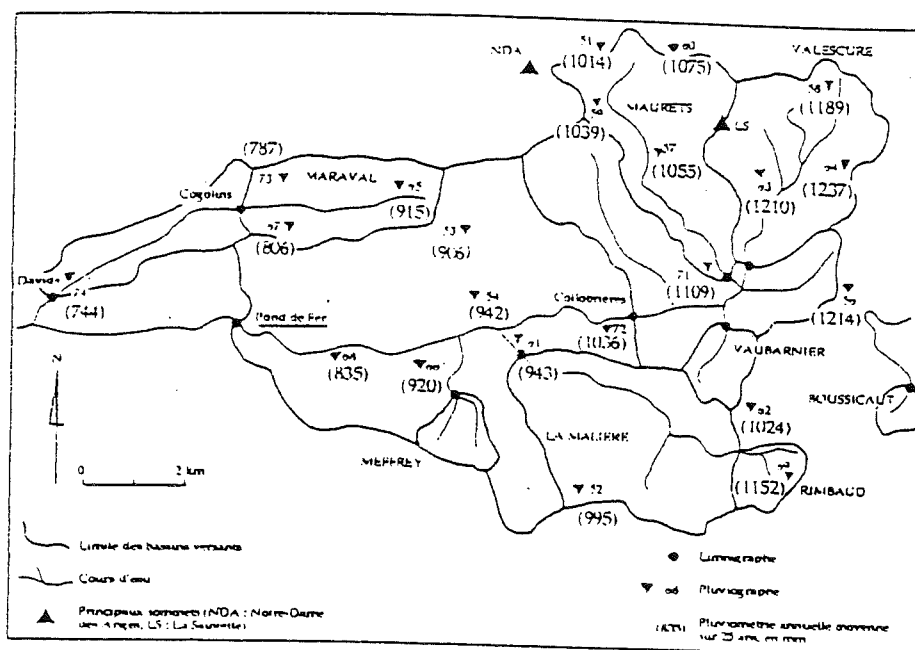


Figure 1-4: Carte des sous-bassins du Réal Collobrier et implantation des pluviographes et limnigraphes. (Martin et Marc, 1993)

N°	Station	Superficie (km ²)	date d'implantation	emboîté dans
1	Pont de fer	71	1953	-
2	Collobrières	29.5	1965	1
3	Malière	12.3	1965	1
4	Valescure	9.4	1967	1-2
5	Maurets	8.4	1966	1-2
5a	Maurets amont	5.4	1992	1-2-5
6	Vaubarnier	1.5	1968	1-2
7	Rimbaud	1.4	1967	1-3

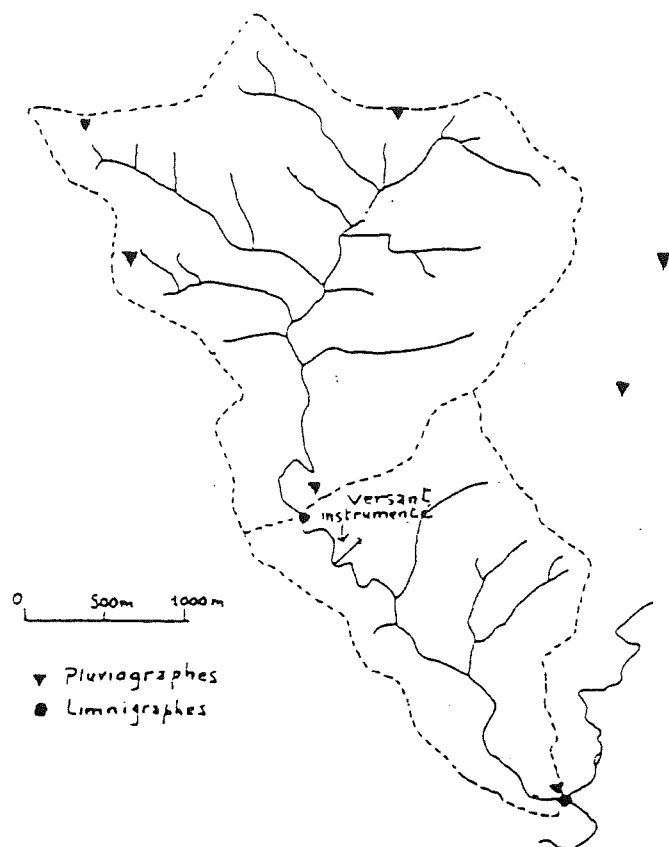
Tableau 1-1: Caractéristiques des bassins et sous-bassins du Réal Collobrier étudiés.

1-2-2: Le sous-bassin des Maurets:

Le sous-bassin des Maurets se situe dans la partie Nord-Ouest du bassin principal du Réal Collobrier. Sa superficie est de 8.4 km². Son altitude varie de 209 à 780m avec une moyenne de 440m. La géologie est en général métamorphique (phyllades, amphibolites). La profondeur des sols est de l'ordre du mètre (Taha, 1995). Elle est plus importante dans la partie médiane où dominent les amphibolites. La végétation est surtout composée de châtaigniers, de chênes et de pins.

Le bassin des Maurets est équipé de deux stations de jaugeage. La première "Maurets aval" date de 1968 et couvre la superficie totale du bassin (8.4 km²). La seconde "Maurets amont" a été installée en 1992. Elle concerne un bassin dont la superficie égale 5.4 km². A l'origine, ce bassin était équipé de cinq pluviographes à augets basculeurs. Leur nombre a été réduit à trois depuis 1989 (figure 1-5).

Figure 1-5: Carte du bassin.
des Maurets.



1-2-3: Le versant d'étude

Dans le bassin des Maurets, un versant a été sélectionné afin d'y étudier de façon fine, le cheminement de l'eau jusqu'à la rivière. Il se situe entre les deux stations de jaugeage Maurets amont et Maurets aval et près de Maurets amont (figure 1-5). Le choix du versant a été justifié par une analyse préalable de la participation de chaque partie du bassin au débit de la rivière (Grésillon, 1994; Taha, 1995). Grésillon a montré que le débit spécifique (débit rapporté à la surface drainée) pendant une crue est équivalent à l'amont et à l'aval du bassin en effectuant des jaugeages en plusieurs points de la rivière des Maurets. De même Taha a montré qu'en général, la partie avale du bassin contribue autant que la partie amont. Toutefois, à l'étiage et au-delà de 200l/s/km^2 , l'amont semble contribuer davantage (figure 1-6).

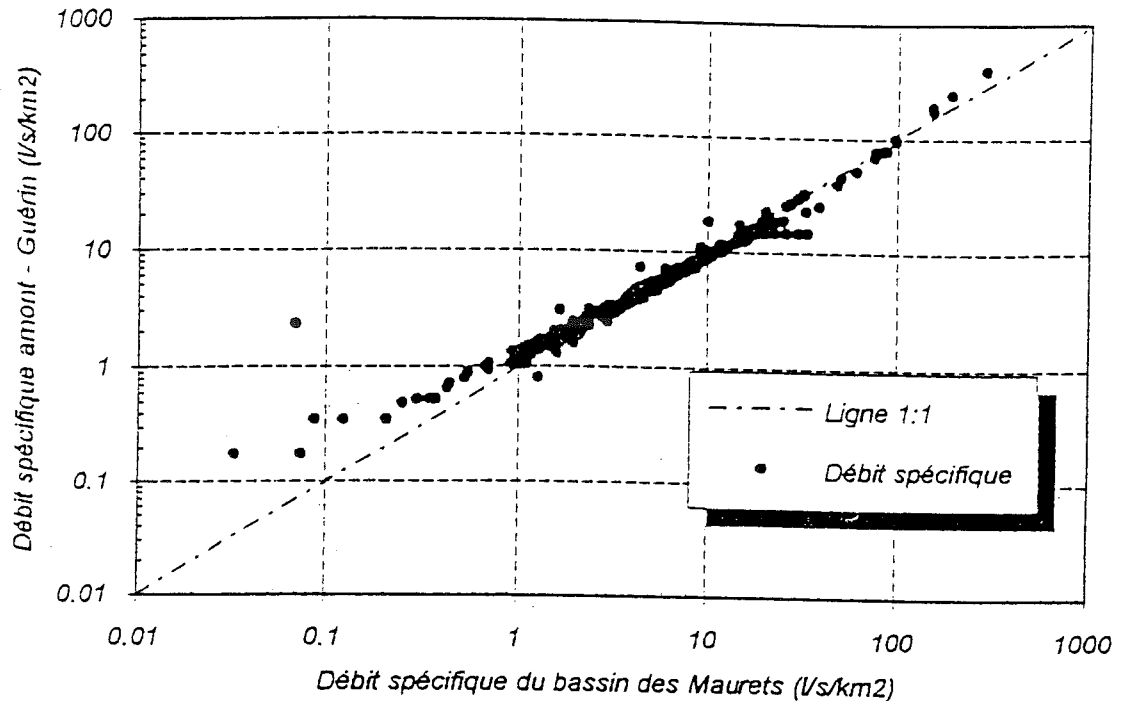


Figure 1-6: Comparaison des débits spécifiques journaliers de la station Maurets amont (en ordonnées) avec ceux du bassin Maurets aval (en abscisses). D'après Taha (1995).

La topographie du versant a été mesurée avec précision par Taha (1995) en utilisant un niveaumètre. Le versant étudié est limité par la rivière et il s'arrête à la route nationale (R.N.) en considérant que celle-ci joue un rôle de barrière hydrologique. Le versant a approximativement 160 mètres de long et un dénivelé de 50 mètres. Taha a réalisé des sondages à la tarière sur ce versant pour y installer des piézomètres, des tensiomètres ou pour déterminer la position du socle rocheux. Les épaisseurs de sol sont de l'ordre de 30 centimètres en milieu de versant, de l'ordre de 100 à 150 centimètres en amont et de l'ordre de 200-300 centimètres en aval.

Nous distinguons deux parties dans ce versant:

La première partie mesure environ 25 mètres de long et se trouve à l'amont du versant à une altitude de quarante mètres au-dessus de la rivière avec une pente égale à 19.4°. La profondeur de sol y varie entre 120 et 150 centimètres. Cette partie du versant est appelée "la pente".

La seconde partie se trouve à l'aval du versant au voisinage de la rivière. Elle mesure environ soixante mètres de long et plus de quatre-vingts mètres de large avec une pente modérée égale à 8.2°. La profondeur du sol varie entre 200 et 400 centimètres. Cette partie est appelée "la terrasse".

La figure 1-7 représente une vue en plan du versant. La figure 1-8 montre le profil du transect étudié.

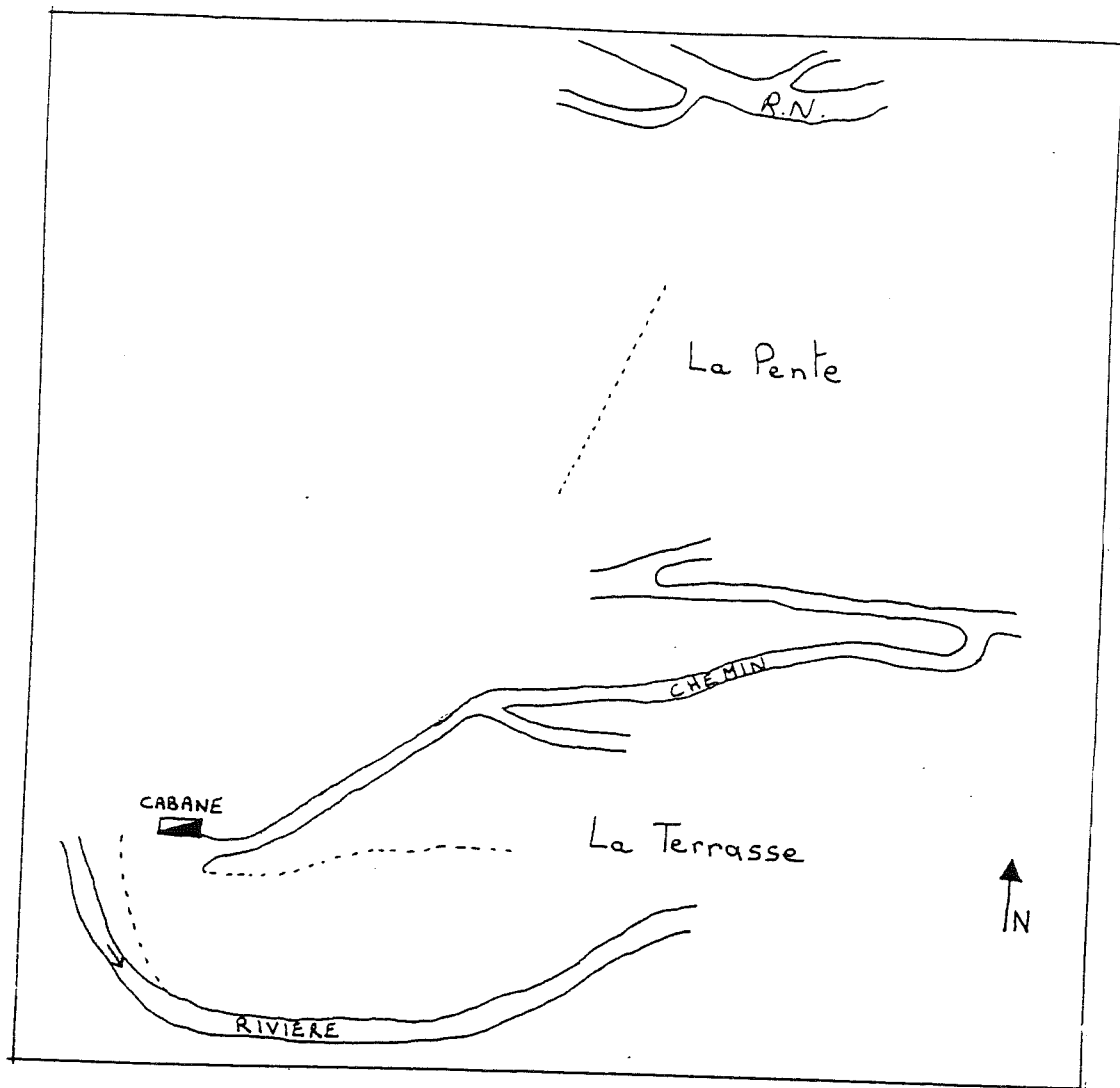


Figure 1-7: Le versant, vue en plan. D'après Taha (1995).

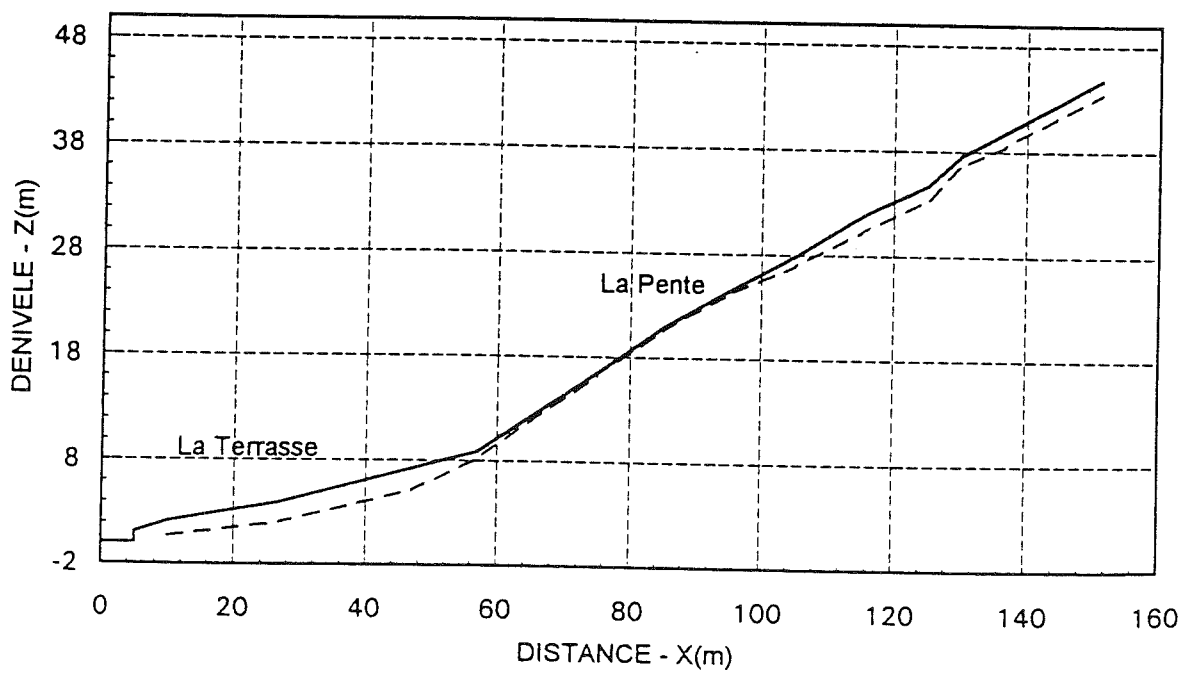


Figure 1-8: Profil du transect du versant étudié. D'après Taha (1995).

Depuis plusieurs années, l'équipe "Hydrologie de Surface" du LTHE, en collaboration avec d'autres équipes ou laboratoires réunis au sein du Groupement d'Intérêt Scientifique du Réal Collobrier, s'est engagée dans un programme de recherche concernant les écoulements de crue sur le bassin du Réal Collobrier. Pour notre équipe, deux axes principaux de recherche ont été définis:

- la prévision des débits dans la rivière;
- l'étude des processus de formation des écoulements de crue.

C'est ce dernier axe qui nous intéresse ici. Dans les trois prochains paragraphes (§1-3, 1-4 et 1-5), nous présentons les résultats déjà obtenus sur le bassin versant du Réal Collobrier et qui ont justifié les recherches dont nous rendons compte dans ce mémoire. Au cours des paragraphes 1-3 et 1-4, nous étudions tout d'abord le problème des apports à la rivière en cas de crue à l'échelle globale du bassin versant du Réal Collobrier ou de des sous-bassins. Le processus de transformation des précipitations par un bassin est complexe mais peut être schématisé par la succession de deux fonctions: une fonction de production qui définit les volumes de pluie qui ne contribueront pas à l'écoulement dans le réseau hydrographique et une fonction de transfert qui permet de retarder l'arrivée à l'exutoire des volumes d'eau participant à la crue. Cette décomposition ne présuppose en rien les processus de formation des crues mis en jeu, ni la structure des fonctions de production et de transfert.

Le paragraphe 1-3 est consacré à l'étude de la fonction de production à travers celle du coefficient de ruissellement. En comparant les coefficients de ruissellement des différents sous-bassins, nous localiserons les apports sur le bassin. Dans le paragraphe 1-4, nous analyserons les fonctions de transfert identifiées par une méthode d'Hydrogramme Unitaire qui n'impose a priori aucune structure particulière aux pluies efficaces; cette méthode est la méthode DPFT. Nous verrons s'il existe une évolution de la fonction de transfert selon les valeurs de certaines variables (intensité des pluies, état initial du bassin, etc...) sur le bassin du Réal Collobrier et ses sous-bassins.

Nous présenterons enfin dans le paragraphe 1-5, les résultats d'une étude expérimentale et numérique de la contribution des eaux infiltrées à la formation des débits de crue à l'échelle du versant des Maurets.

1-3: Localisation spatiale des apports sur le Réal Collobrier

Dans ce paragraphe, nous étudions toute la partie production du bassin versant complet du Réal Collobrier et déterminons les parties du bassin qui contribuent majoritairement à la formation des crues. Pour cela, nous analysons l'évolution des coefficients d'écoulement d'épisode des bassins et sous-bassins du Réal Collobrier. Cette étude ne présuppose aucun

processus de formation des crues, ni aucune décomposition de la genèse des crues. Il s'agit tout simplement de comparer les volumes d'eau entrant et sortant mis en jeu sur le bassin pendant les crues. Pourtant, en termes de génération des écoulements de crue, cette localisation des apports pourra éventuellement nous guider dans la détermination des mécanismes prépondérants sur le bassin du Réal Collobrier. Les résultats présentés sont pour partie ceux obtenus lors de mon stage de DEA (Le Meillour, 1992; Grésillon *et al.*, 1995).

Le coefficient d'écoulement d'épisode est défini de la manière suivante:

$$K_e = \frac{L_{\text{coul}}}{L_{\text{précip}}} \quad (1-1)$$

où L_{coul} est la lame écoulée à l'exutoire du bassin pendant l'épisode

et $L_{\text{précip}}$ est la lame précipitée sur le bassin pendant l'épisode

Nous utilisons l'appellation "*coefficient d'écoulement*", qui ne présuppose aucun processus de formation des crues, plutôt que l'appellation "*coefficient de ruissellement*" qui contient une notion de formation des écoulements dans la rivière par ruissellement sur le sol (ruissellement par dépassement de la capacité d'absorption du sol ou ruissellement sur surface saturée contributive).

Ce coefficient d'écoulement permet une estimation globale de la fonction de production moyenne puisqu'il donne une évaluation du rapport des volumes entrant et sortant à l'échelle du bassin.

Pour localiser les apports sur le bassin du Réal Collobrier, nous disposons de sept bassins contigus ou emboîtés (cf. § 1-2-1, figure 1-4) où le nombre de données hydrologiques est important. Le bassin Maurets amont a été exclu de cette partie de l'étude puisqu'il n'a été équipé qu'en Novembre 1992.

Le choix du jeu de données initial a été effectué en Juin 1992 au Cémagref d'Aix en Provence. Il s'agissait de sélectionner des périodes intéressantes pendant lesquelles les mesures de débit sur les sept bassins étaient disponibles ainsi qu'un maximum de mesures pluviométriques. Les séries vérifiant ces critères et qui ont été retenues couvrent quatre périodes correspondant à sept mois de données:

- du 1/12/1972 au 28/02/1973,
- du 1/10/1976 au 31/10/1976,
- du 1/12/1976 au 31/01/1977,
- et - du 1/08/1980 au 31/08/1980.

Les fichiers de pluie et de débit sont fournis par le Cémagref sous forme comprimée. Cette compression prend différentes formes suivant la nature de l'information. Pour les pluies, tous les pas de temps où la pluie est nulle sont systématiquement éliminés, tout en conservant trace de ces périodes. Les fichiers sont ainsi facilement réduits au dixième de leur taille. Pour le débit, les valeurs sont données à pas de débit fixe: ainsi, durant les longues récessions a-t-on au plus une donnée par jour sans rien perdre de la précision sur cette information. Les données initiales subissent donc un traitement informatique. La décompression des fichiers n'est pas difficile, mais il faut être vigilant car c'est une source d'erreurs tant sur le plan de la restitution des données que sur le plan de la synchronisation des pluies et débits. Compte-tenu des travaux de Sempere-Torres (1990) sur les données du Réal Collobrier, nous avons choisi de restituer les pluies et débits au pas de temps de la demi-heure.

Une fois la décompression des fichiers effectuée, le débit est directement utilisable. Par contre, pour les pluies, il faut élaborer des moyennes spatiales sur la superficie du bassin. Pour cela, on peut utiliser un poste "représentatif", une moyenne sur plusieurs postes ou une moyenne spatialisée. Pour notre part, nous avons effectué une moyenne arithmétique sur les postes présents sur le bassin considéré. Wendling (1992) a étudié l'influence du mode de calcul de la pluie sur le bassin du Réal Collobrier à Pont de Fer. Il a calculé les pluies par moyenne arithmétique sur cinq postes et par interpolation Spline sur les 21 pluviomètres du bassin. Il montre que la différence entre les volumes totaux entre ces deux mesures sur dix-neuf épisodes sélectionnés n'excède jamais 3%. Le tableau 1-2 présente les postes pluviométriques que nous avons utilisés pour chaque bassin.

Bassin	N° des pluviomètres (cf. figure 1-3)	Nbre total de pluvio.
Pont de Fer	53-54-66-67-68-72+Collobrières et Malière	21
Collobrières	56-70+Valescure et Maurets	11
Malière	52-61-62-69	4
Valescure	55-58-63-64-71	5
Maurets	51-57-59-60-71	5
Vaubarnier	62	1
Rimbaud	62-69	2

Tableau 1-2: Désignation et nombre total des pluviomètres utilisés pour le calcul de la pluie moyenne sur chaque bassin versant.

Une fois les chroniques pluie-débit obtenues au pas de temps de la demi-heure sur les quatre périodes retenues, nous avons sélectionné onze épisodes de crues. Leur choix a été effectué à partir de la chronique pluie-débit mesurée au Pont de Fer (figure 1-9).

On a cherché des hydrogrammes de crue dont la forme est bien nette, non perturbée par des pluies ultérieures, ayant ainsi une assez longue récession. Le début des épisodes est conditionné

par le début de la pluie. La fin des épisodes quant à elle est déterminée ou bien par le début de l'épisode suivant ou bien lorsque le débit de récession atteint le débit initial. A cause de cette dernière condition, la longueur d'un épisode n'est pas la même pour chaque bassin, les récessions de certains bassins étant plus rapides que pour d'autres. Le tableau 1-3 décrit les principales caractéristiques pluviométriques, les débits initiaux et maxima et la longueur totale des épisodes au Pont de Fer. La figure 1-10 présente les chroniques pluie-débit pour chacun des bassins du Réal Collobrier relatives à la crue 03. En annexe I, on trouvera les chroniques pluie-débit des différents sous-bassins pour chaque épisode sélectionné.

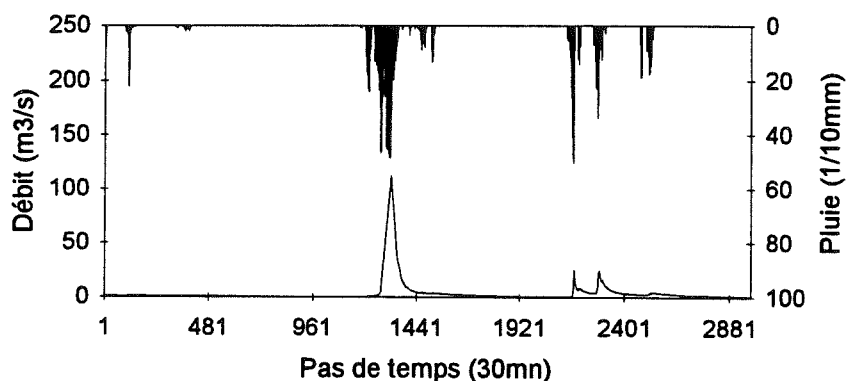


Figure 1-9: Chronique pluie-débit au Pont de Fer pour la période du 1/12/1972 au 31/01/1973. Quatre épisodes y ont été sélectionnés.

Episode	Période	Qzéro (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)	Ptot (mm)	Imax sur 1h (mm/h)	Longueur (jours)
01	décembre 72	0.27	112	296	9.7	19.5
02	janvier 73	0.57	25.5	75	10.1	2.5
03	janvier 73	4.23	24.9	52	6.8	3
04	janvier 73	2.57	5	28	3.6	3.5
05	février 73	0.44	39.5	105	4.5	13.5
07	octobre 76	0.48	6.5	33	6.8	3.5
09	octobre 76	0.31	4	30	8	4
11	décembre 76	0.34	10.3	76	9.3	13
12	janvier 77	3.87	34.2	46	6.1	3
13	janvier 77	2.35	8.3	29	5	5
14	août 80	0	16.1	140	19.4	3

Tableau 1-3: Caractéristiques des épisodes sélectionnés.

Qzéro est le débit initial de l'épisode, Qmax est le débit maximum, Ptot est la hauteur de la lame moyenne précipitée, Imax est la moyenne spatiale de l'intensité maximum de pluie enregistrée sur 1 heure et Longueur est la durée de crue considérée.

Les épisodes retenus couvrent une large gamme:

- la pluie totale au Pont de Fer varie de 28mm à 296mm;
- les débits maxima sont de faibles ($4\text{m}^3/\text{s}$) à très forts ($112\text{m}^3/\text{s}$);
- l'état initial, défini par le débit initial, peut être très sec ($Q_{\text{zéro}}=0$) à humide ($Q_{\text{zéro}} > 4\text{m}^3/\text{s}$);

L'épisode 14 est un épisode d'été (Août 1980). Les autres sont d'automne (épisodes n°07 et 09) ou d'hiver (épisodes n°01, 02, 03, 04, 05, 10, 11, 12, 13).

On peut distinguer:

- cinq épisodes "violents" donnant lieu à des débits de crue au Pont de Fer supérieur à $20\text{m}^3/\text{s}$ (épisodes n°01-02-03-05-12);
- trois épisodes de faible importance dont les débits au Pont de Fer sont inférieurs à $7\text{m}^3/\text{s}$ (épisodes n°04-07-09);
- trois épisodes "intermédiaires" (épisodes n°11-13-14).

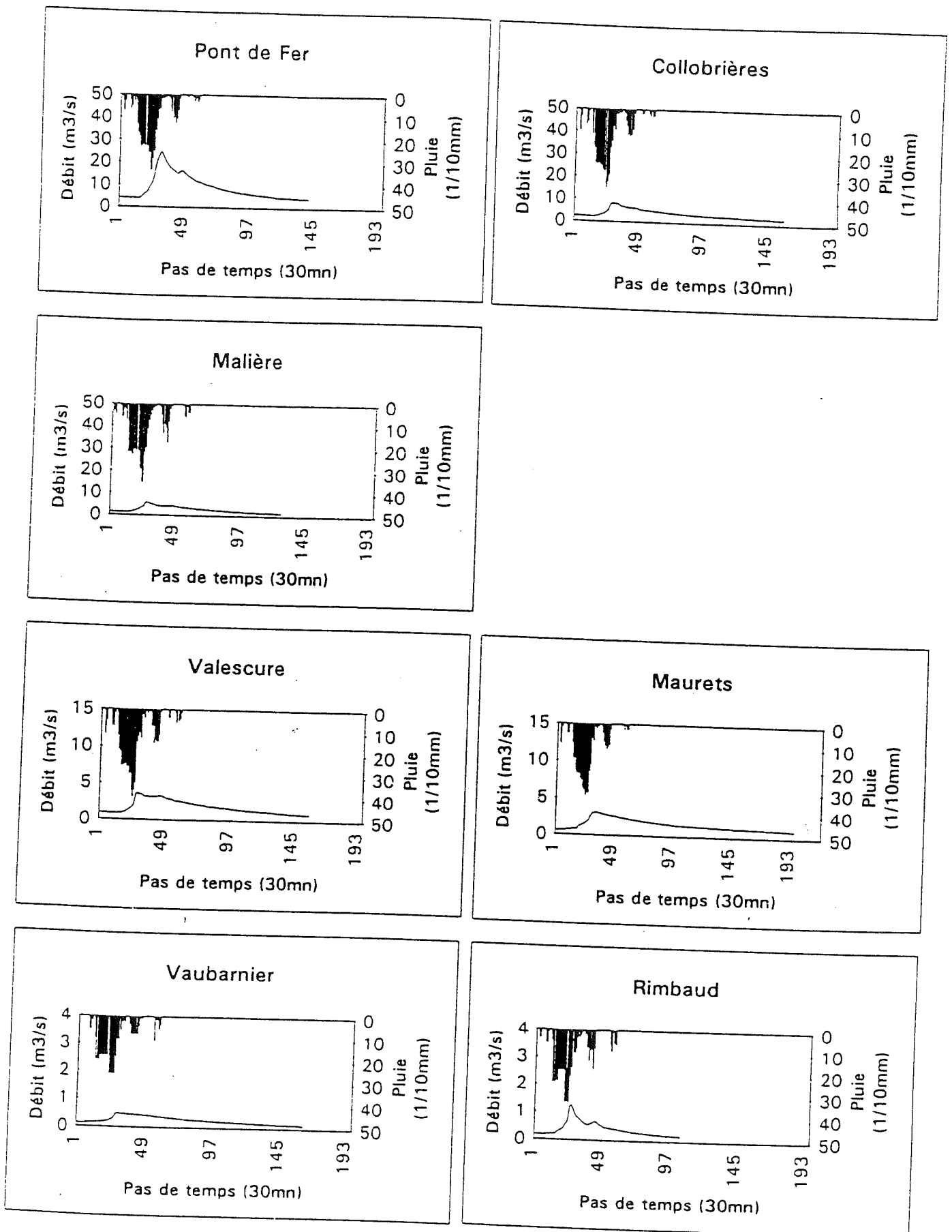


Figure 1-10: Chroniques pluie-débit pour la crue 03

Le coefficient d'écoulement que nous avons défini au §1-3 a été calculé à chaque pas de temps pour tous les bassins et tous les épisodes, le débit initial étant retiré du débit mesuré lors du calcul de la lame écoulée. Ce faisant, en supposant que le débit initial est dû à l'alimentation de la rivière par les nappes profondes et que ce débit serait resté constant s'il n'avait pas plu, seule est prise en compte la production de la pluie de l'épisode considéré.

L'évolution des coefficients d'écoulement pour chaque bassin pendant l'épisode de crue 03 est présentée à la figure 1-11. Pour les autres épisodes, on trouvera les graphes similaires en annexe I.

On constate en règle générale trois phases:

- lors de la première phase, il n'y a pas d'écoulement ($Ke=0$) alors que la pluie a déjà commencé. La durée pendant laquelle l'écoulement reste nul peut être considérée comme un temps de réaction du bassin. Dans une modélisation de type réservoir, il s'agit là de la phase de remplissage des réservoirs qui traduit l'imbibition du sol et du sous-sol.

- la seconde phase est une phase de rapide augmentation des écoulements. Le bassin semble réagir ici très vite. Cette phase coïncide en général avec le moment où les pluies sont les plus intenses.

- la troisième phase correspond à une relative stabilisation de la valeur du coefficient d'écoulement. Celle-ci a lieu après la fin de la pluie. On constate que cette stabilisation apparaît plus ou moins rapidement selon les épisodes et les bassins.

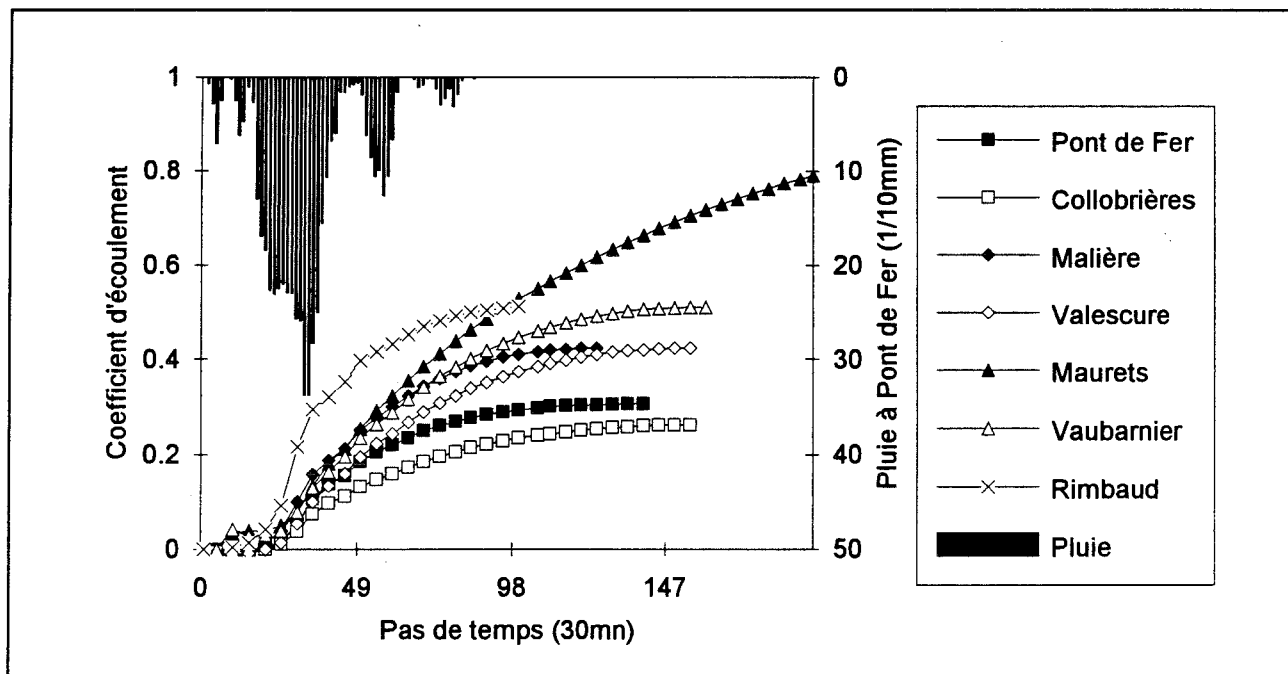


Figure 1-11: Evolution du coefficient d'écoulement des sept bassins du Réal Collobrier pendant l'épisode n°03.

Deux bassins semblent avoir un comportement particulier. Le bassin du Rimbaud réagit pour les 11 épisodes sélectionnés beaucoup plus rapidement et en plus grande proportion que les autres

bassins. Cette singularité est peut-être liée à la faible profondeur des sols du Rimbaud par rapport à celle des autres bassins du Réal Collobrier. Le bassin des Maurets quant à lui, réagit plus lentement mais plus longtemps: le coefficient d'écoulement d'épisode des Maurets se stabilise rarement pour les épisodes que nous avons étudiés. A l'inverse du bassin de Rimbaud, les profondeurs de sol y sont plus fortes. L'examen des graphes montre que les autres bassins du Réal Collobrier ont un comportement assez homogène.

Pour nous permettre de localiser où se forme la plus grande part des écoulements, nous avons calculé le coefficient d'écoulement de la partie basse du Réal Collobrier, située à l'aval de Collobrières et de la Malière (figure 1-12). Sa superficie est de 29.2km². Pour le calcul de la lame précipitée sur cette partie basse, nous avons retenu la lame d'eau moyenne précipitée sur les six pluviomètres qui y sont situés (pluviomètres n°53, 54, 66, 68 et 72). En ce qui concerne le calcul de la lame écoulée, nous avons ôté au volume écoulé à l'instant t au Pont de Fer, les volumes écoulés au même instant t à Collobrières et à Malière afin d'obtenir le volume fourni par cette partie basse. Ce faisant, nous négligeons dans le calcul la durée de propagation des débits entre Collobrières et Pont de Fer d'une part et Malière et Pont de Fer d'autre part et ne considérons que les apports ou éventuellement pertes dus à la partie aval du bassin. La valeur du volume écoulé est entachée d'une erreur assez forte puisque elle est obtenue par différence de valeurs assez proches les unes des autres. L'évolution du coefficient d'écoulement de la partie basse pour la crue 03 est présentée sur la figure 1-13. Pour les autres épisodes on se reportera à l'annexe I.

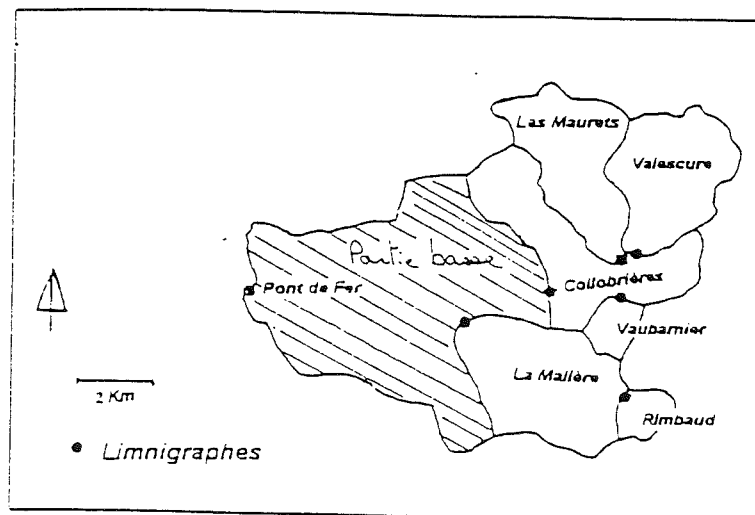


Figure 1-12: Position de la partie basse du bassin du Réal Collobrier.

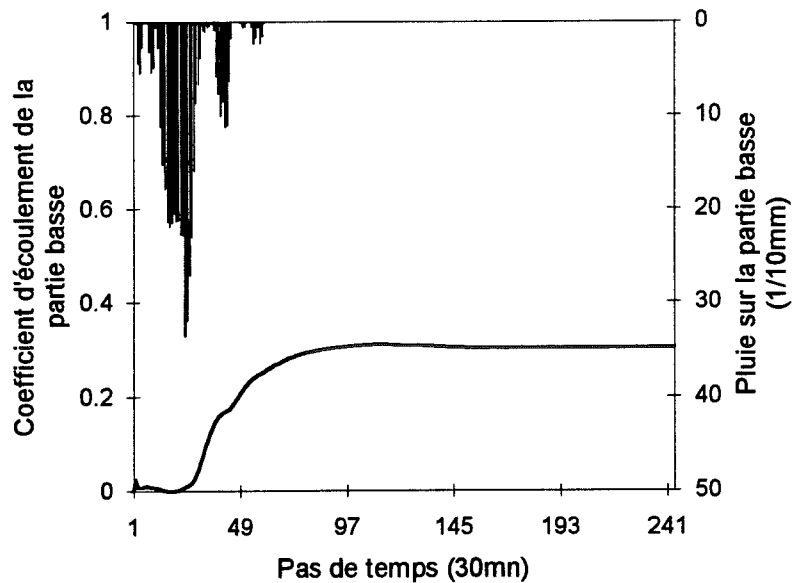


Figure 1-13: Evolution du coefficient d'écoulement de la partie basse pendant la crue 03

On retrouve les mêmes phases que pour les autres bassins: pas d'écoulement au début de l'épisode, puis forte augmentation des écoulements et enfin stabilisation. Notons tout de même que la stabilisation de la valeur du coefficient d'écoulement est atteinte pour tous les épisodes de crue. La contribution de cette partie du bassin semble donc s'arrêter assez rapidement après la pluie.

Afin de comparer la contribution des différents sous-bassins du Réal Collobrier, nous avons retenu la valeur des coefficients d'écoulement atteinte en fin d'épisode. Les crues étant en général très longues par rapport à la longueur de la pluie, nous avons considéré que cette valeur est effectivement la valeur du coefficient d'écoulement de l'épisode, c'est à dire qu'elle est stabilisée. En réalité ce n'est pas toujours tout à fait vrai notamment pour le bassin des Maurets comme l'illustre la figure 1-11. D'autre part, rappelons que les estimations de la valeur du coefficient d'écoulement de la Partie Basse sont beaucoup plus incertaines que celles des autres bassins du Réal Collobrier, puisqu'elles mettent en jeu des différences de débits. Par contre nous pensons que la non-prise en compte de la propagation influence peu cette valeur puisqu'elle concerne la phase de stabilisation. Le tableau 1-4 présente les résultats obtenus pour les 11 épisodes sur chaque bassin.

Episode	Période	Pt Fer	Collobr.	Malière	Valescu.	Maurets	Vaubar.	Rimba.	Pt basse
01	déc.	0.62	0.70	0.59	0.72	0.66	0.74	0.84	0.55
02	janv.	0.22	0.22	0.36	0.28	0.17	0.26	0.60	0.15
03	janv.	0.31	0.26	0.42	0.42	0.79	0.51	0.51	0.30
04	janv.	0.17	0.24	0.20	0.33	0.32	0.21	0.47	0.05
05	fév.	0.57	0.61	0.99	0.63	0.60	0.70	0.83	0.42
07	oct.	0.08	0.13	0.09	0.33	0.14	0.07	0.44	0.03
09	oct.	0.10	0.13	0.15	0.30	0.12	0.11	0.60	0.04
11	déc.	0.29	0.40	0.47	0.40	0.48	0.34	0.66	0.06
12	janv.	0.46	0.55	0.49	0.56	0.44	0.48	0.51	0.37
13	janv.	0.39	0.86	0.57	0.76	0.87	0.54	0.67	0.02
14	août	0.04	0.09	0.06	0.06	0.04	0.03	0.15	-0.02

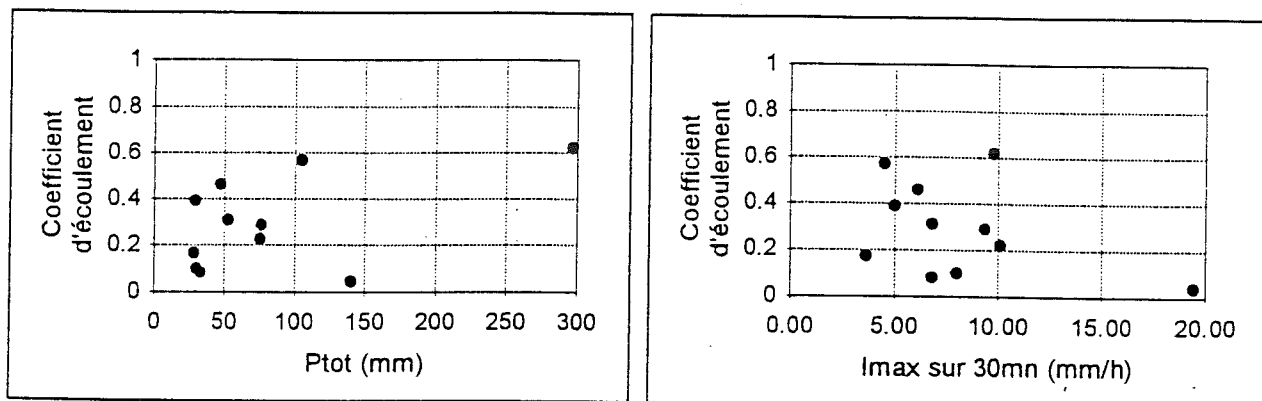
Tableau 1-4: Valeurs des coefficients d'écoulement d'épisode par bassin et par épisode.

Nous observons que la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode est très variable et couvre presque tout l'intervalle de variation possible (de 0 à 1). Une rapide étude corrélative permet de constater que la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode ne dépend pas uniquement des caractéristiques principales des épisodes: les figures 1-14 a et b montrent l'évolution du coefficient d'écoulement d'épisode avec respectivement la pluie totale et l'intensité maximum sur 30 minutes pour le bassin de Pont de Fer. Il y apparaît que le bassin du Réal Collobrier ne réagit pas toujours de la même façon à des pluies de même importance.

Toutefois, il semble que les conditions initiales du bassin semblent avoir un rôle important sur la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode des bassins du Réal Collobrier. En effet, on constate que les valeurs de K_e sont plus faibles pour les épisodes d'été (Août) et de début d'automne (Octobre) que pour les épisodes d'hiver et de printemps. Il apparaît donc qu'une plus grande partie des pluies est absorbée lorsque le bassin est sec. Ce résultat permet d'estimer qu'il existe sur le Réal Collobrier un "réservoir" important.

D'autre part, la hiérarchie des bassins reste sensiblement la même entre tous les épisodes. Le bassin du Rimbaud restitue presque toujours à la rivière une proportion de pluie plus importante que les autres. Les bassins Vaubarnier et Pont de Fer retiennent au contraire une proportion en général plus forte que les autres. Le bassin des Maurets, mais aussi celui de Vaubarnier dans une moindre mesure, se distinguent car leurs coefficients d'écoulement sont faibles pour les épisodes d'été et d'automne mais peuvent atteindre de fortes valeurs en hiver. Les Maurets semble capable de stocker puis de restituer lentement l'eau excédentaire. En outre, les coefficients d'écoulement des zones aval (Pont de Fer, Collobrières, Partie basse) sont en général inférieurs à ceux qui correspondent aux têtes de bassin. Ce résultat montre que pour le bassin du Réal Collobrier, la génération des écoulements a souvent lieu en tête de bassin, à

l'amont et non à l'aval. Ici, le relief apparaît comme favorable à la génération des écoulements. Pourtant, si l'on compare les coefficients d'écoulement de la partie basse du bassin avec le débit maximum au Pont de Fer, on constate que c'est bien lorsque la zone avale contribue que les débits au Pont de Fer sont les plus forts (figure 1-15). La figure 1-16 illustre les différences de rendement hydrologique pour la crue 03.



(a) (b)
 Figure 1-14: Evolution du coefficient d'écoulement d'épisode à Pont de Fer en fonction:
 -(a): de la pluie totale de l'épisode;
 -(b): de l'intensité maximum sur 30mn.

Figure 1-15: Evolution du coefficient d'écoulement de la partie basse avec le débit maximum de l'épisode à Pont de Fer.

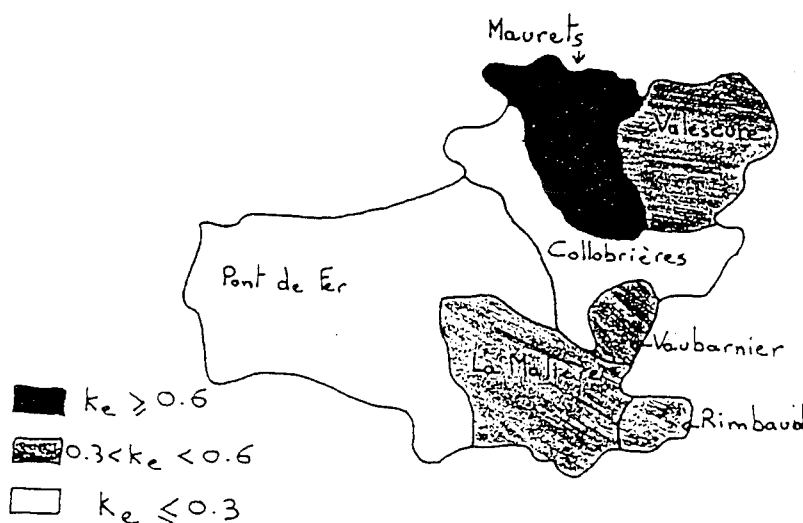
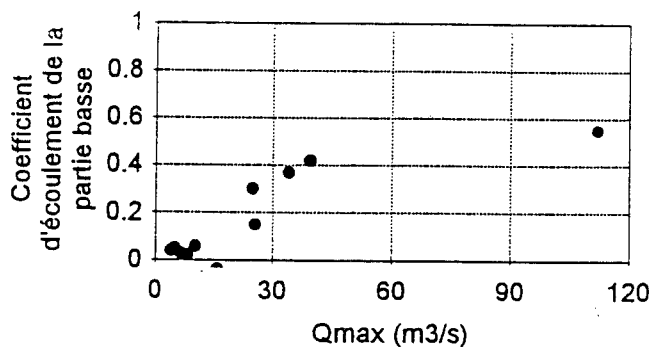


Figure 1-16: Illustration des différences de rendement hydrologique des sous-bassins du Réal Collobrier pour l'épisode 03. (Grésillon, 1994)

En résumé, pour des épisodes d'importance faible à moyenne, les zones plates alluviales de la partie aval du bassin ne sont pas très productives: les pluies s'y infiltrent en grande partie. En terme de mécanisme de génération des écoulements on en tire une conclusion apparemment triviale: la contribution aux écoulements rapides est faible et donc les infiltrations importantes dans les parties les plus basses du bassin. Ce résultat important montre que les principaux volumes d'apport pour les crues de moyenne importance ne proviennent pas d'une élévation de la nappe alluviale au voisinage de la rivière en zone aval. En revanche il apparaît que les débits au Pont de Fer sont les plus forts lorsque la zone aval contribue.

En ce qui concerne les bassins de tête, dont les contributions aux crues sont importantes, on peut opposer deux types de sous-bassins:

- le bassin du Rimbaud, où les Gneiss quasi-imperméables sont pauvrement recouverts de sol, contribue très fortement et rapidement aux écoulements;
- le bassin des Maurets, pour lequel les profondeurs de sol sont parfois importantes (en particulier dans les amphibolites au centre du bassin) produit des écoulements faibles si le bassin est sec et forts mais très retardés en hiver.

Enfin, sur le bassin total du Réal Collobrier à Pont de Fer, le transfert dans le réseau hydrographique joue probablement un grand rôle d'étalement des volumes mis à disposition à l'amont du bassin.

Ces résultats peuvent être comparés à ceux que le modèle Topmodel permet d'obtenir. Rappelons que ce modèle admet deux types d'apports à la rivière: les écoulements souterrains et les écoulements de surface sur zones saturées contributives. A partir d'un critère appelé indice hydro-topographique, dépendant de la topographie du bassin versant et d'une transmissivité moyenne sur le bassin, Topmodel est capable de déterminer quelles zones du bassin sont saturées. La figure 1-17 montre, sous certaines hypothèses de transmissivité, l'évolution de ces zones saturées sur le bassin des Maurets pour différents taux de saturation du bassin. Ce taux peut être mis en rapport avec le coefficient d'écoulement que nous avons défini puisque les zones saturées sont censées restituer toute la pluie qu'elles reçoivent alors que les autres ne restituent rien. On constate que les zones contributives sont ici proches de la rivière et qu'elles se développent au moins aussi vite à l'aval qu'à l'amont du bassin, ce qui est en apparence contradiction avec les résultats présentés plus haut. Il faut toutefois noter que cette localisation numérique des zones saturées est faite ici pour le bassin des Maurets et non pour le bassin entier que nous avons étudié. Pourtant des résultats de même nature sont obtenus à l'aide de l'indice hydro-topographique sur le bassin du Réal Collobrier. Il est probable que cet indice accorde un rôle trop important aux pentes et pas assez aux profondeurs de sols.

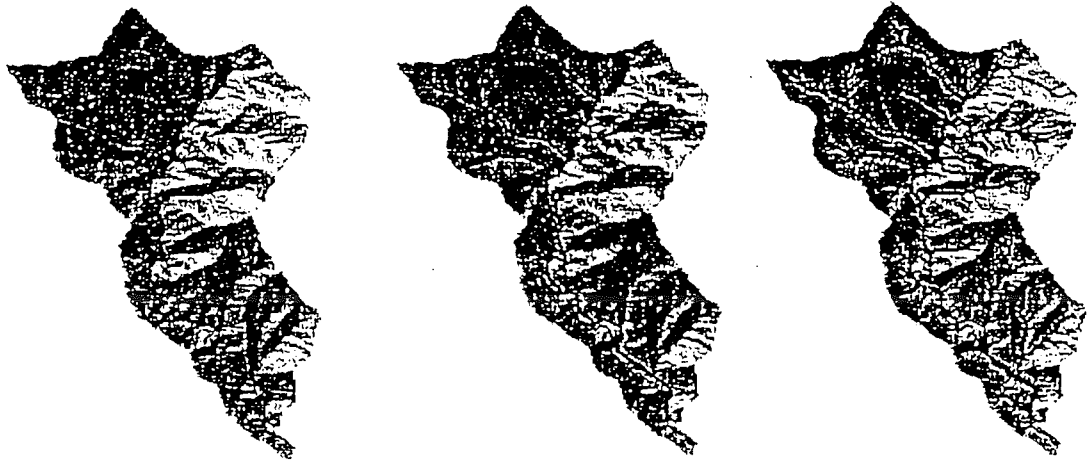


Figure 1-17: Evolution des zones saturées sur le bassin des Maurets en fonction du pourcentage du bassin qui est saturé à 0, 10, 20% (D'après Datin (1995) et Saulnier (1996)).

1-4: Evolution de la fonction de transfert sur le Réal Collobrier, Valescure et les Maurets

Après avoir étudié la partie production des écoulements sur le Réal Collobrier, et particulièrement après avoir pu localiser les zones du bassin qui produisent la plus grande part des écoulements, nous nous intéressons dans ce paragraphe à la fonction de transfert du bassin versant. Nous présentons ici les résultats les plus importants des recherches qui ont été effectuées par Neyret-Gigot sur la linéarité et l'invariance de la fonction de transfert du Réal Collobrier et de deux de ses sous-bassins, Valescure et les Maurets, en précisant les facteurs qui sont susceptibles de perturber cette linéarité et cette invariance.

Cette étude est basée sur la décomposition des écoulements par la méthode de l'Hydrogramme Unitaire. Comme il a été précisé au début de ce chapitre, cette méthode a été proposée par Sherman en 1932. Elle suppose que la Pluie Brute (PB) se transforme en débit de ruissellement par passages successifs à travers deux fonctions indépendantes (figure 1-18):

- d'une part, la Fonction de Production (FP) qui est responsable d'un abattement instantané de la pluie brute. Cet abattement correspond plus ou moins clairement aux mécanismes physiques d'absorption d'une partie de la pluie par la végétation, le sol, le sous-sol ou l'évaporation. La Fonction de Production varie selon les épisodes et est fortement dépendante de l'état initial du bassin, de la structure des pluies, etc... La transformation de la pluie brute par la fonction de production donne en sortie les Pluies Efficaces (PE) qui correspondent au volume d'eau restitué par le bassin à la rivière et formant le débit à l'exutoire.

- d'autre part, la Fonction de Transfert (FT), qui correspond à l'étalement dans le temps des volumes efficaces pour former la chronique des débits. Cette fonction est supposée traduire les durées de transport depuis les parcelles contributives jusqu'à l'exutoire. Elle correspond en fait à la réponse impulsionnelle du bassin, c'est à dire à l'hydrogramme mesuré à l'exutoire du bassin si celui-ci était soumis à une pluie nette unitaire, c'est à dire dont le volume est égal à 1, pendant un intervalle de temps très court. En première approximation, la Fonction de Transfert est supposée invariante dans le temps et notamment au cours d'un épisode.

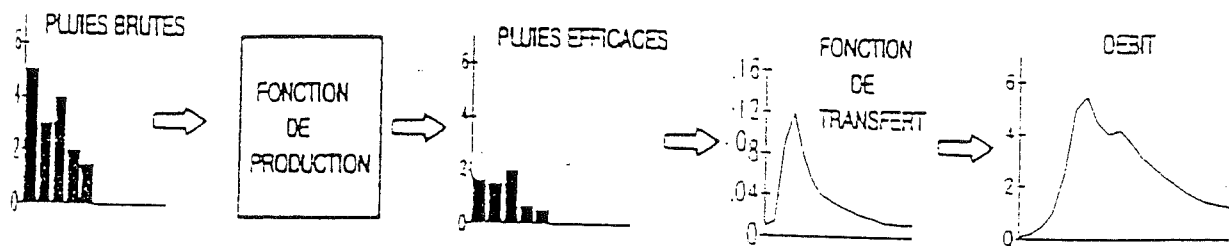


Figure 1-18: Représentation schématique de la transformation pluie-débit

La méthode de l'Hydrogramme Unitaire nécessite de surmonter un certain nombre de difficultés: la séparation de l'hydrogramme de crue en débit de base, non dû aux pluies incidentes, et débit d'écoulement rapide, l'évaluation des pluies efficaces et enfin le calcul de l'Hydrogramme Unitaire (Todini, 1988).

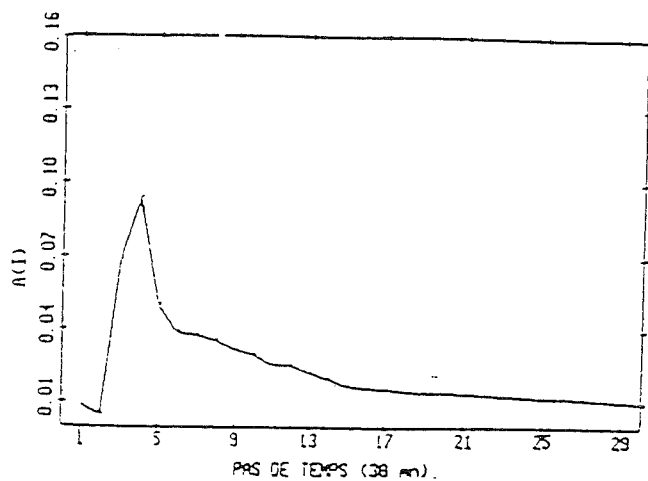
De fait, il existe de très nombreuses méthodes pour calculer l'Hydrogramme Unitaire. Certains ont proposé d'approcher l'Hydrogramme Unitaire par une fonction analytique particulière comme par exemple une fonction Gamma (Nash, 1957). Ce choix contraint fortement le transfert. Le premier à utiliser une méthode numérique pour la détermination de l'Hydrogramme Unitaire fut Snyder en 1955 par l'application des moindres carrés. L'apparition de gros calculateurs dans les années soixante permit d'augmenter le nombre de méthodes d'identification de l'Hydrogramme Unitaire (méthodes matricielles, de recherche directe (Simplex), de décomposition par des transformations (transformation de Fourier, méthodes polynomiales), etc...). Parallèlement, l'intérêt des hydrologues se déplaça de l'analyse individuelle des crues à l'identification d'un Hydrogramme Unitaire moyen pour un bassin, pour une prévision opérationnelle des crues (Newton *et al.*, 1967; Diskin *et al.*, 1975). D'autre part, de nombreuses méthodes ne prennent pas le problème de façon globale et l'abordent de façon biaisée: elles imposent un modèle de production, puis, à partir des pluies efficaces ainsi obtenues, calculent l'Hydrogramme Unitaire. Ce type de méthode est dangereux puisque supposant a priori une structure de production, l'Hydrogramme Unitaire contient alors toutes les approximations et les erreurs de la fonction de production imposée.

La transformation de la pluie en débit sur un bassin, modélisée par la succession d'une fonction de production, responsable d'un abattement de la pluie brute, et d'une fonction de

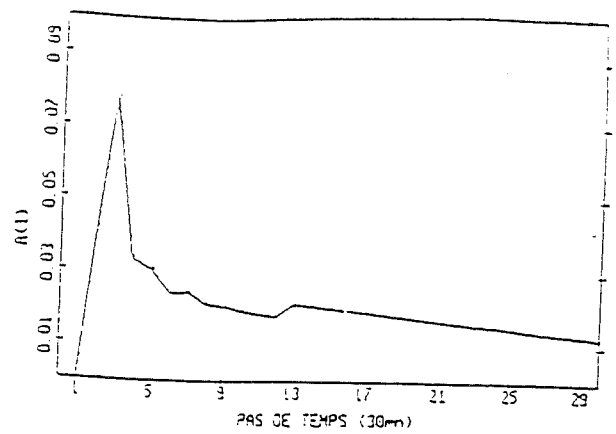
transfert assurant l'étalement des débits à l'exutoire est inspirée de la séquence d'événements suivante: d'abord une absorption quasi-instantanée d'une partie de la pluie (traduite par la fonction de production), ensuite un transport de l'eau restante (le transfert). Supposer l'invariance et la linéarité de la fonction de transfert traduit l'hypothèse suivante: la pluie "nette" moyenne à l'instant t , quelles que soient son importance et sa position dans l'averse, provoque une séquence de débits proportionnelle aux ordonnées de la fonction de transfert. Grésillon (1994) estime que cette modélisation doit beaucoup à une vision "hortonienne" de la génération des écoulements. La fonction de production correspond plus ou moins clairement à l'infiltration qui est un phénomène à peu près instantané. La fonction de transfert, supposée traduire les durées de transport depuis la parcelle productrice jusqu'à l'exutoire, représente alors les proportions d'aires contributives du bassin versant -ordonnées de la fonction de transfert -séparées de l'exutoire par un délai de transfert- représenté par l'abscisse de chacune dans la fonction de transfert. Pour qu'une fonction de transfert ait un sens, il faut donc que les zones d'apport soient à peu près toujours les mêmes sur un bassin versant: selon le schéma de Horton, on suppose que ce sont celles où la capacité d'infiltration est faible et où la pluie est séparée en une part qui s'infiltré et une autre qui ruisselle. La question traitée dans ce paragraphe est celle de la pertinence de ce schéma "production-transfert invariant" lorsque les mécanismes hortonien ne sont pas uniques ni prépondérants. Cette question a été évoquée par Neyret-Gigot au cours de sa thèse (1992) et un peu après dans un article (Grésillon *et al.*, 1994).

Pour analyser l'évolution de la fonction de transfert sur un bassin versant, la méthode développée par Neyret-Gigot a consisté à constituer plusieurs échantillons d'épisodes sur ce bassin et à déterminer la fonction de transfert moyenne correspondant à chacun des échantillons. Pour ce faire il a utilisé la méthode DPFT (Différence Première de la Fonction de Transfert) (Duband, 1978; Nalbantis *et al.*, 1988; Duband *et al.*, 1993) qui juxtapose plusieurs épisodes pluie-débit dans un même système d'équations et est ainsi bien adaptée puisqu'elle identifie la fonction de transfert moyenne commune aux épisodes groupés. A condition de disposer d'un jeu d'épisodes suffisamment important, il est possible de les regrouper selon différents critères (volume de la pluie, débit maximum de la crue...) et d'analyser l'influence de chaque critère sur la forme de la fonction de transfert. Cette condition étant réalisée sur le Réal Collobrier et ses sous-bassins Valescure et Maurets, une étude de l'évolution de leurs fonctions de transfert a été effectuée.

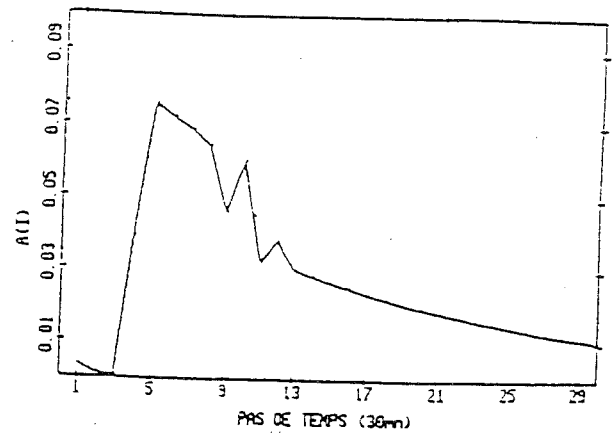
Les fonctions de transfert moyennes ont d'abord été calculées à partir de l'échantillon contenant tous les épisodes disponibles sur les bassins de Pont de Fer, Valescure et les Maurets (figure 1-19).



(a)



(b)



(c)

Figure 1-19: Fonctions de transfert identifiées par Neyret-Gigot pour les bassins:

(a): Pont de Fer,

(b): Valescure,

(c): Maurets.

(A(t) sont les coefficients de la fonction de transfert)

Il apparaît que les temps de montée au pic n'ont que peu de rapport avec la taille des bassins. Le bassin de Pont de Fer a un temps de montée au pic de deux heures. Les deux bassins jumeaux (Maurets et Valescure) dont la surface est du même ordre de grandeur (9km²) ont des temps de montée au pic très différents: le bassin des Maurets avec un pic à 2h30 possède un temps de montée bien supérieur à celui de Valescure (1h30). D'autre part, il faut noter le délai de 1h30 sur les Maurets pendant lequel le bassin ne réagit pas du tout à la pluie, alors que pendant ce temps, Valescure génère le maximum de ses débits. Ces caractéristiques bien affirmées pour les Maurets confirment le comportement hydrologique particulier qu'on avait pressenti lors de l'étude de l'évolution des coefficients d'écoulement d'épisode. Les fonctions identifiées sur les trois bassins mettent aussi en évidence une réponse longue. Dans les trois cas, une proportion importante des volumes ne parvient à l'exutoire qu'après un temps très long, ce qui évoque la vidange d'un éventuel stockage souterrain.

La constitution d'un échantillon moyen de crues regroupe toutes sortes d'événements où les proportions de réponse rapide et lente varient vraisemblablement d'un épisode à l'autre. Et il se peut qu'une relation linéaire moyenne unique ne soit pas adaptée pour décrire simultanément les phénomènes d'écoulement rapide et lent quand les proportions des uns et des autres ne sont pas parfaitement stables. Neyret-Gigot a ainsi effectué différents partages de l'échantillon de crues dont il disposait sur le bassin de Pont de Fer (45 épisodes au total). Dans chaque cas, la division a été faite après classement des épisodes selon la grandeur considérée. Avec chacune des partitions, Neyret-Gigot arrive à identifier deux types de fonctions de transfert (figure 1-20). L'une est rapide avec une pointe de crue très marquée. L'autre est lente avec un maximum moins net et plus tardif. La fonction de transfert rapide permet de bien restituer les débits de pointe des épisodes mais pas les débits qui ont lieu après la pluie. Le résultat est inversé pour la fonction de transfert lente. Ces résultats montrent par exemple qu'une pluie intense d'épisode convectif parvenant sur un bassin sec répond beaucoup plus vite qu'une pluie d'hiver sur un bassin déjà bien humide. La forte modification de la fonction de transfert selon les épisodes traduit sans doute le fait que les proportions d'apports superficiels et souterrains ne sont pas stationnaires. Ils évoluent d'un épisode à l'autre mais peut-être aussi au cours d'un épisode.

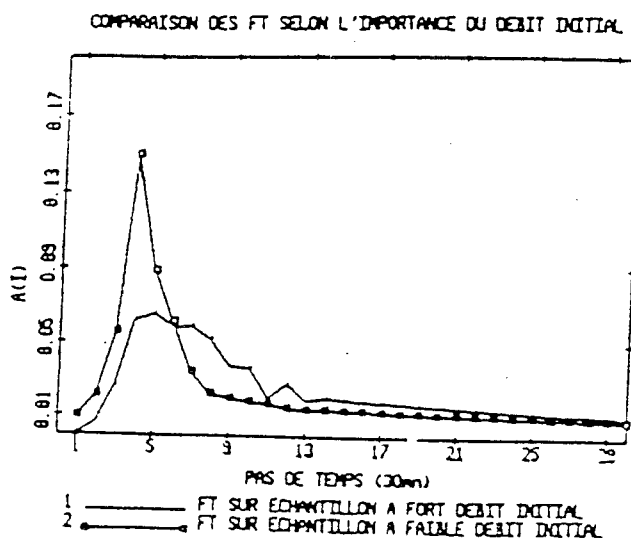
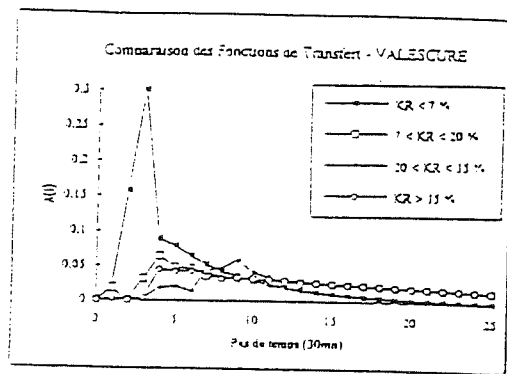
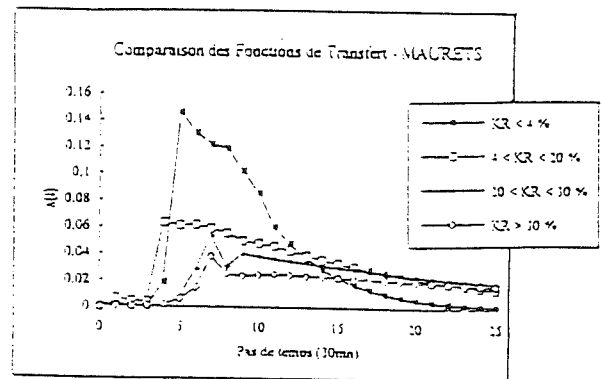


Figure 1-20: Fonction de transfert identifiée sur le Réal Collobrier sur deux familles d'épisodes différenciées selon l'importance du débit initial. ($A(t)$ sont les coefficients de la fonction de transfert)

Constatant que le coefficient d'écoulement de l'épisode est un bon indice descriptif des épisodes, Neyret-Gigot a identifié les fonctions de transfert pour quatre classes de coefficients d'écoulement sur Valescure et les Maurets. Les résultats qu'il a obtenus sont présentés sur la figure 1-21.



(a)



(b)

Figure 1-21: Evolution de la fonction de transfert avec la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode sur les bassins: (a) - Valescure; (b) - Maurets.

(A(t) sont les coefficients de la fonction de transfert). D'après Grésillon et al., 1994.

La forme de la fonction de transfert sur ces deux bassins est liée au coefficient d'écoulement des bassins. A Valescure, la fonction de transfert semble changer considérablement entre les crues dont le coefficient d'écoulement est faible (inférieur à 7%) et toutes les autres. En revanche, sur les Maurets, il existe bien une progressivité dans l'évolution de la fonction de transfert lorsque le coefficient d'écoulement augmente. On constate en effet un ralentissement des écoulements lorsque le coefficient d'écoulement augmente. Neyret-Gigot a de même observé que le coefficient d'écoulement d'épisode est assez bien corrélé avec le débit initial ($R^2=0.55$ pour Valescure et $R^2=0.69$ pour les Maurets). Il en conclut que l'état initial du bassin (sec ou humide) a un rôle déterminant quant à la transformation de la pluie en débit par le bassin.

En terme de formation des écoulements de crue, l'évolution constatée de la fonction de transfert ne permet pas de préciser quels sont les écoulements prépondérants sur le bassin. Elle conduit toutefois à diverses interprétations possibles. D'une part, la détermination de deux fonctions de transfert, l'une lente et l'autre rapide, permet d'imaginer qu'il y a superposition d'écoulements de surface (rapides) et d'écoulements souterrains (lents), les proportions de ces deux composantes pouvant varier d'un épisode à l'autre et peut-être même au cours d'un même épisode. Une autre hypothèse serait que certains épisodes sont exclusivement dus à des écoulements souterrains alors que d'autres sont dus à des écoulements de surface. Un autre type de schéma est aussi envisageable: dans le cas où les écoulements ont lieu sur des surfaces saturées, le ralentissement du transfert proviendrait de l'allongement du cheminement de l'eau à la surface parallèlement à l'extension des zones saturées proches de la rivière, cette extension dépendant principalement de l'état initial du bassin (Grésillon et al., 1994). L'étude des fonctions de transfert seules ne nous permet donc pas de différencier clairement ces hypothèses. Ce ralentissement des fonctions de transfert est difficile à expliquer et a en partie motivé ce travail.

1-5: Les apports à la rivière en cas de crue sur les Maurets: approche expérimentale et numérique. Mise en évidence de l'intumescence des nappes

Afin d'apporter des éléments de réponse à la question de la genèse des écoulements sur un bassin et en particulier sur le Réal Collobrier, Taha (1995) a mené une étude expérimentale et numérique de la contribution des eaux infiltrées à la formation des débits de crue sur le versant des Maurets (cf. §1-2-3).

Dans le but de suivre le niveau de la nappe dans le versant, Taha a instrumenté le versant des Maurets par treize piézomètres, quatre stations tensiométriques à mercure et deux stations tensiométriques avec acquisition automatique. Les piézomètres permettent de détecter si une nappe, même temporaire, est apparue. Les stations tensiométriques mesurent la pression capillaire dans le sol à différentes profondeurs et permettent ainsi de connaître leur profil vertical.

Dans un premier temps, en analysant les chroniques de pluies, débits, tensiométrie et piézométrie au pas de temps hebdomadaire, Taha a montré qu'il existe un lien entre la saturation du sol dans tout son profil et l'importance des débits mesurés dans la rivière des Maurets. En effet, sur la période allant du 1^{er} février au 31 mai 1993, les débits les plus forts ont lieu le 27 avril lorsque les mesures tensiométriques montrent que le sol est saturé (Pression capillaire nulle) et lorsque les piézomètres enregistrent la présence d'une nappe à proximité de la surface du sol (figure 1-22).

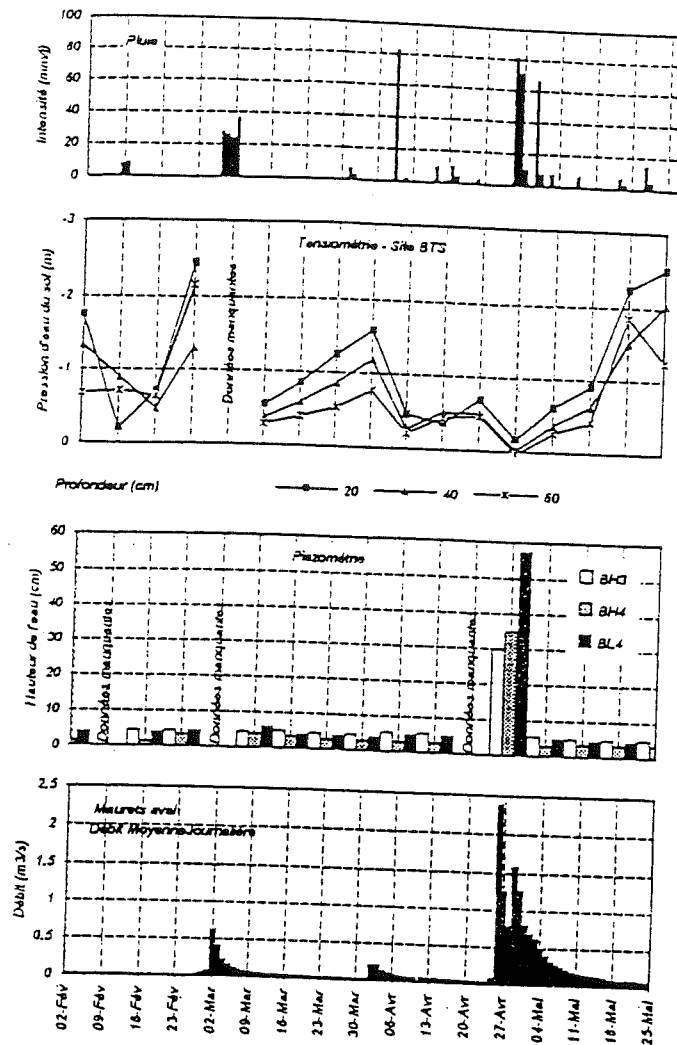


Figure 1-22: Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, piézométrie et débit de Février à Mai 1993 sur la terrasse. D'après Taha (1995)

Dans un second temps, Taha a analysé les chroniques pluies, débits et tensiométrie au pas de temps de la demi-heure. Par l'observation de cinq épisodes d'Octobre 1993 à Février 1994, il a montré que la saturation de la surface des sols, définie par l'existence d'une pression effective de l'eau du sol positive, n'est pas suffisante pour produire une crue. Pendant une pluie, il n'est pas rare en effet que la pression d'eau dans le sol s'annule, ce qui prouve la saturation du sol. Toutefois il semble que le ruissellement sur surface saturée n'a pas lieu si le gradient vertical de charge hydraulique à la surface est significativement non nul. La figure 1-23 illustre ces résultats: les deux épisodes présentés ont un total pluviométrique semblable (117.6mm et 119.4mm). Pourtant, ils ont donné des débits très différents (0.2m³/s et 5m³/s). On constate en effet que pour l'épisode du 31 Octobre 1993, la pression devient positive dans les vingt premiers centimètres du sol. Par contre le gradient vertical de charge reste négatif en surface, l'eau peut continuer à percoler et le débit dans la rivière est faible. En revanche, pour l'épisode du 7 Janvier 1994, la pression d'eau dans le sol devient positive dans tout le profil, la percolation est bloquée et le gradient vertical de charge s'approche de zéro. Alors le débit dans la rivière est important.

Par conséquent pour qu'une surface saturée devienne contributive, il faut que le gradient vertical de charge soit voisin de zéro, sinon le sol continue à absorber la pluie. En revanche, si pendant la pluie, la surface du sol devient saturée et que simultanément le gradient vertical de charge à la surface est presque nul, alors le ruissellement sur surface saturée peut apparaître et produire une crue importante. Cette étude expérimentale a permis de redéfinir la notion de zone saturée contributive et a montré qu'il existe un lien entre l'existence de telles zones saturées contributives et les forts débits dans la rivière des Maurets.

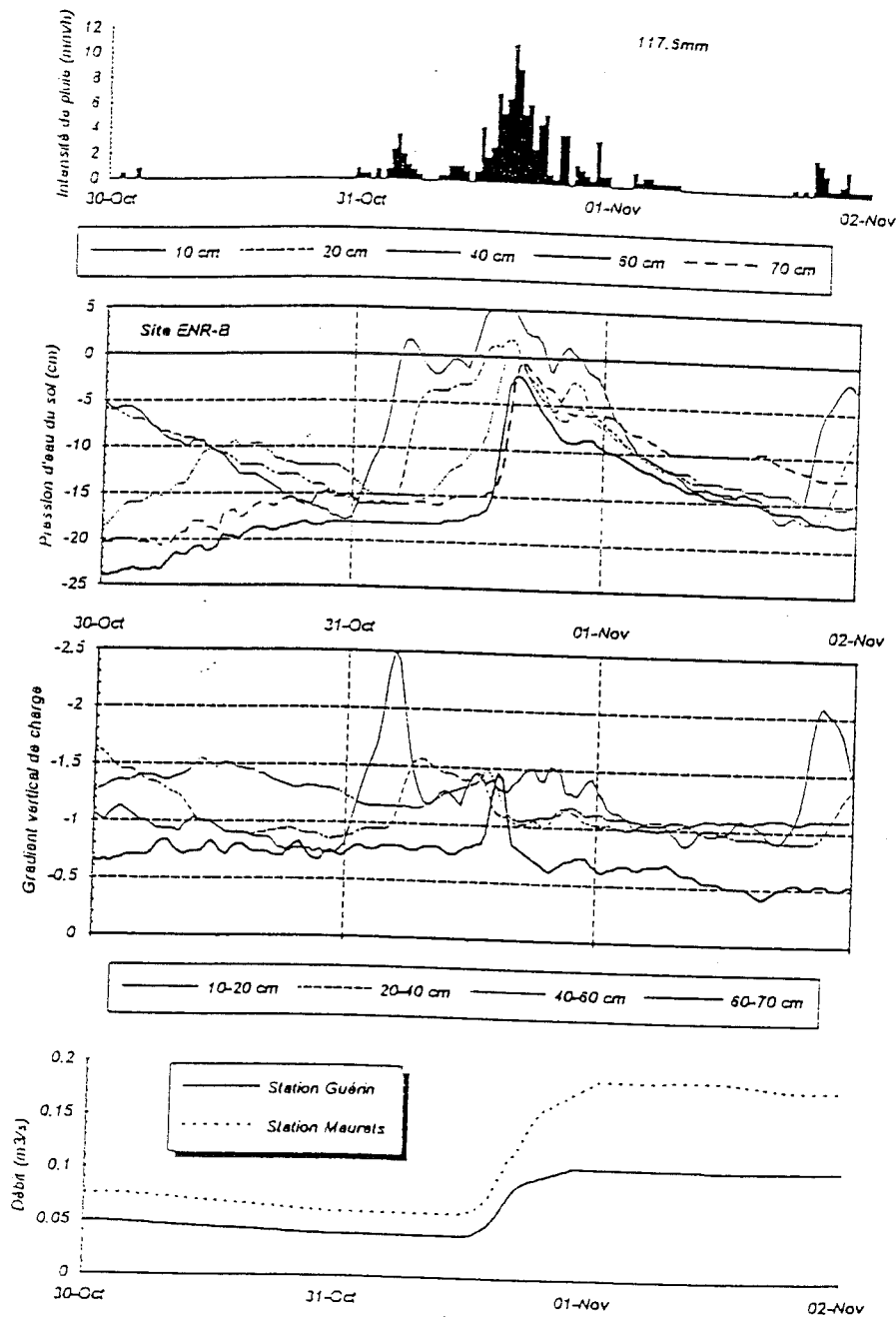


Figure 1-23a: Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, gradient vertical de charge et débit sur la terrasse pour l'épisode du 31 Octobre au 1 Novembre 1993 (D'après Taha, 1995).

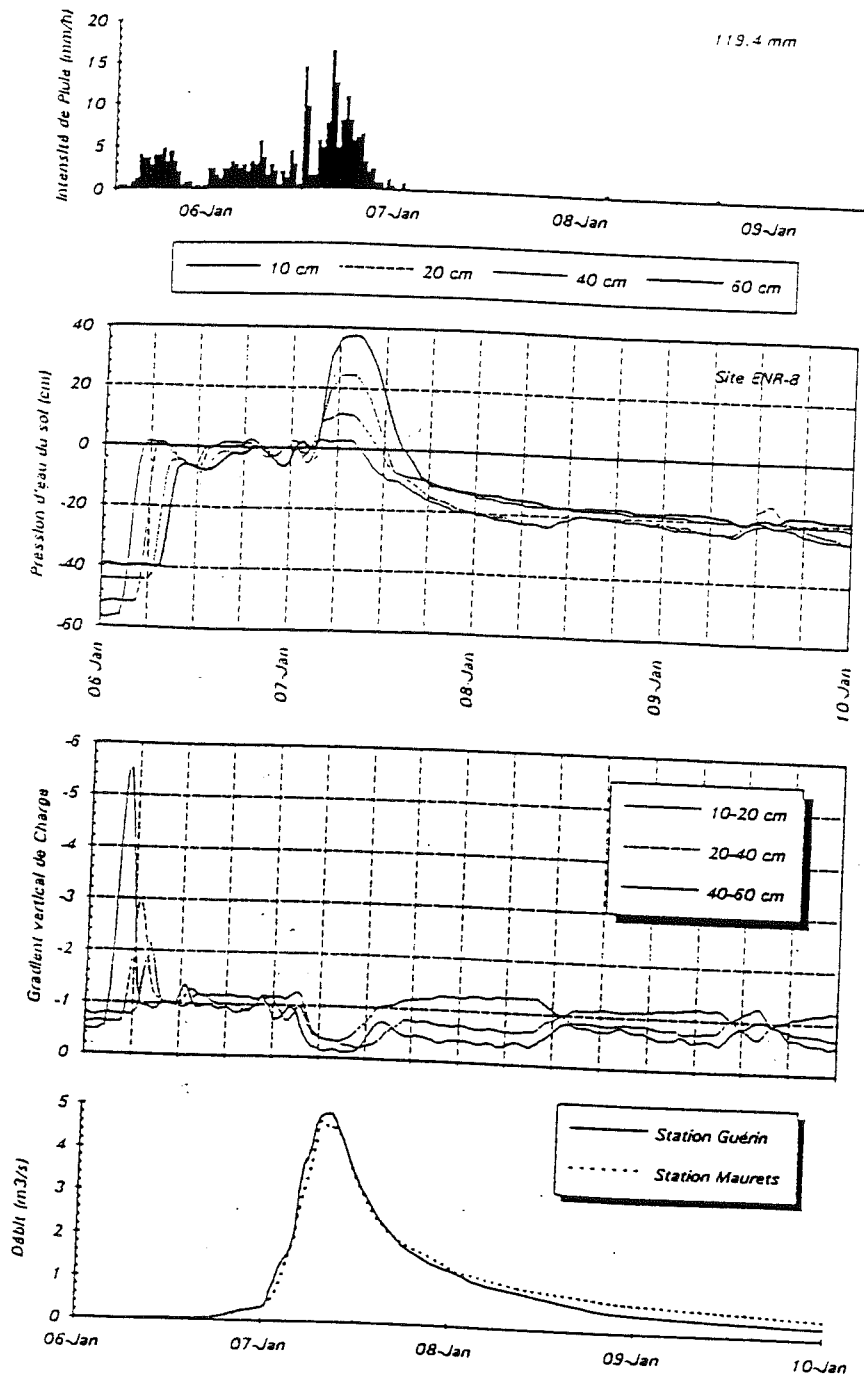


Figure 1-23b: Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, gradient vertical de charge et débit sur la terrasse pour l'épisode du 6 au 10 Janvier 1994.

D'après Taha (1995)

Taha a ensuite essayé de modéliser les mouvements de nappe mesurés sur la terrasse à proximité de la rivière afin de déterminer quelle est la contribution des eaux infiltrées à la formation des débits de crue. Pour cela, il a développé un modèle numérique fondé sur les lois des écoulements en milieu poreux, schématisant le sol sous forme de deux couches superposées, conformément aux mesures de caractérisation des sols effectuées sur le versant. La couche supérieure est une couche très poreuse par rapport à la couche inférieure. La figure 1-

24 illustre les principaux résultats obtenus par ce modèle. La figure 1-24a présente l'évolution de la zone saturée dans le cas d'un sol bicouche (conductivité hydraulique à saturation en surface de $100\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$, conductivité hydraulique à saturation en profondeur de $15\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$) dont la couche de surface mesure 20cm . La pluie imposée est de $60\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ pendant deux heures. Cette pluie irréaliste est censée compenser en partie l'état initial trop sec simulé par Taha. Nous remarquons sur cette figure qu'une averse très intense sur un domaine composé de deux couches superposées peut créer une nappe perchée près de la surface du sol. Cette nappe superficielle permet la saturation de la surface du sol bien que le sol en-dessous soit capable d'absorber encore l'eau de pluie. Taha compare le débit souterrain et celui du ruissellement sur surface saturée en admettant pour cela que l'intégralité de la pluie qui atteint une zone de surface saturée rejoint immédiatement la rivière (ce qui est inexact comme on le verra par la suite) (figure 1-24b). Il remarque une différence d'un ordre de grandeur entre les deux débits: l'écoulement de surface peut provoquer un débit dix fois plus grand que celui qui provient de l'écoulement souterrain.

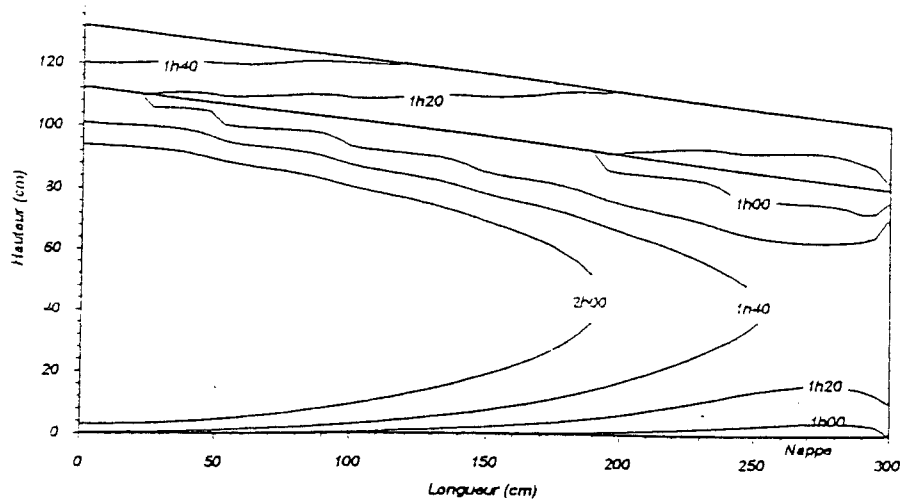


Figure 1-24(a): Modélisation des écoulements souterrains pour un sol bicouche soumis à une pluie de $60\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ pendant deux heures - Evolution des zones saturées (D'après Taha, 1995).

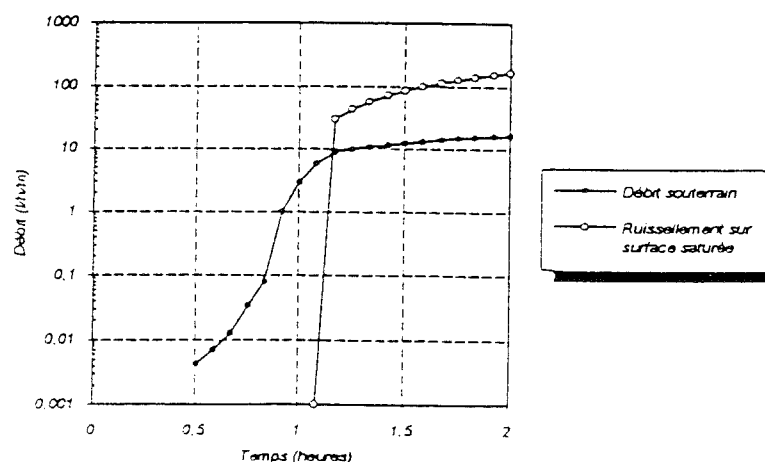


Figure 1-24(b): Modélisation des écoulements souterrains pour un sol bicouche soumis à une pluie de $60\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ pendant deux heures - Comparaison des débits souterrains et de surface. (D'après Taha, 1995)

De cette étude expérimentale et numérique, Taha conclut sur le fonctionnement probable du bassin des Maurets. Il explique que

- la pluie qui tombe sur les surfaces imperméables ruisselle. Si ces surfaces imperméables ne sont pas connectées au réseau hydrographique, la plus grande partie de ce ruissellement va s'infiltrer par la suite; l'autre partie contribue au débit de la rivière;
- au début de l'épisode pluvieux, la quasi-totalité de la pluie s'infiltré pour alimenter la zone non-saturée du sol et la nappe en contact avec le socle imperméable (ou très peu perméable);
- si la pluie continue, la nappe progresse vers la surface du sol provoquant un débit souterrain dans la rivière;
- la présence d'une couche de surface où la macroporosité est forte provoque la création d'une nappe perchée dans la zone racinaire. Cette nappe alimente aussi la rivière avec un débit plus important que celui de la nappe profonde;
- cette nappe perchée accélère alors la saturation du sol vers le bas en alimentant la nappe profonde et vers le haut en atteignant la surface. Le gradient de charge hydraulique s'annule alors et le sol refuse toute infiltration. Les écoulements sur surface saturée contributive apparaissent.

Bilan des études déjà effectuées sur le bassin du Réal Collobrier et son sous-bassin les Maurets

A partir des différentes informations obtenues par les trois études présentées ci-dessus, on peut provisoirement synthétiser le fonctionnement hydrologique du bassin du Réal Collobrier et plus particulièrement du sous-bassin des Maurets.

L'analyse des apports à l'échelle du bassin conduit aux résultats suivants:

- ①: il y a une grande absorption des pluies lorsque le bassin est sec, ce qui amène à penser qu'un réservoir important existe sur le Réal Collobrier;
- ②: les coefficients d'écoulement augmentent avec le degré d'humidité du bassin, ce qui est en faveur d'une contribution par surfaces saturées contributives plutôt que par écoulements hortonien;
- ③: certains bassins tels que les Maurets ont une restitution lente des volumes de pluie. Sur ces bassins, les écoulements sont sans doute plutôt souterrains. D'autres bassins tels que le Rimbaud restituent les écoulements très rapidement: les écoulements de surface y sont vraisemblablement plus importants;
- ④: la composition d'écoulements souterrains et de surface est probable mais on ignore de quels types d'écoulements souterrains il peut s'agir (souterrains profonds ou de

subsurface) ni de quels types d'écoulements de surface (hortoniens ou surface saturée contributive).

L'analyse de l'évolution des fonctions de transfert confirme que les mécanismes mis en jeu lors des épisodes sont divers et qu'ils ne sont pas toujours identiques sur un même bassin. D'autre part, elle montre que:

⑤: l'état initial du bassin joue un rôle sur la réponse de ce dernier: lorsque le bassin est humide, il semble qu'il y a d'avantage d'écoulements souterrains alors que pour un bassin sec, les écoulements de surface sont proportionnellement plus importants.

Enfin, l'étude des écoulements sur le versant permet d'affiner les résultats bien qu'un seul versant ait été étudié. Elle montre que:

⑥: il existe au voisinage de la rivière un mouvement de nappe rapide à l'occasion des épisodes très violents. Dans ce cas, la contribution aux écoulements par surfaces saturées est probable à proximité de la rivière;

⑦: pour des épisodes moyens, il y a probablement peu de surfaces saturées contributives mais des écoulements souterrains et de subsurface.

1-6: Méthodes et objectifs de l'étude

Notre objectif est d'analyser, à travers une étude mécaniste des apports à la rivière des Maurets en cas de crue, quels sont les processus générateurs de crue les plus vraisemblables et les facteurs qui permettent d'expliquer les caractéristiques des hydrogrammes qui existent sur le bassin. Compte tenu des résultats obtenus par Taha, nous nous intéressons aux caractéristiques des écoulements de surface, de subsurface et souterrains.

Ce mémoire n'est en aucun cas une monographie du bassin versant des Maurets. Il s'agit de l'étude d'un bassin méditerranéen que l'on pense représentatif d'un ensemble d'autres (sans doute les petits bassins végétalisés de la façade méditerranéenne) pour lesquels les mécanismes de formation des crues sont probablement voisins.

Nous avons choisi de décomposer le fonctionnement du bassin de la façon suivante: la pluie tombe sur les versants qui alimentent le réseau hydrographique. L'eau y est alors propagée jusqu'à l'exutoire du bassin. Ce choix résulte d'une conception, confortée par les résultats de Taha (1995), selon laquelle le rôle hydrologique des versants est totalement différent de celui du réseau hydrographique. Selon cette décomposition, la proportion du volume de pluie participant à

la crue, c'est à dire la fonction de production, sera définie, selon le processus générateur considéré, par les caractéristiques des versants (longueur, capacité d'infiltration...). La fonction de transfert sera alors la convolution du transfert sur les versants et dans le réseau hydrographique. Le processus d'alimentation des crues est ainsi divisé en deux phases: dans une première phase, la pluie atteint le versant, s'infiltré et éventuellement contribue à l'exfiltration d'une eau présente avant en bas de versant ou bien elle ruisselle sur le sol et atteint le bas du versant, puis dans une seconde phase, la crue est propagée dans le réseau hydrographique compte tenu des apports latéraux dus aux versants. Ce schéma, simplifié par rapport à la réalité du fonctionnement d'un bassin, présente cependant plusieurs avantages. Il est possible d'appliquer sur les versants n'importe quelle fonction de production (infiltration sur les versants définie par une capacité d'infiltration, versants saturés de longueur définie...) définissant les volumes mis en jeu pendant la crue.

Nous avons ainsi retenu deux étapes:

- la première étape consiste en une étude mécaniste des apports à la rivière à l'échelle du versant. Trois processus générateurs de crue ont été étudiés: le ruissellement généralisé, les écoulements de subsurface et souterrains et les écoulements sur surface saturée contributive. Pour chacun de ces trois processus, des analyses expérimentales de la loi hydraulique des écoulements ont été effectuées puis une modélisation numérique a été développée. Une étude de sensibilité des caractéristiques des hydrogrammes de versant a alors pu être entreprise.
- la seconde étape est une extension de l'étude mécaniste des apports à la rivière en cas de crue à l'échelle du sous-bassin inférieur des Maurets. Cette étude nous a permis d'examiner quel(s) processus semble(nt) le mieux adapté(s) à la formation des écoulements sur les Maurets.

1-7: Plan du mémoire

Ce mémoire s'articule autour de deux parties consacrées à l'étude mécaniste des écoulements, l'une à l'échelle du versant, l'autre à l'échelle du sous-bassin.

- En ce qui concerne le versant, nous étudions les écoulements de surface en cas de ruissellement généralisé au cours du chapitre II, les écoulements de subsurface et souterrains dans le chapitre III et les écoulements sur surface saturée contributive dans le chapitre IV. Chacun des mécanismes est d'abord étudié expérimentalement afin de discuter et éventuellement de définir les paramètres de la loi hydraulique qui les caractérisent. Puis la modélisation numérique des écoulements est présentée. Enfin la sensibilité des hydrogrammes

de versant est discutée en fonction des différents paramètres physiques mis en jeu. Nous mettons l'accent sur le temps de transfert de l'eau jusqu'au pied du versant.

- En ce qui concerne l'étude mécaniste des écoulements à l'échelle du bassin, nous présentons tout d'abord, au chapitre V, la modélisation des écoulements dans le réseau hydrographique. Nous étudions la sensibilité du modèle développé à ses différents paramètres numériques et physiques. Le dernier chapitre est consacré au couplage de l'écoulement dans le réseau avec les trois modèles numériques d'écoulement sur versant mis en place (ruissellement généralisé, écoulements de subsurface et souterrains et sur surface saturée contributive) puis à leur optimisation sur un jeu de crues des Maurets de faible importance. Les valeurs des paramètres sont discutées en terme de validité du schéma générateur de crue proposé. Nous nous efforçons alors de définir les processus qui peuvent être retenus sur les Maurets.

PARTIE I

ANALYSE MECANISTE A L'EHELLE DU VERSANT DES APPORTS A LA RIVIERE EN CAS DE CRUE

INTRODUCTION DE LA PREMIERE PARTIE

ANALYSE DES CHRONIQUES DES ECOULEMENTS DE SURFACE ET DE SUBSURFACE SUR LE VERSANT

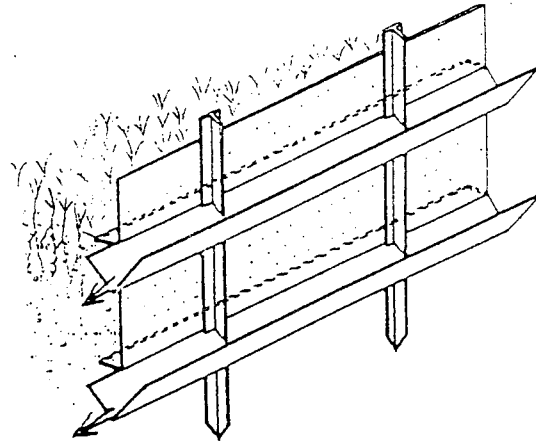
Les travaux de Taha (1995) ont montré qu'à l'échelle du versant, on est capable de suivre l'évolution du niveau d'une nappe temporaire pendant et après la pluie grâce à des mesures tensiométriques et piézométriques. Ces mesures ont en outre prouvé que pour les fortes crues, il y a possibilité de ruissellement sur zone saturée au voisinage de la rivière sur la terrasse du versant des Maurets qui a été instrumenté: au cours de certains épisodes les écoulements de surface peuvent exister si des conditions particulières apparaissent, en particulier si la nappe affleure à la surface du sol et si le gradient vertical de charge hydraulique dans le sol y est voisin de zéro. Mais alors qu'en est-il de ces écoulements de surface et de subsurface? Est-on capable à l'échelle du versant de mesurer leur volume et éventuellement leur débit pendant un épisode pluvieux? Cette question est importante, et dans l'hypothèse d'une réponse affirmative, nous serions en mesure de définir si réellement les écoulements en surface et/ou en subsurface ont un rôle important pendant les crues violentes, comme Taha l'a suggéré. Au cours de cette introduction, nous présentons les résultats que nous avons obtenus en instrumentant le versant de façon à mesurer l'importance de ces écoulements de surface et de subsurface.

1- Instrumentation du versant

Afin de savoir si les écoulements de surface et de subsurface existent sur les Maurets et éventuellement d'en déterminer les proportions, nous avons instrumenté notre versant par des dispositifs de captage des écoulements de surface et de subsurface. La figure i-1 en présente le schéma. Le système comprend deux gouttières solidaires, placées parallèlement l'une au-dessus de l'autre et mesurant chacune 5 mètres de longueur. Ce dispositif est positionné perpendiculairement à la pente naturelle du terrain, la gouttière supérieure étant placée de façon

à recueillir les écoulements superficiels; la gouttière inférieure, située 20 centimètres plus bas, collecte les écoulements dont le cheminement peut être supposé subsurfacique, en première approximation. En effet, Taha (1995) a effectué un comptage des racines dans les premiers centimètres du sol et a montré que leur nombre est très faible à partir de 20 centimètres de profondeur. En outre, des mesures de conductivité des sols (Taha, 1995; Mertz, 1994) ont montré que celle-ci décroît assez fortement avec la profondeur et que la macroporosité du sol est surtout présente dans les 20 premiers centimètres. Nous en avons conclu que les écoulements de subsurface, s'ils existent, se concentrent dans cette couche. Nous précisons, d'autre part, que les gouttières sont protégées de la pluie directe par des caches en métal.

Figure i-1: Schéma des dispositifs de collecte et de mesure des écoulements de surface et de subsurface.



De nombreuses études concernant la génération des écoulements ont montré que de telles installations permettent d'évaluer la contribution des écoulements de surface et de subsurface au cours d'un épisode et d'en déduire les processus générateurs de crue sur un bassin (Weyman, 1970; Pilgrim *et al.*, 1978). La fameuse étude de Dunne *et al.* (1970a) sur un petit bassin du Vermont comprenait une telle installation et a permis de valider définitivement le concept des zones saturées contributives. Mais la majeure partie de ces études ont plutôt montré que les écoulements de subsurface sont dominants sur les bassins étudiés, en particulier les bassins forestiers (Whypkey, 1965; Beasley, 1976; Bonei *et al.*, 1978; Mosley, 1979; Chappel, 1990).

Pour installer un tel équipement, il est nécessaire de creuser une tranchée perpendiculairement à la pente du terrain. Cette tranchée crée des conditions à la limite artificielles. En effet, à l'endroit de la tranchée, la pression atmosphérique règne dans le sol. Ainsi les écoulements dans la gouttière inférieure ne pourront se faire que si la pression de l'eau dans les 20 premiers centimètres du sol est supérieure à la pression atmosphérique. On recueillera ou bien les écoulements de macropores, ou bien les écoulements d'une nappe perchée ou reliée à la nappe profonde. Les conditions d'humidité dans le sol sont elles-aussi modifiées par l'ouverture de cette tranchée. En effet, bien que le système soit couvert, on peut supposer que

l'évaporation au niveau de la tranchée est plus forte que dans le sol. Il y a donc certainement un assèchement plus important à proximité de la tranchée.

Deux dispositifs semblables ont été fabriqués et mis en place sur le versant en collaboration avec L. Félix. Le premier a été installé en Octobre 1993 sur la terrasse à une dizaine de mètres de la rivière et non loin des tensiomètres automatiques dont il a été question au chapitre I. Le second a été placé dans la pente en Novembre 1994 (figure i-2). Ce faisant nous souhaitons pouvoir comparer les réponses du versant à la pluie, en surface et en subsurface à l'amont et à l'aval du versant. Ces dispositifs ont été reliés à des cuves totalisatrices compartimentées qui permettent de mesurer avec précision aussi bien les petits volumes que ceux plus importants. Les photos i-3 et i-4 montrent le dispositif installé sur la terrasse et les cuves totalisatrices compartimentées.

Figure i-2:
Localisation sur le versant des deux dispositifs de captage des écoulements: GT et GP.
Figure aussi la localisation des essais de simulation de pluie (MTS-x) et des essais sur plaque rugueuse (SSP-x)

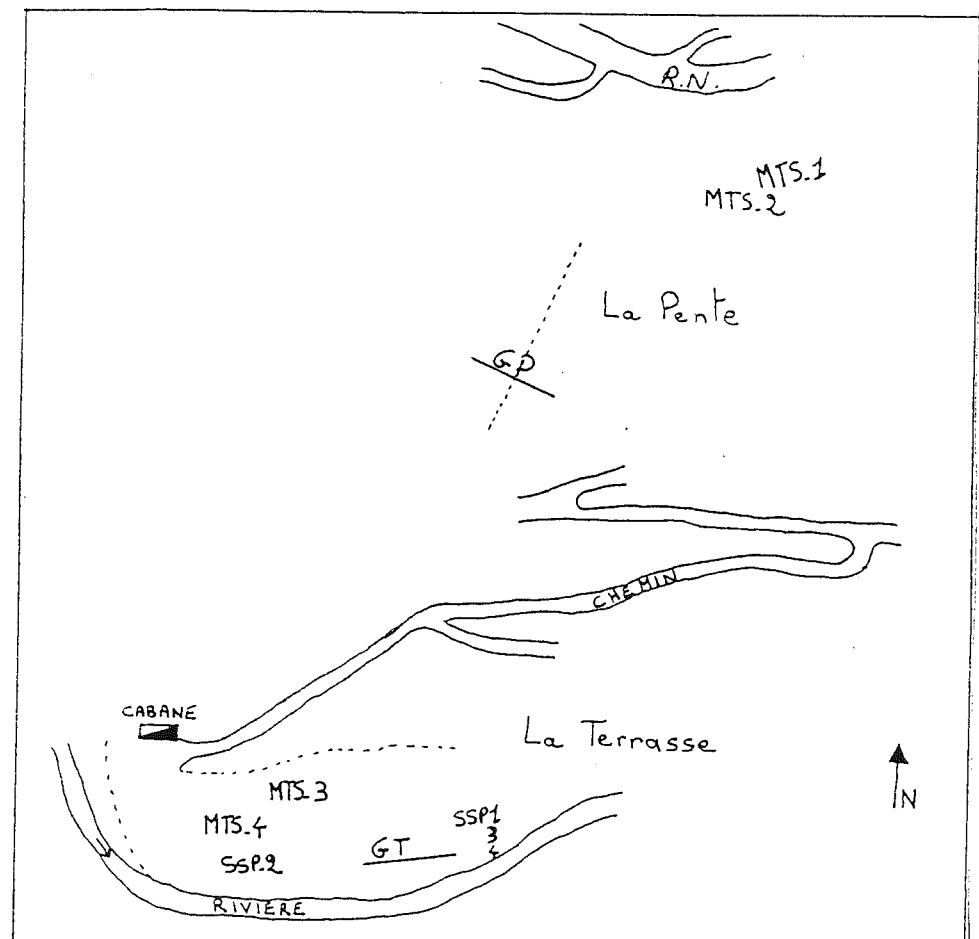




Figure i-3: Vue du dispositif de collecte des écoulements de surface et de subsurface installé sur la terrasse.

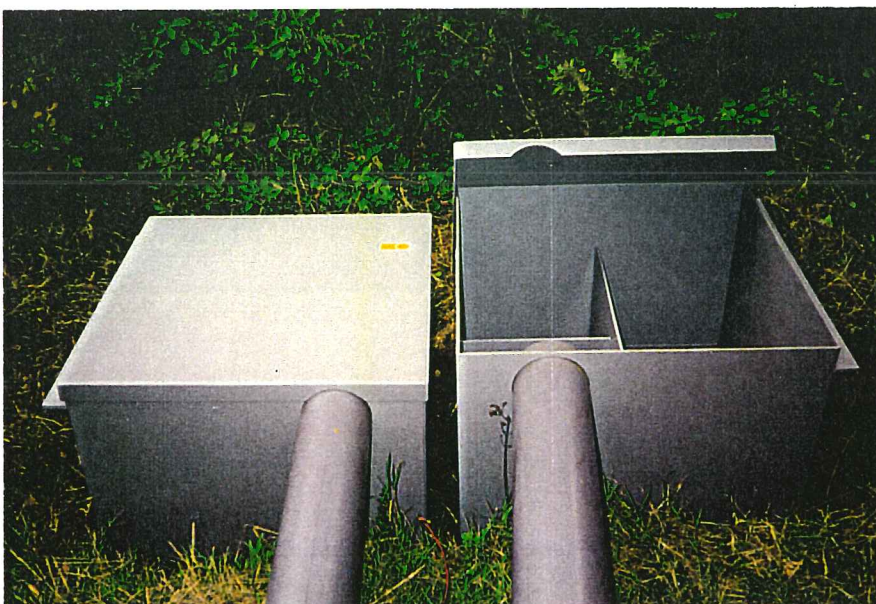


Figure i-4: Vue des cuves réceptrices des écoulements de surface et de subsurface sur la terrasse.

2- Analyse des chroniques pluies, débits, volumes des écoulements de surface et de subsurface relevés manuellement

Dans un premier temps les mesures ont été faites manuellement. Il fallait donc se rendre sur le site pendant ou juste après un épisode pluvieux afin de relever les volumes recueillis en surface et en subsurface par nos captages. Ce dispositif ne nous permet donc pas de connaître les débits des écoulements superficiels et subsurface pendant l'épisode. L'éloignement du site et la difficulté à prévoir effectivement les pluies n'ont pas permis un très grand nombre de relevés.

Pour le captage mis en place sur la terrasse, nous disposons de neuf relevés entre le 1^{er} Septembre 1993 et le 5 Mai 1995 (tableau i-1). Cette période couvre approximativement deux années hydrologiques: de Septembre 1993 à Mai 1994 et de Septembre 1994 à Mai 1995. En été, il n'y a pas eu de suivi. Pour la première période, le total pluviométrique a été de 846 mm; la seconde période a, quant à elle, reçu 882 mm. Sur ces périodes, on distingue six épisodes pluie-débit importants:

- entre le 1^{er} Octobre et le 15 novembre 1993;
- en Janvier 1994;
- en Février 1994;
- entre le 1^{er} et le 20 Octobre 1994;
- entre le 20 Octobre et le 15 Novembre 1994;
- en Avril 1995.

Ces six épisodes ont des débits maximum instantanés aux Maurets de l'ordre ou supérieurs au m³/s. Les chroniques pluie-débit-volumes collectés dans les gouttières apparaissent sur les graphes i-5.

Date de collecte	Volume de surface (litres)	Volume de subsurface (litres)	Rapport	Pluie cumulée. (mm)	Intensité max. sur 30 mn (mm/h)	Débit max. instantané Maurets aval (m ³ /s)
			$\frac{Vol. Surf.}{Vol. Subsurf}$			
28/09/93	32.4	118.6	0.27	93.4	31	0.087
07/10/93	10.7	81.4	0.13	76.8	14	0.083
09/10/93	9.9	21.9	0.45	20.4	3	0.102
28/01/94	0	0	*	462.2	8	4.697
18/03/94	18.5	28.3	0.65	148.6	5	3.429
21/04/94	6.3	3.1	2.03	45	2	0.054
22/10/94	Données	manquantes	*			
27/01/95	37.8	20.2	1.87	318.7	6	1.842
05/05/95	48.3	25.7	1.88	285.8	9	2.420

Tableau i-1: Résultats de la collecte des écoulements de surface et de subsurface sur la terrasse et caractéristiques des épisodes de crue pendant la période considérée.

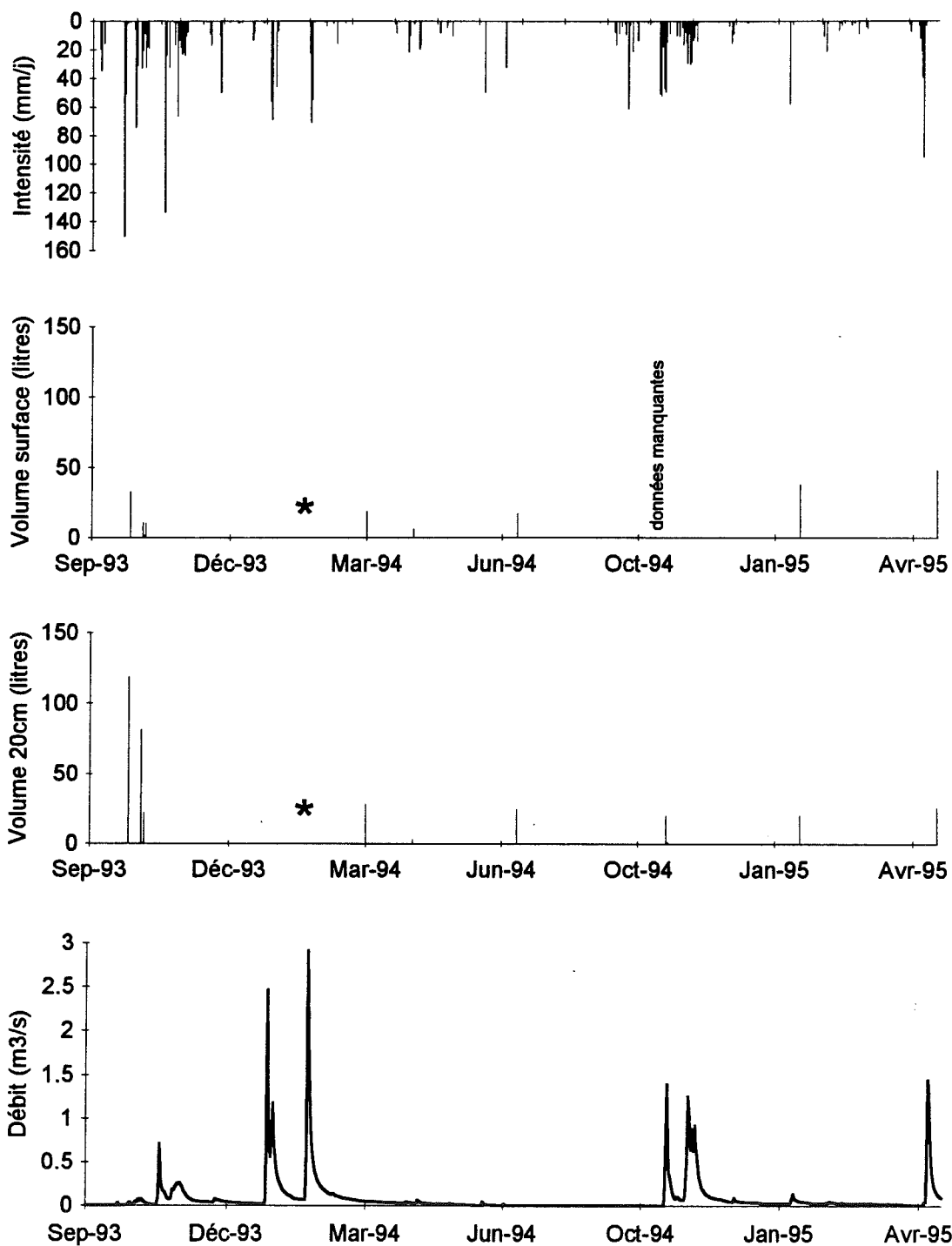


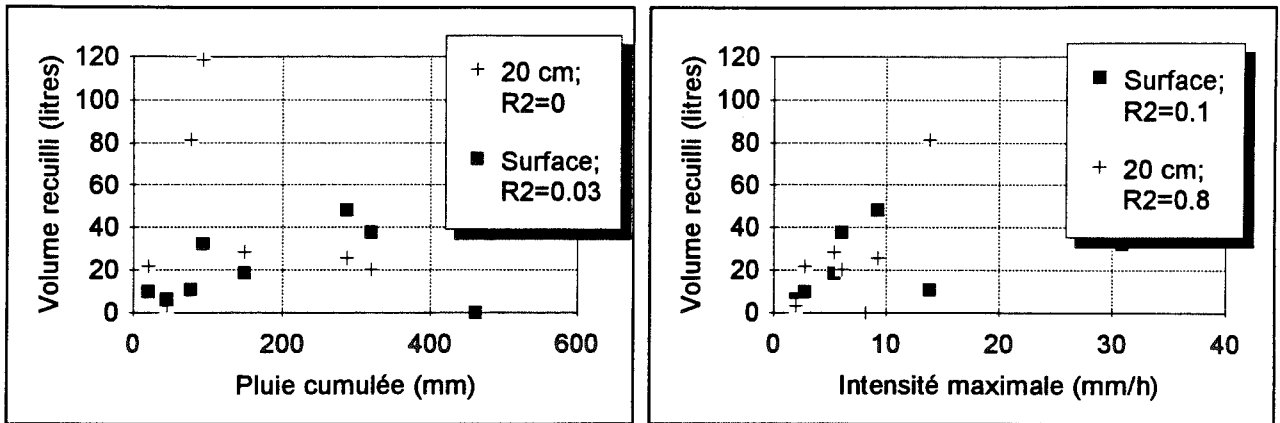
Figure i-5: Chroniques pluies, débits à l'exutoire du bassin des Maurets, volumes recueillis dans les gouttières en surface et en subsurface sur la terrasse. Les volumes qui y figurent sont ceux qui ont été recueillis entre le relevé précédent et le relevé considéré; le pas de temps retenu pour la pluie et le débit est journalier. Les étoiles correspondent à un volume recueilli nul.

Les écoulements recueillis, en particulier à 20 centimètres de profondeur, ont été les plus importants au tout début de la campagne de mesure. Il s'agit d'une période correspondant à la fin de l'été au début de laquelle les débits dans la rivière sont nuls et pendant laquelle les intensités

pluviométriques sont les plus importantes. Un problème technique ne nous a pas permis de renouveler les mesures pendant cette période l'année suivante. Nous ne sommes donc pas capables de dire si l'importance des écoulements est due à l'installation récente du site et donc aux changements des conditions d'écoulement sur la terrasse ou bien aux fortes intensités qui s'y sont produites pendant cette période.

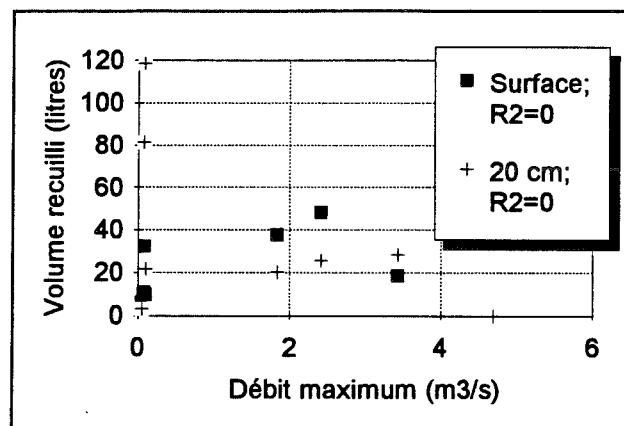
Le relevé effectué le 28 Janvier 1994 a révélé des volumes nuls en surface et à 20 cm de profondeur alors que le total pluviométrique sur la période considérée et la crue incidente sont importants. Il paraît étonnant que de telles pluies ne créent aucun écoulement de surface, ne serait-ce que les gouttes de pluie qui tombent juste à l'amont des gouttières et qui ne s'infiltrent pas. Il est possible que les cuves réceptrices aient été vidées par un importun, même si cette hypothèse nous paraît peu probable. Ce résultat nous reste donc inexpliqué.

Afin de déterminer quelle est l'origine de ces écoulements, nous les avons comparés aux pluies et aux débits des épisodes qui ont précédé les prélèvements: total pluviométrique, débit maximum et intensité maximum au pas de temps de la demi-heure, qui nous semble le pas de temps pertinent pour ces mesures. Les résultats obtenus sont présentés sur les figures i-6 a, b et c. Il apparaît qu'il n'y a aucune corrélation entre ces volumes et le débit qui s'est écoulé dans la rivière. Ainsi il semble que cette échelle d'étude ne soit pas compatible avec celle du bassin. De même on constate que les volumes recueillis n'ont pas de lien avec le total pluviométrique. Par contre les volumes recueillis à 20 cm de profondeur sont bien corrélés avec l'intensité maximale de pluie (coefficient de détermination $R^2=0.8$). Une explication possible est que ces écoulements sont dus à l'apparition d'une nappe perchée en subsurface du fait d'un excès d'intensité de pluie par rapport à la capacité d'absorption du sol à 20 cm de profondeur. Ce résultat ne se retrouve pas en surface, vraisemblablement parce que les capacités d'infiltration y sont très fortes en raison de la présence d'une végétation herbacée dense sur la terrasse.



(a)

(b)



(c)

Figure i-6: Evolution des volumes recueillis en surface et à 20 cm en fonction:

(a): de la pluie cumulée;

(b): de l'intensité maximale au pas de temps de 30mn (en mm/h);

(c): du débit maximum au pas de temps de 30mn (en m³/s).

Nous avons essayé de comparer nos mesures d'écoulement avec les résultats obtenus par Taha (1995) puis Zammit (1995) concernant le suivi des pressions d'eau dans le sol et les mouvements de la nappe sur la terrasse.

Le relevé effectué le 28 Janvier 1994 concerne trois épisodes qui ont été suivis par Taha. Le premier épisode (1^{er} Décembre 1993) est faible (100 l.s⁻¹) et Taha montre qu'une nappe perchée s'est formée dans les 20 premiers centimètres du sol mais qu'il n'y a pas eu d'écoulement sur surface saturée. Pour les deux autres épisodes (7 et 10 Janvier 1994) respectivement de 5 et 1.8 m³/s, Taha montre qu'il y a formation d'une nappe qui atteint la surface du sol et que le ruissellement sur surface a lieu pendant ces épisodes. Pour notre part nous ne mesurons aucun écoulement ni en surface ni en subsurface. Comme nous le disions précédemment ce résultat est inexplicable.

Le relevé effectué le 27 Janvier 1995 concerne un épisode étudié par Zammit dont le débit maximum instantané est de $1.8\text{m}^3/\text{s}$ (6 Novembre 1994). La période entre le 27 Janvier et le 5 Mai 1995 a été marquée, le 23 Avril 1995, par un épisode plus important avec un débit maximum de l'ordre de $2.5\text{m}^3/\text{s}$. Le suivi de la pression de l'eau dans le sol pendant ces deux épisodes montre qu'il y a apparition d'une nappe perchée au voisinage de la surface, puisque les pressions de l'eau dans le sol s'y annulent, mais qu'il n'y a pas de ruissellement sur surface saturée, conformément aux résultats de Taha puisque le gradient vertical de charge ne s'y approche pas de zéro. Nous recueillons effectivement pendant ces périodes des écoulements en subsurface, mais ceux de surface sont plus importants. Contrairement à ce qu'affirme Zammit, il y a eu des écoulements de surface. Ces écoulements sont peut-être en relation avec les intensités de pluie qui provoqueraient des écoulements hortonien par dépassement de la capacité d'infiltration à la surface. Une autre hypothèse envisage un cheminement de l'eau tantôt en surface tantôt en subsurface. Mais alors notre système ne pourrait permettre de séparer les écoulements et ceux-ci seraient alors à considérer en totalité, en additionnant les volumes de surface et de subsurface. Enfin, il faut bien admettre une certaine hétérogénéité spatiale entre l'emplacement du dispositif de captage des écoulements et celui des tensiomètres, distants d'une trentaine de mètres.

Pour le captage mis en place dans la pente, nous disposons de trois relevés effectués entre le 20 Novembre 1994 et le 5 Mai 1995 (tableau i-2). Ils correspondent à un épisode violent en Avril 1995. Entre les deux autres relevés, les crues n'ont pas été violentes sur les Maurets. Le total pluviométrique a été pour cette période de 563.5 mm. Le peu de mesures faites sur la pente ne nous a pas permis de comparer les volumes recueillis en surface et en subsurface aux caractéristiques des pluies et débits enregistrés pendant la période considérée. Les chroniques pluie, débit, volumes collectés sont présentées sur la figure i-7.

Date de collecte	Volume de surface (litres)	Volume de subsurface (litres)	Pluie cumulée. (mm)	Intensité max. sur 30mn (mm/h)	Débit max. instantané Maurets aval (m^3/s)
27/01/95	15.4	21.1	301.5	6	0.087
15/03/95	6.4	2.1	74.5	2	1.842
05/05/95	15.3	15.9	187.5	10	2.420

Tableau i-2: Résultats de la collecte des écoulements de surface et de subsurface sur la pente et caractéristiques des épisodes de crue pendant la période considérée.

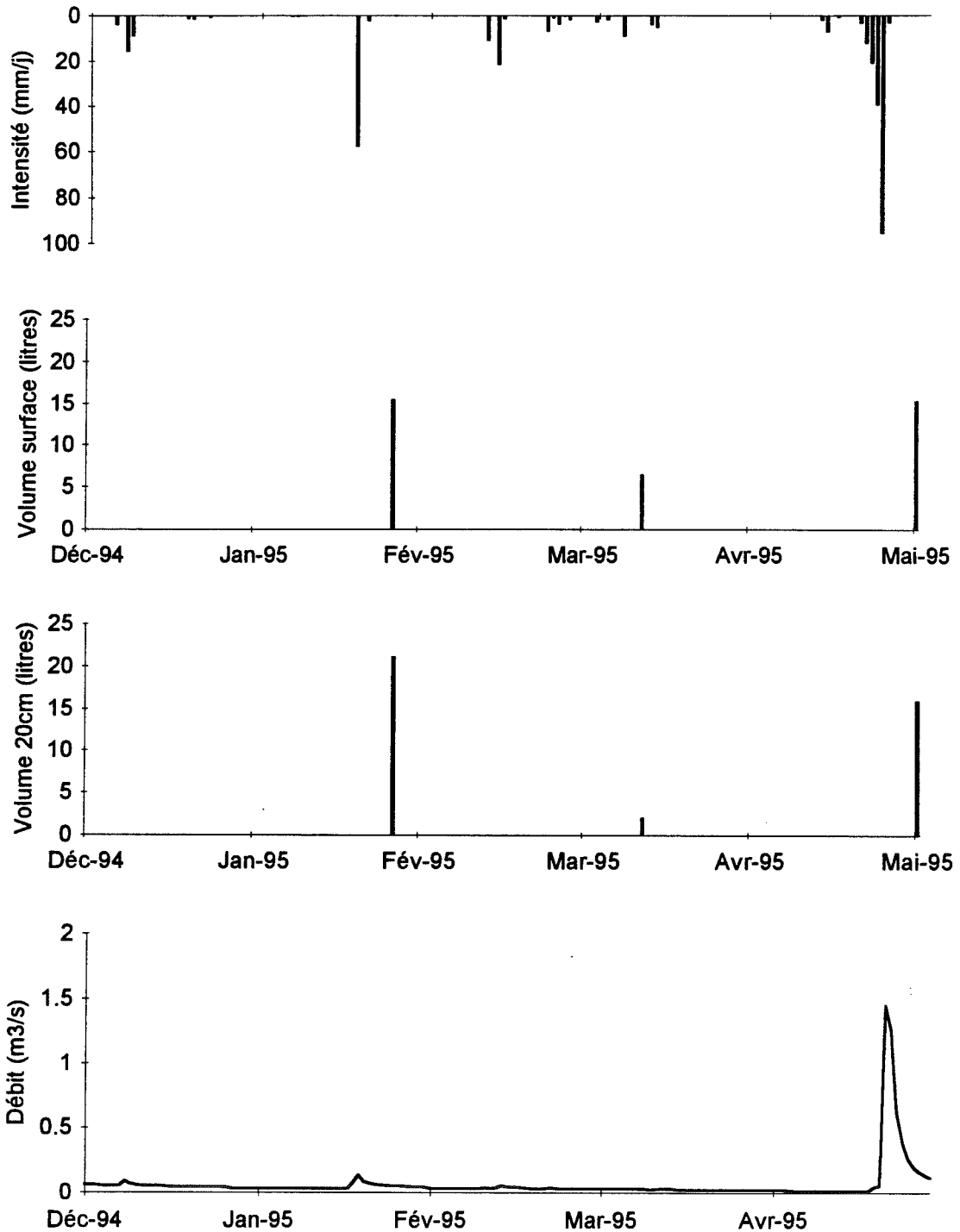
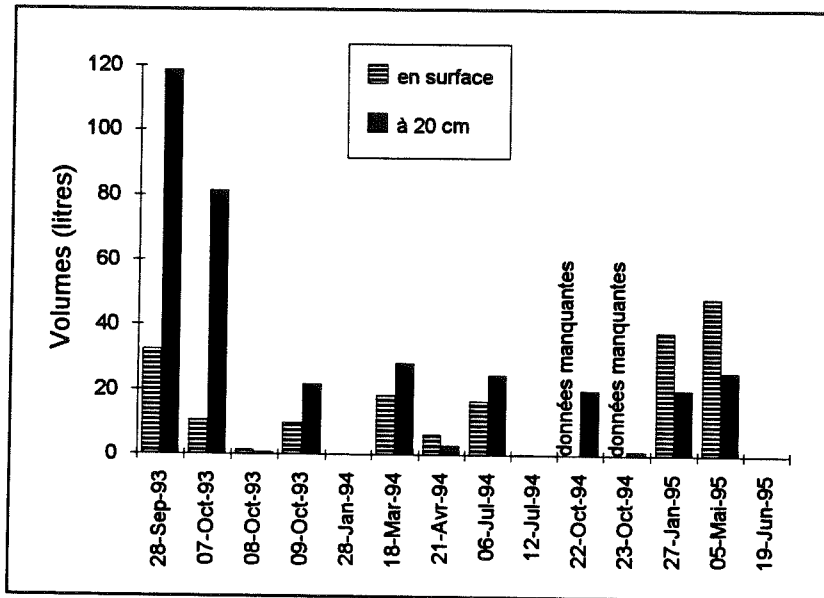


Figure i-7: Chroniques pluies, débits, volumes recueillis en surface et en subsurface sur la pente. Les volumes qui y figurent sont ceux qui ont été recueillis entre le relevé précédent et le relevé considéré; le pas de temps retenu pour la pluie et le débit est journalier.

Nous avons comparé les écoulements que nous recueillons en surface et en subsurface (figure i-8). Pour l'équipement installé sur la terrasse, on constate une nette évolution de la proportion des écoulements superficiels et de subsurface. Au début de la campagne de mesures,

les volumes recueillis à 20 centimètres sont nettement plus importants que ceux de surface. Puis les deux types d'écoulements sont comparables. Enfin, dans la seconde période (Hiver 1994-95), les volumes de surface sont plus importants qu'à 20 centimètres. Pour cette période, on constate que la proportion des volumes recueillis à 20cm par rapport aux volumes recueillis en surface reste à peu près la même (figure i-9). Il semble donc qu'il y a stabilisation des résultats obtenus par ce dispositif. Dans les gouttières installées sur la pente, on constate que les écoulements de surface et de subsurface sont comparables.



(a)

(b)

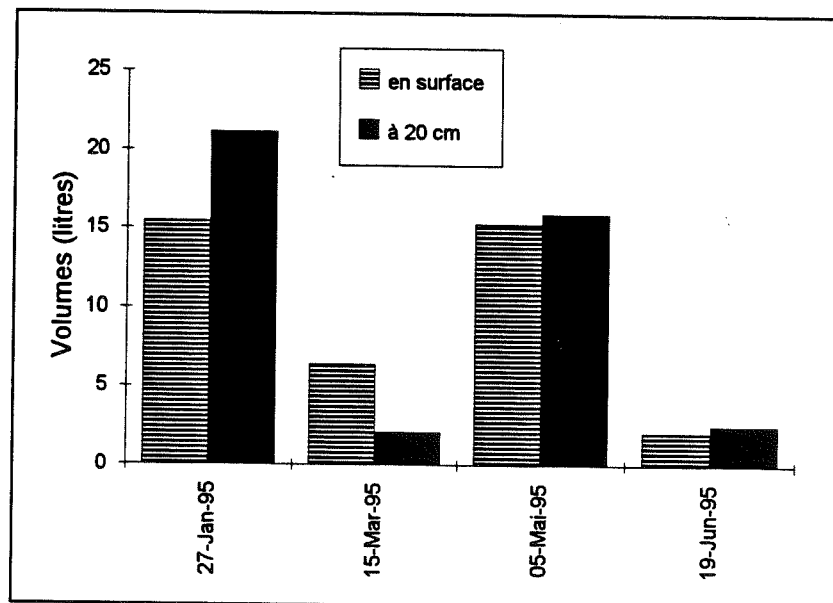
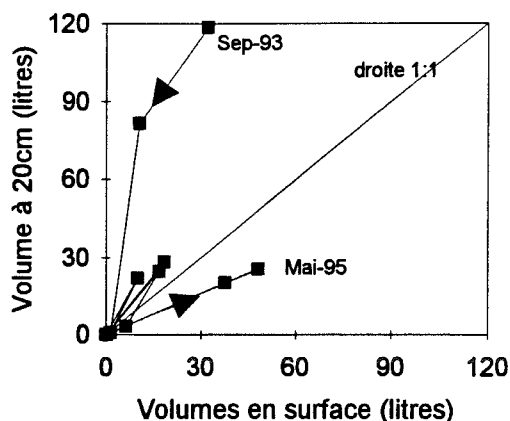


Figure i-8: Comparaison des volumes recueillis à la surface et à 20cm

(a): sur la terrasse;

(b): sur la pente.

Figure i-9: Comparaison des volumes recueillis en surface et à 20cm en fonction du temps.



D'autre part, la comparaison des volumes recueillis sur la terrasse et sur la pente nous montre, tant en surface qu'en subsurface, que les écoulements sont plus importants sur la terrasse, près de la rivière que sur la pente (figure i-10). Ce résultat est certainement dû au fait qu'en général la succion sur la terrasse est moins forte que sur la pente (Taha, 1995). La terrasse est plus humide que la pente et donc les écoulements y sont plus importants.

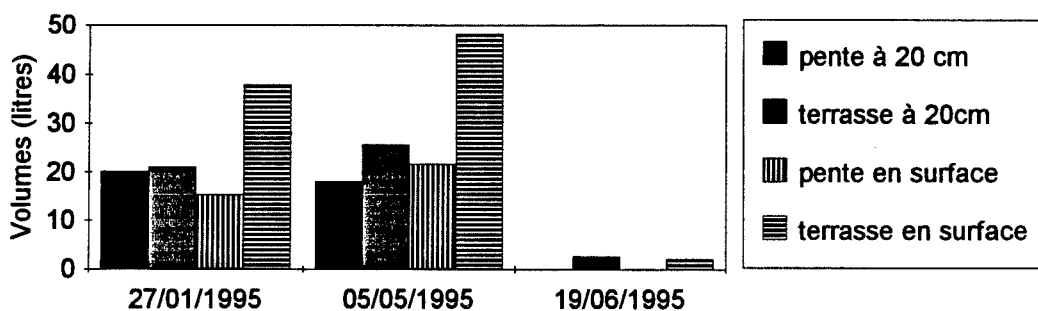


Figure i-10: Comparaison des volumes recueillis sur la terrasse et sur la pente, en surface et en subsurface.

En conclusion, les mesures des écoulements de surface et de subsurface montrent qu'en général il existe de tels écoulements sur la terrasse et sur la pente de notre versant. Nous avons constaté que ces écoulements, en particulier à 20 centimètres de profondeur, ne sont pas liés au total pluviométrique ni au débit mesuré dans la rivière à l'exutoire du bassin, mais plutôt à l'intensité de la pluie. D'autre part, nos résultats ne confirment pas ceux obtenus par le suivi de la pression de l'eau dans le sol.

3- Analyse des chroniques pluies, débits, volumes des écoulements de surface et de subsurface à l'échelle de l'épisode

A partir de Décembre 1994, les mesures des écoulements de surface et de subsurface sur la terrasse ont été automatisées. Dans les cuves de récupération des écoulements, des capteurs électroniques de niveau ont été installés. Il s'agit de capteurs différentiels de pression qui convertissent la pression en courant continu. La tête des capteurs est immergée mesurant ainsi la hauteur d'eau dans les cuves. Les capteurs sont corrigés en température et une correction par rapport à la pression atmosphérique est continuellement effectuée grâce à un capillaire qui relie l'une des faces du capteur à l'air libre. Leur précision est de 1mm en pression ce qui correspond, compte tenu de la surface de nos bacs récepteurs à 0.6 litre. Les capteurs sont reliés à la station d'acquisition des données mise en place sur la terrasse. L'acquisition a été faite au pas de temps de la demi-heure afin de pouvoir suivre l'évolution des écoulements pendant un épisode.

Malgré les corrections en température et pression, nous avons constaté que la réponse des capteurs varie avec une amplitude relativement importante selon un cycle diurne en particulier pour le capteur mesurant les écoulements de subsurface (figure i-11). Dans un premier temps, nous avons analysé l'évolution du niveau mesuré par les capteurs avec la température de l'air. En effet, si l'on superpose les courbes de température et de niveaux, on constate que leurs variations sont semblables. La température de l'air est mesurée sur le bassin du Réal Collobrier à la station climatique de Lambert située à quelques kilomètres de notre versant. Sur des périodes pendant lesquelles il n'y a pas de pluie et donc pendant lesquelles le niveau d'eau dans les bacs doit être constant (pas d'écoulement), nous avons étudié la corrélation entre la mesure de niveau et la température de l'air (figure i-12). Certes il existe un lien entre ces deux variables, notamment à 20 centimètres, mais il apparaît que la variation de température ne permet pas d'expliquer correctement à elle seule la variation des mesures de niveau dans les cuves.

Figure i-11: Evolution de la réponse des capteurs et de la température de l'air en fonction du temps.

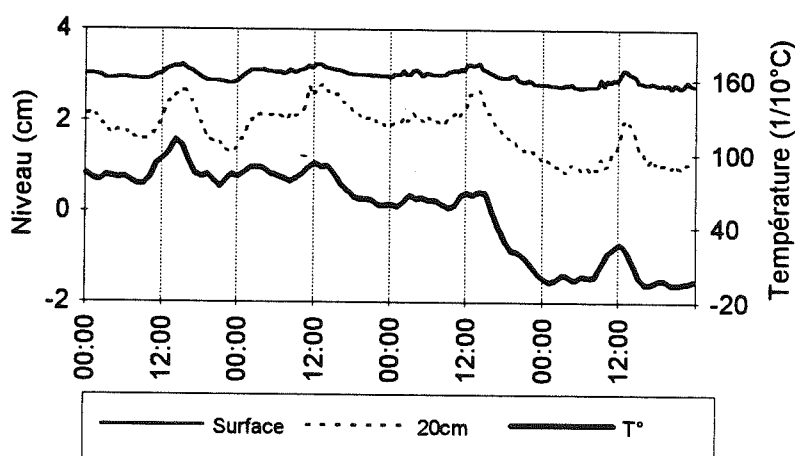
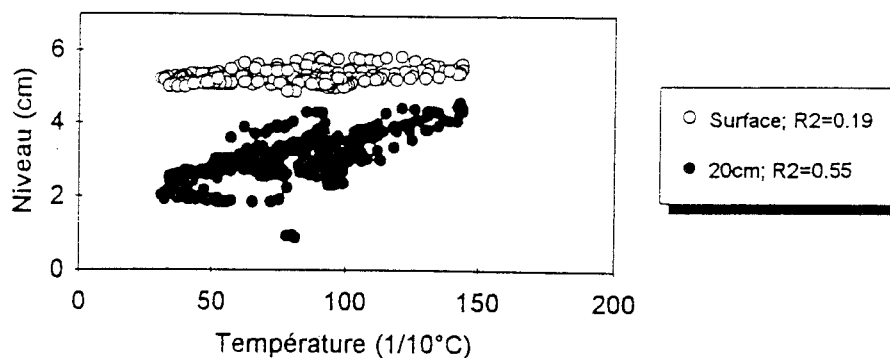


Figure i-12: Evolution des niveaux mesurés par les capteurs avec la température de l'air



Il se peut aussi que la correction par rapport à la pression atmosphérique se fasse mal. En effet, le capillaire qui relie une face des capteurs à l'air libre est inclu dans la gaine de câblage assurant la liaison électrique avec la station de mesure. Cette gaine mesure une vingtaine de mètres et est enterrée. Il est possible que le capillaire soit tordu dans la gaine et qu'ainsi les variations de pression atmosphérique ne soient pas bien transmises aux capteurs. En effet la pression atmosphérique, liée à la température, est elle aussi soumise à des variations au cours d'une journée comme le montre la figure i-13. Malheureusement, cette variable n'est pas mesurée sur le Réal Collobrier et nous ne pouvons pas évaluer le lien entre ses variations et celles des niveaux mesurés. Finalement afin de lisser les mesures de niveau, nous avons effectué une moyenne glissante sur 24 heures. Cela ne nous permettra pas de connaître les débits d'écoulement en surface et subsurface. Par contre nous pourrons évaluer les volumes recueillis pendant un épisode.

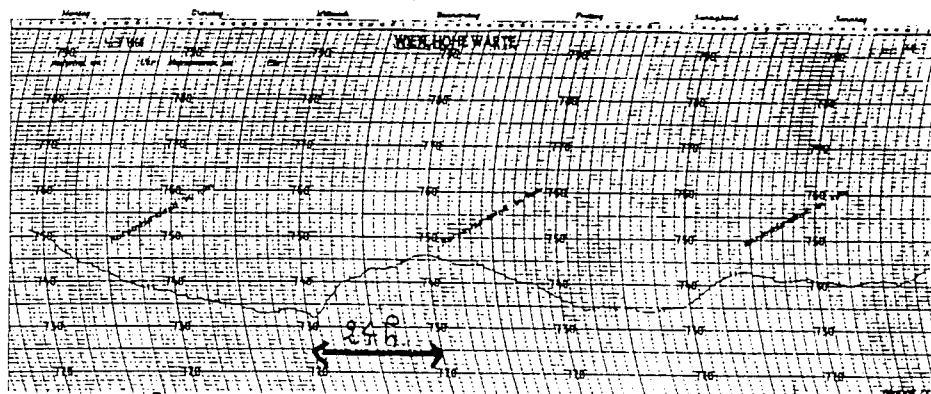


Figure i-13: Variations diurnes de la pression atmosphérique.

Depuis le 4 décembre 1994, quatre épisodes ont été sélectionnés. Le tableau i-3 présente leurs principales caractéristiques ainsi que les volumes qui ont été recueillis en surface et en subsurface. Les graphiques présentant les hydrogrammes de crue et l'évolution des niveaux mesurés sont regroupés dans l'annexe II.

Date	Pluie totale (mm)	Imax sur 30mn (mm/h)	Qmax (m ³ /s)	Volume surface (litres)	Volume 20cm (litres)
06-13 Déc.	29.8	11.6	0.130	7.1	0.55
12-28 Jan.	61.4	12.2	0.300	14.1	8.4
09-21 Fév.	34.9	7.4	0.070	3.9	3.1
20-30 Avr.	175.8	18.6	2.500	*	12.3

Tableau i-3: Caractéristiques des épisodes sélectionnés et volumes écoulés en surface et en subsurface.

De même que pour les résultats obtenus avec les relevés manuels, on constate que les volumes recueillis sont plus importants en surface qu'en subsurface. Pourtant il est difficile de mettre en rapport les volumes recueillis par notre système de mesure et les débits enregistrés dans la rivière. Cette automatisation des mesures est en partie un échec du fait du mauvais fonctionnement des capteurs. Elle ne nous permet pas de connaître les débits d'écoulement pendant les crues, ce qui nous aurait permis d'évaluer la vitesse de réaction des sols à la pluie. Sans doute, la précision de 1mm que nous avons souhaitée est-elle trop importante, vis à vis de la variable mesurée. D'autre part, la conception de ces capteurs est à revoir en particulier en ce qui concerne la correction par rapport à la pression atmosphérique.

En conclusion, bien que dans la littérature, on trouve des installations du même type que la notre qui ont permis de déterminer les processus de formation de crue sur différents bassins, nous ne sommes pas capables de définir le cheminement de l'eau sur le versant.

Par contre, ces mesures des écoulements de surface et de subsurface sur le versant ont montré qu'il existe à la fois ces deux types d'écoulements lors des épisodes pluvieux et que les écoulements sont en général plus importants sur la terrasse à proximité de la rivière que sur la pente. En outre, l'ordre de grandeur des écoulements de surface et de subsurface est le même, avec toutefois des volumes un peu plus importants en surface. Notons cependant que les écoulements de subsurface sont prélevés arbitrairement à 20 centimètres et qu'il est possible qu'il y en ait en-dessous.

D'autre part, nos mesures ne corroborent pas celles faites par Taha et Zammit. Nous concluons qu'en fait sur les Maurets, cette échelle d'étude n'est pas cohérente avec l'échelle du bassin. Pour étudier les écoulements de surface sur le versant nous allons donc effectuer des analyses fines à l'échelle de la parcelle puis des modélisations numériques utilisant les résultats obtenus à la parcelle.

CHAPITRE II

ETUDE DES ECOULEMENTS DE SURFACE SUR LE VERSANT EN CAS DE RUISSELLEMENT GENERALISE

Dans ce chapitre, nous étudions les écoulements de surface dans l'hypothèse de ruissellement généralisé sur tout le bassin. Dans cette représentation de la transformation de la pluie en débit, chaque parcelle du bassin est supposée contribuer au débit de la rivière en produisant un ruissellement de surface. L'écoulement de chaque parcelle parviendra à l'exutoire du bassin après un délai qui dépend en particulier de la distance de la parcelle à cet exutoire. Ce schéma de production est proche de la transformation pluie-débit couramment utilisée dans la méthode dite de l'Hydrogramme Unitaire. Dans cette méthode, l'eau qui s'infiltré est supposée perdue en terme de contribution à la partie rapide de la crue alors que l'eau non infiltrée, ou pluie nette, explique seule les volumes mis en jeu pendant la crue. En général, le facteur d'abattement ou coefficient d'écoulement, c'est à dire le rapport pluie nette sur pluie totale, est supposé croître au fil de l'épisode. C'est ce que l'on impose en général dans les fonctions de production. C'est aussi ce que l'on constate, de manière plus objective, quand on essaie d'identifier ces pluies nettes sans hypothèse préalable sur la fonction de production, comme le fait la méthode DPFT. Sans préciser le mécanisme de production, on constate que les pluie nettes sont souvent nulles en début d'épisode et tendent à augmenter en proportion au cours de l'épisode. Une explication possible consiste à supposer que lors d'un épisode pluvieux, le bassin s'humidifie régulièrement et à partir d'un certain taux de saturation, les parcelles refusent à l'infiltration une certaine partie de la pluie, provoquant ainsi un ruissellement de surface. Néanmoins, cet effet constaté peut aussi être interprété selon un autre mécanisme que nous verrons plus loin, l'extension des zones saturées et l'augmentation des écoulements de subsurface.

Comme nous l'avons précisé au chapitre I, le processus de formation des crues par ruissellement généralisé est le plus souvent écarté pour des bassins versants situés en zone humide alors qu'il est supposé prédominant sur des bassins plus secs, en Afrique par exemple (Peugeot, 1995). Ainsi, en milieu méditerranéen, sec en été et humide en hiver, on peut raisonnablement supposer

qu'il apparaît un ruissellement de surface par refus d'infiltration, notamment lorsque le bassin a subi une certaine humidification.

Les études que nous avons menées à propos du ruissellement de surface généralisé sont de deux types. Dans un premier temps, nous décrivons les expérimentations faites sur le versant des Maurets, à l'échelle de la parcelle, afin de caractériser de tels écoulements de surface. Dans un second temps, nous présentons la modélisation que nous avons développée afin d'étudier les caractéristiques des hydrogrammes de versant en cas de ruissellement généralisé.

2-1: Etude expérimentale des écoulements de surface; détermination de la loi d'infiltration et de la loi hydraulique

2-1-1: Problématique

Les études expérimentales que nous avons entreprises concernant le ruissellement généralisé ont deux objectifs:

- le premier est de définir quelle est la loi d'infiltration qui régit la formation de ces écoulements. En effet, plusieurs lois d'infiltration ont été proposées dans la littérature, selon les conditions d'humidité du bassin. Pour notre part, la loi d'infiltration que nous souhaitons imposer dans une modélisation ultérieure doit s'appliquer lorsque l'état de surface du bassin est bien humide. Cette loi définira les volumes absorbés par le versant et par différence, ceux qui seront disponibles au transfert dans un premier temps sur les versants puis dans le réseau hydrographique. Elle déterminera en fait la loi de production des versants en déterminant les volumes d'eau contribuant effectivement à la crue.

- le second objectif est de déterminer les caractéristiques hydrauliques des écoulements de surface qui se produisent dans de telles circonstances sur le versant. L'étude mécanique de la contribution des versants dans ce cas nécessite donc celle des états de surface et notamment celle des rugosités. Cette loi hydraulique permettra de calculer la fonction de transfert des versants.

2-1-2: Principe de l'appareil

L'une des difficultés de l'étude du ruissellement vient de ce que les observations en conditions naturelles sont longues et aléatoires (les crues importantes sont rares) et qu'une méthode expérimentale est délicate à mettre en oeuvre: les études en laboratoire sont d'un

intérêt restreint, étant donné la complexité des facteurs qui interviennent et la difficulté à en tenir compte. L'expérimentation de terrain, impossible à effectuer à l'échelle du bassin versant, peut être toutefois menée in-situ, sur des micro-parcelles, à l'aide d'un simulateur de pluie. Cette technique, née aux Etats-Unis, a été développée en Afrique puis en France.

Afin d'étudier le ruissellement de surface, nous avons donc effectué des essais de simulation physique de pluie par l'utilisation du mini-simulateur de pluie mis au point par l'ORSTOM (Casenave, 1982).

Le simulateur de pluie (figure 2-1) est constitué d'un système d'arrosage fixé au sommet d'une tour en forme de tronc pyramidal, la hauteur en est réglable par deux échelles et est comprise entre 3 et 4 mètres. Cette tour permet la fixation d'une bâche qui isole la parcelle de l'action du vent. Le système d'arrosage est constitué d'un gicleur calibré, alimenté en eau à débit constant par une pompe. La forme de la buse du gicleur a été étudiée en particulier pour reproduire le plus fidèlement possible la répartition granulométrique d'une pluie réelle en épisode convectif. Un mouvement de balancement est imprimé au gicleur par un moteur. L'intensité de pluie est réglable en faisant varier l'angle de balancement de façon à modifier la surface arrosée au sol. La gamme d'intensités possibles est comprise entre 30 et 200mm.h⁻¹. L'ensemble du mécanisme de balancement est monté sur un axe permettant de centrer le gicleur sur l'axe de la parcelle étudiée. Un manomètre permet de contrôler la pression d'admission de l'eau dans le gicleur et donc la constance du débit.

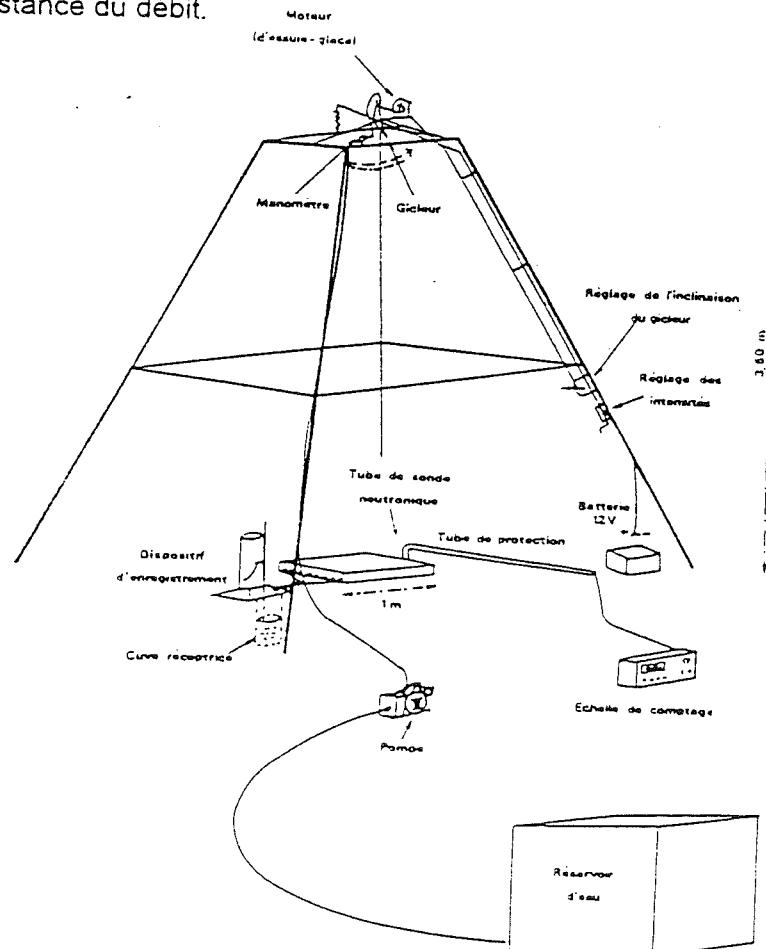


Figure 2-1: Schéma descriptif du simulateur de pluie.

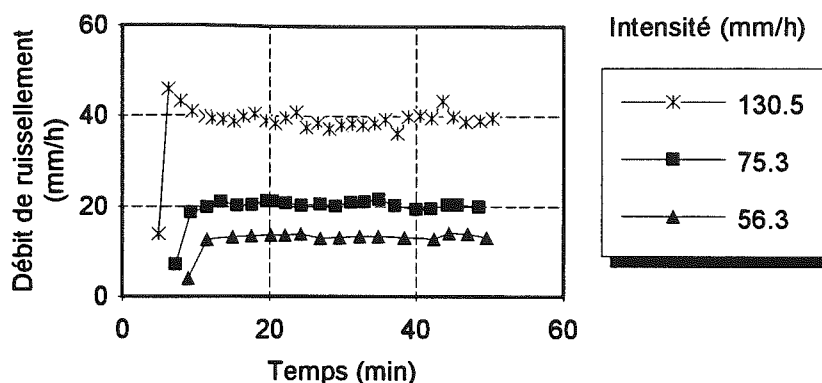
Au sol on délimite une parcelle de 1m² par la mise en place d'un cadre métallique enfoncé d'environ 5cm. La face aval du cadre est percée de trous au ras du sol et munie d'un canal collecteur permettant de recueillir et de mesurer les écoulements de ruissellement. La mise en place de ce cadre doit être réalisée de manière à ce qu'il n'existe aucune zone d'écoulement privilégié le long des bords du cadre. Le cadre est enfoncé à la masse jusqu'à ce que la cornière d'arrêt et la ligne de trous soient au niveau de la surface du sol. Ajoutons que la présence de racines d'arbres et de cailloux peut rendre difficile l'enfoncement du cadre.

L'étalonnage de l'appareil est fait en changeant l'angle de balancement du gicleur. Les mesures d'intensité sont faites avec un bac en tôle de 1m² posé sur le cadre limitant la parcelle. L'eau qui ruisselle sur ce bac est recueillie et l'intensité est donc connue avec une assez bonne précision. Néanmoins on contrôle avant et après chaque pluie le réglage de l'intensité car celle-ci peut varier légèrement en fonction de la pression d'admission d'eau au gicleur. En outre le balancement du gicleur doit assurer l'arrosage d'une aire supérieure à celle de la parcelle afin de limiter les effets de bord. On ne peut donc pas trop diminuer l'angle du balancement, ce qui limite l'utilisation de l'appareil aux fortes intensités.

2-1-3: Principe des mesures et description des parcelles

Les essais de simulation de pluie sont généralement effectués pour analyser l'infiltration des sols (Cosandey *et al.*, 1990; Bader, 1994; Grésillon, 1994; Taha, 1995; Schober, 1996). Pour notre part, le simulateur de pluie a été aussi utilisé afin d'étudier les caractéristiques des écoulements de surface (vitesses, régime d'écoulement, etc..) en régime permanent. Lors des essais, une intensité de pluie constante est imposée sur la parcelle et le débit de ruissellement est mesuré continuellement. Par différence entre l'intensité de pluie et le flux de surface on obtient le flux d'infiltration de l'eau dans le sol. L'expérimentation se déroule en quatre phases (Cosandey *et al.*, 1990): tout d'abord, aucun ruissellement ne se produit, l'eau étant soit absorbée, soit retenue en surface dans les micro-dépressions; il s'agit de la *phase d'imbibition*, dont la durée, ainsi que la hauteur de précipitation peut varier considérablement d'un site à l'autre et même sur un seul site en fonction des conditions initiales d'humidité dans le sol. Puis le ruissellement apparaît, et augmente durant une *phase transitoire*, jusqu'à un *palier de stabilisation*, à partir duquel, si l'intensité de la pluie incidente ne varie pas, l'infiltration demeure théoriquement constante (Laforge, 1977). Enfin, après l'arrêt de la pluie, le ruissellement diminue très rapidement durant une *phase de vidange* (figure 2-2).

Figure 2-2: Evolution du débit de ruissellement en fonction du temps lors d'un essai de simulation de pluie.



Lorsque la phase de stabilisation est atteinte, la parcelle est quasiment saturée. Nous pouvons alors étudier la loi d'infiltration qui régit les écoulements.

De même, lorsque la phase de stabilisation est atteinte, nous mesurons la vitesse des écoulements de surface, afin de les caractériser. Pour réaliser cette mesure, nous employons un colorant (la fluorescéine), injecté sur une ligne perpendiculaire à la pente en haut de la parcelle délimitée par le cadre de 1m^2 et nous mesurons le temps qui s'écoule avant que le colorant n'apparaisse en bas de la parcelle. La vitesse est obtenue en faisant le rapport de la distance parcourue (1 mètre) par ce temps. Cette vitesse correspond à une valeur moyenne spatialement mais aussi sans doute à une valeur maximale sur chaque profil puisque le chronomètre est arrêté dès que la première trace de colorant arrive en bas de la parcelle. Chaque mesure est répétée trois à quatre fois afin de la valider. La durée de chaque essai en est d'autant plus allongée puisqu'il faut attendre de ne plus avoir le signal coloré précédent avant de renouveler la mesure. A partir de la mesure de vitesse, et connaissant le débit d'écoulement, on peut calculer les valeurs des variables hydrauliques caractéristiques des écoulements (hauteur, nombre de Reynolds, etc.).

De telles mesures ont été faites sur quatre parcelles différentes situées sur le versant des Maurets que nous étudions et pour plusieurs valeurs de l'intensité de pluie qui correspondent à différentes valeurs de débit de ruissellement. Les parcelles sont choisies de façon à ce que les écoulements de surface s'y produisent dans une seule direction: la parcelle doit être la plus plane possible. D'autre part la végétation qui la couvre est un critère important: elle doit être "représentative" de la végétation du versant. En outre, remarquons que l'accessibilité du site et la possibilité d'approvisionnement en eau (point d'eau à proximité ou transport de l'eau) sont nécessaires puisque le simulateur de pluie n'est pas transportable à la main et que chaque essai de simulation requiert environ 1m^3 d'eau.

La simulation de pluie a été effectuée en Juillet 1993. Les sites MTS-1 et MTS-2 sont situés en haut du versant, sur la pente, à une vingtaine de mètres de la route. Les deux autres sites (MTS-3 et MTS-4) sont sur la terrasse à une vingtaine de mètres de la rivière. Les quatre sites sont couverts par des herbes denses; le site MTS-2 est un peu particulier puisque la végétation y a été

coupée quelques jours avant l'essai. Le tableau 2-1 présente les principales caractéristiques des sites et des essais réalisés. La photo 2-3 présente une vue de la parcelle MTS-3 située sur la terrasse.

Parcelle	Pente	Durées (mn)	Intensités (mm/h)
MTS-1 (pente) Végétation dense	0.309	98	147.1
		70	102.3
		62	77.6
MTS-2 (pente) Végétation coupée	0.314	50	130.5
		42	99.8
		49	75.3
		35	66.0
		50	56.3
MTS-3 (terrasse) Végétation dense	0.115	127	118.5
		50	84.4
		56	61.5
		87	53.3
		84	44.7
MTS-4 (terrasse) Végétation dense	0.101	117	138.4
		49	84.8
		57	72.9
		65	59.6
		149	44.0

Tableau 2-1: Présentation des parcelles étudiées et des caractéristiques des essais de pluie simulée.



Figure 2-3: Vue de la parcelle MTS-3 située sur la terrasse. La végétation y est dense.

2-1-4: Détermination de la loi d'infiltration sur chaque parcelle

De nombreux modèles d'infiltration ont été proposés dans la littérature. Au début du siècle, en 1911 le phénomène de l'infiltration a été étudié par Green et Ampt. Ils ont développé une équation qui suppose un front horizontal séparant les parties supérieures saturées et inférieures non saturées du sol préalablement sec. Ils considèrent que la capacité d'infiltration est asymptotiquement constante au cours d'une pluie uniforme et depuis plusieurs formules fondées sur le même principe ont été proposées (Singh, 1989). Le modèle de Green et Ampt a été bien analysé par la suite. Mein et Larson (1973) et Swartzendruber (1974) ont modifié le modèle pour l'infiltration due à une pluie constante en déterminant le "ponding time", le temps nécessaire pour créer des flaques d'eau à la surface du sol. Chu (1978) a étendu leurs analyses pour des épisodes de pluie non constante. Il utilise deux paramètres "ponding time" et "pseudotime" pour modifier le modèle de Green et Ampt afin de décrire l'infiltration due à une pluie variable. Horton (1940) a quant à lui émis l'hypothèse que le ruissellement de surface est fonction de la capacité d'infiltration du sol et de l'intensité de la pluie. Ce ruissellement est précisément généré par l'excès d'intensité de la pluie par rapport à la capacité d'infiltration des sols, cette dernière étant décroissante au cours d'un épisode pluvieux et tendant vers une limite définie par la conductivité hydraulique à saturation des sols. Le modèle d'infiltration étant choisi, la pluie qui dépasse la capacité d'infiltration peut être calculée et l'hydrogramme de crue peut alors être estimé en utilisant un modèle de ruissellement approprié (Wang *et al.*, 1992).

Un certain nombre de travaux ont montré que le flux d'infiltration d'un sol dépend de l'intensité de la pluie notamment si le sol est recouvert de végétation: nos propres mesures confirment ce fait (figure 2-4). Déjà en 1946, Cook en faisait la remarque et il attribuait ce résultat à l'augmentation de l'aire des flaques d'eau qui se forment sur la parcelle. Plus récemment Hawkins *et al.* (1987) proposaient un modèle d'infiltration faisant intervenir une variation stochastique de la perméabilité. Dunne *et al.* (1991) expliquent le même phénomène comme provenant de la micro-topographie: selon eux les parties hautes de ces micro-reliefs ont des conductivités hydrauliques plus fortes à cause de la présence de macropores liés à la végétation qui y résideraient majoritairement. En raison de la forte rugosité introduite par la végétation, le niveau de l'eau de ruissellement augmente avec l'intensité de la pluie et noie d'autant plus les zones supérieures qui infiltrent d'avantage. Les auteurs analysent les conséquences de leur interprétation sur le niveau de l'eau de l'amont vers l'aval d'un sillon sur un versant incliné. Dernièrement, Grésillon *et al.* (1993, 1995) ont proposé un nouveau modèle d'infiltration selon lequel la surface du sol est une membrane poreuse mince traversée par les nombreuses tiges végétales. La perméabilité à saturation de cette membrane est très faible, mais s'agrandit au voisinage de chaque tige qui crée une destruction locale de la compacité de la membrane. La liaison hydraulique avec le sol sous-jacent est alors assurée en proportion de l'aire de la membrane ainsi trouée. La pluie parvenant sur ce sol est d'abord absorbée par la membrane mais aussi autour des tiges végétales. Rapidement cette membrane n'absorbant plus et devenant quasi-imperméable, des flaques d'eau se forment et noient une proportion de la surface du sol qui dépend de l'intensité

de pluie, de la pente du sol, de la rugosité de surface du sol et des apports en provenance des parcelles situées à l'amont.

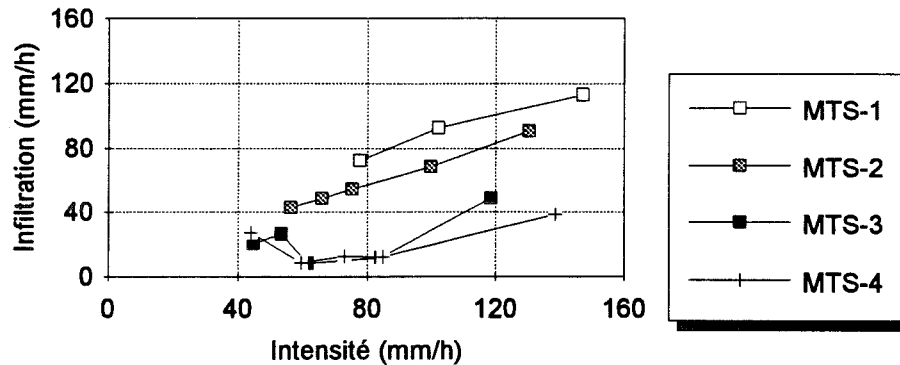


Figure 2-4: Evolution de l'infiltration en fonction de l'intensité de pluie sur les quatre parcelles étudiées.

Pour notre part, d'après nos mesures à la parcelle, nous allons tenter de choisir puis de caractériser une loi d'infiltration simple pouvant être étendue à tout un versant et s'exprimant facilement lors de l'écriture des équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Cette loi d'infiltration s'appliquera lorsque la parcelle est déjà bien humide, puisqu'elle est définie à partir des valeurs d'infiltration obtenues pendant la phase de stabilisation. A partir des mesures de débit de ruissellement et de vitesse des écoulements sur la parcelle lors des essais de simulation de pluie, nous avons calculé la hauteur d'eau moyenne h , définie comme le rapport du débit unitaire q recueilli dans la goutte à la vitesse V , obtenue par traçage. Il s'agit d'une hauteur fictive qui correspondrait à un écoulement uniformément réparti sur la parcelle, ce qui n'est pas le cas compte tenu des micro-reliefs qui y sont présents. On peut penser que la hauteur moyenne h est sous-estimée puisque la vitesse V est surestimée. Ainsi, pour deux raisons, les hauteurs vraies sont supérieures à celles que l'on calcule. Le tableau 2-2 présente les résultats obtenus sur chaque parcelle pour chacun des essais de simulation de pluie effectués.

Parcelle	Intensité ($mm.h^{-1}$) I	Débit unitaire de ruissellement ($l.h^{-1}.m^{-1}$) Q	Intensité d'infiltration ($mm.h^{-1}$) ($= I - Q$)	Vitesse moyenne (sur 3 à 5 mesures)(m/h) V	Hauteur (mm) ($= \frac{Q}{V}$)
MTS-1	147.1	33.6	113.5	24.0	1.40
	102.3	9.1	93.2	55.5	0.16
	77.6	5.0	72.6	27.2	0.18
MTS-2	130.5	39.3	91.2	35.2	1.11
	99.8	31.1	68.7	17.9	1.74
	75.3	20.7	54.6	20.7	1.00
	66.0	17.4	48.6	18.0	0.97
	56.3	13.4	42.9	13.2	1.02
MTS-3	118.5	69.6	48.9	25.5	2.73
	84.4	72.5	11.9	24.8	2.92
	61.5	53.2	8.3	42.2	1.26
	53.3	27.1	26.2	23.9	1.13
	44.7	24.4	20.3	24.9	0.98
MTS-4	138.4	100.0	38.4	21.6	4.63
	84.8	72.5	12.3	24.2	3.00
	72.9	60.3	12.6	17.1	3.53
	59.6	50.9	8.7	9.6	5.3
	44.0	16.7	27.3	3.3	5.06

Tableau 2-2: Valeurs de l'intensité de pluie, du débit de ruissellement stabilisé, de l'infiltration, de la vitesse moyenne V et de la hauteur d'eau moyenne h, mesurés et calculés sur chaque parcelle pour chacun des essais de simulation de pluie effectués.

Le graphique 2-5 présente l'évolution du flux d'infiltration avec la hauteur d'eau calculée sur la parcelle pour chaque mesure de vitesse. Les points sont dispersés, du fait de l'imprécision de la mesure de la vitesse et corrélativement de la mauvaise estimation de la hauteur d'eau. Pourtant, pour chaque site, on constate que l'infiltration a tendance à augmenter avec la hauteur d'eau. Bader en 1994, à partir d'essais de simulation de pluie, a proposé un modèle analogique de ruissellement à stockage de surface, dans lequel l'infiltration est une fonction croissante de la lame d'eau en surface du sol. De même, à partir de nos points, nous avons cherché une loi reliant l'infiltration à la hauteur d'eau sur la parcelle. Compte tenu de la dispersion de nos points expérimentaux l'ajustement que nous avons obtenu sur chacun des sites est une liaison proportionnelle entre l'intensité d'infiltration et la hauteur d'eau. La loi d'infiltration que nous proposons est donc:

$$Infilt = \frac{h}{a}$$

où le paramètre a a la dimension d'un temps et traduit la résistance à l'écoulement du milieu poreux. En effet, si l'on reprend l'équation de Green et Ampt qui suppose que l'infiltration se fait via un front horizontal séparant les parties supérieures du sol saturées et inférieures non saturées du sol préalablement sec (figure 2-6), on peut écrire l'équation de Darcy entre les cotes 0 et Z_f :

$$q = -K_s \cdot \frac{H_f - H_0}{Z_f(t)} = -K_s \cdot \frac{h_f - Z_f - h_0}{Z_f} = \frac{h_0 - h_f + Z_f}{\left(\frac{Z_f}{K_s}\right)}$$

- où q est le débit d'infiltration,
- K_s est la conductivité hydraulique à saturation,
- H est la charge hydraulique.

Mais alors, si $Z_f \cdot h_f$ est proche de zéro, ce qui est une approximation importante, on a:

$$q = \frac{h_0}{a} \quad \text{avec} \quad a = \frac{Z_f}{K_s}$$

Sur nos quatre sites les valeurs ajustées du paramètre a sont regroupées dans le tableau 2-3. Notons que la sous-estimation de la valeur de h crée aussi une sous-estimation de la valeur de a : en réalité, a est plus grand. Par ailleurs la valeur de a est obtenue par un calcul de corrélation, il convient d'en retenir l'ordre de grandeur et non la valeur exacte. On constate que l'infiltration est plus rapide sur les sites situés sur la pente que pour ceux sur la terrasse. Ainsi, dans un processus de ruissellement généralisé pour lequel l'eau infiltrée est perdue en terme de contribution à la formation des crues et au vu de nos caractérisations, le haut du versant fournira moins d'eau que le bas du versant situé près de la rivière. Pourtant, les valeurs de conductivité hydraulique ne semblent pas plus élevées en haut du versant qu'en bas (Taha, 1995).

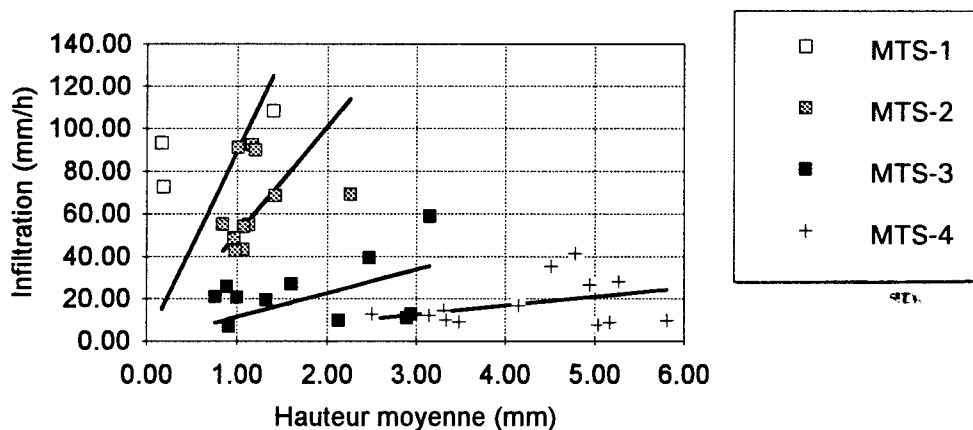
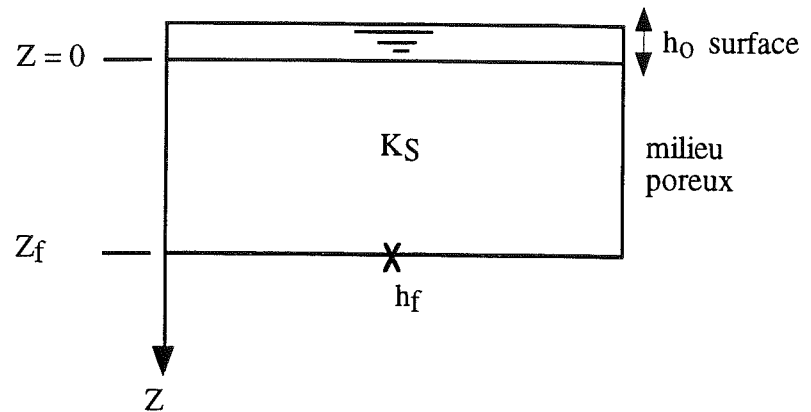


Figure 2-5: Evolution de l'infiltration avec la hauteur d'eau pour chaque site.

Tableau 2-3: Valeurs ajustées du paramètre a sur chaque site.

Parcelle	Valeur de a (secondes)
MTS-1 (pente)	39
MTS-2 (pente)	71
MTS-3 (terrasse)	313
MTS-4 (terrasse)	784

Figure 2-6: Evolution du front d'infiltration selon Green et Ampt (1911).
 (- h_0 : hauteur de la lame d'eau à la surface du sol;
 - h_f : pression (en m) de l'eau au front d'infiltration
 - Z_f : position du front d'infiltration)



2-1-5: Détermination de la loi hydraulique des écoulements de surface

Dans ce paragraphe, nous étudions les caractéristiques hydrauliques des écoulements de surface dans un concept de formation des crues par ruissellement généralisé. Les très faibles épaisseurs de lames d'eau sur les versants et l'abondante végétation herbeuse qui s'y rencontre méritent en effet que l'on s'interroge sur les lois qui régissent les écoulements de surface.

Ces lois hydrauliques dépendent de nombreux facteurs comme l'intensité et la durée des précipitations, la texture des sols, la densité et le type de végétation ou la topographie des versants, en particulier leur pente et leur longueur. Il est donc nécessaire d'étudier ces caractéristiques de façon plus précise. Ce genre d'analyse a déjà été réalisé par de nombreux auteurs dans le passé, mais l'intérêt qu'elle suscite dans nos climats a décliné parallèlement à l'abandon progressif de la vision hortonienne des apports.

Emmett (1978) a donné une synthèse de quelques mesures expérimentales de laboratoire et de terrain effectuées sur ce sujet. Il montre ainsi que l'écoulement sur un plan incliné, avec une rugosité contrôlée (sable calibré collé) et sans apports sous forme de pluie, obéit relativement bien aux lois classiques de l'hydraulique des écoulements à surface libre, c'est à dire que, selon les vitesses, on peut distinguer assez nettement les deux régimes d'écoulement laminaire et

turbulent. Ainsi, aux faibles vitesses, une expression de type Poiseuille relie la profondeur de l'écoulement h au débit par unité de largeur q :

$$q = \frac{g \cdot S \cdot h^3}{3 \cdot \nu} \quad \text{c'est à dire} \quad q \propto h^3$$

où g est l'accélération de la pesanteur,
 S est la pente du plan incliné,
 et ν est la viscosité cinématique de l'eau.

Pour des vitesses plus élevées, une relation de type Manning-Strickler, dans laquelle le rayon hydraulique est pris égal à la hauteur d'eau, est applicable:

$$q = K_{\text{Stri}} \cdot h^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{c'est à dire} \quad q \propto h^{5/3}$$

où K_{Stri} est le coefficient de Strickler.

De la même façon, Emmett s'intéresse à un coefficient de frottement, le coefficient de Darcy-Weisbach:

$$C_{DW} = \frac{8 \cdot g \cdot h \cdot S}{V^2}$$

où V est la vitesse moyenne de l'écoulement (q/h).

Ce coefficient est intéressant lorsque l'on étudie le ruissellement de surface puisqu'il est sans dimension et s'applique à tous les types d'écoulement (turbulent, laminaire) à l'inverse de coefficients tels que celui de Strickler ou de Chézy qui supposent un écoulement turbulent.

En combinant l'expression de C_{DW} avec les deux relations précédentes, on montre qu'en régime laminaire C_{DW} est proportionnel au débit q et qu'il évolue comme le débit à la puissance -0.2 en régime turbulent. En remplacement du débit q , on étudie plutôt le nombre de Reynolds:

$$R_e = \frac{4 \cdot V \cdot h}{\nu} = \frac{4 \cdot q}{\nu}$$

Rappelons que le nombre de Reynolds est le rapport des forces d'inertie sur celles de viscosité. Par conséquent il exprime l'importance de la gravité, qui crée la vitesse grâce à la pente, par rapport aux frottements dus aux aspérités.

Dans ces conditions, les valeurs des paramètres des lois liant la hauteur d'eau h et le nombre de Reynolds d'une part et le coefficient de frottement C_{DW} et le nombre de Reynolds d'autre part sont indiquées au tableau 2-4 pour les deux régimes d'écoulement:

	Valeur de α de la loi $h = A \cdot R_e^\alpha$	Valeur de β de la loi $C_{DW} = B \cdot R_e^\beta$
laminaire	0.33	-1
turbulent	0.60	-0.2

Tableau 2-4: Caractéristiques des lois $h(R_e)$ et $C_{DW}(R_e)$

Les valeurs expérimentales de α et β mesurées par Emmett sont en bonne concordance avec celles du tableau 2-4 pour l'écoulement sur plan incliné à rugosité contrôlée, sans pluie. Une rupture assez nette est décelable entre les deux régimes. La position de cette rupture dépend de la rugosité du plan incliné: elle intervient pour un nombre de Reynolds compris, selon les rugosités, entre 1500 et 6000.

Lorsque l'étude est faite sur un plan incliné identique au précédent mais sur lequel l'écoulement est provoqué par une pluie, les rugosités sont plus fortes qu'en l'absence de pluie (deux fois plus). Pour un même débit, les hauteurs d'eau sont donc deux fois plus grandes, en raison de l'impact et de l'inertie qu'apportent les gouttes de pluie. Les lignes de courant sont fortement perturbées par la pluie, ce qui n'empêche pas certaines caractéristiques de l'écoulement de se rapprocher de celles d'un régime laminaire. En effet, les évolutions de la hauteur d'eau et du frottement avec le nombre de Reynolds font intervenir des valeurs de α et β qui sont proches de celles du régime laminaire. Néanmoins, la distinction entre régimes laminaire et turbulent n'est plus vraiment possible, d'après Emmett. On peut penser que le caractère localement fortement non stationnaire des écoulements, à cause des gouttes de pluie, explique cette difficulté à comparer les mesures expérimentales aux lois ci-dessus qui concernent des écoulements vraiment permanents.

Enfin, les résultats observables sur terrains naturels en pente, soumis à la pluie, sont beaucoup plus chaotiques. Ainsi, dans les essais rapportés par Emmett, les valeurs du coefficient α des lois précédentes sont comprises entre 0.40 et 1 et celles de β entre 0.8 et 1. Cela signifie que la profondeur d'eau est bien toujours croissante avec le débit ($\alpha > 0$) mais cette croissance est parfois plus rapide que celle qui correspond à l'écoulement turbulent ($\alpha > 0.6$). D'autre part, une augmentation du coefficient de frottement avec le nombre de Reynolds est possible ($\beta > 0$). Toutefois le comportement des écoulements semble proche d'un régime turbulent.

Depuis, d'autres études ont été faites aussi bien en laboratoire que sur le terrain en ce qui concerne les caractéristiques des écoulements de ruissellement sur versant. Les résultats obtenus sont différents selon la nature du sol et les caractéristiques de la végétation qui le recouvre. Dunne et Dietrich (1980) ont étudié la relation entre le coefficient de Darcy-Weisbach et le nombre de Reynolds sur des versants de la savane au Kenya. Ils ont montré que l'exposant β y était de l'ordre de -1.0, prouvant que les écoulements y sont laminaires. Abrahams, en compagnie d'un certain nombre de chercheurs (Abrahams *et al.*, 1986; Abrahams *et al.*, 1991; Abrahams *et al.*, 1994), a largement étudié, par des essais de simulation de pluie, les écoulements de ruissellement sur des versants dans le désert d'Arizona, où la végétation est rare et le sol plutôt couvert de cailloux. Il montre que sur ces sols, les relations entre la hauteur d'eau

et le débit et entre le coefficient de Darcy-Weisbach et le nombre de Reynolds sont bien plus complexes que celles présentées ci-dessus. Deux facteurs semblent intervenir: lorsque le débit augmente, les éléments rugueux sont progressivement noyés et la surface de contact est plus grande, alors la rugosité augmente; par contre, si le débit augmente, la hauteur d'eau sur les parties déjà noyées augmente aussi et alors la rugosité diminue. Le signe de β dépend donc de la prédominance de l'un ou l'autre des processus. Abrahams et ses collègues parviennent ainsi à montrer que la valeur du coefficient de Darcy-Weisbach peut être estimée non seulement à partir de la connaissance du nombre de Reynolds, mais aussi de celle de la granulométrie des sols et de la végétation.

A partir des essais de simulation de pluie présentés ci-dessus, nous avons déterminé les paramètres hydrauliques des écoulements qui se forment sur la parcelle: le débit q et la vitesse V sont mesurés; la hauteur d'eau h , le nombre de Reynolds Re et le coefficient de Darcy-Weisbach C_{DW} sont calculés.

Le tableau 2-5 présente les valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur chaque parcelle. On constate que ces vitesses sont très faibles puisqu'elles varient de 3 à 55 mètres par heure. Dans ces conditions, on peut déjà imaginer que les apports des versants à la rivière seront très retardés par rapport à la pluie. Mais avant d'en tirer les conclusions, il faudra les comparer aux vitesses subsurfaciques. De plus l'apport à la rivière ne se fait pas seulement par ruissellement sur parcelle homogène, en lame répartie, mais aussi sans doute par des micro-drains, peut-être plus rapides.

Tableau 2-5: Valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur chaque parcelle.

Parcelle	Valeurs extrêmes de la vitesse (m/h)
MTS-1 (pente)	24.0 - 55.5
MTS-2 (pente)	12.5 - 38.9
MTS-3 (terrasse)	16.6 - 32.1
MTS-4 (terrasse)	3.0 - 22.4

Le graphe 2-7 présente l'évolution de la hauteur d'eau sur chaque parcelle en fonction du débit de ruissellement. Le tableau 2-6 regroupe les valeurs des coefficients de la loi:

$$h = A_h \cdot q^\alpha$$

avec le débit unitaire exprimé en litres par heure et par mètre et h en mètres, ainsi que le coefficient de détermination R^2 de cette loi.

Notons que, pour nos essais, la loi liant la hauteur d'eau au nombre de Reynolds est la même, à un facteur multiplicatif près, que celle liant la hauteur d'eau au débit puisque le nombre de Reynolds est égal à $\frac{4 \cdot q}{v}$ et que nous avons considéré la viscosité cinématique constante.

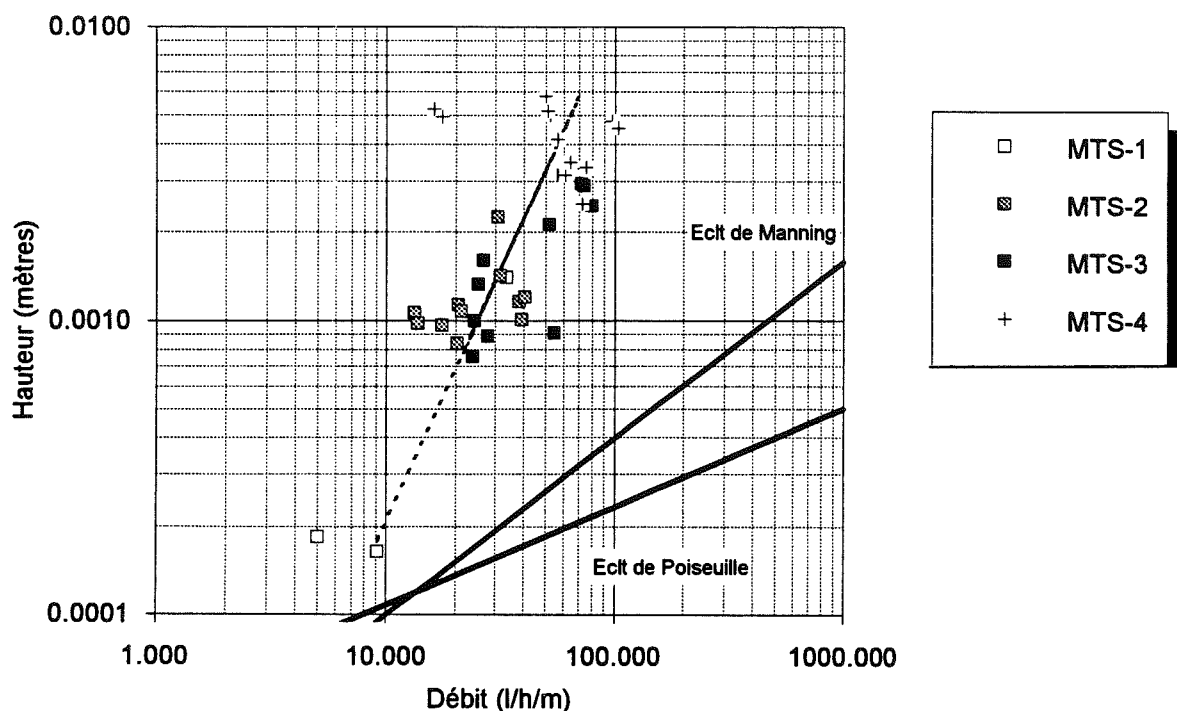


Figure 2-7: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit de ruissellement pour chaque parcelle. On a aussi tracé deux droites dont les pentes correspondent à un écoulement de Manning ($\alpha=0.6$; turbulent) et de Poiseuille ($\beta=0.33$; laminaire) respectivement.

Tableau 2-6: Valeurs ajustées de α et A_h et coefficients de détermination pour chaque site de mesure.

Parcelle	Valeurs de α	Valeurs de A_h (* 10^{-4})	Coefficient de détermination
MTS-1	1.16	0.20	0.88
MTS-2	0.26	5.10	0.17
MTS-3	0.84	0.69	0.60
MTS-4	-0.19	89.13	0.18
Tout site	1.69	0.04	0.51

Pour les tranches de pluie qu'on a imposées, les débits de ruissellement par unité de longueur varient de 5 à 100 l/h/m. Les hauteurs d'eau correspondantes que nous avons calculées s'étendent du dixième de millimètre au centimètre, avec la majorité des mesures de l'ordre de quelques millimètres. Le site MTS-4 se distingue des autres sites puisque pour un même débit, les hauteurs d'eau y sont en général plus fortes.

Pour les sites MTS-1 et MTS-3, l'ajustement d'une loi puissance entre la hauteur d'eau et le débit semble justifié (coefficient de détermination de 0.88 et 0.6 respectivement). Les valeurs de l'exposant α calculées y sont alors de l'ordre de 1: on mesure ici plutôt un écoulement de type Darcy. Sur ces sites, la profondeur d'eau augmente avec le débit, mais cette croissance est bien plus rapide qu'en cas d'écoulements turbulents. Ces résultats confirment ceux qu'Emmett a

obtenus lors de simulations de pluie sur site naturel. Sur le site MTS-2, les résultats montrent que l'écoulement est plutôt laminaire ($\alpha \approx 0.3$). Par contre, ceux obtenus sur le site MTS-4 sont déroutants, puisque lorsque le débit augmente, la hauteur d'eau diminue ($\alpha < 0$).

Cette forte variabilité des résultats reflète sans doute l'imprécision des mesures. Dans ces conditions, la question de savoir si les écoulements sont laminaires ou turbulents est bien délicate à résoudre. Toutefois, tout site confondu, une tendance semble apparaître. L'ajustement d'une loi puissance liant la hauteur d'eau et le débit est possible et la valeur de α ainsi obtenue est de 1.69 (figure 2-7). Cette valeur nous montre que les écoulements ne sont ni de type Manning-Strickler (turbulents à surface libre sur un plan), ni de type Poiseuille (laminaires à surface libre sur un plan). Le rôle perturbateur de la pluie démontré par Emmett semble ici aussi mis en exergue. Il se peut aussi qu'il y ait une concentration des écoulements et qu'alors ceux-ci ne soient plus plans.

Le graphe 2-8 présente l'évolution du coefficient de Darcy-Weisbach sur chaque parcelle en fonction du Nombre de Reynolds. Le tableau 2-7 regroupe les valeurs des coefficients de la loi:

$$C_{DW} = B \cdot R_e^\beta$$

ainsi que le coefficient de détermination R^2 de cette loi.

Les coefficients de Darcy-Weisbach obtenus sur chacune des parcelles s'étendent de 10 à 100 000. Cette variation est très large par rapport à celle obtenue par Emmett (de 1 à 1000). On constate que le coefficient de rugosité est plus fort sur le site MTS-4, en particulier pour les faibles débits. Sur le site MTS-1, le coefficient de frottement tend à augmenter avec le nombre de Reynolds puisque β y est positif. Par contre sur les sites MTS-2 et MTS-4, le comportement est inversé. Le site MTS-4 confirme son caractère particulier avec une valeur de β inférieure à -2.0. Sur ce site, il existe une tendance bien affirmée à la diminution du coefficient de rugosité en fonction du nombre de Reynolds ($R^2=0.82$). Par contre, sur les autres sites, il est difficile de conclure tant les mesures sont dispersées.

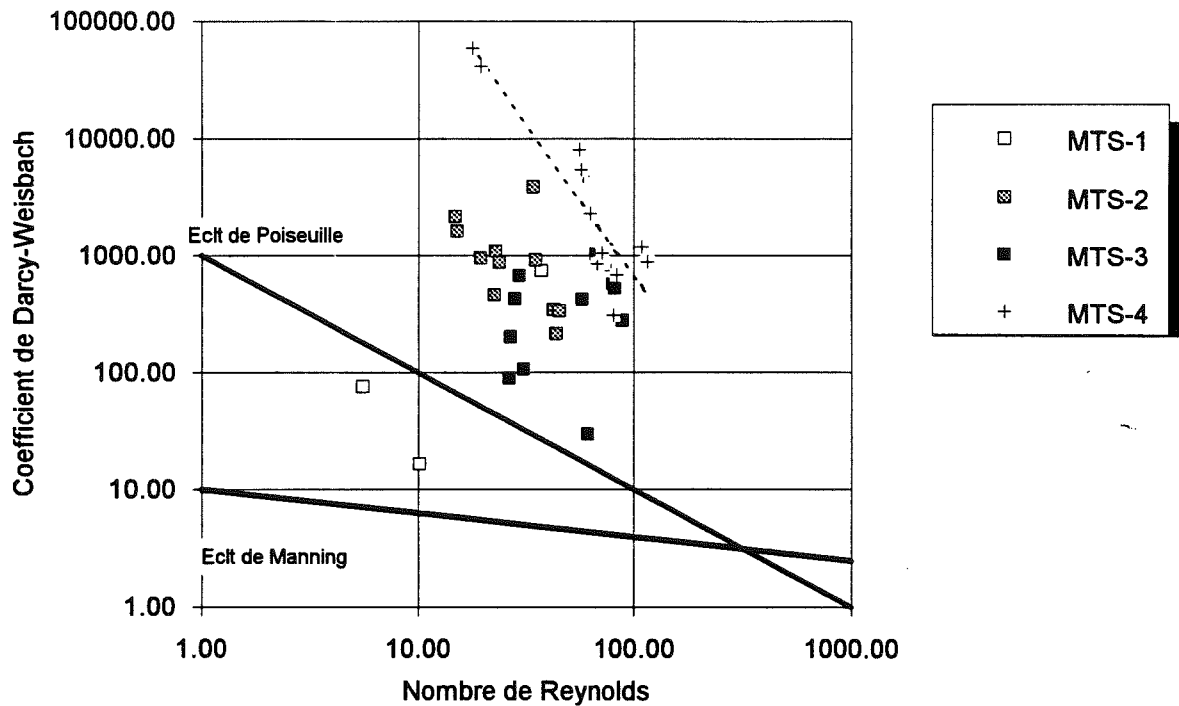


Figure 2-8: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction du nombre de Reynolds pour chaque parcelle. Figurent aussi les droites dont les pentes correspondent à un écoulement de Manning ($\beta=-0.2$) et de Poiseuille ($\beta=-1$).

Tableau 2-7: Valeurs ajustées de β et B et coefficient de détermination pour chaque site de mesure.

Parcelle	Valeurs de β	Valeurs de B	Coefficient de détermination
MTS-1	1.48	2	0.56
MTS-2	-1.22	45 700	0.33
MTS-3	0.52	36	0.06
MTS-4	-2.58	95 500 000	0.82

L'évolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction de la hauteur d'eau est représentée sur le graphe 2-9. L'évolution générale montre une augmentation de la rugosité avec la hauteur d'eau présente sur la parcelle. Toutefois, pour le site MTS-3, il semble que cette augmentation cesse lorsque la hauteur est aux environs de 2mm. Comme le précisait Abrahams dans ses articles, il est possible que cette rupture soit due à la submersion des premiers éléments rugueux dont le diamètre serait alors de l'ordre de 2mm, et à la mise en jeu d'éléments rugueux plus gros. Ce résultat n'est pas visible pour les sites MTS-1 et MTS-2 où les hauteurs d'eau sont en général plus faibles, ni pour le site MTS-4 où la hauteur d'eau est supérieure à 2mm.

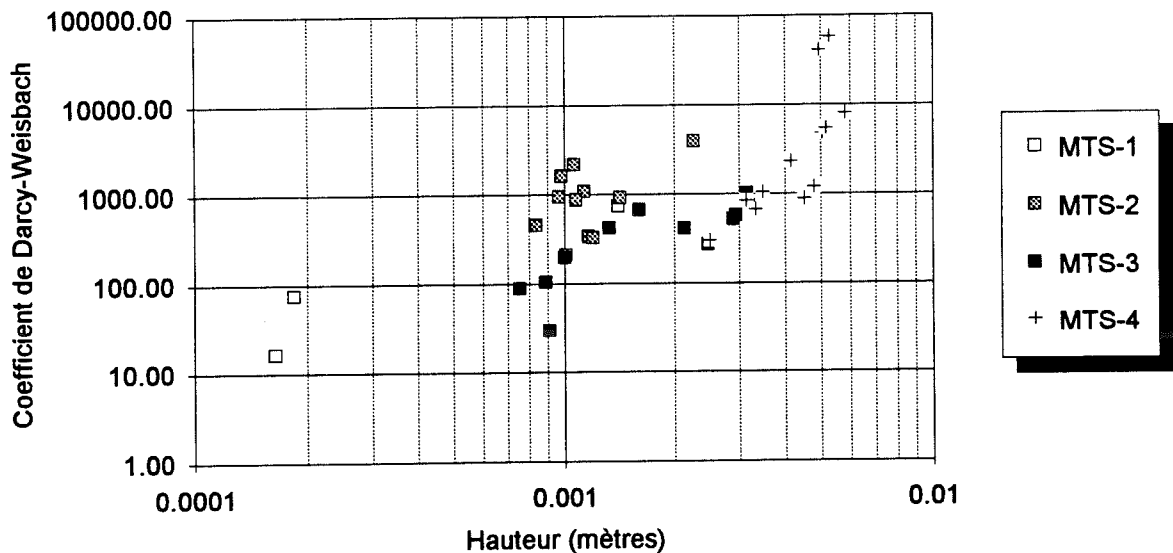


Figure 2-9: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction de la hauteur d'eau sur la parcelle.

En conclusion, les écoulements que nous mesurons sont très lents et les coefficients de rugosité calculés y sont très forts.

D'autre part, l'analyse de nos résultats, en terme de régime d'écoulement (laminaire ou turbulent), s'avère très délicate: les écoulements observés ne semblent pas suivre les lois classiques de l'hydraulique à surface libre. La végétation herbeuse très dense présente sur les sites expérimentaux peut être à l'origine de ces difficultés. Les écoulements se font sans doute plus par cheminement privilégié autour des tiges de la végétation qu'en lame mince. En outre, comme l'a montré Emmett, les gouttes de pluie jouent certainement un rôle perturbateur non négligeable. Pourtant les mesures effectuées nous permettent de définir une loi de type puissance liant le débit et la hauteur d'eau. Cette loi montre que la hauteur d'eau sur la parcelle augmente avec le débit et que cette croissance est plus importante que pour des écoulements turbulents sur un plan incliné ($\alpha \approx 1.6$).

Remarquons que dans la littérature, les modèles numériques de ruissellement généralisé, basé sur la mécanique des fluides, retiennent en général une loi hydraulique de type Manning-Strickler (régime turbulent). Nos résultats expérimentaux montrent que cette loi n'est sans doute pas adaptée à ce type d'écoulement.

2-2: Modélisation des écoulements de versant en cas de ruissellement généralisé

L'objet de ce paragraphe est la modélisation numérique des écoulements de versant en cas de ruissellement généralisé. La modélisation que nous présentons a été développée afin d'analyser le transfert opéré par le versant lors d'un épisode pluvieux. La loi d'infiltration que nous imposons correspond à une loi de production qui effectue un abattement de la pluie brute et laisse disponible une lame efficace pour le ruissellement. En outre, sur le versant, la loi hydraulique des écoulements sera semblable à celle obtenue au cours des expérimentations de terrain. Enfin, ce modèle de transfert sur le versant s'intégrera ultérieurement dans un modèle plus complet de transfert couplé versant-réseau hydrographique à l'échelle du bassin.

2-2-1: Hypothèses

2-2-1-1: Représentation schématique du versant

Afin de formuler les équations décrivant les écoulements de surface qui apparaissent sur un bassin pendant un épisode pluvieux, il est nécessaire d'effectuer des simplifications géométriques permettant de représenter le bassin.

De nombreuses représentations schématiques du bassin ont été proposées dans la littérature, quelque soit le processus de formation des crues retenu, que l'analyse des apports à la rivière soit fondée sur une étude mécaniste des écoulements ou sur une approche plus conceptuelle.

Le modèle numérique de terrain (MNT) est une représentation géométrique qui se base sur la connaissance des altitudes d'un bassin: le bassin y est représenté par des mailles, en général carrées, dont la longueur détermine le pas du MNT. A chaque maille dont on connaît la position des sommets est affectée une altitude. Plus le pas du MNT est petit et plus on se rapproche de la géométrie réelle du bassin. Notons que cette schématisation nécessite la connaissance détaillée de la topographie du bassin versant.

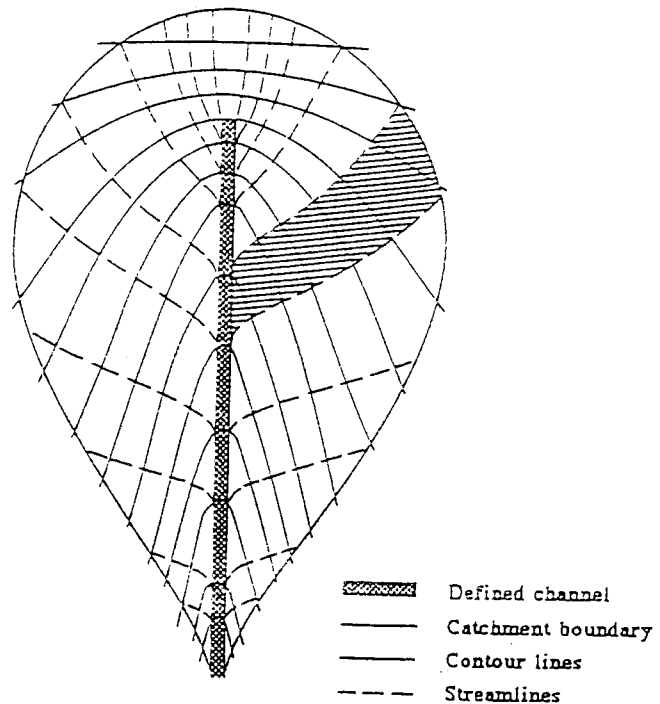
Certains modèles proposent la discrétisation spatiale d'un bassin versant par mailles triangulaires ou carrées (par exemple SHE (LHF, 1994)): chaque maille peut produire un ruissellement de surface alors que le réseau hydrographique est superposé aux limites des mailles. Les échanges entre les versants et le réseau se font à ce niveau.

Cependant, pour la plupart des modèles découplant les apports à la rivière en écoulements sur les versants puis transfert dans la rivière compte tenu des apports des versants, la représentation schématique des bassins est assez simple.

Onstad et Brakensiek, en 1968, proposent une représentation schématique des bassins versants fondée sur un réseau maillé qui s'appuie sur des lignes équipotentielles définies par les lignes de

niveau et des lignes de courant perpendiculaires à ces équipotentiels (figure 2-10). Les écoulements de surface sur les versants ont lieu dans les "tubes de courant" compris entre deux lignes de courant; le transfert dans le réseau hydrographique est alors assuré compte tenu des apports de ces "tubes de courant". Cette schématisation est faite d'abord manuellement et a été utilisée par la suite par d'autres auteurs (Kozak, 1968; Tisdale *et al.*, 1986). Moore *et al.* (1991) ont développé un programme informatique nommé TAPES-C qui permet de définir ces tubes de courant de façon automatique à partir de cartes digitalisées du bassin.

Figure 2-10: Représentation schématique du bassin versant basée sur les lignes équipotentiels et de courant. D'après Moore and Grayson (1991).



D'autres représentations schématiques ont été très souvent utilisées dans la modélisation couplée transfert sur versant et dans le réseau hydrographique:

- ❶: le bassin est schématisé par une section de cône convergent (Woolhiser, 1969; Singh, 1975). Dans cette représentation on ne tient pas compte du transfert dans le réseau qui n'est pas explicitement représenté (figure 2-11a).
- ❷: le bassin est schématisé par deux plans rectangulaires plus un canal, le tout ayant une forme de V (Wooding, 1965a et b), (figure 2-11b).
- ❸: la troisième schématisation regroupe les deux précédentes puisque la tête du bassin est représentée par une section de cône convergent alors que l'aval est composé de deux plans rectangulaires se déversant dans un canal (Singh, 1975), (figure 2-11c).

④: enfin dans la quatrième représentation géométrique, le bassin est schématisé par une cascade de plans contribuant au réseau hydrographique (Brakensiek, 1967; Kibler and Woolhiser, 1970; Singh, 1975; Loague and Freeze, 1985), (figure 2-11d).

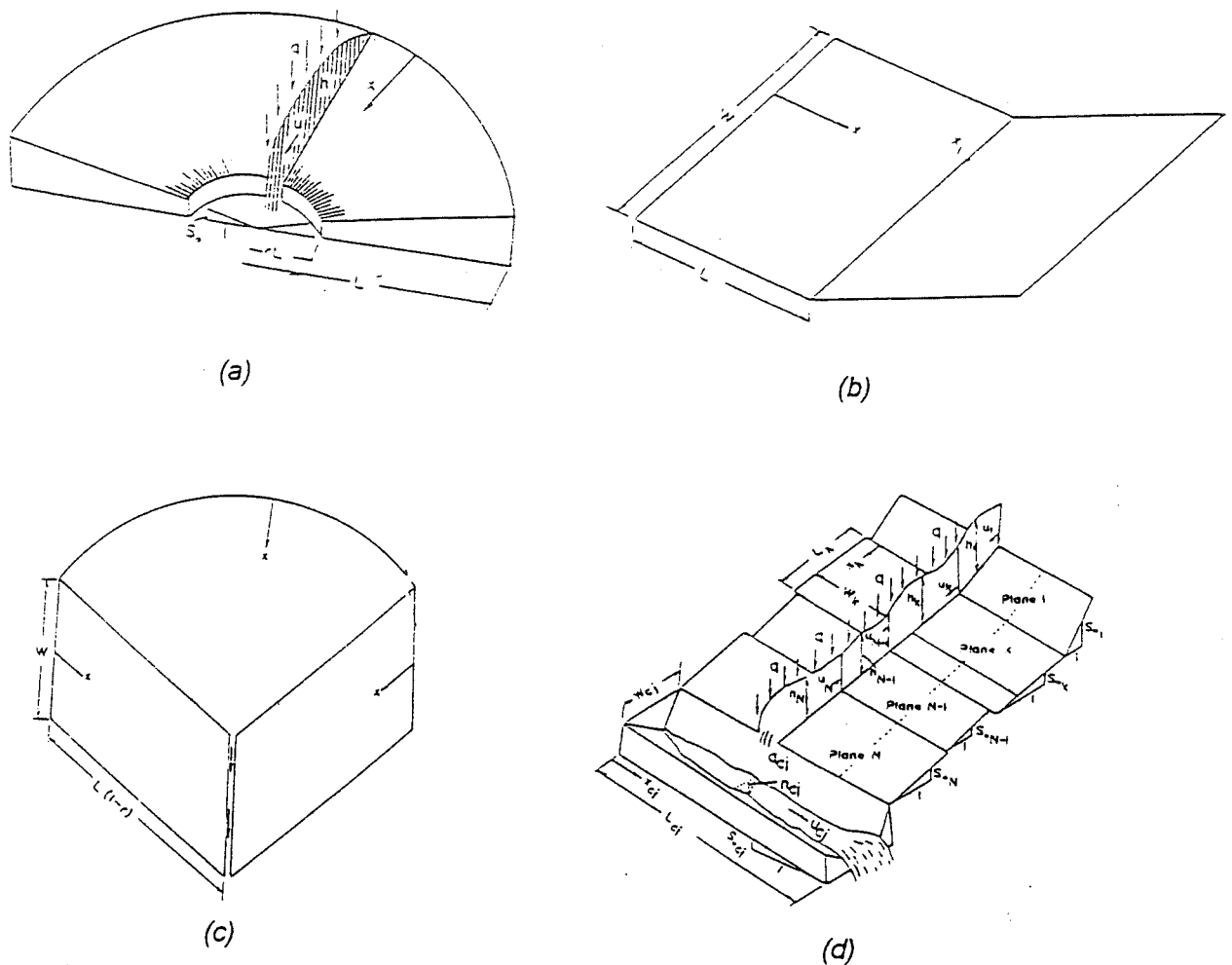


Figure 2-11: Principales représentations géométriques du bassin versant utilisées dans la modélisation pluie-débit par couplage entre écoulements sur versant et transfert dans le réseau hydrographique.

(a): le modèle de section de cône convergent;

(b): le modèle de Wooding

(c) le modèle composé;

(d): le modèle de cascade de N plans se déversant dans la $j^{\text{ème}}$ section du réseau.

D'après Sherman and Singh (1976).

Les simplifications géométriques, rendues obligatoires par la simulation numérique de la transformation pluie-débit ont des conséquences sur les résultats de la modélisation, quel que soit le processus de formation des crues proposé, tant à l'échelle du versant qu'à l'échelle globale du bassin. Laroche (1994) a, par exemple, étudié l'influence du pas du modèle numérique de

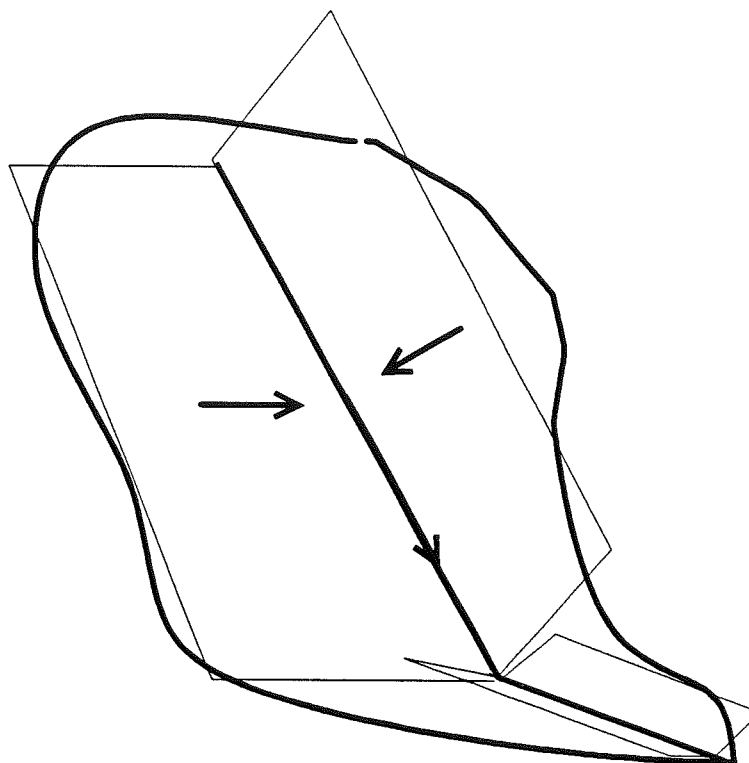
terrain sur l'optimisation des paramètres par Topmodel sur le bassin des Maurets et a montré que la valeur ajustée d'un des paramètres, la conductivité hydraulique à saturation, dépend fortement de ce pas d'espace. Auparavant, Lane et Woolhiser (1977) ont présenté des résultats similaires à propos d'un modèle d'écoulement de surface divisant les écoulements en écoulements sur versant puis transfert dans le réseau hydrographique. Les versants y sont représentés par une succession de plans (modèle en cascade, figure 2-11d). Ces auteurs introduisent un paramètre représentatif de l'écart entre la représentation schématique du bassin et sa géométrie réelle. Ils montrent que les valeurs optimisées, afin de reproduire au mieux les hydrogrammes du bassin, du coefficient de Chézy définissant la rugosité des versants, dépendent de ce paramètre. Pourtant, une description plus détaillée des bassins n'offre pas toujours la garantie d'une meilleure modélisation des épisodes de crue. En effet, en supposant un processus de ruissellement généralisé, Loague (1992) compare les performances d'un modèle numérique, obtenues en prenant en compte deux représentations géométriques des versants. La première découpe le bassin en 22 plans rectangulaires alors que la seconde prend en compte 145 mailles carrées. Sur 39 événements, Loague montre que les performances du modèle ne sont guère améliorées par la discrétisation plus fine du bassin. D'autre part, le choix de la représentation géométrique du bassin conditionne en partie le choix des méthodes de résolutions numériques effectué lors du développement des modèles pluie-débit (Singh, 1975).

Pour notre part, compte tenu des études antérieures faites sur différents bassins, nous avons choisi de schématiser le bassin de la façon suivante (figure 2-12):

- Les versants sont représentés par des plans rectangulaires, perpendiculaires au réseau hydrographique. Leur nombre est variable. Nous définirons exactement la géométrie des versants lors de la présentation des modèles de bassin.
- Les écoulements des versants se déversent dans le réseau hydrographique dont les caractéristiques géométriques seront définies au chapitre V.

Cette schématisation un peu grossière du bassin s'explique de la manière suivante: les questions que nous nous posons concernent les types d'écoulements prépondérants sur les versants et le rôle du réseau hydrographique sur le transfert. Par comparaison à cela, le degré de schématisation du bassin apparaît comme secondaire. C'est du moins l'hypothèse que nous avons faite.

Figure 2-12:
Représentation
schématique du bassin.



2-2-1-2: Hypothèses relatives à l'écoulement

Compte tenu de la représentation schématique des versants retenue, à savoir des plans, le ruissellement de surface est modélisé par l'écoulement de l'eau en lame mince sur un plan. Cette représentation schématique néglige le caractère bidimensionnel des écoulements dû par exemple à la présence de rigoles d'écoulement ou de micro-dépressions que l'eau doit remplir avant de s'écouler à nouveau. En outre, les caractéristiques physiques de ce plan sont supposées constantes.

Les équations physiques du mouvement sont fondées sur les hypothèses énoncées par Barré de Saint-Venant en 1871:

- ①- l'écoulement est unidimensionnel: la vitesse est uniforme dans la section mouillée et la pente transversale de la surface libre est nulle;
- ②- la pente longitudinale du plan est faible;
- ③- la courbure des lignes de courant est suffisamment faible pour pouvoir négliger les accélérations verticales et transversales. Par conséquent la répartition des pressions sur la verticale est hydrostatique;

④- les effets de frottement sur les parois et ceux de la turbulence peuvent être représentés par des formules de résistance du même type que celles utilisées pour un écoulement permanent;

⑤- l'eau est incompressible.

En plus des cinq hypothèses énoncées par Barré de Saint Venant, dans ce cas précis, nous supposons que:

⑥- le plan est très large par rapport à la hauteur d'eau;

⑦- les ondes cinématiques dominant la propagation de l'eau: on néglige les accélérations locale et convective ainsi que la différence entre la pente de la surface libre et celle du fond. Cette approximation est appelée "l'approximation de l'onde cinématique". Cette hypothèse est cohérente avec celle des pentes faibles.

Les six premières hypothèses sont classiques et ne méritent pas qu'on s'y attarde. Par contre l'hypothèse ⑦ nécessite quelques commentaires. Depuis son introduction par Lighthill *et al.* en 1955, l'approximation de l'onde cinématique a été très souvent utilisée pour simuler les écoulements de surface que ce soit en rivière ou sur les versants. De plus, en ce qui concerne les écoulements de surface sur versant, cette hypothèse a été retenue, que le processus de formation des crues étudié soit le ruissellement généralisé ou l'apparition et l'extension des zones saturées contributives. Tous les auteurs qui l'ont utilisée (Henderson *et al.*, 1964; Wooding, 1965a et b; Foster *et al.*, 1968; Woolhiser, 1969; Smith *et al.*, 1971; Singh, 1975; Ross *et al.*, 1979; Loague, 1990; Luce *et al.*, 1992) montrent que l'approximation de l'onde cinématique donne en général de bons résultats pour la modélisation du ruissellement de surface.

Toutefois, parallèlement à l'élaboration des modèles, la validité de cette approximation a été étudiée et plusieurs critères ont été proposés afin d'en définir le domaine d'utilisation. Wooding (1965a) montre que l'approximation de l'onde cinématique est valable si le nombre de Froude caractérisant les écoulements est inférieur à 1.5. Woolhiser et Liggett (1967) étendent cette étude en introduisant un nouveau paramètre k défini par la relation:

$$k = \frac{S_0 \cdot L_0}{Fo^2 \cdot H_0} \quad 1$$

dont la valeur doit être supérieure à 10 pour que l'approximation de l'onde cinématique soit valable. Ils ajoutent que dans la plupart des cas concernant des écoulements sur plans rugueux, les deux critères sont vérifiés. Enfin Daluz-Vieira (1982) restreint le domaine de validité proposé

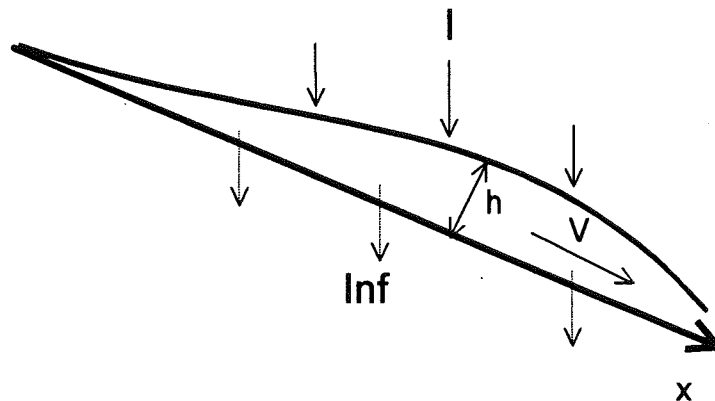
1: où L_0 est la longueur du versant, S_0 sa pente, H_0 la hauteur normale en $x=L_0$ et Fo le nombre de Froude.

par Woolhiser et Liggett en montrant que l'approximation cinématique est valable si le paramètre k est supérieur à 50, quelque soit le nombre de Froude et que pour des valeurs de k comprises entre 5 et 50, l'utilisation de l'approximation cinématique dépend de la valeur du nombre de Froude. Pour des valeurs de k inférieures à 5, l'utilisation des équations complètes de Barré de Saint Venant est fortement recommandée. Cette étude précise que pour des versants naturels, la valeur de k est très largement supérieure à 50 et que l'hypothèse de propagation régie par les ondes cinématiques peut être utilisée. Dans ce cas, l'écart entre les hydrogrammes obtenus par résolution des équations complètes de Saint-Venant ou des équations de l'onde cinématique est négligeable.

Les essais de simulation de pluie que nous avons effectués permettent d'obtenir un ordre de grandeur du nombre de Froude et du paramètre adimensionnel k introduit. L'approximation de l'onde cinématique semble valable pour ces essais puisque le nombre de Froude y est compris entre 0.004 et 0.1 et k entre $2 \cdot 10^5$ et $2.5 \cdot 10^6$.

2-2-2: Les équations et leur traitement

2-2-2-1: Les équations du mouvement



$x=0$: extrémité supérieure du versant

$x=L_0$: extrémité inférieure du versant, exutoire du versant

Compte tenu des hypothèses énoncées, les équations du mouvement sont les suivantes:

- équation de continuité:

Elle décrit la conservation de la masse de la lame d'eau sur une longueur dx pendant un temps dt :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = I - Inf$$

(2-1)

où Q est le débit par unité de largeur,
 h la hauteur d'eau,
 I l'intensité de pluie, nous supposons que I ne dépend pas de l'abscisse mais peut dépendre du temps: $I(t)$,
 Inf l'intensité des pertes par infiltration
 et x et t l'abscisse et le temps respectivement.

Les essais de simulation de pluie sur le versant des Maurets nous ont permis de définir une loi telle que le flux d'infiltration soit proportionnel à la hauteur d'eau (§2-1-4):

$$Inf = \frac{h}{a}$$

L'équation (2-1) s'écrit donc

$$\boxed{\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{h}{a} = I} \quad (2-1bis)$$

où le paramètre a est celui introduit par l'équation d'infiltration.

- équation dynamique:

Elle décrit la conservation de la quantité de mouvement. Compte tenu de l'approximation de l'onde cinématique, on montre qu'elle se réduit à une égalité de la forme

$$\boxed{Q = C \cdot h^m} \quad (2-2)$$

où C et m sont des constantes.

Les valeurs de C et m dépendent du type d'écoulement sur le plan schématisant le versant:

- si on admet une loi de Manning-Strickler, alors $C = K_{Stri} \cdot S^{0.5}$ et $m = \frac{5}{3}$, avec K_{Stri} le coefficient de Strickler et S la pente du plan;
- pour une loi laminaire et un écoulement de Poiseuille, il faudrait prendre $m=3$ et une valeur de C égale à $g.S/3.v$, avec g l'accélération de pesanteur et v la viscosité cinématique de l'eau.
- en réalité, comme nous l'avons vu précédemment, les écoulements de surface sur le versant ne suivent pas ces deux types de lois. Les valeurs de C et m sont reliées aux

valeurs de A_h et α introduits au paragraphe 2-1-5 ($h = A_h \cdot q^\alpha$) par les expressions suivantes:

$$\begin{cases} m = \frac{1}{\alpha} \\ C = \left(\frac{1}{A_h}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \end{cases}$$

Compte tenu de ces remarques, nous utiliserons aussi par la suite l'appellation "loi de rugosité" pour évoquer l'équation (2-2).

Les inconnues du système formé par les équations 2-1bis et 2-2 sont le débit et la hauteur d'eau en toute position x et à tout instant t . Les paramètres susceptibles de modifier les solutions de ce système sont les valeurs de l , a , C et m .

2-2-2-2: Expression des équations du transport dans l'espace des caractéristiques (x,t)

Nous développons ici les manipulations classiques des équations du mouvement qui permettent de les exprimer dans l'espace des caractéristiques (x,t). Puis nous les intégrons afin d'obtenir une solution.

Si l'on dérive l'équation 2-2 par rapport à x , on obtient $\frac{\partial Q}{\partial x}$ en fonction de h :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = C \cdot m \cdot h^{m-1} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-3)$$

En l'introduisant dans l'équation 2-1bis, celle-ci peut s'écrire de la façon suivante, en fonction de la seule inconnue h :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = l - \frac{h}{a} - C \cdot m \cdot h^{m-1} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-4)$$

Or la différentielle totale de $h(x,t)$ s'écrit:

$$dh = \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt + \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx \quad (2-5)$$

et donc la combinaison des équations 2-5 et 2-4 donne:

$$\frac{dh}{dt} = l - \frac{h}{a} + \left(\frac{dx}{dt} - C \cdot m \cdot h^{m-1}\right) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-6)$$

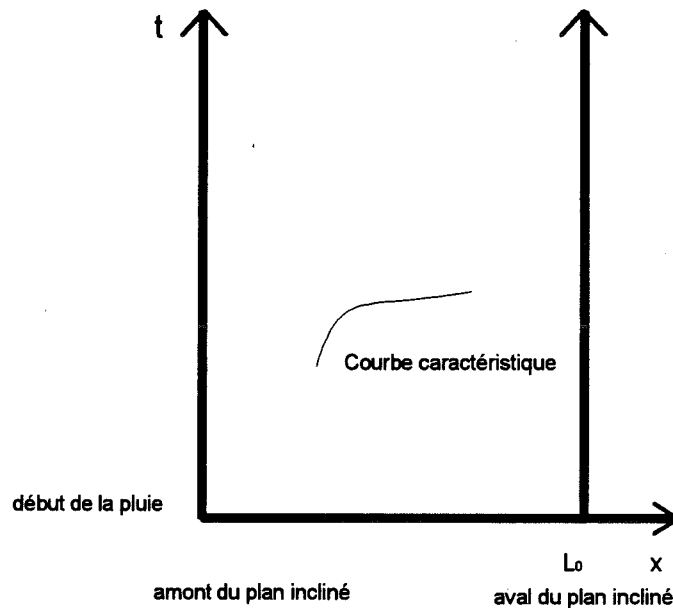
Soit:

Sur le chemin régi par l'équation $\frac{dx}{dt} = C \cdot m \cdot h^{m-1}$ (2-7),

la hauteur d'eau vérifie l'équation différentielle $\frac{dh}{dt} + \frac{h}{a} = I$ (2-8)

Considérons l'espace E à deux dimensions ayant pour axes en abscisses x et en ordonnées t, x est la position sur le plan incliné représentant le versant. Soit le référentiel défini de la façon suivante: x=0 correspond à l'amont du plan incliné, x=Lo correspond à l'aval du plan incliné, t=0 correspond à l'instant où la pluie commence (figure 2-13).

Figure 2-13: Définition du plan caractéristique dans lequel on résoud les équations du mouvement.



Nous cherchons une solution à notre problème dans le quart supérieur droit de cet espace, i.e. nous cherchons à connaître la hauteur d'eau et le débit pour tout x et tout t supérieurs à zéro. En fait la longueur du plan incliné représentant le versant est finie et nous cherchons une solution pour x compris entre 0 et Lo. L'équation 2-7 de notre système lie entre eux x et t, il s'agit donc d'une trajectoire dans l'espace E. Cette trajectoire est appelée une courbe caractéristique. L'équation 2-8 est alors une équation différentielle de la hauteur d'eau h valable seulement sur le domaine particulier qu'est la courbe caractéristique.

Dès lors qu'on saura résoudre le système formé par les équations 2-7 et 2-8, alors le débit sera obtenu grâce à l'équation 2-2.

Dans un intervalle de temps sur lequel l'intensité de pluie I est constante, l'intégration de ces deux équations sur une courbe caractéristique, c'est à dire une trajectoire, dont les bornes sont (x, τ, h_0) et (x, t, h) est assez facile puisqu'on peut intégrer l'équation 2-8 en séparant les variables et qu'à partir de cette résolution, l'équation 2-7 s'intègre aisément. On obtient alors le système d'équations suivant:

$$x - \chi - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^t \left[l \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right) + h_0 \cdot e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt' = 0 \quad (S2)$$

$$h - l \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right) - h_0 \cdot e^{-\frac{t-\tau}{a}} = 0$$

Le problème semble ainsi résolu puisque la deuxième équation du système S2 donne une expression simple de la hauteur h au point (x,t) . Il s'agit d'un système découplé qui lie par la première équation les variables $[(x,t), (\chi,\tau), h_0]$; la seconde équation lie t, h, τ, h_0 . Toutefois, en règle générale, on ne connaît pas la position exacte des courbes caractéristiques dans le plan (x,t) . Si l'on se place en un point (x,t) choisi, les inconnues du système sont donc au nombre de quatre (χ, τ, h_0 et h) alors que seulement deux équations sont pour l'instant disponibles. Les conditions initiales et aux limites vont permettre d'assurer la fermeture du problème.

2-2-2-3: Les conditions initiales et aux limites

Conditions aux limites:

Dans le cas de l'onde cinématique, les courbes caractéristiques ont toutes une pente positive. Par conséquent seule la condition à la limite amont est nécessaire.

Nous supposons que la hauteur d'eau reste nulle à l'amont, soit:

$$h(0,t) = 0 \text{ quelque soit } t.$$

Cette condition à la limite amont implique que l'eau ne s'accumule pas en haut du versant: elle peut toujours s'écouler.

Notons que toute autre condition amont du type $h(0,t) = f(t)$, avec f fonction quelconque, est possible et ne change pas le raisonnement général. Cependant dans l'hypothèse de l'onde cinématique, il a été montré qu'il y a existence de "chocs", c'est à dire qu'il peut exister deux courbes caractéristiques en un point (x,t) , si l'on étudie le modèle de la cascade hydraulique présenté figure 2-11-d (Kibler et Woolhiser, 1972; Croley et Hunt, 1980). Dans ce cas, la condition amont pour le plan situé en haut est $h(0,t) = 0$. Pour les autres plans la condition amont est le résultat de la propagation de l'eau sur le plan précédent. Notre schématisation du bassin considère un seul plan sur lequel l'eau s'écoule et qui se déverse dans la rivière; dans ce cadre, il a été démontré qu'il n'y a pas de choc. Cela signifie que les courbes caractéristiques ne se rencontrent jamais, qu'elles aient le même axe d'origine ou un axe différent: il ne passe qu'une seule courbe caractéristique par un point donné (x,t) .

Conditions initiales:

On suppose qu'il n'y a pas d'eau sur le versant avant le début de la pluie. On a ainsi:

$$h(x,0) = 0 \text{ quelque soit } x.$$

2-2-2-4: Méthode de résolution des équations du mouvement dans l'espace des caractéristiques

Compte tenu du problème à résoudre, à savoir la connaissance des hydrogrammes de crue en bas des versants, et ceci dans un double objectif - l'étude des propriétés de ces hydrogrammes de versant puis le couplage du modèle de versant avec un modèle de transfert dans le réseau hydrographique en vue de modéliser le comportement du bassin entier - nous avons choisi de résoudre les équations du mouvement à tout instant mais seulement à l'aval du versant: si la longueur totale du versant est noté L_0 , on ne résoudra les équations qu'en (L_0, t) , quel que soit l'instant t . L'expression des équations dans l'espace des caractéristiques présente l'avantage d'offrir cette possibilité alors qu'une discrétisation des équations du mouvement par différences finies ou éléments finis implique la résolution des équations en chaque point de l'espace discrétisé (x, t) , ce qui ne représente pas d'intérêt pour notre étude.

Soit une séquence pluvieuse définie de la façon suivante:

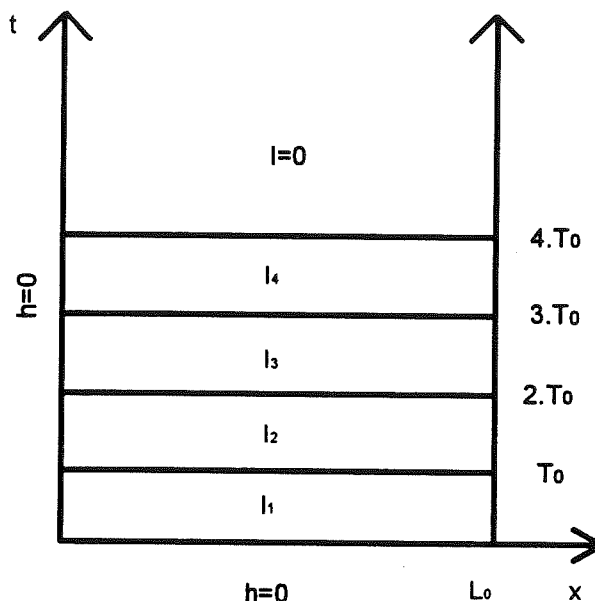
$$l = l_j \quad \text{si } (j-1) \cdot T_0 \leq t \leq j \cdot T_0 \quad (j = 1, 2, \dots, N)$$
$$l = 0 \quad \text{si } t \geq N \cdot T_0$$

où l_j est une constante, quelque soit l'indice j .

Cette séquence correspond à une chronique de pluie définie au pas de temps T_0 , dont la durée totale est $N \cdot T_0$.

L'échelle des temps peut alors être découpée en $N+1$ intervalles sur lesquels l'intensité est constante (figure 2-14).

Figure 2-14:
 Représentation de la
 variabilité temporelle
 de la pluie dans
 l'espace des
 caractéristiques dans
 le cas $N=4$.



Principe de résolution:

On va chercher à déterminer la hauteur d'eau à l'aval du versant en fonction du temps. Pour t compris entre 0 et T_0 , l'intensité de pluie est constante sur le site et on cherche la courbe caractéristique passant par (L_0, t) : compte tenu du problème à résoudre, et en particulier des conditions aux limites retenues, on sait que cette courbe est unique. D'après le graphe 2-14, on voit que cette caractéristique peut venir ou bien de l'axe des abscisses $(x, 0)$ ou bien de l'axe des ordonnées $(0, \tau)$. Or en ces deux points, la hauteur d'eau h_0 est connue puisqu'il s'agit des conditions initiales ou aux limites respectivement. On va donc chercher un couple de la forme $(x, 0)$ ou $(0, \tau)$ qui permet d'annuler le premier terme de l'équation 1 du système S2. La théorie nous garantit qu'il n'en existe qu'un seul vérifiant cette équation. Mais alors, ce couple étant connu, la hauteur d'eau au point considéré peut être calculée grâce à la seconde équation du système S2, puis le débit par l'intermédiaire de l'équation 2-2 de conservation de la quantité de mouvement.

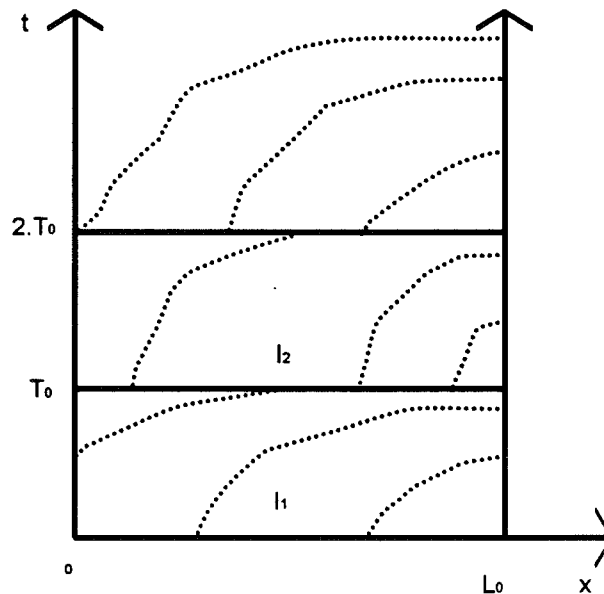
Si l'on considère un instant t compris entre T_0 et $2.T_0$, l'intensité de pluie est constante sur l'intervalle $[T_0, 2.T_0]$, mais est a priori différente de celle qu'il y avait sur l'intervalle $[0, T_0]$. Les équations du système S2 sont donc uniquement valables sur cet intervalle de temps. On va donc chercher la courbe caractéristique passant par (L_0, t) et venant ou bien de l'axe des ordonnées $(0, \tau)$, avec τ supérieur à T_0 , ou bien de l'axe des abscisses qui pour cet intervalle de temps considéré est (x, T_0) . Or nous ne connaissons pas les propriétés de l'écoulement pour $t=T_0$ et quelque soit x . Il nous est donc nécessaire de déterminer la hauteur d'eau en toute abscisse x pour $t=T_0$. On procède pour cela de la même façon que pour un point situé à l'aval du versant et pour t inférieur à T_0 : on cherche la courbe caractéristique passant par le point (x, T_0) et qui vient de l'axe des abscisses ou de l'axe des ordonnées, par vérification de la première équation du système S2.

On voit bien que cette démarche est itérative et peut être renouvelée pour les intervalles de temps $[j.T_0, (j+1).T_0]$, quelque soit j inférieur à N . Pour chacun de ces intervalles, on calculera la hauteur d'eau à l'aval du versant c'est à dire en (L_0, t) , quelque soit t de l'intervalle ainsi que la hauteur d'eau en (x, T_0) , quelque soit x inférieur à L_0 , ce dernier calcul permettant de définir les conditions "initiales" pour l'intervalle $[(j+1).T_0, (j+2).T_0]$.

Cette technique permet donc de balayer tout l'espace des caractéristiques et de déterminer l'hydrogramme obtenu en bas du versant. Pour les pas de temps supérieurs à $N.T_0$, on calcule de la même façon les hauteurs et débits à l'aval du versant, sachant que l'intensité I est nulle. Dans ce cas, notons que les courbes caractéristiques ne peuvent provenir que de l'axe $(x, N.T_0)$

Les méthodes numériques mises en jeu par cette résolution sont simples puisqu'elles doivent simplement permettre de déterminer le zéro d'une fonction. Pour notre part, nous avons utilisé une méthode de recherche par dichotomie qui permet de bien évaluer le zéro d'une fonction. D'autre part, cette technique de résolution permet de suivre la mécanique des écoulements. On peut avoir en effet accès aux courbes caractéristiques des écoulements. Les erreurs de programmation peuvent être ainsi plus facilement résolues puisque le sens physique de l'utilisateur est mis à contribution.

Figure 2-15: Calcul des courbes caractéristiques: leur pente dépend de l'intensité de pluie, de l'infiltration et des caractéristiques de rugosité du versant. (les pointillés représentent des courbes caractéristiques)



Les développements de la résolution numérique des équations du mouvement de l'eau par la méthode des caractéristiques sont présentés en annexe III. Ils permettent des simplifications importantes de façon à diminuer le temps de calcul des hydrogrammes de versant. En effet, on montre que pour chaque intervalle de temps $(j.T_0, (j+1).T_0)$, on peut calculer les paramètres suivants:

- ❶: la valeur de l'abscisse x_j définie par la relation récurrente suivante:

$$\begin{cases} x_0 = 0 \\ x_j = x_{j-1} + C \cdot m \cdot \int_{(j-1) \cdot T_0}^{j \cdot T_0} \left[l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt \end{cases}$$

x_j correspond à l'abscisse sur le versant à partir de laquelle la hauteur d'eau sur le versant est constante, égale à h_j .

②: la valeur de la hauteur h_j définie par:

$$\begin{cases} h_0 = 0 \\ h_j = l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{T_0}{a}} \end{cases}$$

③: la valeur de l'instant t_j qui vérifie l'équation suivante:

$$L_0 - x_{j-1} - C \cdot m \cdot \int_{(j-1) \cdot T_0}^{t_j} \left[l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

t_j correspond à l'instant pour lequel la courbe caractéristique provenant du point $(x_j, (j-1) \cdot T_0)$ atteint le bas du versant ie $x=L_0$.

Mais alors des solutions simples, parce que analytiques, existent dans les cas suivants:

$$\begin{cases} \text{si } t_j \geq j \cdot T_0 \text{ alors} \\ \left\{ \begin{array}{l} h(L_0, t) = l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \quad \forall t \in [(j-1) \cdot T_0, j \cdot T_0] \\ x_j < L_0 \\ h(x, j \cdot T_0) = h_j \quad \forall x \geq x_j \\ \text{calculs complets,} \\ \text{i.e. tests sur l'origine des courbes caractéristiques pour } t = j \cdot T_0, \forall x < x_j \end{array} \right. \\ \text{si } t_j < j \cdot T_0 \text{ alors} \\ \left\{ \begin{array}{l} h(L_0, t) = l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \quad \forall t \in [(j-1) \cdot T_0, t_j] \\ \text{calculs complets pour } x = L_0, \forall t > t_j \\ \text{calculs complets pour } t = j \cdot T_0, \forall x < L_0 \end{array} \right. \end{cases}$$

Notons que pour le dernier intervalle de temps, il faut prendre $l_j=0$ et pour ce cas, on ne calcule que la solution en bas du versant ($x=L_0$).

Conclusion:

Des solutions numériques simples ont été développées afin de résoudre les équations du mouvement dans le cas d'un processus de formation des crues par ruissellement généralisé sur le versant, compte tenu d'une loi d'infiltration qui définit un flux d'infiltration proportionnel à la hauteur d'eau sur le versant. Une telle résolution programmée sur station de travail, permet ainsi d'obtenir l'hydrogramme des versants dans le cas de ruissellement généralisé sur l'ensemble de la surface perméable.

2-2-2-5: Sensibilité de la méthode

Le calcul de la hauteur d'eau est exact dans les deux cas suivants:

- en (L_0, t) quelque soit $t < t_j$;
- en (x, j, T_0) quelque soit $x > x_j$.

Pour les autres cas, la bonne estimation de la hauteur d'eau à l'aval du site dépend de deux facteurs:

- ❶: Si la caractéristique vient de l'axe des ordonnées, seule la valeur estimée de τ , origine de la courbe caractéristique, intervient. Or la précision sur τ dépend de la qualité de la recherche de zéro. En calcul numérique, le zéro d'une fonction est supposé atteint lorsque la valeur de cette fonction est inférieure en valeur absolue à un seuil donné; τ sera donc d'autant plus proche de la valeur vraie que ce seuil est faible.
- ❷: Si la caractéristique vient de l'axe des abscisses, les valeurs estimées de χ et h_0 interviennent, sauf dans le cas du premier intervalle de temps où h_0 est nul. Ces valeurs dépendent également du seuil d'atteinte du zéro de la fonction à annuler mais aussi du pas d'espace avec lequel on fait les calculs de hauteur pour tout x au pas de temps $j.T_0$. Afin de réduire l'effet de ce pas d'espace, nous interpolons de façon linéaire les valeurs de h_0 en tout x , afin de disposer d'un profil continu et non discrétisé de la lame d'eau sur le versant.

2-2-3: Analyse de sensibilité des hydrogrammes de versant

L'analyse de sensibilité des hydrogrammes de versant que nous avons effectuée a pour objectif principal d'appréhender les facteurs qui influencent la forme des fonctions de transfert qu'on obtiendrait au bas d'un versant en cas de ruissellement généralisé. Dans ces conditions, nous avons appliqué au versant une pluie simple, dont le hyétogramme est constitué d'une intensité constante pendant un intervalle de temps, puis d'une intensité nulle. On peut espérer que ce type d'analyse de sensibilité nous permettra de définir les paramètres essentiels jouant sur les hydrogrammes. Ainsi, nous avons étudié la sensibilité des hydrogrammes calculés au bas d'un versant aux différents paramètres du modèle. Ces paramètres sont:

- 1-: la longueur du versant,
 - 2-: la loi de rugosité des versants,
 - 3-: le paramètre d'infiltration,
- et
- 4-: l'intensité de pluie.

Nous avons fait varier chacun de ces paramètres indépendamment les uns des autres, à partir d'une simulation de base définie par les valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} L_0 = 500m; \\ C = 4 \cdot 10^{-4}; m = 0.59 \text{ pour la loi de rugosité}; \\ l = 30mm / h \text{ pendant } 30 \text{ minutes}; \\ a = 3600s. \end{array} \right.$$

Ces valeurs de base ont été retenues pour les raisons suivantes:

①: la longueur des versants doit représenter celle des versants du bassin étudié puisque ces derniers sont supposés produire sur toute leur longueur un ruissellement de surface. Pour le bassin des Maurets, les versants ont des longueurs comprises entre 50 et 1000m. Nous avons donc étudié la sensibilité des hydrogrammes à la longueur des versants autour de 500m.

②: les paramètres de la loi de rugosité choisis sont ceux obtenus à partir du graphe d'évolution de la hauteur d'eau en fonction du débit en considérant les quatre parcelles du versant des Maurets soumises à une pluie simulée. Nous avons aussi étudié les hydrogrammes obtenus si l'on applique deux autres lois de rugosité des versants: la première est une loi qui impose un écoulement laminaire de type Poiseuille ($m=3$), pour laquelle la valeur de la constante C a été ajustée à partir des mesures expérimentales effectuées sur le versant des Maurets ($C=138$);

la seconde loi impose un écoulement turbulent de type Manning ($m=5/3$). De la même façon, le paramètre C a été ajusté à partir des mesures de terrain ($C=0.14$).

③: la valeur de a retenue est plus forte que celles obtenues à partir des essais de simulation de pluie. Il faut en effet se souvenir que les valeurs de a calculées à partir des essais de simulation de pluie sont sous-estimées par rapport aux valeurs réelles. D'autre part nos calculs d'hydrogrammes ont montré que les valeurs expérimentales très faibles provoquent une infiltration très importante, et donc des débits quasi-nuls en bas des versants.

Il est clair que si les paramètres du modèle varient, les volumes d'eau mis en jeu varient aussi. Ainsi, par exemple, si la longueur du versant augmente, toute chose égale par ailleurs, le volume entrant augmente, la somme des volumes infiltrés augmentera sans doute aussi et le volume ruisselé variera également. Nous avons donc choisi de comparer de deux façons les hydrogrammes calculés en bas du versant. Dans un premier temps, nous ramenons les hydrogrammes à un volume d'eau apporté (somme des pluies sur le versant) constant. Il s'agit par là d'appréhender la **fonction de production du versant**, puisqu'à volume égal, nous allons pouvoir déterminer si un versant défini par tel jeu de paramètres restitue plus d'eau qu'un autre versant. Dans un second temps, nous étudierons les hydrogrammes de versant ramenés à un volume sortant constant. Cette étude nous permettra d'étudier la **sensibilité des fonctions de transfert du versant** aux différents paramètres du modèle.

2-2-3-1: Analyse de sensibilité des hydrogrammes ramenés à un volume entrant constant (la fonction de production) aux paramètres du modèle

La figure 2-16 présente l'évolution des hydrogrammes de versant en cas de ruissellement généralisé en fonction de différentes valeurs des paramètres du modèle que nous avons développé.

On constate que la production relative d'un versant de 50 mètres de long est plus forte comparativement à celle d'un versant de 1000 mètres de longueur (figure 2-16a). Cela est sans doute le fait de deux facteurs dont les effets s'additionnent:

- 1- les écoulements ont des hauteurs d'autant plus importantes que les versants sont longs et donc l'infiltration y est d'autant plus forte;
- 2- la somme des volumes d'eau infiltrée est moins importante sur un versant plus court.

La loi de rugosité du versant joue un rôle important au niveau de la production (figure 2-16b). En effet, une loi de Poiseuille produit des hydrogrammes en proportions plus importantes que si les autres lois hydrauliques s'appliquent. Cela est sans doute dû au fait que la loi de Poiseuille provoque des écoulements sur versant plus rapides et donc des hauteurs d'eau plus faibles. Ainsi, la somme des volumes d'eau infiltrée y est moins importante. La loi que nous avons ajustée librement à partir des mesures de terrain est à l'origine de vitesses très faibles et donc de hauteurs d'eau sur le versant assez fortes, ce qui provoque une quantité d'eau infiltrée, donc perdue en terme de contribution à l'écoulement, relativement importante.

La hiérarchie des hydrogrammes de versant obtenus avec différentes valeurs du paramètre d'infiltration est logique (figure 2-16c). Rappelons que si la valeur de a est faible alors l'infiltration est importante. Ainsi, pour des valeurs de a faibles, les hydrogrammes ramenés au volume apporté sont moins importants que pour des valeurs de a plus fortes.

Enfin, on constate que les fortes intensités produisent des débits en proportion du volume entrant plus faibles (figure 2-16d). Cela est sans doute dû au fait que les fortes intensités créent des hauteurs d'eau plus importantes sur le versant et donc une infiltration plus forte. On note toutefois que la sensibilité de cet hydrogramme de versant à l'intensité de pluie est faible dès que cette dernière atteint des valeurs importantes.

Ainsi, les résultats que nous obtenons en terme de production des versants s'expliquent assez facilement compte tenu de la loi d'infiltration que nous avons imposée pour ce modèle de ruissellement généralisé sur les versants.

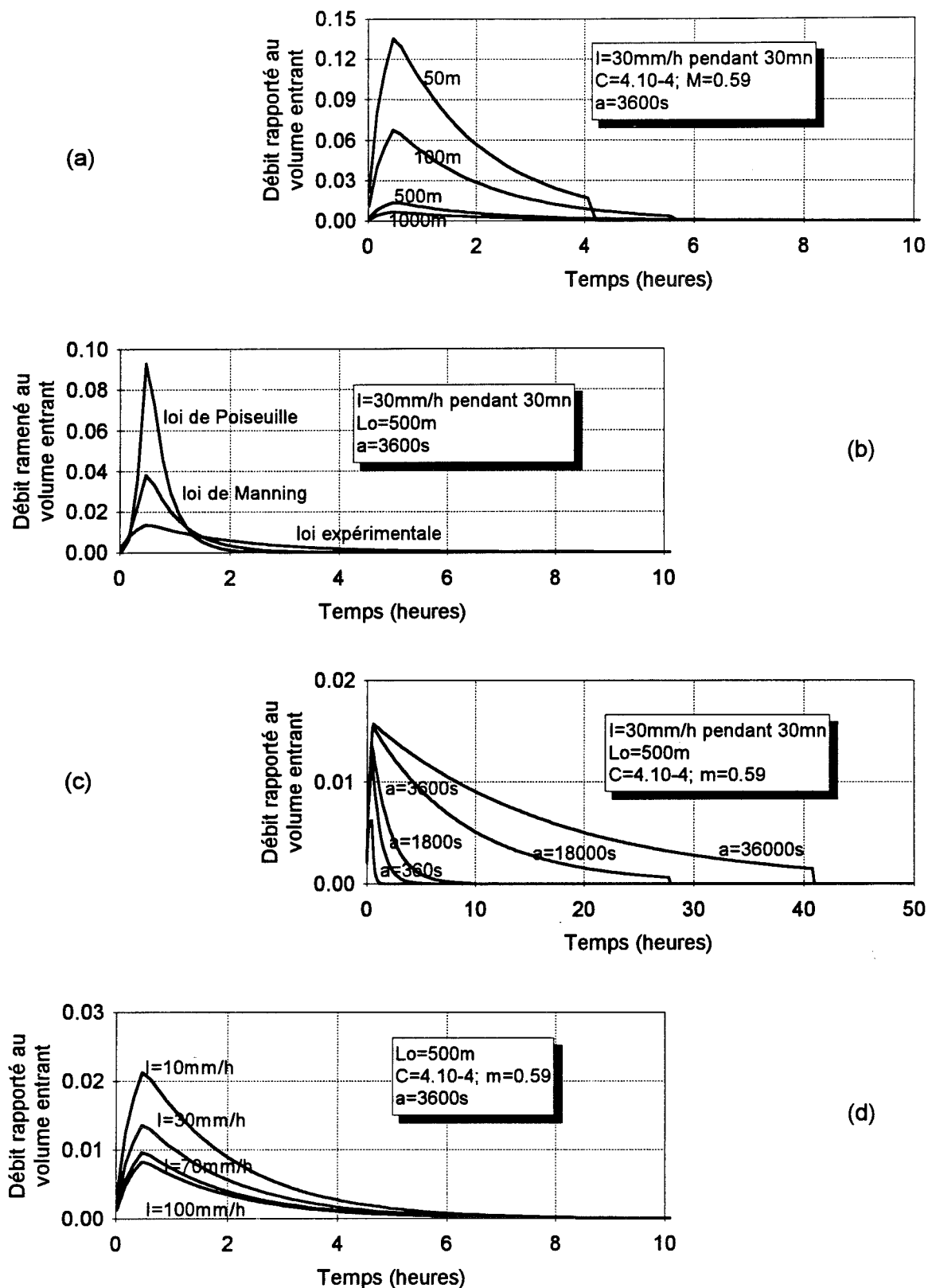


Figure 2-16: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume entrant en fonction de:
 (a): la longueur du versant; (b): la loi de rugosité du versant;
 (c): le paramètre d'infiltration; (d): l'intensité de pluie.
 (Les ordonnées sont exprimées en h^{-1}).

2-2-3-2: Analyse de sensibilité des hydrogrammes ramenés à un volume sortant constant (la fonction de transfert) aux paramètres du modèle

La figure 2-17 présente l'évolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant en fonction des différents paramètres du modèle.

On peut découper l'hydrogramme en deux phases distinctes:

- le débit augmente pendant la première phase. Cette phase correspond dans tous les cas étudiés, au moment où l'intensité de pluie n'est pas nulle. Le pic de l'hydrogramme est toujours atteint à l'arrêt de la pluie.
- la seconde phase concerne la récession des débits: cette récession est plus ou moins violente selon les cas. Cette phase de récession dure en général moins de 10 heures pour une pluie de 30 minutes. Pour des longueurs de versant faibles (50 et 100 mètres), la phase de récession peut être divisée en deux parties, avec tout d'abord une récession classique suivie d'une récession très brutale.

La longueur des versants ne joue pas un rôle très important sur le transfert (figure 2-17a): le pic de crue est atteint à la fin de la pluie et l'importance de ce pic est sensiblement la même quelque soit la longueur de versant mise en jeu. De même les récessions sont semblables sauf pour les versants de longueur petite où les écoulements s'arrêtent plus tôt.

De même, l'intensité de la pluie qui tombe sur le versant n'a aucun rôle sur le transfert (figure 2-17d). Cela est rassurant et permet de valider la méthode de l'Hydrogramme Unitaire dans le cas de ruissellement généralisé si les zones du bassin qui contribuent sont toujours les mêmes.

Les deux paramètres qui jouent principalement sur le transfert sont la loi de rugosité des versants et le paramètre d'infiltration. En ce qui concerne la loi de rugosité des versants (figure 2-17b), une loi de Poiseuille provoque un écoulement plus rapide avec des débits de pointe plus importants. Une telle loi permet d'obtenir une récession très rapide, avec laquelle les écoulements sont terminés deux heures après le début de la crue pour une pluie durant 30 minutes. La loi expérimentale ajustée à partir des mesures sur le terrain provoque au contraire une récession très lente, avec un débit de pointe plus faible et une récession moins rapide, provoquant des écoulements jusqu'à 4 à 5 heures après une pluie de durée 30 minutes. La loi de rugosité de Manning donne des résultats intermédiaires.

L'augmentation du paramètre a , c'est à dire une diminution de l'infiltrabilité du sol, provoque un ralentissement des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant (figure 2-17c). Lorsque a vaut 360 secondes (forte infiltrabilité), la fonction de transfert est très courte avec une pointe de débit importante et une récession qui dure seulement 30 minutes (pour une pluie de 30 minutes). Par contre si a vaut 36000 secondes, on n'obtient pas de réel hydrogramme, puisque son débit de pointe est très faible et sa récession soutenue au-delà de 10 heures.

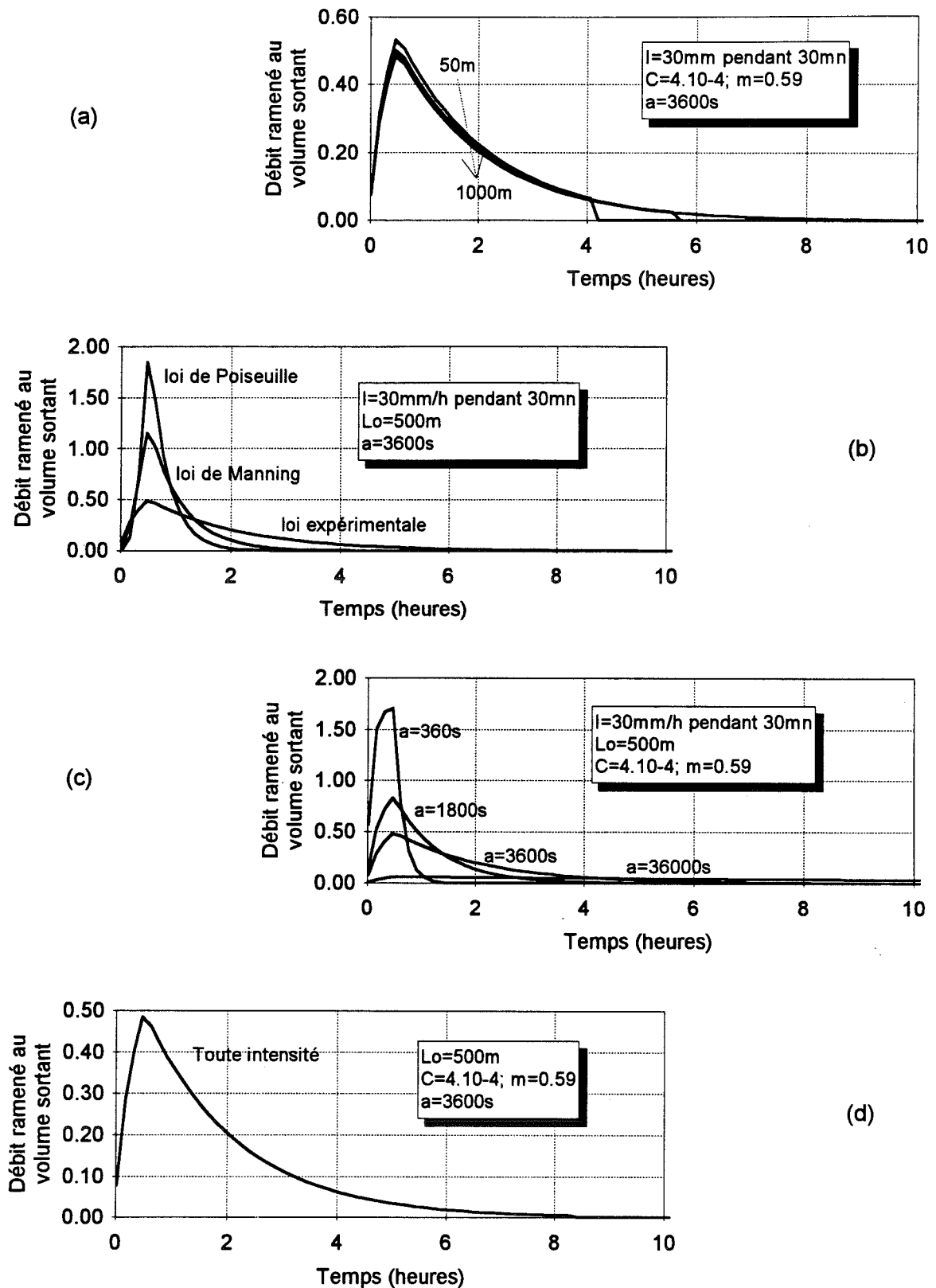


Figure 2-17: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant en fonction de:
 (a): la longueur du versant; (b): la loi de rugosité du versant;
 (c): le paramètre d'infiltration; (d): l'intensité de pluie.
 (Les ordonnées sont exprimées en h^{-1}).

En conclusion, les hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant, c'est à dire les fonctions de transfert, en cas de processus de formation des crues par ruissellement généralisé, sont conditionnés par la loi de rugosité et le paramètre d'infiltration des versants, la longueur des versants ne jouant qu'un rôle mineur. On constate que les pics de crues sont atteints à l'arrêt de la pluie, et que les écoulements sont en général finis au bout de 10 heures; après 5 heures ils sont d'ailleurs très faibles. On est capable, avec ce type de processus, de générer sur les versants, des écoulements rapides et des écoulements lents. Par contre, la pointe de débit a toujours lieu au même instant, quelles que soient les valeurs des différents paramètres.

2-3:Premières conclusions

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié les écoulements de versant en cas de ruissellement généralisé.

①- Dans un premier temps, une étude expérimentale a été menée et a permis de proposer une loi d'infiltration des versants: il s'agit d'une loi qui détermine le flux d'infiltration proportionnellement à la hauteur de la lame d'eau présente sur le versant. Dans ce concept de formation des crues, l'eau infiltrée est perdue en terme de contribution au débit dans la rivière. Cette étude expérimentale nous a aussi permis d'étudier les lois hydrauliques des écoulements de surface. Les écoulements mesurés sont très lents. Nous avons montré qu'ils ne suivent pas les lois classiques de l'hydraulique des écoulements plans (écoulements laminaire de type Poiseuille ou turbulent de type Manning). Cela est sans doute dû aux concentrations d'écoulement et au rôle perturbateur des gouttes de pluies.

②- Dans un second temps, nous avons présenté le modèle de ruissellement généralisé sur versant, fondé sur la résolution des équations du mouvement. La loi d'infiltration prise en compte est du type de celle mesurée sur le terrain. La méthode de résolution est effectuée dans le plan des caractéristiques (x,t) et est ainsi fondée sur la physique des écoulements. Ce modèle a permis d'évaluer la sensibilité des hydrogrammes de versant aux différents paramètres que sont la longueur, la loi de rugosité, le paramètre d'infiltration des versants ou l'intensité de pluie. Avec les lois que nous avons choisies, nous avons montré que la fonction de transfert des versants ne dépend pas de l'intensité de pluie et que son comportement évolue peu avec la longueur des versants. Par contre une valeur forte du paramètre d'infiltration (diminution de l'infiltrabilité) provoque des écoulements très longtemps après la fin de la pluie. D'autre part, la loi de rugosité mesurée sur les versants provoque des écoulements beaucoup plus lents que ceux que donneraient des lois classiques de type Poiseuille ou Manning. En terme de récession de la fonction de transfert, il est possible de générer sur les versants

des écoulements plus ou moins rapides selon les valeurs des paramètres. Par contre, au niveau du versant, le pic de débit se situe toujours à l'instant où la pluie cesse.

CHAPITRE III

ETUDE DES ECOULEMENTS DE SUBSURFACE ET SOUTERRAINS SUR LE VERSANT

Lors de sa thèse, Taha (1995) a montré que, sur les Maurets, pendant les épisodes de crue, avant que les surfaces saturées n'apparaissent, des débits non négligeables, de l'ordre de quelques centaines de litres par seconde, peuvent être dus exclusivement à des écoulements souterrains, ces écoulements provenant à la fois de l'élévation du niveau des nappes profondes et des écoulements de subsurface dans la zone racinaire. En outre Taha estime que *"les écoulements de subsurface sont probablement plus importants et plus dynamiques que ceux qui proviennent de l'intumescence des nappes."* Dans le cadre d'une étude mécaniste des processus de formation des crues, afin de caractériser les hydrogrammes de crue enregistrés à l'exutoire des Maurets, il était donc nécessaire d'étudier les écoulements de subsurface, c'est à dire ceux qui ont lieu dans la zone racinaire.

Les paramètres des lois classiques de l'hydraulique des écoulements de subsurface sont en général déterminés dans le cas d'un mouvement vertical. Le sol est alors supposé isotrope, c'est à dire que ses caractéristiques sont identiques quelle que soit la direction de l'espace, afin de déterminer les paramètres représentatifs du milieu. Pour notre part, nous avons étudié l'hydraulique des écoulements de subsurface qui sont parallèles à la surface du sol, car nous supposons que les apports à la rivière se font dans cette direction.

Dans un second temps, à partir des modélisations effectuées par Taha, nous présenterons un modèle simple déterminant les écoulements de subsurface à l'aval d'un versant. Ce modèle sera utilisé plus tard à l'échelle du bassin, afin de définir les apports des versants à la rivière.

3-1: Etude expérimentale des écoulements de subsurface; Détermination de la loi hydraulique

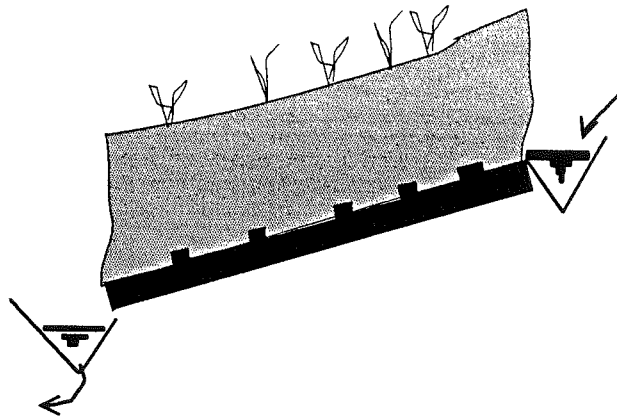
L'objet de ce paragraphe est l'étude mécaniste des écoulements de subsurface. On définit les écoulements de subsurface comme ceux qui ont lieu dans la zone racinaire. Mertz (1994) et Taha (1995) ont caractérisé le système racinaire sur le versant instrumenté des Maurets et ont ainsi montré que sa profondeur est de l'ordre de 20 centimètres. Il s'agit donc pour nous d'étudier les écoulements qui ont lieu dans les 20 premiers centimètres du sol. En outre, comme nous l'avons précisé ci-dessus, nous souhaitons plutôt étudier les écoulements qui ont un mouvement parallèle à la surface du sol: lorsque les apports à la rivière se font en subsurface, il ne s'agit pas en effet d'écoulements verticaux.

3-1-1: Principe de l'appareil

De même que pour la caractérisation des écoulements de surface, la difficulté de l'étude des écoulements de subsurface provient de ce que les observations en conditions naturelles sont longues et aléatoires. De plus les études à l'échelle du bassin et du versant sont impossibles à mettre en oeuvre. Nous avons pourtant décidé d'effectuer des expérimentations sur le terrain, mais à l'échelle de la micro-parcelle. Ces expérimentations doivent permettre de caractériser la résistance des sols à l'écoulement dans les 20 premiers centimètres et en particulier de définir la loi hydraulique des écoulements de subsurface.

Dans ce but, nous avons mis au point un appareil rudimentaire qui permet de créer des écoulements en subsurface afin de les caractériser. Il s'agit d'une plaque métallique rugueuse qu'on enfonce parallèlement à la surface du sol à quelques centimètres de profondeur (figure 3-1). Ses dimensions sont de 20×20 centimètres. Une alimentation en eau est contrôlée à l'amont de cette plaque grâce à une cuve à niveau constant et distribuée par l'intermédiaire d'une petite rampe d'arrosage percée de trous uniformément répartis sur les 20 centimètres de largeur. Un système de joints est placé sur les bords de la plaque métallique afin d'assurer l'étanchéité du système et ainsi d'éviter les fuites d'eau latérales. A l'aval un canal collecteur permet de recueillir et mesurer les écoulements.

Figure 3-1: Schéma du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface.



Mise en place de la parcelle:

La mise en place de la plaque métallique doit être réalisée de manière à perturber au minimum le sol situé au-dessus. Pour cela, un seul côté de la parcelle est d'abord mis à jour, puis on enfonce la plaque délicatement, tout en restant parallèle à la surface du sol. Le bord tranchant de la plaque permet de couper les racines au fur et à mesure de l'avancement. En dernier lieu, on décaisse l'autre côté de la parcelle afin de poser le système d'étanchéité, puis l'amont et l'aval pour la mise en place des gouttières de distribution et de collecte des eaux. La mise en place de la plaque métallique nécessite un sol ayant une assez bonne cohésion.

Il faut noter qu'initialement nous avions prévu d'équiper la plaque métallique d'un système de réglettes de différentes hauteurs introduites perpendiculairement à la pente afin de surélever artificiellement le niveau d'eau dans la parcelle. Nous souhaitions ainsi faire différents essais avec quatre jeux de réglettes de hauteur 0.5, 1, 1.5 et 2 centimètres chacun. Pour un jeu de réglettes de hauteur h , nous voulions caractériser les écoulements dans la tranche de sol autour de h . Malheureusement, lors des expérimentations, nous nous sommes aperçus que la mise en place de ces réglettes était difficile et qu'elle perturbait considérablement l'homogénéité du sol.

Réglage des débits:

L'étalonnage de l'appareil est fait grâce à un robinet dont l'ouverture définit les pertes de charge à l'amont de la parcelle. La mesure du débit est faite en continu à l'aval de la parcelle puisque le système est conservatif.

3-1-2: Principe des mesures et description des parcelles

Lors d'un essai, un débit constant, correspondant à une certaine ouverture du robinet, est imposé à l'amont de la parcelle. Très rapidement, puisque les dimensions de la parcelle sont petites, un régime permanent est atteint. Afin de caractériser les écoulements, nous mesurons

alors leur vitesse. De la même façon que pour les écoulements de surface, nous employons un colorant (la fluorescéine), injecté en haut de la parcelle et nous mesurons le temps qui s'écoule avant que le colorant n'apparaisse en bas de la parcelle. La vitesse est obtenue en faisant le rapport de la distance parcourue (20cm) par ce temps. Les mêmes réserves qu'au paragraphe 2-1-3 quant à la valeur de la vitesse des écoulements sont faites (valeur maximale). A partir de la mesure de la vitesse et du débit, on peut calculer les valeurs des variables caractéristiques des écoulements.

Nous avons effectué de tels essais sur quatre parcelles, situées sur la terrasse du versant instrumenté des Maurets. Pour deux parcelles (SSP-1 et SSP-2), la plaque métallique a été placée à environ 2 centimètres sous la surface du sol, afin de caractériser les écoulements qui ont lieu dans l'épaisse litière végétale présente sur la terrasse. Les parcelles SSP-3 et SSP-4 concernent des écoulements qui ont lieu respectivement à 5 et 10 centimètres sous la surface du sol. La végétation située à la surface du sol est herbeuse et dense pour chacun des sites. Le tableau 3-1 présente les caractéristiques des sites. Pour chaque parcelle, plusieurs ouvertures du robinet ont été imposées afin de couvrir une large gamme de débits. Les photos 3-2 et 3-3 présentent le dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface pour la parcelle SSP-1.

*Tableau 3-1:
Présentation des
parcelles étudiées.*

Parcelle	Profondeur (cm)	Pente (m/m)
SSP-1	Litière	0.25
SSP-2	Litière	0.15
SSP-3	5	0.38
SSP-4	10	0.23



Figure 3-2: Vue du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface. On y voit:

- la cuve à niveau constant qui permet d'obtenir un débit constant*
- les plaques latérales qui empêchent les fuites latérales.*

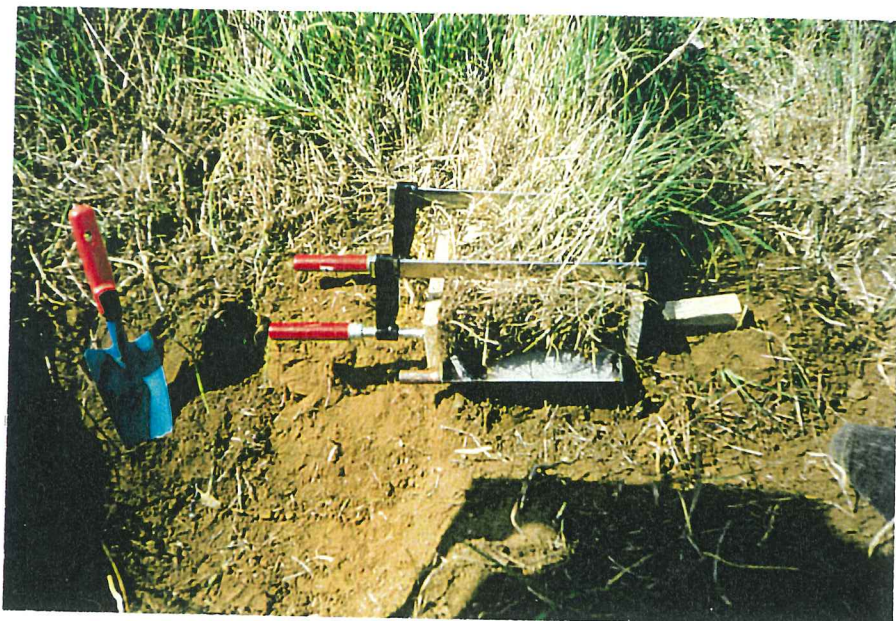


Figure 3-3: Vue du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface. On y voit:

- la gouttière aval.*

3-1-3: Détermination de la loi hydraulique des écoulements

L'étude des lois hydrauliques des écoulements qui ont lieu sur la plaque métallique est délicate. En effet, il a été clair, pendant les expérimentations, que les écoulements pour les parcelles SSP-3 (5cm) et SSP-4 (10cm) ont effectivement lieu dans le milieu poreux, par contre le doute existe pour les écoulements sur les parcelles SSP-1 et SSP-2 qui ont lieu dans la litière, donc plus ou moins en surface. Il est donc possible que les écoulements sur ces parcelles ne soient pas "rampants" (Darcy) mais turbulents. Nous avons donc étudié d'abord les écoulements pour ces deux parcelles en supposant qu'ils ont lieu en surface, puis, dans le cas où ils ne sont pas turbulents, nous étudierons ces écoulements en supposant qu'ils ont lieu dans un milieu poreux.

Pour l'hypothèse d'écoulements à surface libre, les variables caractéristiques de l'écoulement que nous avons étudiées sont la vitesse, le débit, la hauteur d'eau, le nombre de Reynolds et le coefficient de Darcy-Weisbach. Leur définition a été donnée au chapitre II (§ 2-1-5).

En ce qui concerne les écoulements en milieu poreux, nous les avons étudiés à travers l'analyse des trois variables de l'écoulement que sont le débit, la vitesse et la hauteur. D'autre part, afin d'étudier la résistance du milieu poreux à l'écoulement, nous avons calculé la conductivité hydraulique à saturation. Dans ce cas, il est nécessaire de redéfinir les variables que l'on calcule car les écoulements ont lieu dans un milieu poreux.

L'expression de la hauteur d'eau est corrigée par la porosité du milieu:

$$h = \frac{q}{V \cdot n}$$

où q est le débit par unité de largeur;

V est la vitesse de percolation;

et n la porosité du milieu.

L'expression de la perméabilité à saturation est donnée par la loi de Darcy:

$$K = \frac{V \cdot n}{\text{grad}(h)} = \frac{V \cdot n}{S}$$

où K est la perméabilité à saturation;

V la vitesse de percolation;

n la porosité;

et S la pente de la parcelle.

Rappelons d'autre part que pour des écoulements en milieu poreux, selon la loi de Darcy, le débit est proportionnel à la perte de charge.

Les valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur les quatre parcelles sont présentées dans le tableau 3-2. Elles sont plus fortes que celles mesurées lors des essais de simulation de pluie. Ce résultat est sans doute dû au fait que l'on impose une charge à l'amont de la parcelle. Par ailleurs, il est possible que les gouttes de pluie ralentissent effectivement les écoulements de surface, ce qui n'est pas le cas pour les écoulements de subsurface qui en sont protégés.

Tableau 3-2: Valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur chaque parcelle.

Parcelle	Valeurs extrêmes de la vitesse (m/h)
SSP-1	22.3 - 86.3
SSP-2	12.6 - 28.4
SSP-3	46.8 - 83.2
SSP-4	42.8 - 118.1

Les résultats obtenus sur les sites SSP-1 et SSP-2, en supposant que les écoulements y sont turbulents, sont présentés figure 3-4 et 3-5. Le graphe 3-4 présente l'évolution de la hauteur d'eau sur les deux sites en fonction du débit d'écoulement. Les débits d'écoulement que nous avons imposés varient de 9 à 115 l/h/m. Les hauteurs d'eau correspondantes s'évaluent dans un intervalle de 0.5 à 5 millimètres.

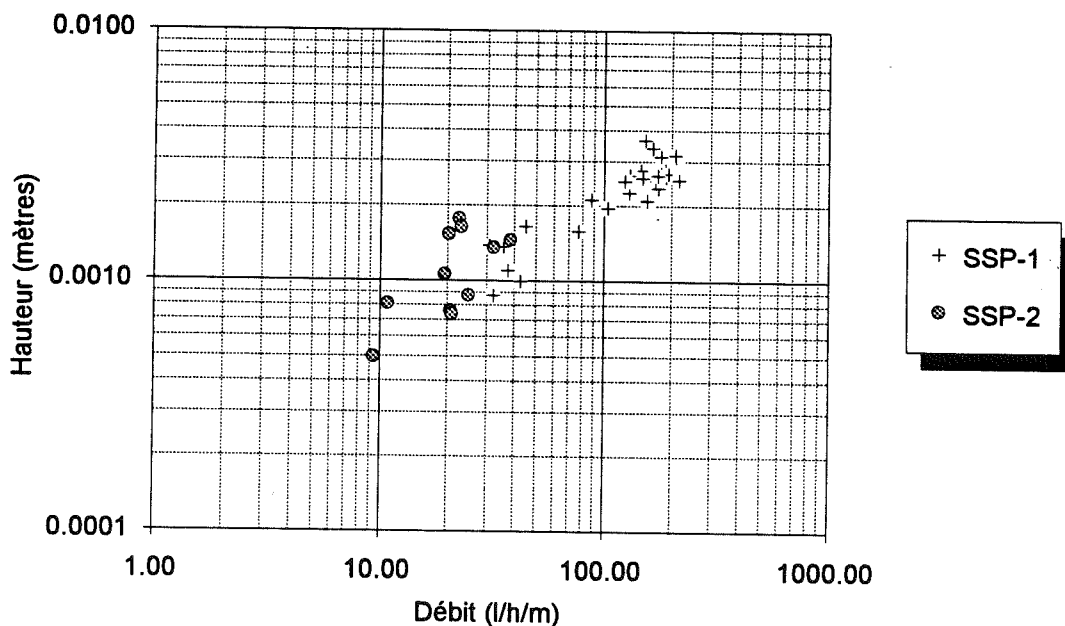


Figure 3-4: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit d'écoulement pour les parcelles SSP-1 et SSP-2.

Parcelle	Valeur de α	Valeur de A_h (*10 ⁻⁴)	Coefficient de détermination
SSP-1	0.53	1.74	0.82
SSP-2	0.67	1.41	0.45

Tableau 3-3: Valeurs ajustées de α et A_h et coefficient de détermination pour les sites SSP-1 et SSP-2 (écoulement à surface libre).

On constate que pour chaque site une loi de type puissance liant la hauteur et le débit et dont les valeurs des coefficients sont présentées au tableau 3-3, est possible:

$$h = A_h \cdot q^\alpha$$

Les valeurs de α ajustées sont proches de 0.6, ce qui montre que l'écoulement mesuré est turbulent. En litière, il semble donc que les écoulements ne sont pas encore en milieu poreux. Dans ce cas particulier, ils ne sont pas perturbés par les gouttes de pluie. La question est alors de savoir si lors d'épisodes pluvieux, l'influence de la pluie se fait ressentir dans la litière. Il eut été intéressant pour cela d'effectuer des essais de simulation de pluie sur la plaque rugueuse placée dans la litière. Malheureusement de tels essais n'ont pas été faits. Pourtant, on peut penser que l'énergie cinétique des gouttes de pluie, qui perturbe les écoulements qui ont lieu strictement à la surface (simulation de pluie), est absorbée par l'épaisse litière végétale. Par conséquent, les essais sur plaque rugueuse en litière peuvent effectivement être représentatifs des écoulements qui ont lieu dans la litière pendant les épisodes pluvieux.

Les écoulements étant turbulents ($\alpha \approx 0.6$), on peut calculer le coefficient de Strickler déterminant la rugosité de la parcelle. Ce coefficient est lié à A_h par la relation:

$$K_{Stri} = \frac{A_h^{-5/3}}{\sqrt{S}}$$

où K_{stri} est le coefficient de Strickler et S la pente de la parcelle.

Les valeurs du coefficient de Strickler, exprimées en $m^{1/3}.s^{-1}$, ainsi obtenues sont 6 et 0.3 pour les parcelles SSP-1 et SSP-2 respectivement. Ces valeurs sont très faibles par rapport à celles communément admises et laissent présager ainsi des écoulements à surface libre très lents mais turbulents.

Pour ces essais, l'évolution du coefficient de Darcy-Weisbach avec le nombre de Reynolds (figure 3-5) n'est pas aussi affirmée que celle obtenue par Emmett (1978), avec des écoulements sans pluie. La tendance est peut-être à la diminution du coefficient de rugosité lorsque le nombre de Reynolds augmente, mais les points sont beaucoup trop dispersés pour que l'on ose conclure. Notons que la gamme de variation du coefficient de Darcy-Weisbach est plus faible que pour les essais de simulation de pluie (de 90 à 1100), ce qui montre à nouveau, la gamme de débit étant sensiblement la même, que la pluie a pour effet de ralentir les écoulements.

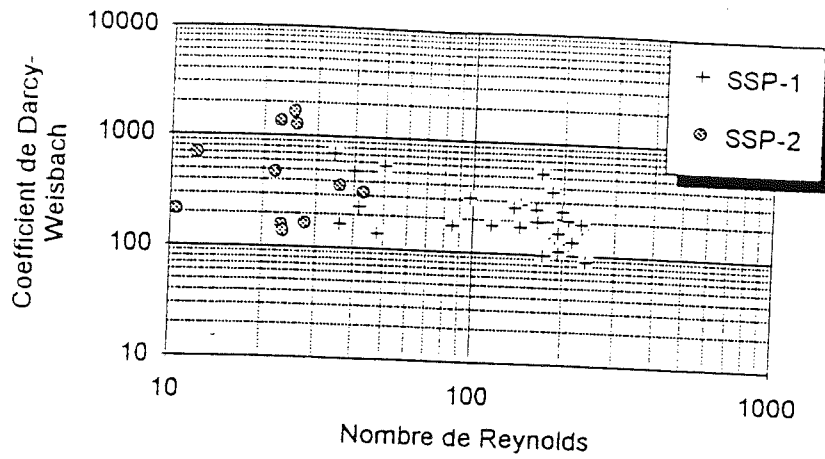
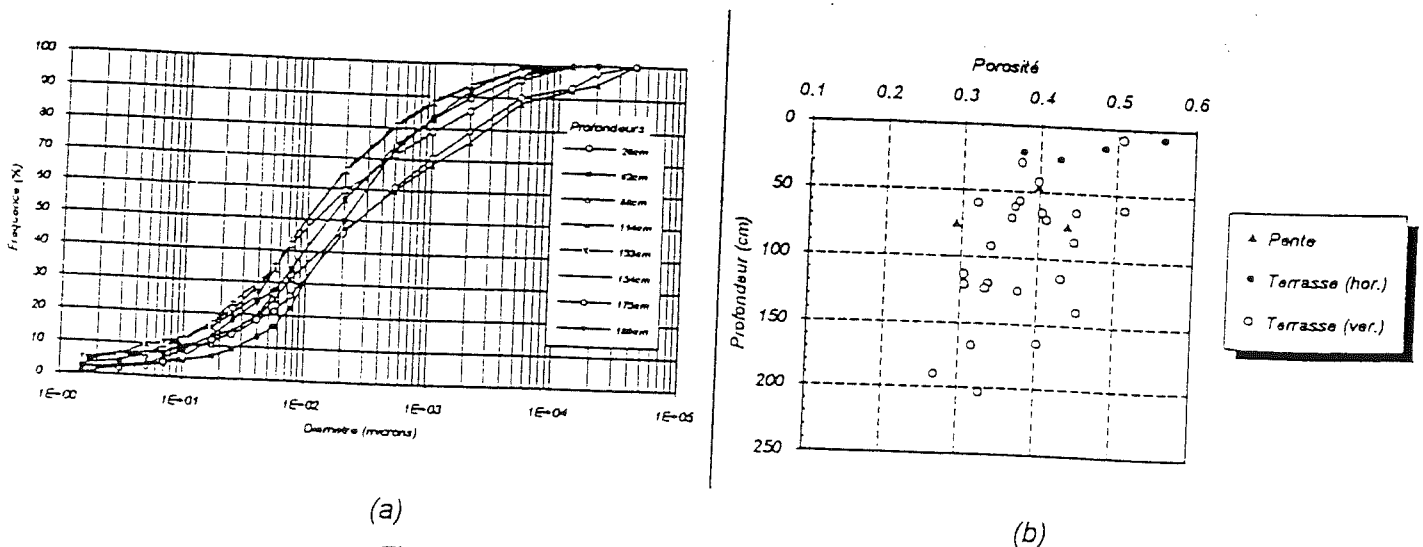


Figure 3-5: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction du nombre de Reynolds pour les parcelles SSP-1 et SSP-2.

Suite aux résultats obtenus pour les écoulements en litière, nous avons étudié seulement les sites SSP-3 et SSP-4 en terme d'écoulement en milieu poreux. Des mesures de porosité ainsi que des analyses granulométriques, en fonction de la profondeur, ont été effectuées par Taha (1995) afin de caractériser les sols de la terrasse du versant des Maurets. La figure 3-6 présente les résultats obtenus. En ce qui concerne la porosité, des mesures effectuées à proximité de la surface nous ont permis de déterminer les valeurs à 5 et 10 centimètres de profondeur. Il s'agit respectivement de 0.56 et 0.48. Les analyses granulométriques n'ont été effectuées qu'à partir de 26 cm sous la surface. On constate tout de même que l'évolution du D_{10} avec la profondeur n'est pas très marquée: nous avons donc estimé sa valeur à 10 microns pour 5 et 10 centimètres de profondeur.



(a) Courbes granulométriques du sol à différentes profondeurs;
 (b) Evolution de la porosité avec la profondeur.

D'après Taha (1995)

L'évolution de la hauteur d'eau en fonction du débit sur les sites SSP-3 et SSP-4 est présentée figure 3-7. Les débits que nous avons imposés varient de 25 à 180 litres/heure/mètre. Les hauteurs correspondantes sont comprises entre 0.5 et 3.5 millimètres. On constate que la hauteur est proportionnelle au débit ($R^2=0.79$ et 0.75 pour 5 et 10 centimètres respectivement). Les écoulements suivent donc bien la loi de Darcy. A partir de ce résultat, le calcul de la conductivité hydraulique à saturation est justifié. Nous l'avons effectué en chaque point de mesures. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3-4. Les valeurs de la conductivité hydraulique à saturation ainsi calculées sont beaucoup plus fortes que celles calculées par Taha (1995) à l'aide d'expérimentations par infiltromètre à double cylindre ("Müntz") ou perméamètre de Guelph. En effet celui-ci a mesuré des conductivités hydrauliques à saturation en surface inférieures à 2 mètres/heure et à 15 centimètres de profondeur comprises entre 1 et 100 millimètres/heure. Deux à trois ordres de grandeur séparent nos mesures de celles de Taha. Cela peut être dû au fait que les mesures faites par Taha concernent principalement les écoulements verticaux alors que nos mesures sont obtenues à partir de la caractérisation des écoulements de subsurface parallèles à la pente. Il est donc possible que le sol que nous caractérisons soit marqué par une très forte anisotropie, la conductivité hydraulique à saturation horizontale étant très supérieure à la conductivité verticale. D'autre part, Mertz, en 1994, a montré que sur la terrasse des Maurets, les macropores ont une influence sur l'infiltration de l'eau dans le sol, en particulier dans les premiers centimètres. Or, nos mesures sont faites justement dans ces premiers centimètres et il est clair que la conductivité hydraulique à saturation que nous mesurons est liée à ces macropores, puisque les écoulements ont lieu en milieu saturé. Mertz concluait que les macropores permettent à l'eau de s'infiltrer en profondeur, en particulier grâce aux racines végétales. Nous pouvons ajouter qu'ils favorisent vraisemblablement aussi les écoulements en subsurface, par les cavités creusées par les petits animaux (vers, insectes) parallèlement à la surface. En outre, remarquons que si les écoulements ont lieu dans les macropores, l'écoulement obéit tout de même à une loi de Darcy alors qu'on suppose généralement le contraire. Ajoutons que de telles valeurs de conductivité hydraulique à saturation laissent présager des écoulements de subsurface plus rapides que ce qui est généralement admis.

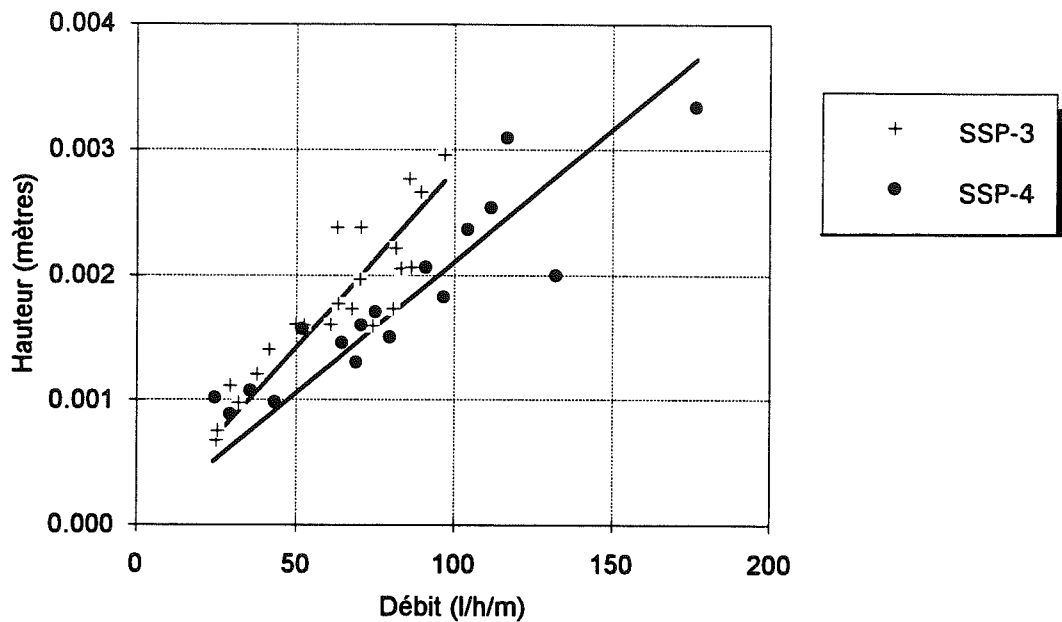


Figure 3-7: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit d'écoulement sur les sites SSP-3 et SSP-4.

Tableau 3-4: Valeurs de la conductivité hydraulique à saturation obtenues pour les sites SSP-3 et SSP-4

Parcelle	Valeurs extrêmes de K (m/h)	Valeur moyenne de K (m/h)	Ecart-type de K (m/h)
SSP-3 (5 cm)	70 - 124	93	15
SSP-4 (10 cm)	89 - 246	164	37

En dernier lieu, nous avons comparé les résultats obtenus concernant les écoulements de surface, lors des essais de simulation de pluie avec ceux obtenus en subsurface (figure 3-8). Quels que soient les essais, la hauteur augmente avec le débit. On constate que pour les débits les plus forts, la hauteur d'eau sur la parcelle est en général plus importante pour les essais de simulation de pluie que pour les écoulements sur plaque. Cela est sans doute dû au ralentissement de l'écoulement par les gouttes de pluie.

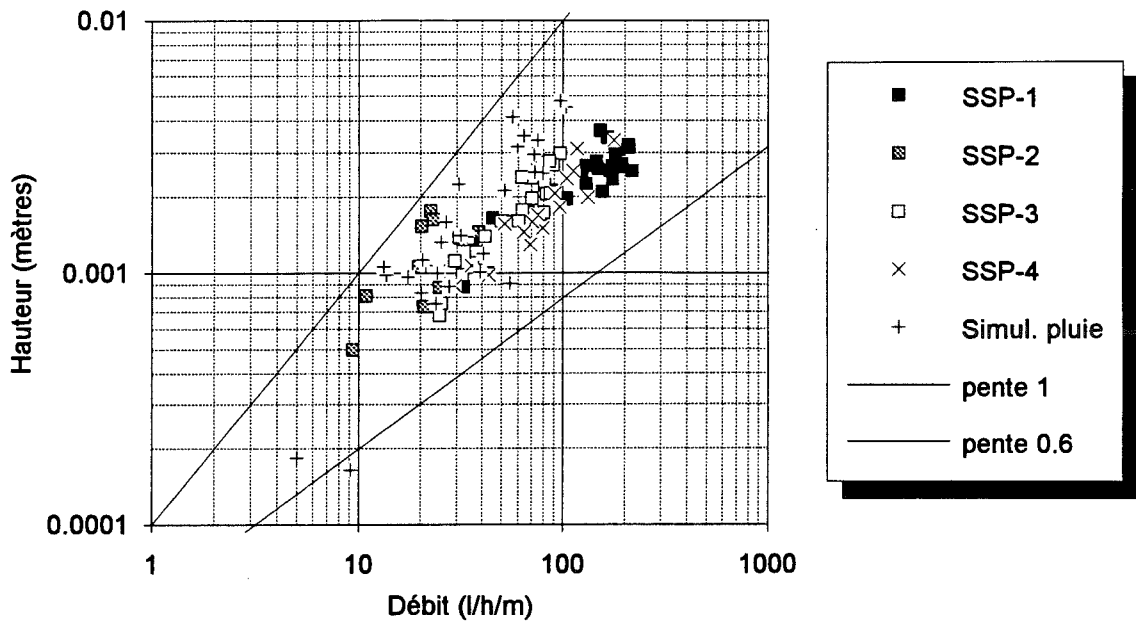


Figure 3-8: Comparaison des lois hauteur-débit pour les écoulements de surface sous pluie simulée, les écoulements dans la litière sans pluie (sites SSP-1 et 2) et les écoulements en subsurface (sites SSP-3 et 4).

De l'étude expérimentale des écoulements de subsurface, on peut dégager les conclusions suivantes:

①: Les écoulements de subsurface, créés par notre appareil et qui ont lieu dans la litière végétale sont des écoulements turbulents à surface libre qui obéissent à une loi de Manning. On peut supposer que, dans la litière, l'énergie cinétique des gouttes de pluie est absorbée et que ces écoulements sont effectivement représentatifs de ceux qui apparaissent à ce niveau lors des épisodes pluvieux. Les valeurs des coefficients de Strickler associées sont très faibles, en particulier pour le site SSP-2 et laissent présager des écoulements très lents.

②: Les écoulements de subsurface, qui ont lieu à 5 et 10 centimètres sous la surface du sol sont des écoulements de Darcy. A ces profondeurs, on est certain que les gouttes de pluie n'influencent pas les écoulements et qu'ainsi l'appareil utilisé permet de créer des écoulements identiques à ceux qui sont susceptibles d'apparaître pendant les épisodes pluvieux. Les valeurs des conductivités hydrauliques à saturation correspondantes sont de l'ordre de 100 mètres/heure, ce qui est d'au moins deux ordres de grandeur supérieur aux valeurs obtenues par l'utilisation d'appareils classiques type "Müntz" ou "Guelph". Cela montre que les écoulements de subsurface parallèles à la surface du sol, quand ils existent, sont bien plus rapides que les écoulements verticaux.

3-2: Modélisation des écoulements de subsurface et souterrains sur le versant

Dans ce paragraphe, nous présentons une modélisation numérique simple permettant d'évaluer les écoulements de subsurface et souterrains arrivant en bas de versant. Rappelons que ce modèle de versant permettra de définir les débits souterrains et de subsurface provenant des versants qui se déversent dans le réseau hydrographique et contribuent ainsi à la crue.

Taha (1995) a développé un modèle 2D de versant résolvant les équations de Richards qui expriment le mouvement de l'eau en zone saturée et non saturée par la méthode numérique ADIP-IT (méthode implicite des directions alternées avec itérations). Ce modèle permet de calculer les mouvements de nappes dans le sol et par là de connaître les hydrogrammes des débits souterrains et de subsurface en bas de versant. Pourtant, notre but dans ce paragraphe n'est pas de présenter avec précision ce modèle, mais d'utiliser les résultats de simulations obtenus par Taha afin de proposer un modèle simple déterminant les débits d'écoulements souterrains et de subsurface disponibles en bas de versant. En effet, l'objet principal de notre étude est d'expliquer le fonctionnement d'un bassin et l'utilisation du modèle de Taha s'avère très difficile à mettre en oeuvre à cette échelle globale.

A partir de la connaissance des caractéristiques hydrodynamiques du milieu poreux considéré (courbes $K(\theta)$ et $h(\theta)$, où K est la conductivité hydraulique, h la pression capillaire et θ la teneur en eau), ce modèle permet de simuler les mouvements de nappe dans les versants, et donc de connaître les débits obtenus en bas de versant. Les avantages et les inconvénients du modèle sont présentés par Taha dans son mémoire de thèse (p. 174). Il explique que "il s'adapte bien à la modélisation numérique en milieu poreux en raison de sa capacité à traiter aussi bien la zone saturée que la zone non-saturée et de la taille de mémoire relativement modérée qui lui est nécessaire. Il est assez souple pour permettre de traiter des milieux stratifiés ou pour admettre des conditions initiales diverses. En revanche, il exige de schématiser la géométrie des domaines au moyen d'une surface "en escalier" pour remplacer les pentes. D'autre part, l'étude de sensibilité effectuée montre que ce modèle est très sensible au pas de temps choisi. Il est nécessaire d'utiliser un pas de temps très fin (3 secondes ou moins) pour parvenir à de bonnes simulations sur une durée d'une heure. La qualité des simulations pour de très longues durées peut être prise en défaut". Pourtant le modèle a été appliqué avec succès au sol de la terrasse du versant des Maurets et a permis à Taha d'étudier les mouvements de nappes dans le versant lors d'un épisode pluvieux.

Le domaine considéré par Taha, supposé représenter la terrasse du versant des Maurets, est de faibles dimensions (figure 3-9). Il s'agit de la coupe d'un versant dont le substratum imperméable est horizontal et dont le côté aval est en liaison avec la rivière. La longueur du domaine varie entre 3 et 5 mètres. Les caractéristiques hydrodynamiques utilisées par Taha sont

celles qu'il a mesurées in situ. Deux hypothèses ont été considérées: la première suppose que le sol est homogène alors que la seconde prend en compte un sol représenté par la superposition de deux couches, la couche superficielle étant beaucoup plus perméable que la couche sous-jacente. La pente de la surface du versant est celle de la terrasse du versant des Maurets. Le domaine est soumis à une pluie d'intensité constante pendant quelques heures.

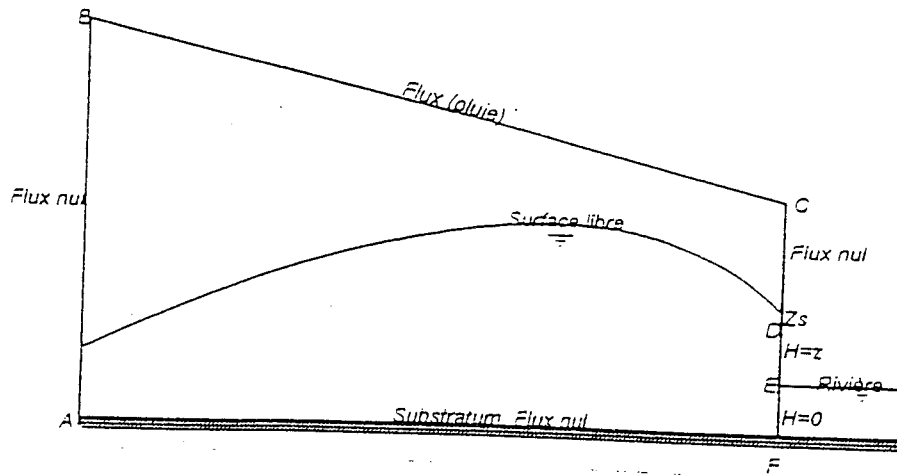


Figure 3-9: Le domaine considéré dans la terrasse par Taha (1995)

Pour chacune des simulations effectuées, Taha présente l'évolution des débits sortant du domaine en fonction du temps (figure 3-10). L'importance et la durée des hydrogrammes varient selon les caractéristiques du sol et de la pluie. Pourtant, on peut définir l'allure de ces hydrogrammes de la manière suivante. Dans le cas d'un sol supposé homogène, l'hydrogramme de versant peut être découpé en trois phases: une augmentation quasi-instantanée du débit, un palier puis une décroissance exponentielle. Pour un sol bicouche, l'allure est très comparable mais on constate que le débit reste nul pendant un certain temps.

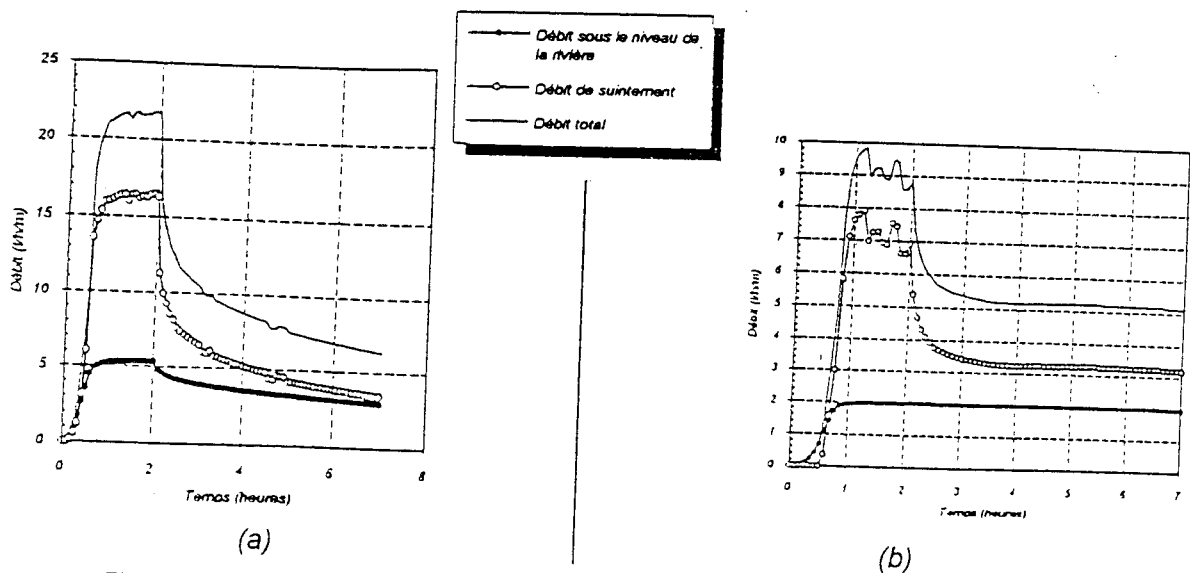


Figure 3-10: Evolution des débits en bas de versant en fonction du temps:
 (a): dans le cas d'un sol homogène soumis à une pluie de 30mm/h pendant deux heures;
 (b): dans le cas d'un sol bicouche soumis à une pluie de 30mm/h pendant deux heures.

A partir de ces résultats, et compte tenu du fait qu'une modélisation à l'échelle du bassin par le modèle de Taha semble difficile à mettre en oeuvre, nous avons proposé le modèle suivant décrivant l'hydrogramme des débits souterrains et de subsurface en bas du versant. Il s'agit d'une fonction mathématique exprimant le débit par unité de largeur en bas de versant en fonction du temps. Elle est définie par:

$$\begin{cases} Q(t) = 0 & \forall t < t_i; \\ Q(t) = Q_0 & \forall t \in [t_i; t_f]; \\ Q(t) = Q_0 \cdot e^{-\frac{t-t_f}{t_0}} & \forall t > t_f. \end{cases}$$

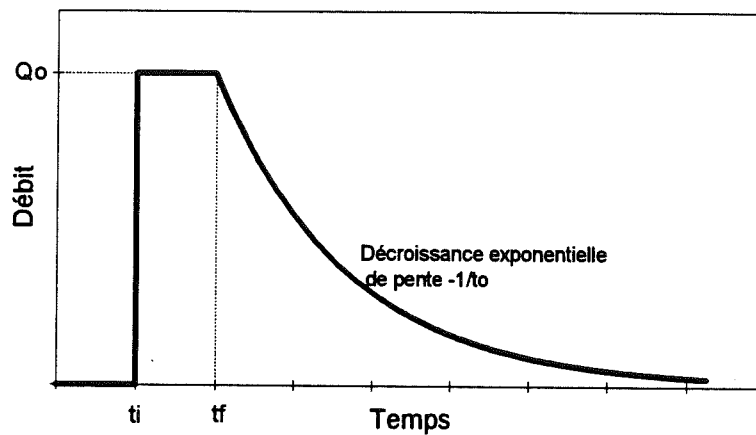


Figure 3-11: Hydrogramme de versant dû aux écoulements souterrains et de subsurface.

Le modèle comporte quatre paramètres: trois d'entre eux ont la dimension d'un temps - t_i , t_f et t_0 -, le quatrième Q_0 a la dimension d'un débit par unité de largeur.

En terme de production des versants, le volume d'eau sortant est égal à

$$Q_0 \cdot (t_f - t_i + t_0)$$

Pour une pluie donnée, la production sera donc d'autant plus importante que le débit Q_0 et les temps t_f et t_0 sont grands et que t_i est petit.

La rapidité du transfert dépend principalement de la valeur de t_i . La récession est déterminée par la valeur de t_0 .

Ainsi, en suivant l'allure des résultats fournis par le modèle développé par Taha, on est capable d'estimer la forme des hydrogrammes de versant dus aux écoulements de subsurface et souterrains. Le modèle proposé ici sera utilisé à l'échelle du bassin afin de déterminer les apports à la rivière dans ce contexte de formation des crues.

3-3: Conclusion

Au cours de ce chapitre, dans un premier temps, nous avons étudié expérimentalement les écoulements de subsurface:

①: Nous avons d'abord proposé une méthode expérimentale permettant de caractériser les écoulements de subsurface. Cette méthode a permis de caractériser à la fois les écoulements qui ont lieu dans l'épaisse litière végétale présente sur la terrasse des Maurets et ceux de subsurface.

②: Les écoulements dans la litière sont plans turbulents à surface libre. Les coefficients de Strickler correspondants sont très faibles, ce qui montre que la rugosité des parcelles est forte et donc que les écoulements sont sans doute très retardés.

③: Les écoulements de subsurface suivent la loi de Darcy. Les conductivités hydrauliques à saturation calculées sont alors de l'ordre de 10 à 100 mètres par heure. La différence d'au moins deux ordres de grandeurs avec les valeurs mesurées par Taha (1995) prouve que l'anisotropie du sol est importante.

D'autre part, à partir des résultats de simulation des mouvements de nappe dans le versant effectués par Taha (1995), nous avons proposé un modèle déterminant la forme de l'hydrogramme des écoulements souterrains et de subsurface en bas de versant. Cette modélisation est fondée sur une formulation mathématique à quatre paramètres. Ce modèle sera utilisé, en combinaison avec un modèle de transfert dans le réseau hydrographique, afin d'expliquer les hydrogrammes de crue enregistrés sur le bassin des Maurets.

CHAPITRE IV

ETUDE DES ECOULEMENTS SUR SURFACE SATUREE CONTRIBUTIVE A L'EHELLE DU VERSANT

Après l'étude des écoulements en cas de ruissellement généralisé puis en cas d'apports souterrains et de subsurface à l'échelle du versant, nous abordons dans ce chapitre celle des écoulements en cas de ruissellement sur une surface saturée contributive. Comme nous l'avons évoqué au cours du chapitre I, ce processus de formation des crues, qui a été proposé il y a plus de trente ans, a été mis en évidence sur de nombreux bassins situés en zone humide. En ce qui concerne le bassin des Maurets, l'étude des écoulements sur le versant effectuée par Taha (1995) a montré qu'au voisinage de la rivière il existe un mouvement de nappe rapide à l'occasion des épisodes très violents et que dans ce cas, la contribution aux écoulements par surfaces saturées est probable à proximité de la rivière.

Ce chapitre concerne principalement la modélisation de ces écoulements sur le versant. Dans un premier temps, nous exposons les hypothèses retenues et en particulier celles qui concernent la loi hydraulique des écoulements. La seconde partie est consacrée à la présentation du modèle développé. Enfin, le dernier paragraphe présente une analyse de sensibilité des hydrogrammes de versant obtenus en cas de ruissellement sur surface saturée contributive aux paramètres physiques du modèle.

4-1: Hypothèses; Discussion de la loi hydraulique.

Les hypothèses introduites pour modéliser le mouvement de l'eau sur les zones saturées contributives concernent trois points:

- ①: la schématisation du versant;

②: la définition des zones saturées contributives;

③: les équations du mouvement de l'eau sur surface saturée contributive et en particulier la loi hydraulique des écoulements.

Au cours du chapitre II, qui concernait la caractérisation et la modélisation des écoulements en cas de ruissellement généralisé, nous avons présenté les différentes schématisations des versants qui ont été proposées dans la littérature dans le cas d'une modélisation couplée transfert sur versant puis dans le réseau hydrographique. A partir de cette étude bibliographique, nous avons choisi de représenter les versants sur lesquels le ruissellement généralisé a lieu par des plans rectangulaires perpendiculaires au réseau hydrographique. De même et pour les mêmes raisons de simplicité de mise en oeuvre tant à l'échelle du versant qu'à celle du bassin, les versants sur lesquels les écoulements sur zones saturées contributives ont lieu seront représentés par des plans rectangulaires perpendiculaires au réseau hydrographique.

Une zone saturée contributive est connectée au réseau hydrographique et saturée. Toutefois Taha a montré qu'une zone saturée n'est pas forcément contributive: en effet, même en cas de saturation, le sol peut continuer à absorber l'eau de pluie si le gradient vertical de charge à la surface n'est pas nul. Par contre, si la surface du sol devient saturée et que simultanément le gradient vertical de charge à la surface est presque nul, alors le sol refuse la majeure partie de l'eau à l'infiltration et le ruissellement sur surface saturée peut apparaître. Par conséquent, nous supposons que la surface saturée contributive est complètement imperméable: il n'y a sur cette surface aucune infiltration possible. A partir de là, la production de la zone saturée contributive est totale: toute la pluie, tombant sur cette surface, contribue à la crue. D'autre part, au-delà des zones saturées, la pluie est supposée s'infiltrer totalement. La production du versant sera alors définie par la proportion du versant, c'est à dire la longueur de versant près de la rivière, qui est saturée et contributive.

Les hypothèses relatives aux équations du mouvement de l'eau sur surface saturée contributive sont identiques à celle retenues pour les écoulements de ruissellement généralisé. On suppose que les écoulements se font en lame mince sur un plan et que les équations de Barré de Saint-Venant, énoncées avec l'hypothèse que les ondes cinématiques dominent la propagation de l'eau, reproduisent la mécanique des écoulements. Les commentaires que nous avons faits en ce qui concerne ces hypothèses, sont toujours valables.

Compte tenu de ces hypothèses, comme nous l'avons vu au cours des deux chapitres précédents, se pose la question de la loi hydraulique des écoulements sur surface saturée contributive. Nous pouvons exploiter ici les résultats de deux études expérimentales: la simulation de pluie et les essais sur plaque rugueuse en litière.

Les essais de simulation de pluie permettent d'étudier les écoulements qui ont lieu strictement à la surface et qui apparaissent lorsque le sol a déjà été bien arrosé par la pluie. Dans ces conditions, on peut supposer que la surface du sol est quasi-saturée. Par contre, puisqu'on mesure en continu l'infiltration, nous savons que celle-ci n'est pas nulle et par conséquent que la surface saturée n'est pas totalement contributive. Nous supposons toutefois que ce flux d'infiltration non nul ne joue aucun rôle sur la loi hydraulique des écoulements de surface. Par contre, l'analyse de ces écoulements a montré que les lois hydrauliques classiques des écoulements plans laminaires ou turbulents ne s'appliquent pas aux écoulements qui ont lieu strictement à la surface.

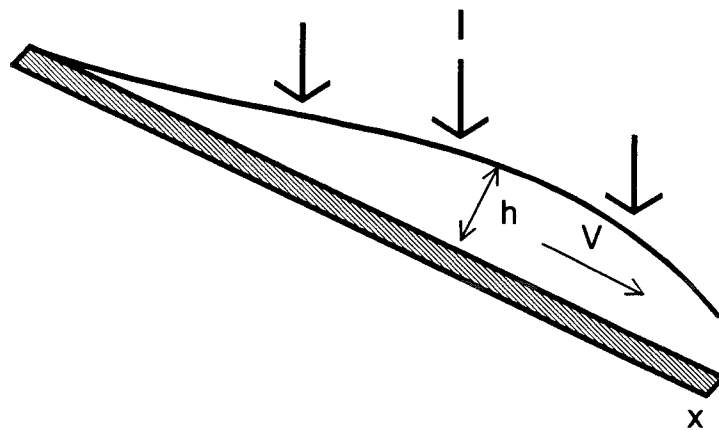
Nous avons montré dans le chapitre III que les écoulements sur plaque rugueuse, lorsque la plaque est placée juste sous la litière, suivent une loi hydraulique turbulente de type Manning. Ces essais supposent que la surface du sol est saturée et contributive puisque aucune proportion d'eau ne s'infiltré. Par contre, ils ne prennent pas en compte l'influence des gouttes de pluie sur l'écoulement. Toutefois, on peut raisonnablement supposer que dans la litière, l'énergie cinétique des gouttes de pluie n'influence pas les écoulements. En effet, cette énergie cinétique est probablement absorbée par les couches superficielles de la végétation.

La question est donc de savoir si les zones saturées contributives sont situées strictement à la surface du sol, auquel cas les écoulements seraient perturbés par la pluie et non monoaxiaux, ou bien si elles sont plutôt situées à proximité de la surface du sol, dans la litière, auquel cas une loi hydraulique turbulente de type Manning s'appliquerait. Plusieurs indices nous permettent de proposer une réponse:

- ①: Sur le terrain lors des épisodes pluvieux, nous n'avons jamais observé des écoulements ayant lieu strictement en surface. Ces observations nous mènent plutôt à penser que ceux-ci sont en subsurface;
- ②: Les captages d'écoulement que nous avons mis en place sur la terrasse ont rarement recueilli des volumes en surface importants;
- ③: Les mesures de pression de l'eau dans le sol effectuées par Taha et dont nous avons rappelé quelques résultats montrent qu'à dix centimètres sous la surface le sol peut être saturé, mais elles ne prouvent pas qu'à la surface, il y a effectivement saturation.

Compte tenu de ces remarques, il est probable que les surfaces saturées sur la terrasse du versant des Maurets ne provoquent pas d'écoulement strictement en surface mais plutôt des écoulements en litière, où l'influence des gouttes de pluie est sans doute négligeable. Ainsi, nous retenons la loi hydraulique des écoulements que nous avons mesurée en utilisant la plaque rugueuse placée dans la litière végétale. Cette loi est une loi d'écoulement plan turbulent à surface libre. Les coefficients de Strickler, inverse du coefficient de Manning, y sont très faibles.

4-2: Modélisation des écoulements sur surface saturée contributive



Compte tenu des hypothèses qui ont été faites, les équations du mouvement sont désormais les suivantes:

Equation de continuité:

Par rapport à l'équation 2-1, la modification provient de l'absence d'infiltration:

$$\boxed{\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = I} \quad (4-1)$$

où Q est le débit par unité de largeur,
 h la hauteur d'eau,
 I l'intensité de pluie,
et x et t l'abscisse et le temps respectivement.

Equation dynamique:

Compte tenu de l'approximation de l'onde cinématique, comme précédemment, elle se réduit à une égalité de la forme:

$$\boxed{Q = C \cdot h^m} \quad (4-2)$$

où C et m sont des constantes.

Les inconnues du système formé par les équations 4-1 et 4-2 sont le débit et la hauteur d'eau en toute position x et à tout instant t . Les paramètres susceptibles de modifier les solutions de ce système sont les valeurs de I , C et m .

Les conditions initiales et aux limites que nous avons retenues sont les suivantes:

Conditions aux limites:

Rappelons que dans le cas de l'onde cinématique, seule la condition à la limite amont est nécessaire.

Deux types de conditions aux limites ont été retenus: soit la zone saturée contributive est de longueur constante pendant la pluie, soit elle évolue régulièrement au cours de la pluie en prenant une vitesse d'extension constante. Dans ces deux cas, nous supposons que la hauteur d'eau reste nulle à l'amont, soit:

$$h(x_{am}(t), t) = 0 \text{ quelque soit } t,$$

où x_{am} désigne la position de l'amont de la zone saturée contributive.

Dans le cas d'une zone saturée contributive de longueur constante, $x_{am}(t) = 0 \quad \forall t$;

dans le cas d'une zone saturée contributive d'extension constante, $x_{am}(t) = x_i - V \cdot t \quad \forall t$ avec x_i la longueur initiale de la zone saturée et V sa vitesse d'extension.

Cette condition à la limite amont implique que l'eau ne s'accumule pas à l'amont de la zone saturée: elle peut toujours s'écouler.

Conditions initiales:

On suppose qu'il n'y a pas d'eau sur le versant avant le début de la pluie. On a ainsi:

$$h(x, 0) = 0 \text{ quelque soit } x.$$

Les équations du mouvement dans le cas d'écoulement sur zone saturée contributive ont été résolues selon le même principe que dans le cas du ruissellement généralisé. Nous les avons exprimées dans l'espace des caractéristiques et résolues uniquement à l'aval du versant.

Expression des équations du mouvement dans l'espace des caractéristiques:

$$\text{Sur le chemin régi par l'équation } \frac{dx}{dt} = C \cdot m \cdot h^{m-1} \quad (4-3),$$

$$\text{la hauteur d'eau vérifie l'équation différentielle } \frac{dh}{dt} = I \quad (4-4)$$

Il s'agit d'un système d'équations où l'inconnue est la hauteur d'eau h. Dès lors qu'on saura résoudre ce système, le débit sera obtenu grâce à l'équation 4-2 de la loi de comportement.

Dans un intervalle de temps sur lequel l'intensité de pluie I est constante et non nulle, l'intégration de ces deux équations sur une courbe caractéristique dont les bornes sont (χ, τ, h_0) et (x, t, h) est facile. On obtient le système d'équations suivant:

$$\begin{aligned} x - \chi - \frac{C}{I} \cdot [h_0 + I \cdot (t - \tau)]^m &= 0 \\ h - h_0 - I \cdot (t - \tau) &= 0 \end{aligned} \quad (S4)$$

Dans un intervalle de temps sur lequel l'intensité de pluie I est nulle, l'intégration de ces deux équations sur une courbe caractéristique dont les bornes sont (χ, τ, h_0) et (x, t, h) donne:

$$\begin{aligned} x - \chi - C \cdot m \cdot h_0^{m-1} \cdot (t - \tau) &= 0 \\ h - h_0 &= 0 \end{aligned} \quad (S4\text{-bis})$$

Il s'agit donc de définir l'origine de la courbe caractéristique passant par le point (x, t) considéré, grâce à la résolution de l'un ou l'autre des systèmes S4 et S4-bis selon le cas, ce qui permettra de définir la hauteur d'eau en ce point. Les inconnues du système sont donc au nombre de quatre $(\chi, \tau, h_0 \text{ et } h)$.

Méthode de résolution des équations du mouvement dans l'espace des caractéristiques:

Nous avons utilisé la même méthode de résolution que pour le cas du ruissellement généralisé. Rappelons qu'il s'agit de rechercher l'origine des courbes caractéristiques arrivant en bas de versant.

Sensibilité de la méthode de résolution:

La bonne estimation de la hauteur d'eau à l'aval du versant dépend de deux facteurs:

❶: Si la caractéristique vient de l'axe des ordonnées, seule la valeur estimée de τ intervient. Dans le cas d'une surface saturée de longueur constante alors, pour un intervalle pendant lequel l'intensité est non nulle, τ vérifie

$$\tau = t - \left(\frac{x}{C \cdot I^{m-1}} \right)^{1/m}$$

Sa valeur est connue exactement, auquel cas la hauteur d'eau au point (x,t) est:

$$h = \left(\frac{x \cdot I}{C} \right)^{1/m} \text{ et } q = x \cdot I$$

Si l'intensité est nulle cette solution est impossible.

Dans le cas d'une surface saturée de longueur variable τ vérifie l'équation suivante:

$$x - x_{am}(\tau) - \frac{C}{I} \cdot [I \cdot (t - \tau)]^m = 0$$

On le recherchera par dichotomie sur l'intervalle $[0,t]$, sa valeur sera connue d'autant plus précisément que le seuil de proximité à zéro sera faible.

❷: Si la caractéristique vient de l'axe des abscisses, les valeurs estimées de χ et h_0 interviennent, sauf dans le cas du premier intervalle de temps où h_0 est nul. Ces valeurs dépendent du seuil d'atteinte du zéro de la fonction à annuler imposé mais aussi du pas d'espace avec lequel on fait les calculs de hauteur pour tout x au pas de temps $j \cdot T_0$. Afin de réduire l'effet de ce pas d'espace, nous interpolons de façon linéaire les valeurs de h_0 en tout x , afin de connaître une estimation du profil continu et non discrétisé de la lame d'eau sur le versant.

Conclusion:

Nous avons donc développé des solutions numériques simples permettant de résoudre les équations du mouvement dans le cas d'un processus de formation des crues par ruissellement sur surface saturée contributive. Le modèle à développer est beaucoup plus simple que celui qui permet de résoudre les équations du mouvement en cas de ruissellement généralisé sur une surface au travers de laquelle le flux d'infiltration est proportionnel à la hauteur d'eau.

4-3: Analyse de sensibilité des hydrogrammes de versant en cas d'écoulement sur surface saturée contributive

Nous avons étudié les hydrogrammes de versant en cas d'écoulement sur surface saturée contributive dans deux cas:

- le premier suppose que la longueur de la zone saturée contributive est constante;
- le second prend en compte une zone saturée dont la longueur s'étend pendant la pluie.

4-3-1: Cas d'une zone saturée contributive de longueur constante

Dans le cas d'une zone saturée contributive de longueur constante, les paramètres physiques ayant a priori un rôle sur les hydrogrammes de versant sont:

- la longueur de la zone saturée contributive,
- la loi hydraulique des écoulements;
- l'intensité de pluie.

La production sur la zone saturée étant totale (conservation du volume entrant), la production d'un versant dépendra, dans ce cas précis, de la longueur de la zone saturée qui y est présente. Nous étudierons donc seulement la **fonction de transfert** des zones saturées contributives, en ramenant les hydrogrammes calculés à un même volume sortant.

La simulation de base que nous avons définie est la suivante:

$$\begin{cases} L_0 = 100m; \\ C = Kstri \cdot \sqrt{S_0} \text{ avec } Kstri = 5 \text{ et } S_0 = 20\%; m = \frac{5}{3} \text{ pour la loi de rugosité}; \\ I = 30mm / h \text{ pendant } 30 \text{ minutes}; \end{cases}$$

Ces valeurs de base ont été retenues pour les raisons suivantes:

①: la longueur des versants doit représenter celles des zones saturées éventuellement présentes sur le bassin des Maurets. A partir de la connaissance des coefficients d'écoulement d'épisode du bassin et en supposant que les écoulements sont dus au ruissellement sur des zones saturées contributives réparties tout au long du réseau hydrographique, on peut estimer la longueur des zones saturées contributives. En effet, dans cette hypothèse, le coefficient d'écoulement est égal à la proportion de surface du bassin qui est saturée. On a donc:

$$K_e = \frac{\text{Surface zone saturée}}{\text{Surface totale}} = \frac{\text{Longueur réseau} \cdot \text{Longueur saturée}}{\text{Surface totale}}$$

Sur le bassin des Maurets, la longueur du réseau visible est approximativement de 13 kilomètres.

Pour chacune des crues pour lesquelles nous avons étudié le coefficient d'écoulement (chapitre I), nous pouvons donc estimer la longueur des zones saturées, en supposant qu'elles n'évoluent pas pendant l'épisode. Le tableau 4-1 donne les résultats obtenus. Les estimations de la longueur de la zone saturée sur le bassin des Maurets, pour ce jeu d'épisodes, sont supérieures à 20 mètres et inférieures à 600 mètres. Ces valeurs sont surestimées puisque il est peu probable que les écoulements sur zone saturée contributive représentent toute la contribution à la rivière. Par conséquent, nous avons pensé qu'une centaine de mètres peut assez bien représenter la longueur des zones saturées contributives.

Tableau 4-1: Estimation de la longueur de la zone saturée à partir de la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode sur le bassin des Maurets.

Episode	Longueur de la zone saturée (m)
01	451
02	116
03	539
04	218
05	410
07	96
09	82
11	328
12	300
13	594
14	27

②: la loi de rugosité choisie est une loi turbulente, avec un coefficient de Strickler de 5, la pente du versant étant de 20%. Cette loi est conforme aux résultats obtenus par la mesure des écoulements sur plaque rugueuse en litière. Nous avons alors testé la réponse des versants en fonction de la valeur du coefficient de Strickler, mais aussi en imposant la loi hydraulique mesurée lors des essais de simulation de pluie: $C=4.10^{-4}$, $m=0.59$.

Les hydrogrammes de versant ramenés au même volume sortant calculés en fonction de différentes valeurs des paramètres sont présentés figure 4-1. Les hydrogrammes de versant obtenus en cas de ruissellement sur zone saturée contributive peuvent être décomposés en trois phases:

- le débit augmente pendant la première phase, la rapidité d'augmentation dépend des valeurs des différents paramètres,
- la seconde phase voit le débit rester constant; la longueur de ce palier varie selon les paramètres choisis. Si ce palier commence avant la fin de la pluie, alors il se termine à l'arrêt de la pluie,
- la troisième phase concerne la récession plus ou moins rapide selon les cas.

Contrairement aux hydrogrammes de versant obtenus en cas de ruissellement généralisé, la longueur joue un grand rôle dans le cas d'écoulement sur zone saturée contributive (figure 4-1a). Pour le problème de base que nous avons choisi, on constate que l'hydrogramme du versant de 10 mètres de long est très rapide, avec une récession qui s'arrête quasi-instantanément à la fin de la pluie. Pour des versants de 100 et 200 mètres, la récession commence à la fin de la pluie (pour 200 mètres, il n'y a pas de palier). D'autre part, on constate que l'ordonnée du maximum de la fonction de transfert est la même, pour tout versant de longueur inférieure à 200 mètres. Par contre, pour des versants de longueurs supérieures à 200 mètres, le palier commence à la fin de la pluie et peut se prolonger plus d'une heure. Dans ce cas, l'ordonnée du maximum de la fonction de transfert dépend de la longueur du versant saturé: l'eau provenant du haut des versants parvient à la rivière après la fin de la pluie.

L'influence de la loi hydraulique des écoulements est présentée figure 4-1b. L'hydrogramme ramené au volume sortant obtenu en supposant que la loi hydraulique des écoulements qui ont lieu sur zone saturée contributive est celle obtenue lors des essais de simulations de pluie est très plat, avec une augmentation du débit jusqu'à la fin de la pluie, puis un débit qui reste constant plus de cinq heures après la pluie. Cette loi hydraulique provoque donc des écoulements extrêmement retardés. Si celle-ci s'appliquait effectivement aux écoulements sur zones saturées, la contribution de ces zones ne serait pas aussi dynamique qu'il est généralement admis. La forme de cet hydrogramme conforte donc l'hypothèse que nous avons faite quant à la loi hydraulique à retenir pour les écoulements sur zone saturée contributive, à savoir une loi **turbulente de type Manning**. L'influence de la valeur du coefficient de Strickler montre que si celui-ci augmente, alors les hydrogrammes de versant sont plus rapides. En effet, l'augmentation du coefficient de Strickler signifie que la rugosité du versant diminue, et donc les écoulements sont plus rapides. Pour des valeurs du coefficient de Strickler supérieures à $3 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$, le maximum de la fonction de transfert est atteint avant la fin de la pluie, la récession commençant à la fin de la pluie. La récession dure moins de trente minutes, le maximum de débit ramené au volume sortant est le même quelque soit la valeur du coefficient de Strickler. Pour les valeurs de coefficient de Strickler inférieures à $1 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$, le palier commence après la fin de la pluie, le maximum de la fonction de transfert dépend alors de la valeur du coefficient de Strickler. La récession peut durer plus d'une heure trente après la fin de la pluie ($K_{\text{stri}}=0.5$). Rappelons que ces valeurs du coefficient de Strickler sont de l'ordre de celles qu'on a mesurées pour les écoulements sur plaque rugueuse en litière.

Contrairement au cas de ruissellement généralisé, l'intensité de pluie joue un rôle sur les hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant en cas d'écoulement sur zone saturée contributive (figure 4-1c). Quoique l'influence de l'intensité de pluie soit quand même moins importante que celle de la loi hydraulique ou de la longueur de la zone saturée, on constate que les intensités fortes provoquent des hydrogrammes plus rapides. Le maximum de la fonction de transfert est atteint plus vite.

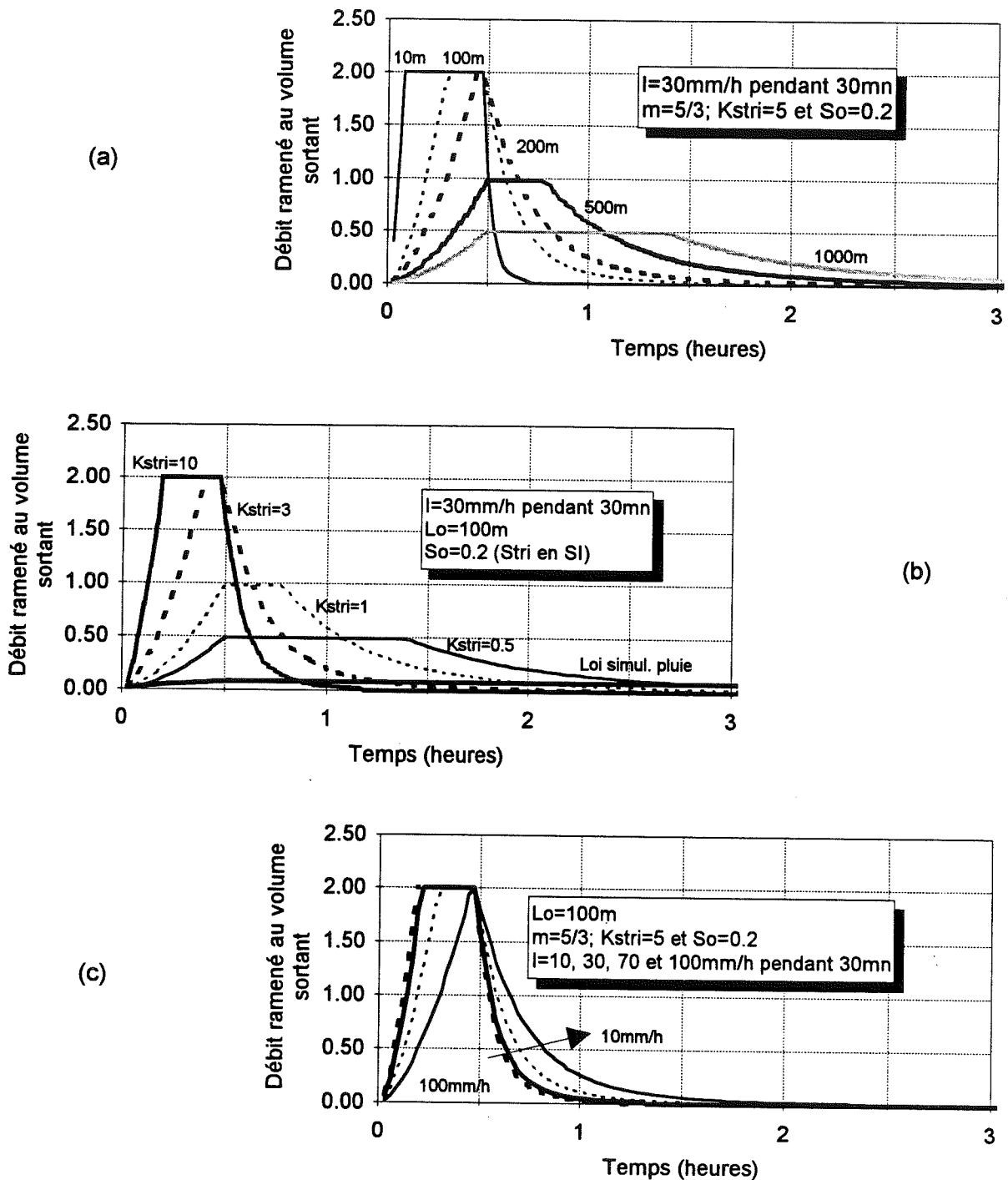


Figure 4-1: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant dans le cas d'une zone saturée de longueur constante en fonction de:

(a): la longueur du versant; (b): la loi de rugosité du versant; (c): l'intensité de pluie.

(Les ordonnées sont en h^{-1}).

En conclusion, dans le cas d'écoulements sur zone saturée contributive de longueur constante, les hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant, c'est à dire les fonctions de transfert, dépendent à la fois de la longueur de la zone saturée, de la loi hydraulique des

écoulements et de l'intensité de pluie, même si cette dernière a une influence moins marquée. La loi hydraulique des écoulements que nous avons obtenue lors des essais de simulation de pluie ne semble pas s'appliquer aux écoulements sur zone saturée contributive puisque l'hydrogramme obtenu avec une telle loi est très plat. On est capable de générer des fonctions de transfert avec un maximum atteint pendant la pluie ou juste à la fin. Par contre les récessions obtenues sont en général relativement courtes, même avec des valeurs de coefficient de Strickler très faibles: les hydrogrammes s'arrêtent tous avant deux heures trente après la pluie.

4-3-2: Cas d'une zone saturée contributive de longueur croissante pendant la pluie

Nous faisons maintenant l'hypothèse que la vitesse d'extension de la longueur contributive est constante pendant la pluie. Il s'agit d'une hypothèse simplificatrice dans l'esprit de cette étude qui cherche à déterminer quels sont les phénomènes dominants dans les apports à la rivière à l'occasion des crues. Les paramètres physiques ayant a priori un rôle sur les hydrogrammes de versant sont:

- la vitesse d'extension de la zone saturée contributive;
- la longueur initiale de la zone saturée contributive;
- la loi hydraulique des écoulements;
- l'intensité de pluie.

La simulation de base que nous avons définie est la suivante:

$$\begin{cases} V = 35 \text{ m / h et } x_{\text{init}} = 0; \\ C = K_{\text{stri}} \cdot \sqrt{S_0} \text{ avec } K_{\text{stri}} = 5 \text{ et } S_0 = 20\%; m = \frac{5}{3} \text{ pour la loi de rugosité}; \\ I = 30 \text{ mm / h pendant 30 minutes}; \end{cases}$$

Ces valeurs de base ont été retenues pour les raisons suivantes:

❶: la vitesse d'extension de la zone saturée doit représenter celle des zones saturées éventuellement présentes sur le bassin des Maurets. La détermination de cette vitesse d'extension a été effectuée de la manière suivante:

Pour chacune des crues que nous avons étudiée au chapitre I, nous avons supposé que les écoulements sont dus au ruissellement sur zone saturée dont la vitesse d'extension est constante. Dans l'hypothèse des zones saturées contributives, le volume écoulé à l'exutoire du bassin est égal au volume précipité sur les zones saturée. En supposant une vitesse d'extension constante tout le long du réseau hydrographique et une longueur nulle au début de l'épisode, l'expression de la vitesse d'extension est alors:

$$V = \frac{\text{Volume écoulé}}{\text{Longueur_réseau} \cdot \Delta T^2 \cdot \sum_{i=1}^{i=N} I_i \cdot (2 \cdot i - 1)}$$

où ΔT est le pas d'échantillonnage de la pluie,

N est le nombre de pas de l'épisode,

et I_i l'intensité de pluie pendant le pas i .

Compte tenu de ces hypothèses, nous avons calculé pour chaque épisode disponible, la vitesse d'extension de la zone saturée. Le tableau 4-2 donne les résultats obtenus. La valeur moyenne en est de 35m/h. C'est la valeur que nous avons retenue. Nous avons ensuite testé les hydrogrammes obtenus avec les valeurs maximale et minimale.

Tableau 4-2: Estimation de la vitesse d'extension de la zone saturée sur le bassin des Maurets

Episode	Vitesse d'extension de la zone saturée (m/h)
01	17
02	15
03	56
04	27
05	18
07	13
09	22
11	22
12	53
13	137
14	5

②: la longueur initiale de la zone saturée est probablement proche de zéro sur le bassin des Maurets. En effet, Taha a montré par des mesures tensiométriques que les sols s'assèchent assez rapidement après la pluie. C'est pourquoi dans le cas général, nous avons retenu que la longueur initiale est nulle. Nous avons toutefois étudié l'influence de cette longueur, celle-ci pourrait être en effet non nulle lorsqu'une nouvelle pluie intervient peu après un épisode.

③: les mêmes raisons que celles retenues dans le cas d'une zone saturée contributive de longueur constante justifient notre choix de la loi hydraulique.

Les hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant et calculés en fonction de différentes valeurs des paramètres sont présentés figure 4-2. Les hydrogrammes obtenus sont composés d'une phase d'augmentation du débit, pendant toute la durée de la pluie, puis d'une récession extrêmement rapide. En règle générale, les apports de la zone saturée ne sont plus significatifs au bout de trente minutes de récession. Le maximum de la fonction de transfert est atteint dans tous les cas étudiés à la fin de la pluie.

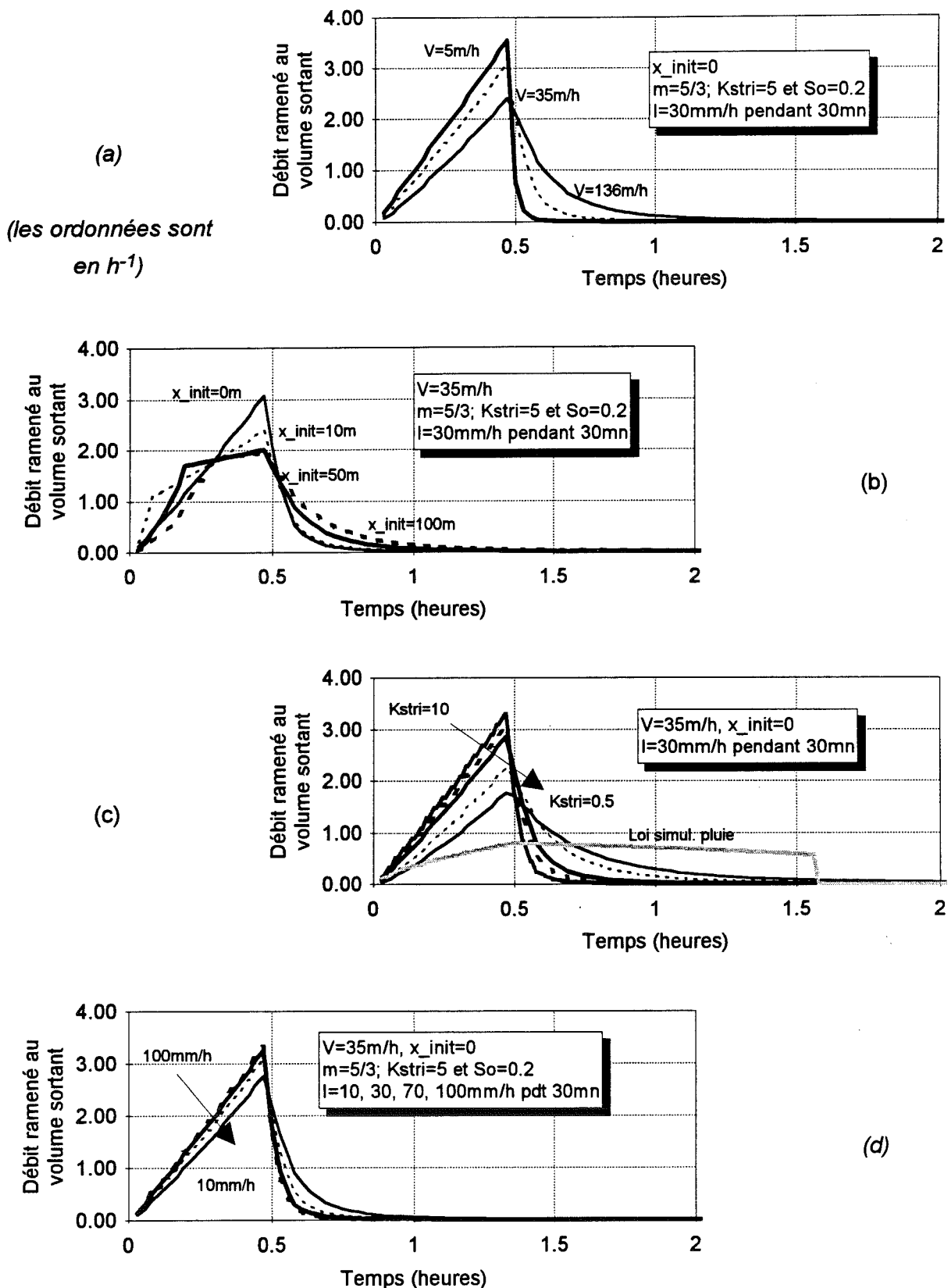


Figure 4-2: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant dans le cas d'une zone saturée de vitesse d'extension constante en fonction de:

- (a): la vitesse d'extension de la zone saturée; (b): la longueur initiale de la zone saturée;
(c): la loi de rugosité des versants; (d): l'intensité de pluie;

L'augmentation de la vitesse d'extension de la zone saturée provoque un ralentissement de la fonction de transfert: le maximum est plus faible et la récession plus étendue pour des vitesses fortes (figure 4-2a). L'augmentation de cette vitesse crée des longueurs de versant plus grandes et donc des distances de cheminements de l'eau jusqu'au bas du versant plus importantes. Cela est sans doute à l'origine des fonctions de transfert plus lentes.

La longueur initiale de la zone saturée a surtout un rôle sur la forme de la fonction de transfert avant le pic (figure 4-2b). Lorsque la longueur initiale est nulle, l'augmentation du débit est constante, alors qu'avec des longueurs initiales non nulles, la montée au pic s'effectue en deux phases, tout d'abord une augmentation très rapide, dont la rapidité est d'autant plus forte que la longueur initiale est faible, puis un accroissement moins important. Le maximum de la fonction de transfert est atteint à la fin de la pluie. Sa valeur est d'autant plus forte que la longueur initiale est faible. On constate d'autre part que la récession est peu marquée par la longueur initiale de la zone saturée.

La loi hydraulique des écoulements que nous avons mesurée par les essais de simulation de pluie provoque un hydrogramme ramené au volume sortant très plat, avec une récession qui dure plus d'une heure après la fin de la pluie (figure 4-2c). L'évolution de la fonction de transfert de la zone saturée avec le coefficient de Strickler est logique: plus le coefficient de Strickler est faible, c'est à dire plus la rugosité est forte, plus la fonction de transfert est lente, avec un maximum plus faible et des récessions moins marquées.

Enfin, on constate que l'intensité de pluie joue un rôle peu important sur la fonction de transfert: la montée au pic et l'importance de ce pic sont sensiblement les mêmes quelle que soit l'intensité de pluie imposée sur la zone saturée (figure 4-2d). Par voie de conséquence, la récession est, elle aussi, peu influencée par l'intensité de pluie.

En conclusion, les fonctions de transfert dues aux écoulements sur surface saturée contributive de vitesse d'extension constante dépendent principalement de cette vitesse d'extension, de la longueur initiale de la zone saturée et de la loi hydraulique des écoulements. Le pic des fonctions de transfert calculées se situe toujours à la fin de la pluie, par contre son importance est variable selon les cas. Il est abaissé lorsque la vitesse d'extension et la longueur initiale de la zone saturée augmentent et lorsque le coefficient de Strickler diminue. Les récessions que nous obtenons dans tous les cas sont très rapides et ne permettent pas de prolonger les écoulements longtemps après la pluie.

4-4: Conclusion

Dans ce chapitre consacré à l'étude des écoulements sur surface saturée contributive, nous avons schématisé cette zone par un plan imperméable sur lequel le mouvement de l'eau est dominé par les ondes cinématiques. Les lois de rugosité qui ont été retenues sont de deux types:

- la première est celle obtenue lors des essais de simulations de pluie, qui est une loi provoquant des écoulements très lents, du fait de l'influence des gouttes de pluie;
- la seconde est une loi turbulente pour laquelle nous avons fait varier le coefficient de Strickler, celui-ci restant tout de même très faible (rugosité forte).

Les équations du mouvement sont résolues par la méthode des caractéristiques.

Grâce à ce modèle numérique, nous avons calculé les fonctions de transfert d'un versant saturé en fonction des différents paramètres du modèle.

Dans un premier temps, nous avons supposé que la longueur du versant saturé est constante pendant l'épisode. La forme des fonctions de transfert obtenues dépend alors principalement de la longueur de la zone saturée et de la loi de rugosité des versants, l'intensité de la pluie jouant peu de rôle. Le maximum de la fonction de transfert est dans tous les cas atteint à la fin de la pluie, mais peut être prolongé jusqu'à une heure après la fin de la pluie. La récession est assez courte, durant au maximum deux heures après la fin de la pluie. L'augmentation de la longueur des versants, ainsi que la diminution du coefficient de Strickler, c'est à dire une augmentation de la rugosité des versants, provoquent un ralentissement de la fonction de transfert avec une ordonnée du maximum plus faible et une récession plus longue.

Dans un second temps, nous avons supposé que la zone saturée s'étend sur les versants avec une vitesse constante pendant la pluie. La forme des fonctions de transfert obtenues dépend alors principalement de la vitesse d'extension et de la longueur initiale de la zone saturée et de la loi de rugosité des versants, l'intensité de la pluie jouant encore un rôle mineur. Le maximum de la fonction de transfert est dans tous les cas atteint à la fin de la pluie. La récession est alors très courte, durant au maximum une heure après la fin de la pluie. L'augmentation de la vitesse d'extension et de la longueur initiale de la zone saturée, ainsi que la diminution du coefficient de Strickler provoquent un ralentissement de la fonction de transfert avec un maximum plus faible et une récession plus longue.

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

La première partie de ce mémoire a été consacrée à l'étude et à la modélisation des écoulements sur le versant dans le cas des trois processus générateurs de crue suivants: le ruissellement généralisé, les écoulements de subsurface et souterrains et les écoulements sur surface saturée contributive.

Une brève étude préalable sur l'importance des écoulements de surface et de subsurface au niveau du versant instrumenté des Maurets, a montré que ces deux types d'écoulement existent pendant les épisodes pluie-débit sur le versant. Mais cette analyse a surtout montré que cette échelle d'étude n'est pas cohérente avec l'échelle du bassin, puisque les volumes de surface et de subsurface recueillis par nos dispositifs de captage ne sont pas liés au débit mesuré à l'exutoire du bassin. Des études plus fines, liées au développement de modèles numériques ont donc été entreprises.

Des essais de simulation de pluie nous ont permis de proposer une loi d'infiltration, dans le cas d'apports à la rivière par ruissellement généralisé, et d'étudier l'hydraulique des écoulements de surface.

Ces essais ont montré que le flux d'infiltration de l'eau dans le sol peut être lié à la hauteur d'eau présente sur la parcelle par une relation de proportionnalité.

En outre, nous avons montré que les écoulements qui ont lieu à la surface du sol ne suivent pas les lois hydrauliques classiques des écoulements plans, de type Manning (turbulent) ou Poiseuille (laminaire). Deux hypothèses ont été avancées afin d'expliquer ces résultats. Il est possible que les écoulements soient perturbés très fortement par les gouttes de pluie. Par ailleurs, il peut se produire une concentration des écoulements de sorte qu'ils ne soient pas plans.

En ce qui concerne les écoulements de subsurface et souterrains, nous avons développé un dispositif expérimental permettant de caractériser de tels écoulements. Il s'agit d'une plaque métallique rugueuse qu'on enfonce à quelques centimètres dans le sol parallèlement à sa surface. Des essais avec la plaque rugueuse placée dans l'épaisse litière végétale présente sur la terrasse du versant des Maurets ont montré que les écoulements y suivent une loi hydraulique turbulente. Les coefficients de Strickler qui y sont associés sont toutefois très faibles, montrant que les écoulements en litière sont très lents. Pour des écoulements plus profonds (5 et 10 cm sous la surface du sol), nous avons montré que les écoulements parallèles à la surface du sol suivent la loi de Darcy. Mais les conductivités hydrauliques à saturation que nous calculons sont

alors d'au moins deux ordres de grandeurs supérieures à celles calculées par des appareils classiques de type Müntz, Guelph ou Trims.

Parallèlement à ces caractérisations des écoulements, trois modèles numériques ont été développés afin de déterminer les hydrogrammes obtenus en bas d'un versant soumis à la pluie, dans le cas où un seul des trois processus (ruissellement généralisé, écoulements souterrains et de subsurface, écoulements sur zone saturée contributive) intervient. En cas de ruissellement généralisé et d'écoulement sur zone saturée contributive, le versant est représenté par un plan. Ce plan admet une intensité d'infiltration proportionnelle à la hauteur d'eau dans le cas du ruissellement généralisé, alors qu'il est supposé totalement imperméable dans le cas d'écoulements sur zone saturée contributive. Les deux modèles développés résolvent alors les équations du mouvement de l'eau, dans l'hypothèse de l'onde cinématique. La résolution de ces équations est effectuée par la méthode des caractéristiques. Enfin, à partir des modélisations du mouvement des nappes dans le sol de la terrasse des Maurets effectuées par Taha, nous avons proposé un modèle simple à quatre paramètres donnant l'expression du débit des écoulements de subsurface et souterrains en bas du versant en fonction du temps.

Pour les deux modèles mécanistes, nous avons effectué une analyse de sensibilité des hydrogrammes de versant.

Dans le cas de ruissellement généralisé, nous avons montré que la production du versant, c'est à dire la proportion d'eau arrivant en bas du versant par rapport à la pluie incidente, est déterminée par la loi d'infiltration définissant le flux d'infiltration dans le sol. La fonction de transfert (hydrogramme ramené au volume sortant) ne dépend quant à elle pas du tout de l'intensité de pluie, ce qui montre que la méthode de l'Hydrogramme Unitaire est effectivement liée à la conception d'une génération des écoulements par ruissellement généralisé comme Grésillon (1994) l'a proposé. La longueur du versant joue un rôle mineur sur le transfert. Par contre, la loi hydraulique des écoulements sur le versant et le paramètre d'infiltration provoquent des pics de débit plus ou moins importants, ainsi que des récessions plus ou moins rapides. Dans tous les cas étudiés, le maximum de la fonction de transfert est atteint à la fin de la pluie, les récessions pouvant durer jusqu'à quatre à six heures après la fin de la pluie.

Dans le cas d'écoulements sur surface saturée contributive, la production des versants est déterminée par la proportion des versants dont la surface est saturée et contributive. La fonction de transfert des versants a été calculée dans deux cas: longueur ou vitesse d'extension de la zone saturée constantes pendant la pluie. Dans le premier cas, on obtient des fonctions de transfert avec un palier maximum qui peut durer une heure après la fin de la pluie. La récession est dans tous les cas terminée au bout de deux heures après la pluie. La longueur de la zone saturée et la loi hydraulique ont un rôle sur la valeur du pic de la fonction de transfert alors que l'intensité ne l'influence pas. Dans le cas d'une zone saturée qui s'étend le long des versants

avec une vitesse constante, le pic de la fonction de transfert est atteint à la fin de la pluie, la récession est en général très rapide et s'arrête au maximum une heure après la fin de la pluie. L'ordonnée du maximum dépend de la vitesse d'extension et de la longueur initiale de la zone saturée, mais aussi de la loi hydraulique des écoulements sur le versant. L'intensité joue encore dans ce cas un rôle mineur.

Ces études ont permis de mieux connaître le rôle hydrologique des versants. Nous pouvons comparer ces résultats avec ceux que nous avons présentés au chapitre I concernant l'évolution de la fonction de transfert du bassin des Maurets. Les fonctions de transfert calculées sur les Maurets par Neyret-Gigot (1992) ont un maximum situé entre deux et quatre heures après la pluie et des récessions très longues (plus de dix heures). Les écoulements par ruissellement généralisé permettent d'expliquer des récessions assez longues, mais elles restent encore trop courtes par rapport aux résultats de Neyret-Gigot. Dans l'hypothèse d'écoulements sur surface saturée contributive, on retrouve bien l'évolution de la fonction de transfert avec le coefficient d'écoulement. En effet, dans cette hypothèse, ce dernier est directement lié à la longueur des versants saturés. Par contre, les récessions sont limitées à deux heures après la fin de la pluie et ne permettent pas d'expliquer les écoulements lents. Il y a donc nécessité d'écoulements souterrains ou de subsurface pour soutenir les débits longtemps après la fin de la pluie.

Ainsi, la question des processus générateurs de crue prédominants sur le bassin des Maurets n'est pas résolue. Le transfert dans le réseau hydrographique des écoulements de surface générés sur les versants peut-il retarder à ce point les fonctions de transfert? Les écoulements de subsurface et souterrains sont-ils plus retardés que les écoulements de surface? Nous allons tenter de répondre à ces questions dans la seconde partie de ce mémoire qui étudie les écoulements à l'échelle du sous-bassin inférieur des Maurets.

PARTIE II

ANALYSE MECANISTE A L'ECHELLE DU BASSIN DES APPORTS A LA RIVIERE EN CAS DE CRUE

CHAPITRE V

MODELISATION DES ECOULEMENTS DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE

5-1: Introduction et généralités

Notre conception d'un rôle hydrologique particulier des versants lors d'un épisode pluvieux ne doit toutefois pas négliger l'influence du réseau hydrographique. Celui-ci concentre en effet les écoulements, et même sur un petit bassin tel que les Maurets (8.4km²), il est probable que son rôle ne soit pas tout à fait négligeable dans la chronique des débits mesurée à l'exutoire. Le réseau hydrographique détermine le temps de transfert de l'eau mise à disposition par les versants jusqu'à l'exutoire. Ce temps de transfert dépendra vraisemblablement de la position des versants sur le bassin, mais aussi probablement du débit dans la rivière. Dans ce chapitre nous abordons donc la question du transfert de l'eau du bas des versants jusqu'à l'exutoire du bassin.

Dans la modélisation pluie-débit, le rôle du réseau hydrographique est pris en compte différemment selon les modèles. La classification des modèles hydrologiques que nous avons présentée au chapitre I (§1-1) peut être d'ailleurs partiellement liée à la façon dont les modèles représentent la transformation des apports par le réseau hydrographique. Les modèles statistiques, qui lient le débit à la pluie par des équations mathématiques, considèrent le bassin dans son ensemble sans différencier le comportement des versants de celui du réseau. Dans les modèles conceptuels fonctionnels de type réservoirs, l'influence du réseau est parfois représentée par le découpage du bassin en surfaces isochrones. Le bassin est découpé en une série de lignes dites isochrones, telles que la durée des écoulements entre deux lignes voisines soit égale à un pas de temps fixé Δt (figure 5-1). Pour chaque surface isochrone, comprise entre deux lignes isochrones, et à chaque pas de temps, le débit à son exutoire est calculé. Le débit à l'exutoire du bassin au temps t est alors la somme du débit fourni à l'instant t par l'élément de surface le plus proche de l'exutoire, du débit fourni à l'instant $t-\Delta t$ par l'élément de surface compris entre les lignes isochrones 1 et 2, du débit fourni à l'instant $t-n.\Delta t$ par l'élément inscrit

entre les isochrones n et $n+1$ et ce jusqu'aux lignes isochrones les plus éloignées. Ainsi, les apports des versants sont-ils retardés selon la distance qui les séparent de l'exutoire. Ces hypothèses sous-entendent que la vitesse d'écoulement de l'eau sur le bassin est indépendante du débit, c'est à dire qu'en tout point du réseau cette vitesse est invariante dans le temps mais pas nécessairement la même partout. Ainsi le temps de transfert d'un volume d'eau partant d'un même endroit dans le réseau hydrographique sera toujours le même quel que soit le moment considéré. En ce qui concerne les modèles conceptuels à base physique, le résultat de la propagation dans le réseau hydrographique de l'eau mise à disposition par les versants est en général obtenue par un module de résolution des équations mécaniques du mouvement de l'eau en rivière. C'est le point de vue que nous avons adopté.

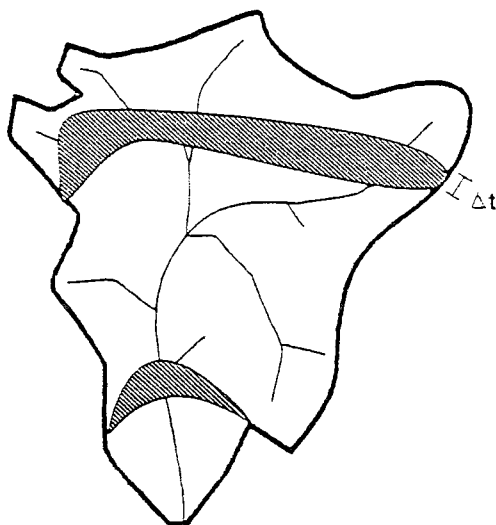


Figure 5-1: Schématisation de la partition d'un bassin en surfaces isochrones. D'après Neyret-Gigot (1992).

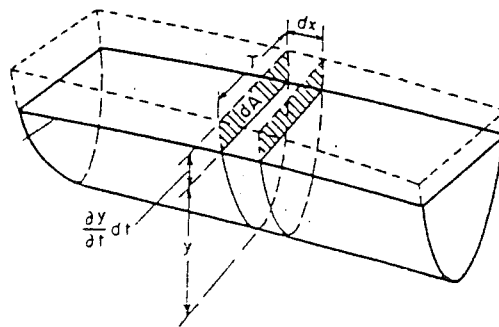
En effet, la contribution des versants étant calculée grâce à la résolution des équations mécaniques du mouvement, il serait dommage de limiter la propagation dans le réseau hydrographique à une fonction de transfert isochrone. Dans un souci de précision et de cohérence, nous avons donc développé un modèle basé sur la résolution des équations du mouvement qui régissent la propagation des ondes de crue. Nous le présentons au cours de la première partie de ce chapitre. Afin de le tester et le valider, nous l'avons appliqué dans un cas simple, le canal de la Trévaresse. Le canal a l'avantage d'avoir une géométrie simple et nous disposons des données relatives à une campagne de mesures pour laquelle le débit amont était imposé par le manipulateur et le débit aval mesuré en continu. Enfin, au paragraphe 5-3, nous présenterons l'application du modèle de propagation des ondes de crue à la rivière des Maurets, qui est complètement naturelle.

5-2: Les équations mécaniques du mouvement et leur traitement

La propagation d'une onde de crue est modélisée par un écoulement unidimensionnel non stationnaire. Comme pour les écoulements sur les versants, les équations du mouvement sont fondées sur les hypothèses énoncées par Barré de Saint Venant et qui ont été rappelées au chapitre II. La différence essentielle par rapport au versant consiste dans la forme du lit de la rivière qui doit être prise en considération alors que dans la modélisation des versants, l'écoulement est supposé plan. Les régimes de vitesse dans ce problème n'autorisent plus à faire l'hypothèse de l'onde cinématique et nous devons donc considérer en particulier l'équation dynamique complète.

Rappelons que l'écoulement peut être entièrement décrit par deux variables dépendantes: le débit Q et la cote de la surface libre y par exemple. Ces deux variables définissent l'état du mouvement du fluide le long du cours d'eau, en fonction des deux variables indépendantes, la distance x et le temps t . Il suffit donc de deux équations pour décrire l'écoulement non stationnaire: l'équation de continuité et l'équation dynamique.

5-2-1: Les équations du mouvement et les conditions initiales et aux limites retenues



Equation de continuité

L'équation de continuité exprimant la conservation de la masse dans un élément de volume, prend en considération les apports des versants à la rivière:

$$\boxed{\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0} \quad (5-1)$$

où A est la section mouillée, elle est reliée par une fonction univoque à la hauteur d'eau y ;
 Q le débit;

q_l le débit latéral par unité de longueur;
 q_l est positif si il y a apport;
 q_l est négatif si il y a perte;
 t le temps;
 et x l'abscisse.

Equation dynamique

Avec nos hypothèses, elle s'écrit sous la forme:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = k \cdot q_l \cdot V \quad (5-2)$$

où Q est le débit;
 A la section mouillée;
 y la cote de la surface libre;
 g l'accélération de pesanteur;
 S_f la pente de la ligne d'énergie.

et le produit $k \cdot q_l \cdot V$ représente le gain de quantité de mouvement dû aux apports:

- si $q_l < 0$, $k=1$
- dans notre cas, on suppose que les apports ont lieu avec une vitesse nulle; par conséquent, $k=0$.

Les conditions initiales et aux limites que nous avons retenues sont les suivantes:

Conditions aux limites

Le régime d'écoulement de la rivière est supposé fluvial. Par conséquent, il y a deux familles de courbes caractéristiques, les unes "descendent" vers l'aval alors que les autres "remontent" vers l'amont. Deux conditions aux limites sont donc nécessaires. Elles sont les suivantes:

- A l'amont, on impose la fonction $Q(t)$ qui correspond à la crue à propager. Elle est discrétisée en temps.

- A l'aval, la présence d'un déversoir impose une condition du type $Q=f(y)$. Nous linéarisons cette relation de la façon suivante:

$$Q_n = f(y_n)$$

$$Q_n^{j+1} = Q_n^j + \frac{dQ_n}{dy} \cdot (y_n^{j+1} - y_n^j)$$

où l'indice n représente le nombre total de tronçons retenus sur la rivière,
et l'exposant j représente le pas de temps.

Conditions initiales

Afin d'initialiser le calcul, il est impératif de connaître le débit et la hauteur d'eau en tout point de la rivière au pas de temps initial. Nous avons choisi d'imposer comme conditions initiales un régime permanent. Ainsi on suppose que le débit et la hauteur d'eau dans la rivière sont constants avant le début de la crue. Cela peut être justifié lorsque la décrue de l'épisode précédent est longue. Alors le débit dans la rivière est quasiment constant. Dans le cas de deux épisodes consécutifs très rapprochés, l'hypothèse de régime permanent ne peut être valide. Cependant, il faut noter que les équations de Barré de Saint Venant ont une telle structure (hyperboliques non linéaires) qu'elles se comportent comme s'elles "oublieraient" les conditions initiales au bout de quelques pas de temps de calcul. Les valeurs du débit calculées pendant les premiers pas de temps seront alors fausses, mais on tendra rapidement vers la solution réelle. Par conséquent, le débit est supposé constant sur le tronçon. Il est égal au premier débit de la crue à propager.

Connaissant la valeur du débit dans la rivière et en supposant que le régime est permanent, la ligne d'eau sur le tronçon au temps initial peut être calculée à partir des équations de l'hydraulique classique. La présence d'un déversoir à l'aval de la rivière provoquant l'élévation artificielle du niveau de l'eau, la ligne d'eau initiale est obtenue par le calcul point par point d'une courbe de remous sur laquelle les hauteurs entre deux points consécutifs sont reliées par une équation différentielle. A partir de l'aval pour lequel la hauteur d'eau est connue grâce à l'équation du déversoir, on peut donc calculer la hauteur d'eau en tout point de la rivière en remontant progressivement vers l'amont. Notons qu'à partir d'une certaine distance de l'aval, la présence du déversoir ne se fait plus ressentir et la hauteur est donc égale à une hauteur d'équilibre qui correspond à une hauteur normale si la rivière est réellement prismatique (forme de la section indépendante de l'abscisse).

5-2-2: Discrétisation et linéarisation des équations du mouvement

L'importance du transfert dans le réseau hydrographique, en particulier sur les grands bassins versants, a très tôt amené les ingénieurs hydrauliciens à proposer des solutions aux équations de Barré de Saint Venant. Massau, en 1889, fût le premier à proposer une solution graphique aux équations du mouvement de l'eau dans une rivière. Thomas (1937) trouva plus

tard une solution numérique. Ces premières méthodes de résolution des équations complètes de Barré de Saint Venant nécessitaient toutefois beaucoup d'effort et on proposait le plus souvent des solutions aux équations incomplètes du mouvement de l'eau en rivière, dans quelques cas plus simples (onde diffusive ou onde cinématique). L'avènement des gros calculateurs électroniques a provoqué un nouvel intérêt à l'utilisation des équations complètes de Saint Venant (Ragan, 1966). Les solutions numériques qui ont été proposées depuis peuvent être divisées en quatre catégories (Strelkoff, 1970):

- Développement d'un réseau de courbes caractéristiques (Amein, 1966);
- Résolution des équations caractéristiques par un schéma explicite de différences finies;
- Résolution des équations du mouvement (continuité et dynamique) par un schéma explicite en différences finies;
- Résolution des équations du mouvement (continuité et dynamique) par un schéma implicite en différences finies (Preismann, 1961; Amein *et al.*, 1970).

Parmi les méthodes de résolution numérique disponibles, nous avons choisi une méthode des différences finies car elles sont simples à mettre en oeuvre. D'autre part, les schémas explicites de différences finies sont en général restrictifs puisqu'ils ne sont stables que dans le cas où le nombre de Courant, qui relie le pas de temps de calcul, le pas d'espace et la vitesse de propagation des ondes, est inférieur à 1. Nous avons donc opté pour un schéma implicite en différences finies, celui de Preismann. Il a été élaboré par Preismann à Sogreah et publié pour la première fois en 1961. Théoriquement, il est numériquement stable quelque soit le pas de temps et le nombre de Courant à condition que le paramètre de Priesmann θ soit supérieur à 0.5. Ce schéma est actuellement reconnu presque partout dans le monde comme le mieux adapté à notre problème (Cunge, 1986) et a été appliqué avec succès sur de nombreuses rivières (Cunge et Wegner, 1964; Greco *et al.*, 1975).

Le schéma de Preismann

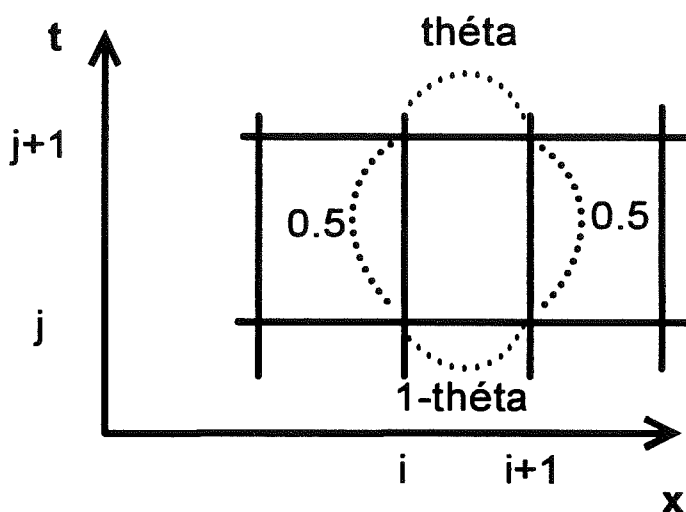
Il donne l'expression d'une fonction f et de ses dérivées partielles par rapport au temps et à l'espace de la façon suivante:

$$\left\{ \begin{aligned} f(x, t) &= \frac{\theta}{2} \cdot (f_{i+1}^{j+1} + f_i^{j+1}) + \frac{1-\theta}{2} \cdot (f_{i+1}^j + f_i^j) \\ \frac{\partial f}{\partial t} &= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{\Delta t} + \frac{f_i^{j+1} - f_i^j}{\Delta t} \right) \\ \frac{\partial f}{\partial x} &= \theta \cdot \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \cdot \frac{f_{i+1}^j - f_i^j}{\Delta x} \end{aligned} \right. \quad (5-5)$$

où l'indice i est relatif à l'abscisse x ,
 l'exposant j est relatif au temps,
 Δt le pas de temps de calcul,
 Δx la distance entre deux noeuds consécutifs
 et θ un paramètre à déterminer (dans l'intervalle $[0, 1]$).

Notons que le schéma de Preismann est stable si θ est compris entre 0.5 et 1, quelque soit le pas de temps Δt . De plus, il ne lie entre eux que deux points i et $i+1$; la distance Δx peut donc varier le long d'un tronçon (figure 5-2).

Figure 5-2:
 Représentation
 schématique du schéma
 de discrétisation de
 Preismann. D'après
 Cunge (1986).



L'application du schéma de Preismann aux équations du mouvement permet d'en obtenir une expression discrète et linéaire. Les différentes étapes du calcul afin d'y parvenir sont présentées en annexe IV. Le réseau hydrographique est discrétisé en tronçons de profils en long et en travers de géométrie constante. L'écriture des équations du mouvement linéarisées pour chacun de ces tronçons, auxquelles on ajoute les conditions aux limites, permet d'obtenir un système linéaire d'ordre $2.n$ (où n est le nombre de tronçons de la rivière) que l'on résout par des méthodes classiques d'inversion de matrice.

5-2-3: Tests de sensibilité et validation de la méthode - Propagation d'une onde de crue dans le cas d'un exemple simple: le canal de la Trévarresse

Afin de tester notre maîtrise du modèle de propagation des ondes de crue utilisant la méthode des différences finies avec le schéma de Preismann, nous avons essayé de reproduire une expérience réalisée par la Société du Canal de Provence sur un canal, c'est à dire à un tronçon prismatique, le canal de la Trévarresse. Par ailleurs, cet essai nous a permis d'étudier la sensibilité du modèle aux différents paramètres.

En Janvier 1988, une campagne de mesures a été effectuée sur le canal de la Trévaresse par la Société du Canal de Provence. Les descriptions précises du canal et de l'essai qui y était effectué sont présentées en annexe IV. Notons toutefois que sa longueur totale est de 6970m. L'hydrogramme imposé en tête de canal y était un échelon dont le débit maximum atteignait 880l/s. A l'aval, le débit était mesuré en continu. Les hydrogrammes observés à l'amont et à l'aval sont présentés figure 5-3.

Afin de restituer la chronique des débits observée à l'aval du canal, nous avons retenu les valeurs des paramètres suivantes:

- le pas de temps: $\Delta t=200$ secondes;
- le pas d'espace: $\Delta x=200$ mètres;
- le paramètre de Preismann: $\theta=0.7$;
- les pertes par infiltration:

$$q_i = 8.61e^{-3} \text{ l / s / m} \quad \text{si } Q_{\text{amont}} = 880 \text{ l / s}$$

$$q_i = 0 \quad \text{sinon}$$

selon les recommandations de la Société du Canal de Provence;

- le coefficient de Strickler: $K_{\text{stri}}=40\text{m}^{1/3}.\text{s}^{-1}$.

Avec ces valeurs, l'accord entre les hydrogrammes observés et simulés nous semble correct, ce qui nous permet de valider notre modèle de propagation (figure 5-3).

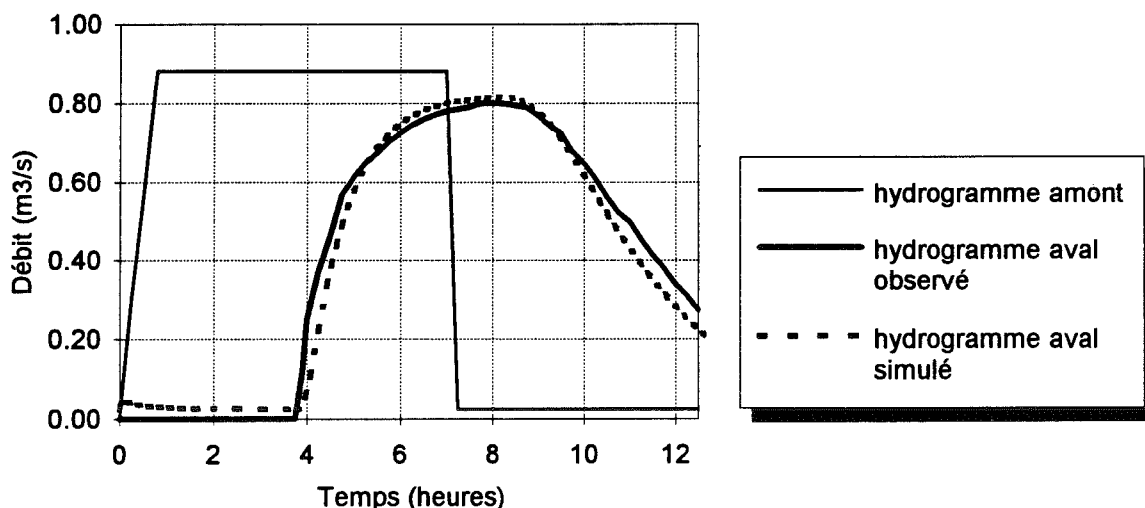


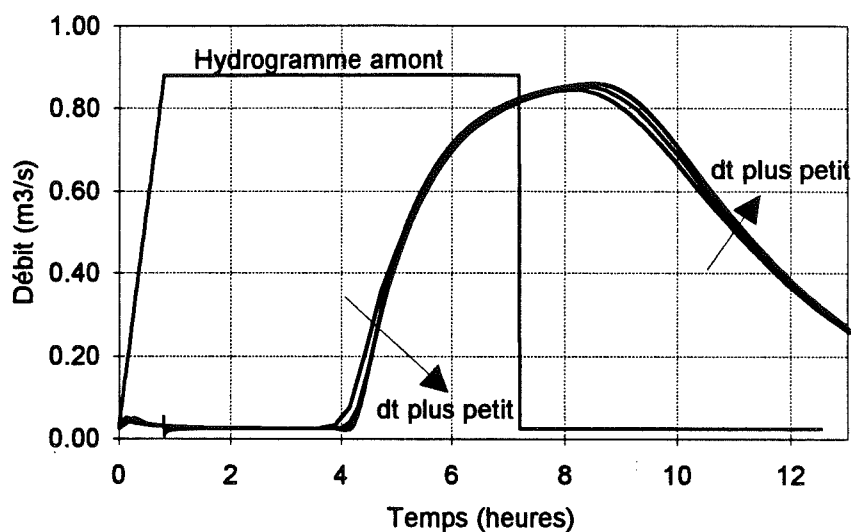
Figure 5-3: Comparaison entre les hydrogrammes observé pendant la campagne de Janvier 1988 et simulé par notre modèle de propagation.

A partir de différentes simulations et sans chercher à reproduire l'hydrogramme mesuré à l'aval, nous avons aussi analysé la sensibilité du modèle de propagation aux pas de temps et d'espace de calcul et à la valeur du paramètre de Preismann.

5-2-3-1: Problème du pas de temps de calcul

Nous avons constaté que le pas de temps joue un certain rôle sur la rapidité du transfert calculé dans le canal. En effet, la figure 5-4 montre que l'augmentation du débit à l'aval commence légèrement plus tôt si le pas de temps est plus élevé; par ailleurs la position du maximum de crue est faiblement retardée et la récession un peu moins rapide si le pas de temps choisi est plus faible. On peut supposer que le pas de temps le plus petit permet une restitution des débits plus proches de la réalité. Toutefois, les temps de calcul sont très longs lorsqu'on diminue notablement le pas de temps.

Figure 5-4: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du pas de temps ($dt=10s, 50s, 100s, 500s, 1000s$).

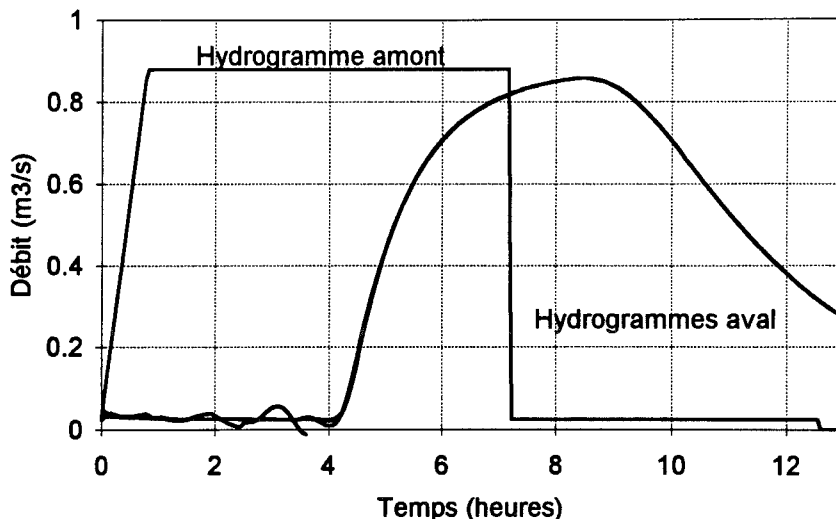


5-2-3-2: Problème du pas de discrétisation

Le choix du pas d'espace conduit à définir le nombre de points discrets pour lesquels on écrit les équations linéarisées du mouvement. Si on fait intervenir n points, alors le système à résoudre sera d'ordre $2.n$. Ainsi le temps de calcul sera d'autant plus important que n est grand, c'est à dire que le pas d'espace est petit.

Avec l'essai du canal de la Trévaresse, nous avons testé les pas d'espace de 140, 230, 350 et 700 mètres. La comparaison de ces différentes simulations montre que le rôle du pas d'espace influence principalement les premiers pas de calculs, pouvant même provoquer des instabilités numériques, si la valeur du pas d'espace est trop grande (700 mètres). Au-delà de ces premiers pas de temps, le pas d'espace ne joue pas un rôle significatif.

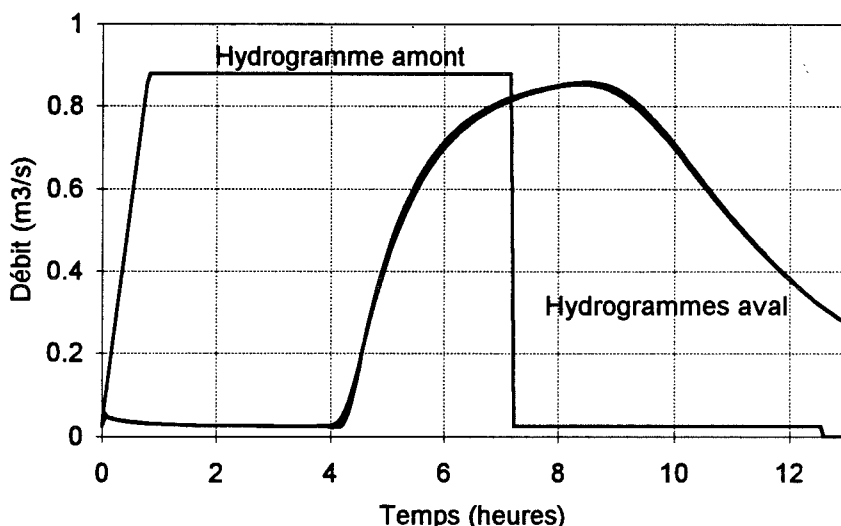
Figure 5-5: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du pas d'espace.



5-2-3-3: Problème du paramètre de Preismann

Le paramètre θ peut théoriquement varier dans l'intervalle $[0.5;1]$. Pour la valeur 1, nous obtenons un schéma de résolution totalement implicite qui ne donne pas de résultats satisfaisants. De même, pour la valeur 0.5, nous avons obtenu des instabilités et le calcul diverge. Nous avons donc fait varier ce paramètre dans l'intervalle $[0.55;0.95]$. Dans cette plage, l'influence du paramètre θ est faible: Nous avons décelé une variation de quelques litres par seconde sur les débits au point aval soit une variation de moins de 1% (figure 5-6).

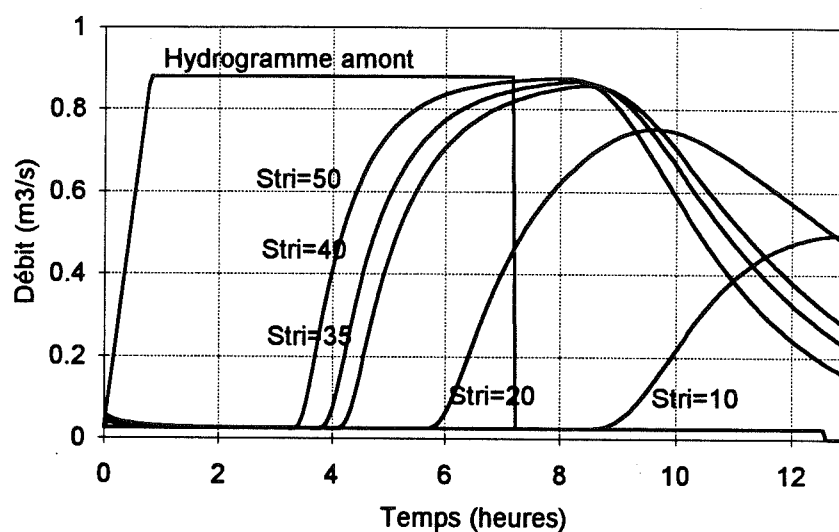
Figure 5-6: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du paramètre de Preismann. ($0.55 \leq \theta \leq 0.95$)



5-2-3-4: Sensibilité à la valeur du coefficient de Strickler

Le coefficient de Strickler n'est pas un paramètre numérique du modèle mais un paramètre descriptif de la rivière. Sa valeur n'est pas connue exactement mais est estimée à partir des caractéristiques de surface des berges du canal. Nous avons voulu évaluer la sensibilité des hydrogrammes simulés à la valeur du coefficient de Strickler choisi. Celui-ci définissant la rugosité des berges, on constate que si sa valeur diminue, c'est à dire que la rugosité des berges augmente, alors le temps de transfert de l'eau augmente et le débit maximum aval diminue (figure 5-7). Le choix de la valeur du coefficient de Strickler permettra donc d'ajuster en particulier le temps correspondant au pic de crue.

Figure 5-7: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction de la valeur du coefficient de Strickler.



5-2-4: Conclusions

Après la présentation générale du modèle numérique de propagation des ondes de crue que nous avons développé, nous pouvons résumer les caractéristiques de ce modèle.

- Le schéma de discrétisation de Preismann que nous avons choisi a l'avantage de relier les points deux à deux et permet ainsi une variation du pas d'espace entre les points. Ceci est un point important pour l'application du modèle à une rivière naturelle. De plus il est stable pour $\theta \in]0.5; 1[$.
- Les pas d'espace et de temps peuvent varier dans d'assez grandes proportions sans diminuer les performances de la modélisation. Le modèle que nous avons développé semble offrir une très grande stabilité numérique, ce qui est important pour son application à une rivière naturelle, non prismatique.

5-3: Application du modèle de propagation des ondes de crue à la rivière des Maurets

Dans ce paragraphe, nous présentons les résultats obtenus par l'application du modèle de propagation à la rivière des Maurets sans tenir compte des apports des versants. Le problème complet, c'est à dire avec apports des versants calculés selon le processus de formation des crues envisagé, sera résolu au chapitre 6.

Compte tenu des travaux de Grésillon (1994) puis Taha (1995) sur le bassin des Maurets qui ont montré que chaque partie du bassin participe de façon identique au débit dans la rivière (cf §1-2-3, figure 1-5), nous avons essayé de déterminer les processus de formation des crues prépondérants sur le bassin des Maurets à partir de l'analyse mécaniste des crues entre les deux stations limnigraphiques Maurets amont et Maurets aval (cf §1-2-3). Cette restriction nous a permis de ne modéliser que la partie aval du bassin dont la superficie est de 3km². Les avantages que nous y voyons sont les suivants:

❶: Les calculs numériques sont plus rapides puisque la modélisation numérique est effectuée sur 3 au lieu de 8.4km²;

❷: La position du réseau hydrographique est bien définie. Si l'on prenait en compte la tête de bassin, il serait difficile de distinguer à partir de quel moment les écoulements sont en chenal et non plus en lame mince sur un versant. D'autre part, en tête de bassin, il faudrait plutôt représenter le réseau par un chevelu hydrographique et non par une rivière unique dont les contours sont bien dessinés. Notons toutefois sur la partie aval du bassin des Maurets la présence de deux affluents à la rivière principale (figure 5-8).

Lors de nos campagnes de terrain, et en particulier du relevé topographique de la rivière, nous avons remarqué que ces ruisseaux ont un écoulement même en été. Ainsi, pendant les épisodes pluvieux leur contribution au débit dans la rivière principale n'est a priori pas nulle et il serait peut-être nécessaire, de tenir compte de façon ponctuelle de l'apport de ces deux ruisseaux.

Le premier ruisseau a son confluent avec la rivière principale situé à 1790 mètres de l'exutoire et la superficie du bassin versant qu'il draine est de 0.49km². Le second ruisseau est le "*ruisseau de Roudeborne*". Son confluent avec la rivière principale est situé à 1090 mètres de l'exutoire et la superficie du bassin versant qu'il draine est de 0.66km².

L'eau qui tombe sur les versants de ces deux ruisseaux devrait être propagée jusqu'au bas des versants, transférée dans ces ruisseaux jusqu'au confluent avec la rivière principale, puis à nouveau propagée dans le réseau principal. Pourtant, pour des raisons de simplifications, nous

avons négligé la présence de ces deux ruisseaux, et supposé que l'eau qui tombe sur les versants du sous-bassin inférieur des Maurets atteint directement le réseau hydrographique principal.

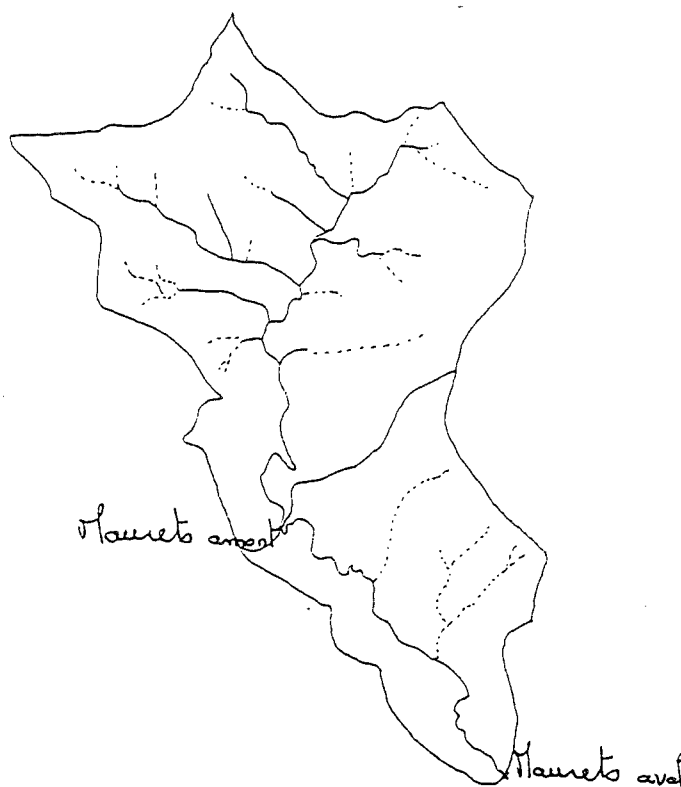


Figure 5-8: Représentation du réseau hydrographique sur le bassin des Maurets. D'après la carte IGN série bleu n°3445est (Collobrières).

5-3-1: Description de la rivière des Maurets

D'après les équations de Barré de Saint Venant, il apparaît que le mouvement non permanent de l'eau en rivière dépend de la géométrie du réseau - pente et profil en travers - et des caractéristiques de rugosité du radier et des berges. La simulation de la propagation des ondes de crue dans la rivière des Maurets nécessite donc la description détaillée du réseau. La rivière des Maurets est une rivière naturelle, elle est constituée d'une succession de courbes et de lignes, de cascades et de retenues, de sections étroites puis larges. Ses berges sont tantôt empierrées, du fait de l'aménagement anthropique, tantôt couvertes d'herbes denses, de broussailles et d'arbustes. Sa description dans le but d'une modélisation numérique n'est donc pas facile. Il faut un bon compromis entre l'échelle des variations que l'on constate sur le terrain et qui sont sans doute de l'ordre de la dizaine de mètres, et celles que l'on peut introduire dans un modèle numérique. C'est ce que nous avons tenté d'obtenir en effectuant le relevé topographique de la rivière des Maurets entre les stations Maurets amont et Maurets aval. Les informations relevées sont de deux ordres: le profil en long de la rivière et son profil en travers pour des sections nous semblant représentatives de portions de rivière. Les sauts de type cascades, qui remarquons-le ne sont pas nombreux, n'ont pas été localisés mais sont pris en compte dans la valeur moyenne de la pente. Ajoutons que le relevé topographique d'une telle rivière n'est pas une chose aisée. Nous avons parcouru les trois kilomètres qui séparent les deux stations des Maurets en trois semaines et il nous a fallu débroussailler une bonne partie des berges pour pouvoir nous frayer un chemin. Le profil en long que nous avons mesuré est

présenté figure 5-9. La pente moyenne de la rivière entre Maurets amont et Maurets aval est de 2.68%. D'autre part, vingt-et-une sections en travers ont été relevées (voir figure 5-9 pour leur localisation), leurs formes sont présentées en annexe IV. La figure 5-10 présente quatre exemples, les sections n°1, 8, 11 et 15. Remarquons que nous n'avons pas noté d'évolution systématique des profils en travers en fonction de la distance à l'exutoire (pas d'élargissement vers l'aval).

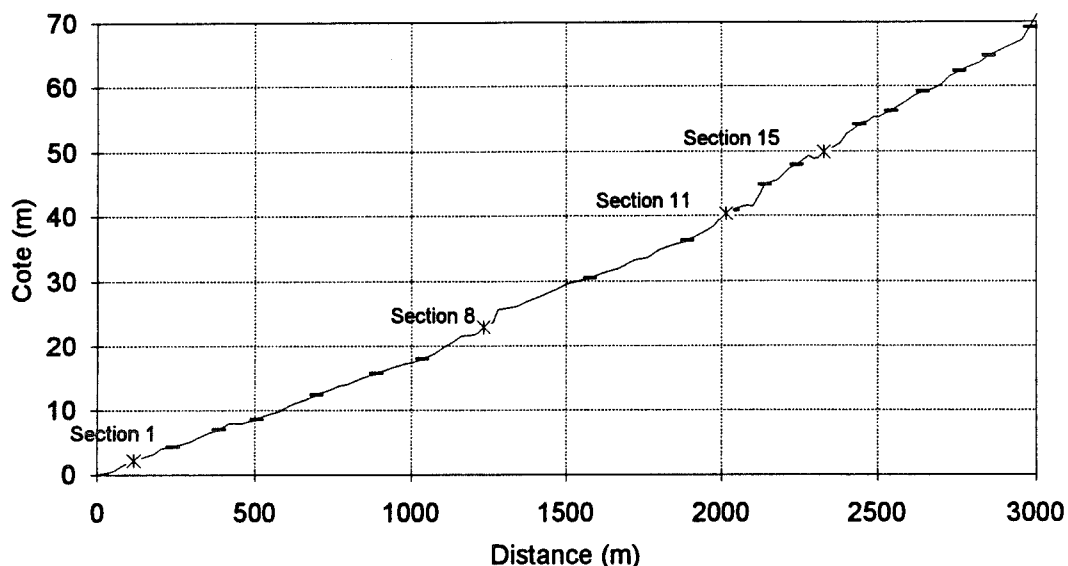


Figure 5-9: Profil en long de la rivière des Maurets entre les stations Maurets amont et Maurets aval. Les traits correspondent à la position des profils en travers que nous avons relevés.

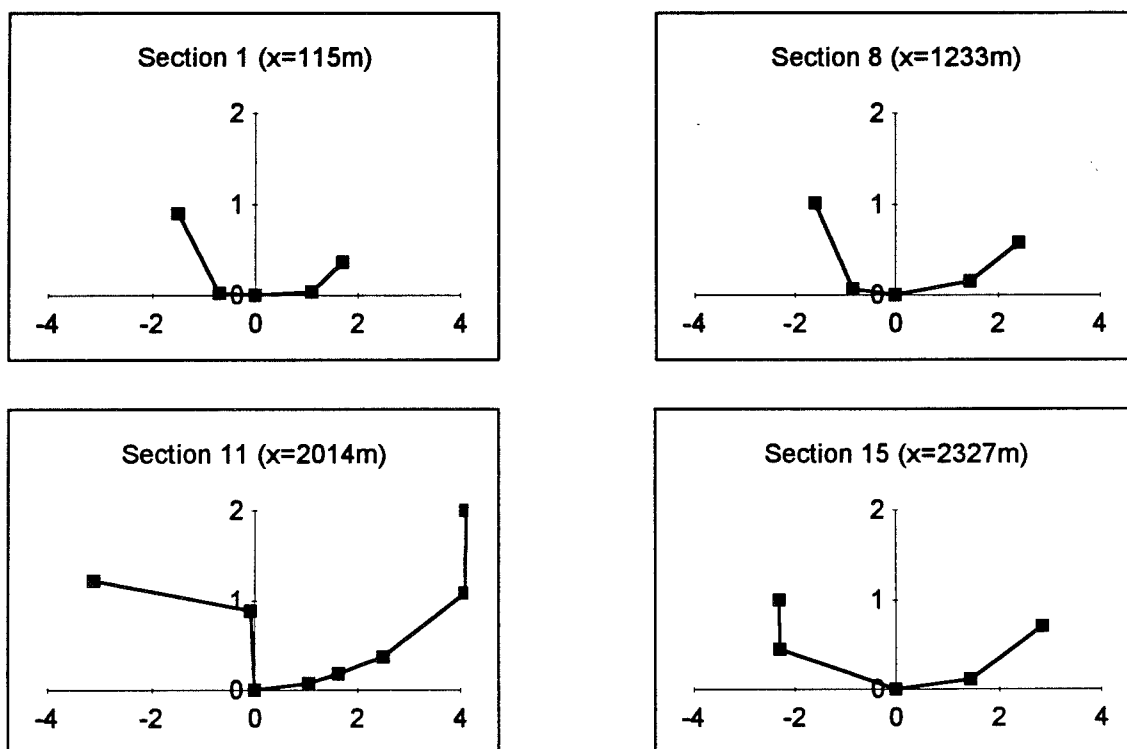


Figure 5-10: Profil en travers des sections n°1, 8, 11 et 15. Les cotes sont exprimées en mètres, x est la distance à l'exutoire.

5-3-2: Conditions aux limites

Comme nous l'avons vu au § 5-2-1, deux conditions aux limites sont nécessaires. En ce qui concerne la limite amont, il s'agit de la station limnigraphique Maurets amont et la condition imposée est l'hydrogramme des débits enregistré. Nous y avons sélectionné quelques épisodes depuis novembre 1992, date de l'implantation de cette station. Ces épisodes seront présentés en détail au cours du chapitre 6. La limite aval est constituée par la station limnigraphique Maurets aval, le niveau d'eau y est relié au débit grâce à la présence d'un déversoir. A partir des courbes de tarage hauteur-débit fournies par le Cémagref d'Aix en Provence, nous avons ajusté une loi puissance reliant le débit à la hauteur d'eau dans cette section aval. La loi obtenue est la suivante:

$$Q = 1.48 \cdot (h - 0.3)^{2.47}$$

où Q est le débit exprimé en m³/s,
et h la hauteur d'eau exprimée en mètres.

5-3-3: Test de sensibilité de la propagation d'une crue sur les Maurets sans apport latéral

L'application du modèle de propagation des ondes de crue à la rivière des Maurets n'a pas été sans difficultés. Dans un premier temps, il faut noter que les calculs sont très ralentis par rapport au canal de la Trévaresse car pour chaque pas de temps, il faut calculer les valeurs de la section et du périmètre mouillés en chaque section. D'autre part, le pas d'espace est fixé par le relevé topographique que nous avons effectué. Il est en général de l'ordre de 200 mètres. Le pas de temps de calcul a donc été choisi de façon à minimiser le temps de calcul sans perdre en précision. Compte tenu des tests de sensibilité que nous avons effectués, nous avons choisi un pas de temps de 200 secondes. En outre, notons que nous avons dû éliminer quatre sections pour le calcul de la propagation dans lesquelles le nombre de Courant devenait très grand, ce qui provoquait des instabilités. L'examen de ces sections ne nous a toutefois pas permis de définir pourquoi le nombre de Courant y atteignait de fortes valeurs. La valeur du paramètre de Preismann a été fixée à 0.8. Rappelons qu'il joue peu de rôle sur le calcul de propagation.

Malgré ces difficultés, nous avons pu calculer la propagation des hydrogrammes enregistrés à l'amont jusqu'à la station Maurets aval, en supposant qu'il n'y a pas d'apport des versants. La figure 5-11 présente l'exemple de propagation de la crue n°101 entre Maurets amont et Maurets aval sans apport latéral en fonction de la valeur du coefficient de Strickler. On constate que le temps de transfert est bien restitué, c'est à dire qu'il y a coïncidence des

abscisses du maximum de la crue, si le coefficient de Strickler est compris entre 30 et $70\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$. Par contre les débits sont sous-estimés puisqu'on ne tient pas compte des apports des versants.

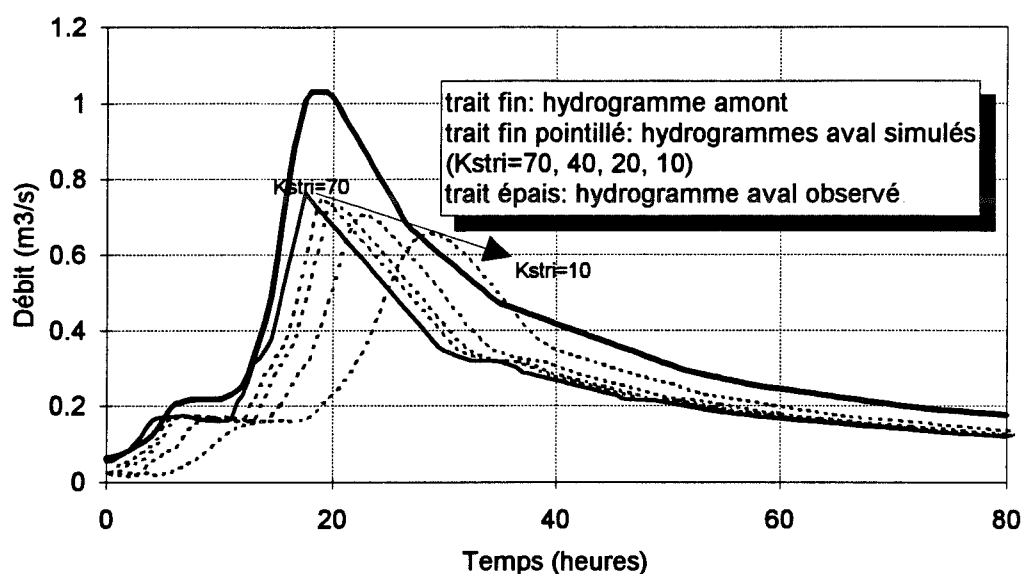


Figure 5-11: Propagation de la crue n°101 entre Maurets amont et Maurets aval sans tenir compte des apports latéraux.

5-4: Conclusion

Le modèle de propagation de crue en rivière fondée sur la discrétisation des équations du mouvement de l'eau par le schéma de Preismann a montré une grande stabilité numérique.

Une validation de ce modèle a été effectuée pour un essai de référence concernant le canal de la Trévaresse. Nous avons été capable de restituer les débits mesurés à l'aval avec une différence n'excédant pas 4% au moment du maximum de la crue.

Enfin, l'application du modèle de propagation sur la rivière des Maurets entre les stations limnigraphiques Maurets amont et Maurets aval a été mise en place. La propagation de plusieurs des crues a été effectuée avec succès. Toutefois, les apports des versants à la rivière n'ont pas été pris en compte, et les hydrogrammes aval simulés sont sous-estimés. Dans le chapitre 6, nous allons donc développer un modèle complet simulant les écoulements de versant et propageant les crues dans le réseau hydrographique en tenant compte des apports des versants.

CHAPITRE VI

MODELISATION NUMERIQUE DES ECOULEMENTS SUR LE SOUS-BASSIN INFERIEUR DES MAURETS

Ce chapitre a pour objet de répondre à la question centrale de notre étude: quel(s) processus semble(nt) le(s) mieux adapté(s) à la formation des crues sur le bassin des Maurets et quels sont alors les facteurs qui jouent un rôle sur les caractéristiques des hydrogrammes.

C'est la raison pour laquelle nous nous intéressons maintenant à la modélisation numérique des écoulements sur le sous-bassin inférieur des Maurets. Comme nous l'avons précisé aux chapitres I puis V (§1-3-3 et 5-4), les travaux de Grésillon (1994) et Taha (1995) ont montré que chaque partie du bassin participe de façon identique au débit dans la rivière. Par conséquent, nous restreignons notre étude aux apports à la rivière entre les stations limnigraphiques Maurets amont et Maurets aval, ce qui correspond à un bassin versant de 3km².

Afin de déterminer le(s) processus générateur(s) de crue qui semble(nt) expliquer au mieux les hydrogrammes obtenus sur les Maurets, nous utiliserons trois modèles numériques à base physique simulant les écoulements sur versant selon l'un des trois processus envisagés (ruissellement généralisé, écoulement de subsurface et souterrain ou écoulement sur zone saturée contributive). Nous avons supposé qu'un seul processus intervient pendant un épisode considéré. Ainsi, à l'aide de chaque modèle numérique, nous chercherons dans un premier temps à reproduire l'hydrogramme observé à l'aval du bassin des Maurets. Pour cela, nous calculerons l'hydrogramme à la station Maurets aval, résultat de la propagation de la crue enregistrée à la station Maurets amont, compte tenu des apports calculés en bas des versants. Et nous comparerons les hydrogrammes observés et simulés à Maurets aval. Il s'agira alors d'ajuster le mieux possible, à l'aide d'un algorithme d'optimisation, les résultats du modèle aux données réelles enregistrées sur le bassin des Maurets. Les résultats de cette optimisation, en termes de reconstitution mais aussi en termes de validité des valeurs des paramètres seront alors discutés.

D'autre part, pour le(s) processus qui semble(nt) convenir sur le bassin des Maurets, nous nous intéresserons aux paramètres physiques qui jouent un rôle sur les caractéristiques des hydrogrammes et tenterons d'évaluer leur influence sur l'évolution de la fonction de transfert constatée par Neyret-Gigot (1992).

6-1: Présentation des modèles; La méthode de calage

Dans ce paragraphe, nous présentons les modèles développés à l'échelle du bassin, pour chacun des processus de crue envisagés. Ils sont tous basés sur le principe de décomposition des écoulements en écoulements sur versant puis dans le réseau hydrographique: la pluie tombe sur les versants, s'infiltré et éventuellement contribue à l'exfiltration en bas de versant d'une eau présente avant ou bien elle ruisselle sur le sol et atteint le bas des versants, puis elle est propagée dans le réseau hydrographique compte tenu des apports latéraux dus aux versants. Sur les versants, chacun des modèles retient un seul processus générateur de crue et permet, dans ce cas, de définir les hydrogrammes en bas de versants. Le rôle du réseau hydrographique est alors de collecter ces écoulements de versant et de permettre leur propagation jusqu'à l'exutoire du bassin versant. Le modèle comporte donc deux modules: le premier module détermine les hydrogrammes en bas de versants, le second calcule la propagation de la crue compte tenu des apports des versants calculés par le premier module.

Afin d'ajuster les modèles numériques aux données réelles, nous avons utilisé une méthode de calage, la méthode du Simplex, que nous décrirons ensuite. Il s'agit d'une méthode de recherche automatique d'un optimum (maximum ou minimum) d'une fonction multivariable.

6-1-1: Le module de versant

Comme nous l'avons présenté dans la première partie de ce mémoire (analyse mécaniste des apports à la rivière en cas de crue à l'échelle du versant), les versants sont schématisés par des plans. Nous avons supposé qu'un seul processus générateur de crue intervient. Il s'agit:

- soit de ruissellement généralisé,
- soit d'écoulements souterrains et de subsurface,
- soit d'écoulements sur zone saturée contributive.

6-1-1-1: Cas du ruissellement généralisé

Si le processus de génération des écoulements envisagé est celui de ruissellement généralisé, l'hydrogramme de versant sera calculé par le modèle que nous avons présenté au chapitre II. La loi d'infiltration que nous avons proposée impose que le flux d'infiltration est proportionnel à la hauteur d'eau sur le versant, conformément aux mesures que nous avons effectuées sur le terrain. Ce modèle de versant compte ainsi trois paramètres: celui d'infiltration, qui lie le flux d'infiltration à la hauteur d'eau sur le site par la loi:

$$Inf = \frac{h}{a}$$

où Inf est le flux des pertes par infiltration,
 h la hauteur d'eau,
et a le paramètre d'infiltration,

et les deux paramètres C et m de la loi de rugosité liant le débit et la hauteur d'eau:

$$Q = C \cdot h^m$$

où Q est le débit par unité de longueur,
et h est la hauteur d'eau.

Au cours du chapitre II, nous avons aussi étudié la sensibilité des hydrogrammes de versant à la longueur du versant et à l'intensité de pluie. En ce qui concerne cette dernière variable, elle est imposée par les données pluie-débit. La longueur des versants quant à elle a été déterminée à partir du modèle numérique de terrain au pas de 20 mètres du bassin des Maurets (Saulnier, 1996). En effet, dans le cas de ruissellement généralisé, les versants contribuent à l'écoulement sur toute leur longueur, nous avons donc calculé la longueur totale des versants des Maurets, en rive droite et en rive gauche. Pour cela, compte tenu de la discrétisation de la rivière des Maurets en tronçons de géométrie constante imposée par notre relevé topographique (pente et profil en travers), nous avons choisi de considérer que sur chacun des tronçons, les versants, de rive droite et gauche, ont chacun une longueur constante. Cette longueur a été choisie égale à la longueur moyenne des versants calculée à partir du modèle numérique de terrain. La figure 6-1 présente la comparaison entre les longueurs de versant calculées à partir du MNT et celles retenues pour la modélisation du sous-bassin inférieur des Maurets. Rappelons qu'au cours du chapitre II, nous avons vu que la longueur du versant sur lequel le ruissellement généralisé se produit a peu d'influence sur l'hydrogramme obtenu en bas de versant. Par conséquent, nous considérons que les estimations des longueurs de versant que nous proposons permettront de bien estimer les écoulements par ruissellement généralisé. Notons d'autre part que la valeur de la surface totale du bassin inférieur des Maurets est respectée dans notre représentation schématique.

Mise à part les longueurs de versant qui varient le long du réseau, nous avons supposé que les versants ont les mêmes caractéristiques, en particulier de rugosité.

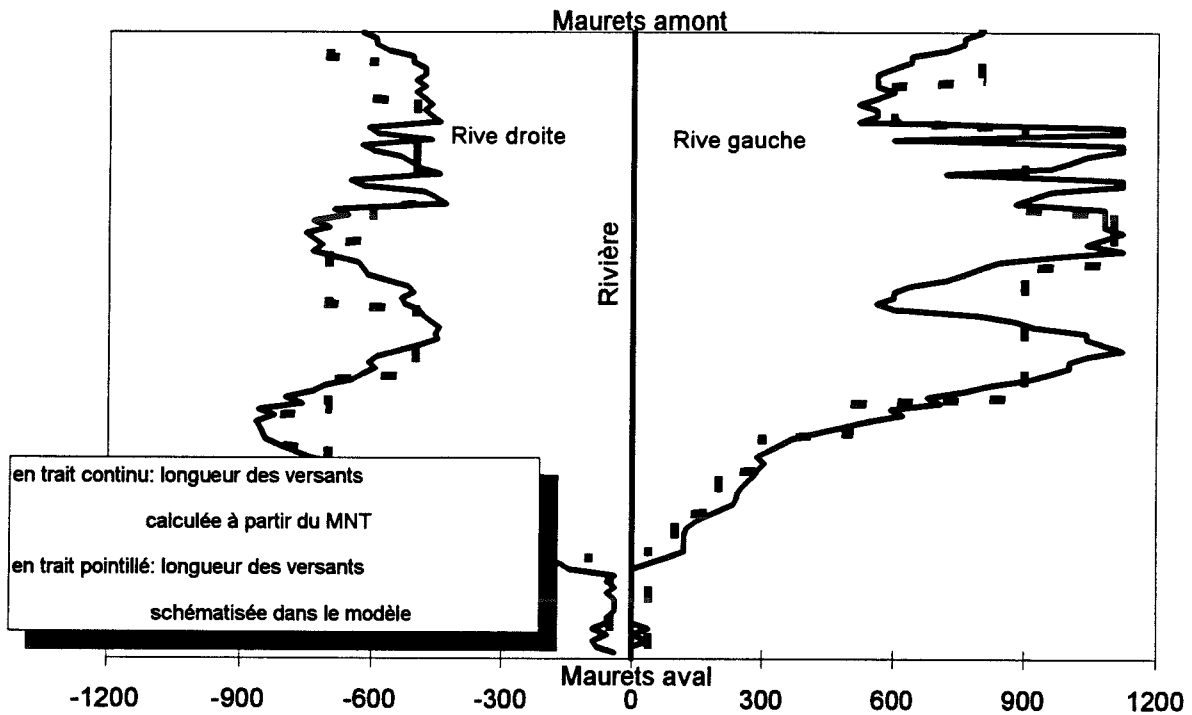


Figure 6-1: Comparaison des longueurs de versant schématisées et calculées à partir du MNT du bassin inférieur des Maurets dans le cas de ruissellement généralisé.

6-1-1-2: Cas des écoulements de subsurface et souterrains

Dans le cas d'apports à la rivière par écoulements souterrains et de subsurface, l'hydrogramme en bas de versant est déterminé par le modèle mathématique que nous avons proposé au chapitre III (§3-2). Rappelons que ce modèle, proposé à partir des différentes simulations numériques à base physique des écoulements souterrains et de subsurface dans la terrasse du versant des Maurets effectuées par Taha (1995) comporte quatre paramètres, t_j , t_f , t_0 et Q_0 . Le débit de versant est alors défini par la relation mathématique suivante:

$$\begin{cases} Q(t) = 0 & \forall t < t_j; \\ Q(t) = Q_0 & \forall t \in [t_j; t_f]; \\ Q(t) = Q_0 \cdot e^{-\frac{t-t_f}{t_0}} & \forall t > t_f. \end{cases}$$

Les longueurs de versant sont ici inutiles puisque l'on considère que les apports en bas de versant sont régulièrement distribués tout au long de la rivière.

6-1-1-3: Cas des écoulements sur surface saturée contributive

Enfin, en cas d'écoulement sur zone saturée contributive, les hydrogrammes de versant sont calculés par le modèle présenté au chapitre IV. Deux paramètres interviennent dans ce cas; il s'agit de ceux de la loi de rugosité du versant qui lie le débit à la hauteur d'eau.

L'intensité de pluie sera définie à partir des données pluie-débit. Par contre, la longueur de versant qui est saturée et qui contribue aux apports est une inconnue du problème. Une optimisation de cette valeur par un algorithme approprié est hors de question, compte tenu des temps de calcul que cela nécessiterait. Il s'agit donc de proposer une estimation de la longueur des versants, son rôle n'étant pas négligeable sur les hydrogrammes de versant. Dans le cas d'écoulements sur surface saturée contributive, toute l'eau qui tombe sur les versants saturés contributifs rejoint l'exutoire du bassin et toute l'eau qui tombe hors de ces zones est perdue en terme de contribution à l'écoulement. Ainsi, à l'échelle du bassin, le volume d'eau tombé sur les zones saturées est égal au volume écoulé pendant la crue à l'exutoire. Si l'on suppose que les zones saturées sont uniformément réparties sur le bassin autour de la rivière, on peut alors estimer leur longueur de la façon suivante:

$$Volume_écoulé = \int_{Episode} I(t) \cdot L(t) \cdot L_{Réseau} \cdot dt \quad (6-1)$$

- où
- Volume_écoulé est le volume écoulé à l'exutoire du bassin. Celui-ci peut, par exemple, être estimé en ôtant au débit mesuré à l'exutoire le débit initial,
- $I(t)$ est la chronique des intensités de pluie pendant l'épisode,
- $L(t)$ est la longueur de la zone saturée à l'instant t ,
- et
- $L_{Réseau}$ est la longueur du réseau.

Dans notre cas, nous appliquerons le modèle au bassin inférieur des Maurets, entre les stations Maurets amont et Maurets aval. A l'amont de la rivière, on imposera la chronique des débits enregistrée à la station Maurets amont. Par conséquent, le volume écoulé pendant la crue, fourni par les versants situés entre les deux stations limnigraphiques sera égal au volume écoulé à l'aval moins le volume écoulé à l'amont. Nous supposerons que les zones saturées sont réparties uniformément le long du réseau et sur chaque rive. Par ailleurs, nous supposons que les versants ont tous les mêmes caractéristiques, en particulier de rugosité.

6-1-2: Le module de propagation dans le réseau hydrographique

Ce module est celui que nous avons présenté au chapitre V. Le débit latéral est celui calculé par le module de versant, selon le processus de formation des crues considéré. La rivière des Maurets y est décrite par 18 tronçons de pente et de profil en travers (section) constants, déterminés à partir des relevés topographiques que nous avons effectués. Le pas d'espace y est en général de l'ordre de 200 mètres. Le pas de temps que nous avons retenu est 200 secondes. Il n'y a alors pour ce module qu'un seul paramètre physique qui est le coefficient de Strickler de la rivière, qui régit en particulier la rugosité des berges et par conséquent la vitesse de propagation des ondes de crue dans le réseau hydrographique.

6-1-3: Méthode de calage utilisée

L'estimation de paramètres pour la calibration des modèles est une question importante pour l'hydrologie. Bien souvent, la présence de fonctions non linéaires rend impossible toute optimisation analytique. On doit alors avoir recours à des méthodes particulières d'estimation de paramètres.

Tout d'abord il nous faut définir ce que recouvre le terme "optimisation du modèle" et trouver un critère permettant de différencier deux jeux de paramètres. Nous avons choisi d'optimiser en débit, c'est à dire de comparer le débit estimé par le modèle et le débit observé dans la nature à tout instant. Le critère que nous avons retenu est l'efficience ou critère de Nash. Sa définition est la suivante:

$$\begin{aligned} & \text{si } Q_c = Q_{obs} + \varepsilon \\ & \text{alors} \end{aligned} \tag{6-2}$$
$$E = \frac{Var(Q_{obs}) - Var(\varepsilon)}{Var(Q_{obs})} = 1 - \frac{Var(\varepsilon)}{Var(Q_{obs})}$$

- où
- Q_c est le débit estimé par le modèle,
 - Q_{obs} le débit observé que l'on souhaite restituer,
- et
- $Var(x)$ la variance de x calculée sur tous les points disponibles.

Ce critère varie entre moins l'infini (si les erreurs sont très fortes) et 1, la reconstitution étant parfaite pour $E=1$. Ce critère ne produit aucun biais, ni temporel ni volumique. Le but de l'optimisation que nous allons entreprendre sera donc d'obtenir un jeu de paramètres permettant une efficience la plus proche possible de un.

De nombreuses méthodes de recherche de l'optimum d'une fonction à plusieurs paramètres ont été proposées (Johnston et Pilgrim, 1976). La plus simple à mettre en oeuvre est sans doute celle des grilles emboîtées qui consiste à balayer de façon systématique l'espace paramétrique avec un pas de variation propre à chaque paramètre. Il existe aussi tout un ensemble d'algorithmes dits de gradient qui estiment les variations à apporter à chaque paramètre à partir de la valeur de la dérivée de la fonction à optimiser au point considéré. Pour notre part, nous avons choisi la méthode dite du "Simplex" (Nelder et Mead, 1965). Cette méthode repose sur l'évaluation, itération après itération, d'une fonction coût $V(\theta)$ considérée, où θ est le vecteur des p paramètres à optimiser $(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p)$. Une procédure séquentielle permet alors d'évaluer, dans l'espace paramétrique, la direction à prendre pour se rapprocher du minimum de la fonction coût. Dans notre cas, cette fonction coût est $1-E(\theta)$, puisque la méthode du Simplex a été développée pour déterminer des minima.

Le point de départ de cet algorithme est la connaissance de $p+1$ jeux de paramètres, p étant le nombre de paramètres de la fonction à caler. Chaque jeu représente un point dans l'espace de dimension p des paramètres. Il est impératif de choisir ces $p+1$ jeux de façon à ce qu'ils forment des vecteurs libres dans l'espace des paramètres et qu'ainsi on puisse déterminer une base de l'espace des paramètres à partir des $p+1$ points dont on dispose. On associe alors à chaque jeu de paramètres la valeur de la fonction coût à minimiser que l'on a obtenue en calculant les reconstitutions en débit du modèle avec ce jeu de paramètres particulier. On a alors une idée de la géométrie locale de la "surface" formée par les valeurs de la fonction coût dans l'espace des paramètres. Parmi les $p+1$ jeux de paramètres, on note celui pour lequel la fonction coût est la plus forte. On va alors tenter de remplacer ce jeu de paramètres par un autre jeu pour lequel la fonction coût sera plus faible. Pour cela on explore l'espace des paramètres dans la zone la plus éloignée du maximum. Des opérations, principalement de symétrie, permettent de définir la position d'un nouveau point dans la zone où le minimum est supposé se trouver. Pour ce point on calcule à nouveau la valeur de la fonction coût. Si cette valeur est inférieure à la valeur maximale de la fonction coût, alors on remplace le jeu de paramètres initial par ce nouveau jeu. Dans le cas contraire, il nous faut chercher un nouveau jeu de paramètres dans une autre direction de l'espace pour lequel la fonction coût sera inférieure à la valeur maximale. On obtient alors $p+1$ jeux de paramètres, dont la différence entre les fonctions coût correspondantes est plus faible qu'avec les $p+1$ jeux précédents: on s'est rapproché du minimum de cette fonction. Le processus est réitéré jusqu'à ce que les $p+1$ vecteurs de paramètres aient tous des critères "égaux" et représentant le minimum.

La méthode nécessite un certain doigté, le choix du jeu de paramètres initial étant déterminant dans la rapidité avec laquelle la solution est obtenue. En revanche, ce choix intervient heureusement très peu sur la solution trouvée.

6-2: Le jeu d'épisodes utilisé

Pour notre étude, compte tenu du fait que nous souhaitons modéliser les écoulements sur le bassin inférieur des Maurets, entre les stations limnigraphiques Maurets amont et Maurets aval, nous avons constitué un échantillon d'épisodes à partir des chroniques pluie-débit enregistrées depuis Novembre 1991, date d'implantation de la station Maurets amont.

6-2-1: Analyse succincte des chroniques pluie-débit du bassin des Maurets sur la période Novembre 1991 - Août 1994

La figure 6-2 présente la chronique pluie-débit au pas de temps journalier pour le bassin Maurets aval, sur la période allant du 1^{er} Novembre 1991 au 1^{er} Août 1994. Bien que nous n'ayons pas les données sur la période d'Août à Octobre 1991, on peut considérer que nous avons trois années hydrologiques disponibles pour l'étude de la formation des crues sur le bassin inférieur des Maurets. Pour chacune des années hydrologiques, le total pluviométrique est le suivant:

Novembre 1991 - Juillet 1992:	506mm;
Août 1992 - Juillet 1993:	867mm;
Août 1993 - Juillet 1994:	852mm.

L'année 91-92 a donc été une année plutôt sèche, marquée par des épisodes de faible importance, les années 92-93 et 93-94 sont plus humides et comportent un à deux épisodes importants.

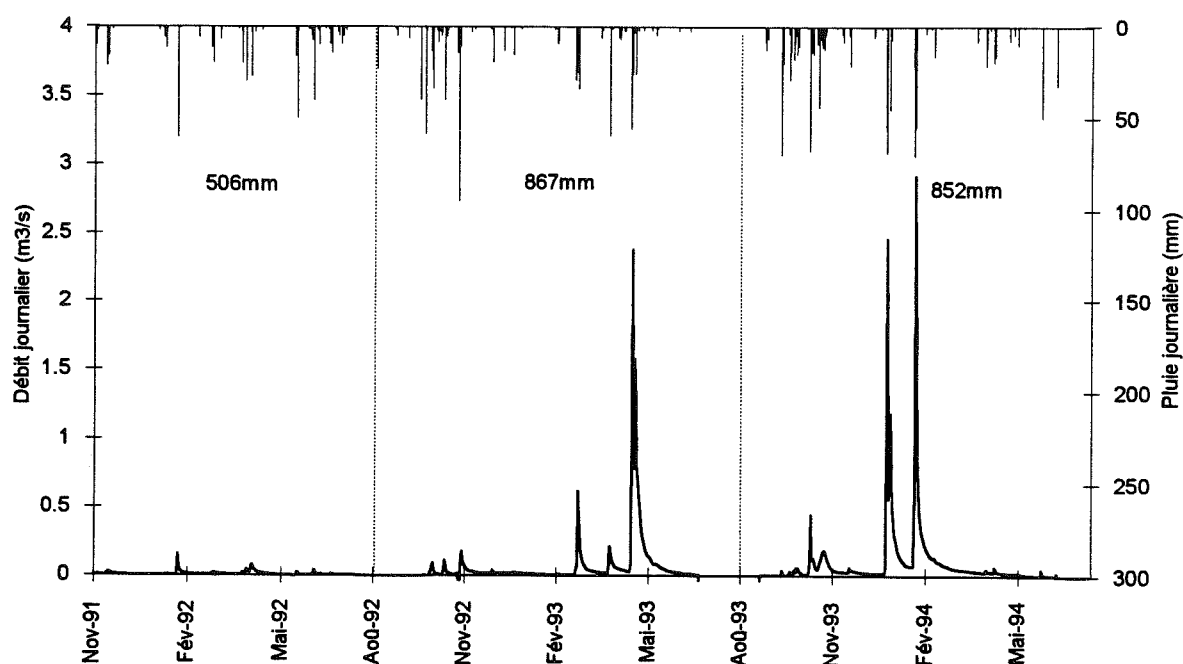


Figure 6-2: Chroniques pluie-débit sur le bassin Maurets aval pour la période allant du 1^{er} Novembre 1991 au 1^{er} Août 1994, pas de temps journalier.

6-2-2: Critique des données et choix des épisodes

A partir des fichiers bruts fournis par le Cémagref, nous avons restitué les données (pluies et débits) au pas de temps de 30 minutes. La lame d'eau moyenne précipitée a été calculée par une moyenne arithmétique sur les trois postes du bassin des Maurets et est donc la même pour Maurets amont et Maurets. En annexe V, on trouvera les chroniques pluie-débit des différents épisodes que nous avons retenus au préalable. Comme nous disposons de peu d'années de mesure, nous avons retenu le maximum d'épisodes possibles, et finalement le critère de sélection a été une pluie totale pendant l'épisode supérieure à 18mm. Le nombre d'épisodes retenus s'est élevé à 18. Leurs caractéristiques principales sont présentées dans le tableau 6-1.

Episode	Date	Pluie totale (mm)	Débit max. amont (m ³ /s)	Débit max. aval (m ³ /s)	Ke amont (%)	Ke aval (%)
1	5-11 Avril 92	31	0.087	0.106	7	7
2	7-12 Juin 92	31	0.064	0.072	2	2
3	22-24 Sept 92	40	0.031	0	0.5	0
4	27-28 Sept 92	58	0.121	0.008	1	0
5	4-7 Déc. 92	23	0.056	0.067	2	2
6	1-7 Mars 93	54	0.762	1.030	25	24
7	1-8 Avril 93	62	0.223	0.347	10	12
8	24-28 Avril 93	87	4.922	4.918	75	53
9	28 Avr-1 Mai 93	29	3.27	3.272	100	65
10	6-7 Oct. 93	18	0.083	0.088	4	3
11	7-9 Oct. 93	20	0.080	0.102	5	4
12	9-12 Oct. 93	18	0.070	0.094	5	4
13	22-25 Oct. 93	83	0.873	1.180	13	14
14	1-16 Nov. 93	108	0.201	0.278	17	16
15	1-7 Déc. 93	27	0.082	0.112	7	7
16	6-10 Jan 94	119	4.867	4.697	51	35
17	10-14 Jan 94	44	1.772	1.756	57	37
18	4-12 Fév 94	124	3.613	3.429	80	59

Tableau 6-1: Principales caractéristiques des épisodes sélectionnés sur la période allant de Novembre 1991 à Août 1994. (Les épisodes grisés ont été rejetés).

Nous avons fait alors une critique des données succincte afin de rejeter les épisodes dont les chroniques pluie-débit semblent inexacts. Dans un premier temps, on constate que les épisodes de début de saison (Septembre 92, n°3 et 4) n'ont pas donné d'écoulement à l'aval du bassin. Par conséquent ils ont été éliminés de notre jeu de crue. Notons tout de même que ces épisodes montrent que le bassin des Maurets s'assèche en été et qu'il faut une certaine quantité de pluie pour qu'il commence à réagir.

Nous avons de même constaté que pour les épisodes ayant des débits maxima supérieurs à 1m³/s à Maurets amont, le débit maximum amont est légèrement supérieur au débit maximum aval (figure 6-3), ce qui est troublant. D'autre part, comme notre étude concerne les apports à la rivière en cas de crue, nous avons calculé le coefficient d'écoulement d'épisode défini au chapitre I pour chaque crue retenue (tableau 6-1). Le graphe 6-4 présente l'évolution comparée des coefficients d'écoulement d'épisode des deux bassins emboîtés Maurets amont (5.4km²) et Maurets (8.4km²). On constate que pour des débits maxima inférieurs à 1m³/s sur Maurets amont, les coefficients d'écoulement des deux bassins sont semblables, par contre pour des

débites maxima supérieurs à $1\text{m}^3/\text{s}$ à Maurets amont, le coefficient d'écoulement d'épisode sur Maurets amont est beaucoup plus fort que sur les Maurets, et atteint même 100% (épisode 9). Ces deux résultats mettent en doute la qualité des mesures dans le cas des forts débits.

Figure 6-3:
Comparaison des
débites maxima
enregistrés à Maurets
amont et Maurets
aval.

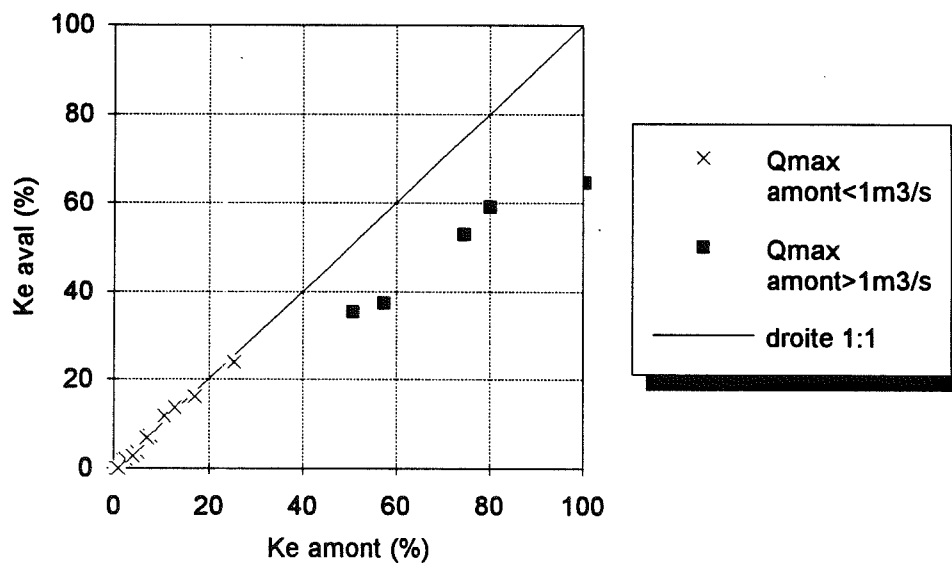
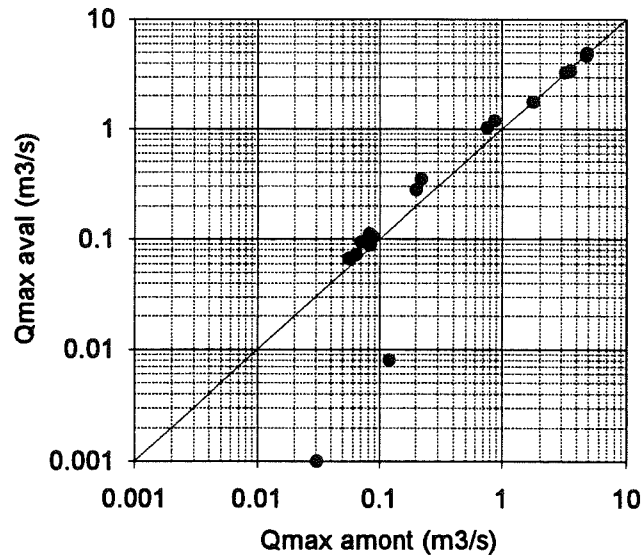


Figure 6-4: Comparaison des coefficients d'écoulement d'épisodes des bassins emboîtés Maurets amont (5.4km^2) et Maurets (8km^2).

Il nous semble peu probable que le total pluviométrique soit très différent entre Maurets amont et Maurets. Par contre la mesure des débits nous semble sujette à caution, en particulier pour les forts débits à Maurets amont. En effet, pour connaître le débit, on mesure en fait la hauteur d'eau à l'amont d'une section de contrôle constituée d'un déversoir, et on utilise une courbe de tarage, qui donne la relation entre la hauteur mesurée et le débit. Cette courbe de tarage est vérifiée

régulièrement par des jaugeages sur le terrain par exemple au moulinet. Les déversoirs utilisés fournissent généralement une valeur assez précise jusqu'à des débits moyens. Mais pour les forts débits, on a souvent des incertitudes beaucoup plus grandes du fait des sections de passage mal jaugées, par les corps flottants qui bloquent les déversoirs ainsi que par le noyage possible de ceux-ci. Dans notre cas, le déversoir du bassin total des Maurets est installé depuis 1966 et l'on pense que sa courbe de tarage est bien connue. Par contre, le déversoir de Maurets amont est récent (1991), et nous pensons que sa courbe de tarage est inexacte pour les forts débits (sans doute ceux qui sont supérieurs à $1\text{m}^3/\text{s}$). Pour cette raison, nous rejetons les épisodes n°8, 9, 16, 17 et 18.

Par ailleurs, pour l'épisode n°14, les pluies s'étalent sur 8 jours consécutifs, la modélisation d'un tel épisode serait très longue. D'autre part, les hydrogrammes de l'épisode n°6 sont une succession de droites, en particulier pendant la récession: les mesures ont sans doute été faites en des instants trop éloignés, et notre programme de restitution des données à pas de temps fixe a interpolé par des droites. Par conséquent, ces deux épisodes sont aussi éliminés de notre jeu de calage.

En définitive, de cette critique de données, nous avons retenu les neuf épisodes suivants:

- n°1, du 5 au 11 Avril 1992,
- n°2, du 7 au 12 Juin 1992,
- n°5, du 4 au 7 Décembre 1992,
- n°7, du 1 au 8 Avril 1993,
- n°10, du 6 au 7 Octobre 1993,
- n°11, du 7 au 8 Octobre 1993,
- n°12, du 9 au 12 Octobre 1993,
- n°13, du 22 au 25 Octobre 1993,
- n°15, du 1 au 7 Décembre 1993.

Ce sont des épisodes de faible importance. La plupart ont des débits maxima de l'ordre d'une centaine de litres par seconde (n°1, 2, 5, 10, 11, 12 et 15). L'épisode 7 atteint des débits de l'ordre de 300l/s . L'épisode 13 atteint $1\text{m}^3/\text{s}$.

6-3: Résultats du calage des modèles

Sur le jeu d'épisodes que nous avons sélectionné, épisode par épisode, nous avons essayé d'optimiser les valeurs des paramètres de chacun des trois modèles que nous avons développés afin de restituer au mieux la chronique des débits enregistrée à la station Maurets aval. Les résultats obtenus sont présentés dans ce paragraphe.

6-3-1: Calage du modèle d'apports à la rivière par ruissellement généralisé

Le modèle d'apports à la rivière par ruissellement généralisé compte quatre paramètres. Trois d'entre eux concernent les écoulements sur versants: il s'agit du paramètre d'infiltration a et des paramètres de la loi de rugosité des versants C et m . Le quatrième paramètre est le coefficient de Strickler relatif aux écoulements dans la rivière. Les temps de calcul pour ce modèle sont très longs parce qu'il faut déterminer l'hydrogramme de 11 versants de longueur différente, puis propager la crue dans la rivière compte tenu de l'apport des versants. Nous avons donc décidé de fixer le coefficient de Strickler dans la rivière à la valeur de $35\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$ et d'optimiser les valeurs des trois paramètres définissant les hydrogrammes de versant. Ce calage a été particulièrement difficile pour la plupart des épisodes que nous avons sélectionnés et dans la plupart des cas nous ne sommes pas parvenus à une convergence du Simplex. Le tableau 6-2 présente les résultats que nous avons finalement obtenus. Ils semblent bien minces par rapport à la quantité de travail que nous avons fournie pour y parvenir. La figure 6-5 présente les hydrogrammes observés et simulés pour la crue n°10. En annexe V, on trouvera la comparaison des hydrogrammes observés et calculés par le modèle dans ce cas.

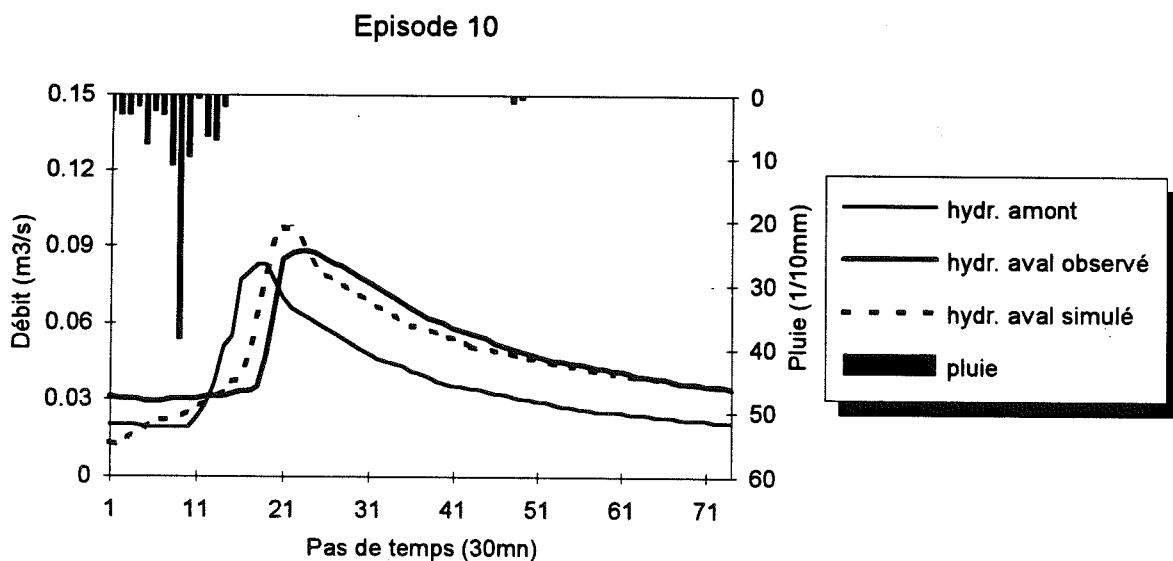


Figure 6-5: Reconstitution de la crue n°10 en cas de processus d'apport à la rivière par ruissellement généralisé.

Nous sommes ainsi parvenus à caler le modèle pour uniquement 3 épisodes, les n°7, 10 et 11. A priori, rien ne nous permet de distinguer ces trois épisodes des autres. Et nous attribuons ce résultat plutôt au hasard qu'à la pertinence du processus de formation des crues par ruissellement généralisé pendant ces épisodes. Nous interprétons au contraire la difficulté de convergence du modèle comme un signe de son inadéquation au problème. Ainsi, il semble peu

probable que le processus d'apports à la rivière par ruissellement généralisé sur les versants intervienne dans la formation des épisodes que nous avons étudiés sur le bassin des Maurets.

Pour les épisodes n°7, 10 et 11, pour lesquels une optimisation a été possible, on constate que les valeurs de m optimisées sont proches de 1. Cela signifie que la loi hydraulique des écoulements simulés est plutôt de type Darcy en milieu poreux que turbulente de type Manning. Les écoulements que le modèle ajuste sont donc très lents, même par ruissellement généralisé.

Episode	Date	m	α	a (secondes)	E
1	Avril 92	Pas	de	Convergence	
2	Juin 92	Pas	de	Convergence	
5	Déc. 92	Pas	de	Convergence	
7	Avril 93	0.92	0.06	45 500	0.75
10	Oct. 93	1.10	0.04	2 155 200	0.74
11	Oct. 93	1.24	0.07	431 000	0.89
12	Oct. 93	Pas	de	Convergence	
13	Oct. 93	Pas	de	Convergence	
15	Déc. 93	Pas	de	Convergence	

Tableau 6-2: Optimisation du modèle d'apports par ruissellement généralisé.

6-3-2: Calage du modèle d'apports à la rivière par écoulements sur zone saturée contributive

Nous présentons ici les résultats de calage que nous avons obtenus à partir de notre échantillon d'épisodes en supposant que les écoulements sur versant sont dus à l'existence de zones saturées contributives.

Nous avons supposé que la longueur des versants est constante pendant l'épisode. Nous avons alors calé les valeurs des trois paramètres du modèle (m et C de la loi de rugosité et K strickler de la rivière). Les valeurs de la longueur des versants que nous calculons pour chaque épisode selon la relation (6-1) sont regroupées dans le tableau 6-3 ainsi que les résultats du calage.

Pour chaque épisode, la longueur de zone saturée nécessaire pour fournir le volume d'eau apporté par les versants, si l'on suppose que cette longueur est constante pendant l'épisode, est généralement faible, de l'ordre de quelques mètres. Cela est sans doute dû à la faible importance des épisodes que nous avons sélectionnés.

Episode	Date	Longueur de la zone saturée (m)	m	C	Kstrickler	Efficienc
1	Avril 92	34	1.21	0.0176	40	0.52
2	Juin 92	15	Pas	de	Converg.	
5	Déc. 92	4	2.76	232	10	0.53
7	Avril 93	25	0.99	0.0153	27	0.78
10	Oct. 93	4	1.01	0.0026	25	0.41
11	Oct. 93	8	1.00	0.0044	35	0.47
12	Oct. 93	6	2.34	35.23	48	-0.28
13	Oct. 93	73	0.99	0.0341	52	0.84
15	Déc. 93	13	1.01	0.0057	49	0.43

Tableau 6-3: Optimisation du modèle d'apports par écoulement sur zone saturée contributive.

Nous avons obtenu une convergence du Simplex pour toutes les crues sauf la n°2. L'efficienc atteinte est bonne pour les crues n°7 et 13, le deux plus fortes du jeu d'épisodes (E=0.78 et 0.84 respectivement). Elle est très mauvaise pour l'épisode 12, l'un des plus faibles (E=-0.28). Pour les autres épisodes, les efficiencs atteintes sont moyennes, de l'ordre de 0.5. Les hydrogrammes observés et simulés pour les crues n°13 et 15 sont présentés sur la figure 6-6. Les autres hydrogrammes obtenus sont présentés en annexe V.

La valeur du coefficient de Strickler optimisée pour l'épisode n°5 est très faible ($10\text{m}^{1/3}.\text{s}^{-1}$) pour un écoulement en rivière, ce qui semble montrer que pour cette crue la propagation dans le réseau est très ralentie par rapport aux autres épisodes. Si on observe d'ailleurs de façon fine les hydrogrammes de la crue n°5, on constate que la pointe de débit à Maurets aval intervient plus de six heures après la pointe de débit sur Maurets amont, alors que pour des épisodes de même importance, la pointe de débit à l'aval survient généralement 1 à 2 heures après celle de Maurets amont. Par conséquent, nous pensons qu'il y a eu pour cet épisode un décalage entre les horloges des deux stations.

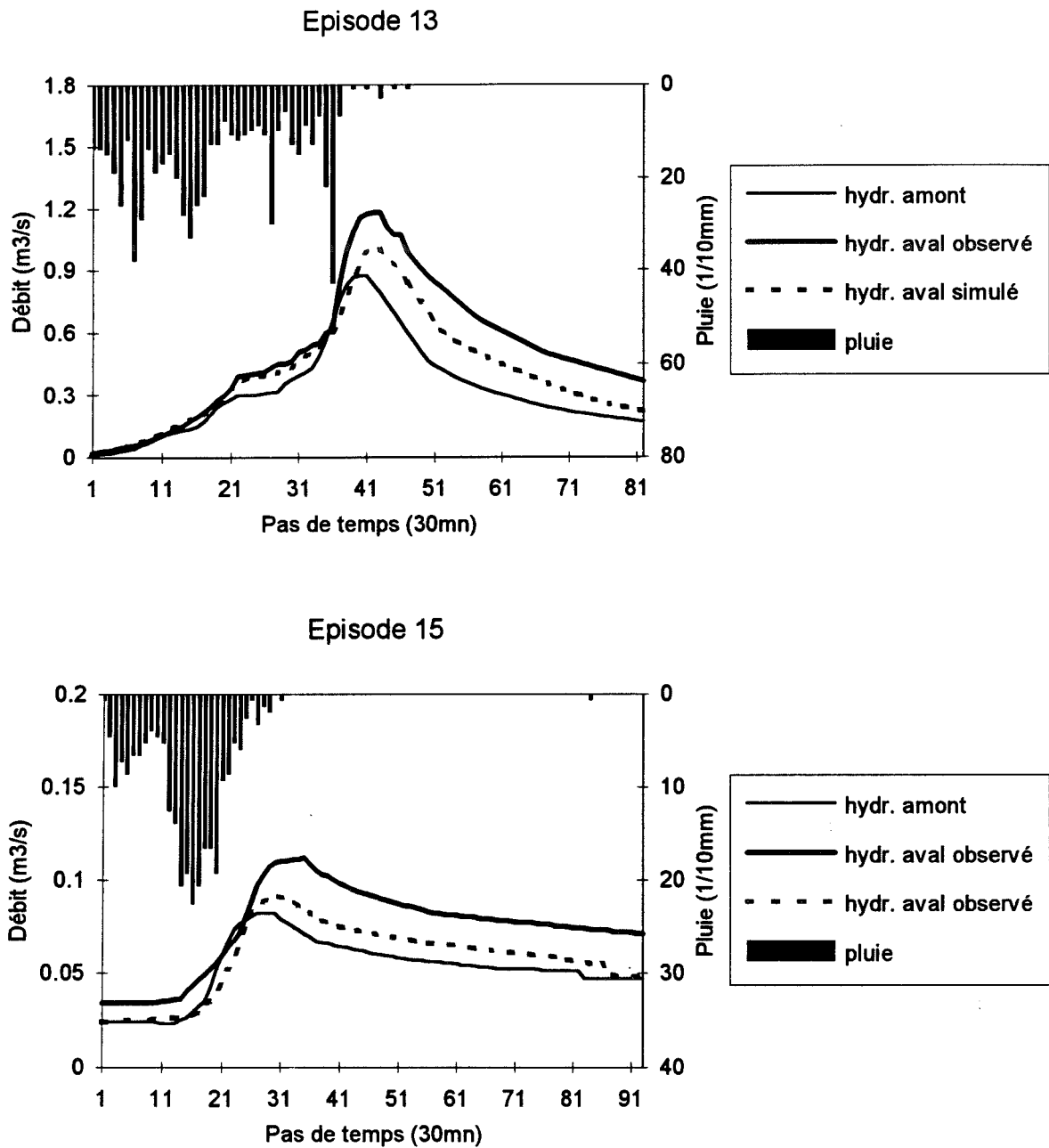


Figure 6-6: Reconstitution des crues n°13 et 15 en cas de processus d'apport à la rivière par écoulement sur zones saturées contributives.

En ce qui concerne les autres épisodes, pour lesquels l'efficience atteinte est acceptable, on constate que la valeur optimisée de m , exposant de la relation qui lie le débit à la hauteur d'eau sur les versants, est proche de 1. Par conséquent, dans l'hypothèse de processus d'apport par écoulements sur zone saturée contributive, les écoulements sur versants capables d'expliquer les débits à la station Maurets aval sont plus lents que des écoulements à surface libre de type Manning ou Poiseuille ($m=5/3$ ou 3), quasi-identiques à des écoulements en milieu poreux. Compte tenu du fait que m est proche de 1, la valeur de C que nous obtenons peut nous

permettre alors d'estimer la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sol, comme nous l'avons fait au chapitre III, selon la relation suivante:

$$K = \frac{q}{h \cdot S} = \frac{C}{S} \quad (6-3)$$

où S est la pente de la surface du sol.

Nous avons supposé que cette pente est égale à celle de la terrasse du versant instrumenté des Maurets, i.e. S=0.14. Notons que la valeur réelle est sans doute plus forte car la terrasse est un site tout de même particulier sur le bassin des Maurets. La conductivité à saturation sera donc sans doute surestimée.

Les valeurs de conductivité à saturation ainsi calculées sont présentées dans le tableau 6-4. Elles sont très fortes comparées aux valeurs obtenues sur le terrain en règle général par essais d'infiltration verticale. Par contre, pour les épisodes 7, 10 et 11, elles sont de l'ordre de grandeur de celles qui sont déduites des essais d'écoulements sur plaque rugueuse enfoncée à 5 et 10 centimètres sous la surface du sol (chapitre III). Les écoulements mis en jeu par notre modélisation concernent donc vraisemblablement plutôt des écoulements de subsurface, parallèles à la surface d'un sol anisotrope dont la conductivité hydraulique à saturation horizontale est très supérieure à la conductivité hydraulique à saturation verticale.

Episode	Date	m	C	K (m/h)
1	Avril 92	1.21	0.0176	
7	Avril 93	0.99	0.0153	393
10	Oct. 93	1.01	0.0026	67
11	Oct. 93	1.00	0.0044	113
12	Oct. 93	2.34	35.23	
13	Oct. 93	0.99	0.0341	877
15	Déc. 93	1.01	0.0057	1023

Tableau 6-4: Valeurs de la perméabilité à saturation calculée à partir du calage du modèle d'apports par écoulements sur zone saturée contributive.

6-3-3: Calage du modèle d'apports à la rivière par écoulements souterrains et de subsurface.

Les valeurs optimisées des quatre paramètres du modèle d'apports à la rivière par écoulements souterrains et de subsurface ainsi que l'efficience atteinte sont présentées dans le tableau 6-5. Pour chaque épisode, nous avons imposé le coefficient de Strickler égal à celui obtenu par le calage du modèle supposant que les apports sont fournis par des écoulements sur zone saturée contributive. L'épisode n°5 a été exclu du calage puisque les données y sont sans

doute erronées. La restitution de l'hydrogramme aval pour la crue n°1 est figure 6-7. Les autres hydrogrammes restitués sont présentés en annexe V.

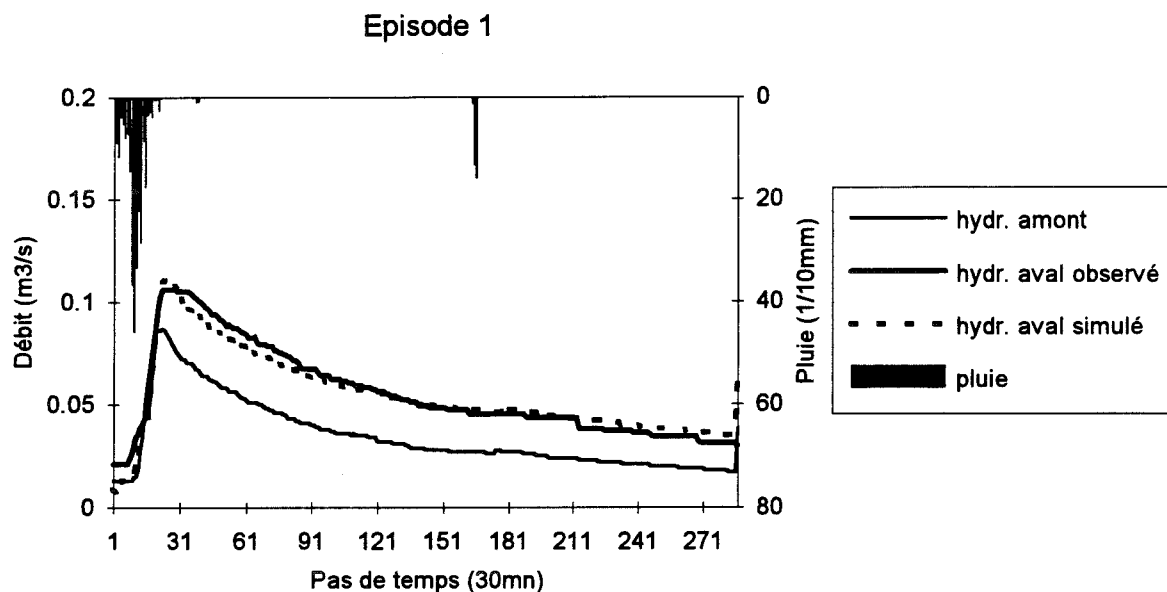


Figure 6-7: Reconstitution de la crue n°1 en cas de processus d'apport à la rivière par écoulements souterrains et de subsurface.

On constate que pour tous les épisodes, excepté l'épisode n°7, les efficacités obtenues sont bien meilleures en supposant des apports de versants par écoulements souterrains et de subsurface que pour les autres processus proposés. Cela incite à penser que pour ces épisodes, qui rappelons-le sont de faibles importances, le processus prépondérant est celui d'écoulements souterrains. Il s'agit d'une eau sans doute déjà présente sur le bassin, qui est remise en mouvement par les nouvelles pluies, et qui s'exfiltre en bas de versant.

Néanmoins, il faut reconnaître que ce modèle souterrain et de subsurface est plus facile à ajuster: d'abord, il a quatre paramètres et non trois, ensuite, il autorise un décalage temporel t_f . Les autres modèles n'autorisaient pas cette progressivité dans la mise en place de l'écoulement. Enfin, ce modèle permet d'ajuster les apports après la pluie de manière souple. Ce modèle est donc moins physique que les deux précédents dans le sens où les paramètres que l'on ajuste sont ceux d'un modèle de type conceptuel. Certes, il ressemble à un modèle d'apport souterrain mais il est beaucoup moins physiquement contraint que les deux précédents. Il est donc logique que ses résultats soient meilleurs. On devra donc le comparer aux autres en tenant compte de cet avantage artificiel.

Notons que pour aucun des processus envisagés, nous n'avons réussi à caler les paramètres des modèles pour l'épisode n°2. Nous pensons encore que cela est dû à des erreurs sur les données.

Episode	Date	t_i (h)	t_f (h)	Q_0 ($m^3/s/m$)	t_0 (h)	E
1	Avril 92	4.90	4.90	8.40e-6	361	0.96
2	Juin 92	Pas	de	Convergence		
7	Avril 93	Pas	de	Convergence		
10	Oct. 93	0.01	35.80	4.19e-6	20	0.74
11	Oct. 93	0.44	4.45	5.89e-6	1984	0.87
12	Oct. 93	1.50	14.64	6.52e-6	3000	0.87
13	Oct. 93	13.45	18.66	83.9e-6	868	0.95
15	Déc. 93	7.04	26.83	8.71e-6	203	0.92

Tableau 6-5: Optimisation du modèle d'apports souterrains et de subsurface.

Nous avons mené une étude corrélatrice afin d'analyser l'influence des paramètres caractéristiques de l'épisode sur les valeurs optimisées des paramètres du modèle d'écoulements souterrains et de subsurface. Les paramètres descriptifs des crues que nous avons retenus sont:

- la pluie totale, P_{tot} ;
- l'intensité moyenne de pluie, I_{moy} ;
- la durée de la pluie, D_{pl} ;
- le débit initial, Q_i .

Les trois premiers paramètres décrivent le hyétogramme des pluies sur le bassin pendant l'épisode. Le dernier paramètre est censé représenté l'état initial du bassin, c'est à dire l'état des nappes avant la pluie, conformément aux travaux de Neyret-Gigot (1992) et Schober (1996) sur les Maurets.

Le tableau 6-6 présente les valeurs des coefficients de corrélation entre les valeurs des paramètres optimisés et les variables descriptives des crues.

	t_i (h)	t_f (h)	Q_0 ($m^3/s/m$)	t_0 (h)
P_{tot}	0.95	0.03	0.98	-0.22
I_{moy}	0.86	0.14	0.88	-0.01
D_{pl}	0.93	-0.07	0.86	-0.50
Q_i	-0.69	0.11	-0.59	0.68

Tableau 6-6: Valeur des coefficients de corrélation entre les paramètres du modèle d'écoulement souterrain et les paramètres descriptifs de la crue.

Cette étude corrélatrice est extrêmement succincte et ne nous a permis que d'avoir quelques indications sur l'évolution de la valeur des paramètres du modèle d'écoulements souterrains en fonction des paramètres représentatifs de l'épisode. En effet, l'échantillon dont nous disposons

est restreint à six épisodes, ce qui est très faible. Par conséquent, les résultats sont un peu difficiles à exploiter.

On constate que l'instant où les débits souterrains apparaissent (t_i) est d'autant plus grand que le débit initial est faible. Cela paraît logique, si l'on considère que le débit initial est représentatif de l'état initial du bassin. En effet, selon cette hypothèse, le bassin réagira d'autant plus lentement que le débit initial sera faible. Par contre, il est difficile d'expliquer pourquoi t_i est d'autant plus grand que la pluie totale pendant l'épisode est élevée. Cela est sans doute lié à notre échantillon de base. L'évolution de l'instant t_f ne semble liée à aucune des variables explicatives que nous avons retenues.

Q_0 semble fortement lié à la somme des pluies de l'épisode. Malgré des écoulements souterrains, la pluie joue toutefois un rôle assez important.

Enfin, t_0 , qui représente la décroissance exponentielle des écoulements souterrains est d'autant plus fort que le débit initial est élevé. Cela signifie que la récession des hydrogrammes est d'autant plus soutenue que l'état initial du bassin est humide.

En résumé, il semble donc que l'état initial du bassin joue un rôle important sur les hydrogrammes. Un état initial sec semble favoriser des hydrogrammes dont la pointe de débit est retardée et la récession peu soutenue par rapport à un état initial humide.

6-4: Conclusion sur le calage des modèles

Avant de conclure sur le(s) processus de formation des crues sur le bassin des Maurets, nous devons rappeler que le jeu d'épisodes que nous avons utilisé regroupe des crues de faible importance. Cela est dû au fait que la station Maurets amont est récente, ce qui nous a contraint de travailler sur un petit nombre d'épisodes. De plus, la première année d'implantation a été une année de sécheresse, qui n'a eu aucun épisode important. Le gestionnaire n'a pas pu ajuster la courbe de tarage de cette station pour les forts débits. En effet, malgré une critique préalable des données, nous avons dû éliminer tous les épisodes à forts débits dont les hydrogrammes sont manifestement erronés. Nous pensons que la critique des données doit absolument s'accompagner de l'utilisation de ces données le plus tôt possible après leur collecte afin de détecter des erreurs supplémentaires.

Le tableau 6-7 présente la comparaison des résultats obtenus lors du calage des trois modèles.

Episode	Ruissellement généralisé	Écoulements sur zones saturées contributives	Écoulements souterrains et de subsurface
1		0.52	0.96
2			
5		0.53	
7	0.75	0.78	
10	0.74	0.41	0.74
11	0.89	0.47	0.87
12		-0.28	0.87
13		0.84	0.95
15		0.43	0.92

Tableau 6-7: Comparaison des efficacités obtenues par calage de chacun des trois modèles d'apports à la rivière en cas de crue.

D'après la remarque que nous avons faite sur le modèle d'apports par écoulements souterrains et de subsurface (ajustement plus facile), on peut comparer les résultats des différentes optimisations et essayer de proposer un processus prépondérant pour chacune des crues que nous avons étudiée.

Pour les crues n°10 et 11, du mois d'Octobre 1993, le ruissellement généralisé est le modèle qui donne les meilleurs résultats. Il s'agit de pluies parvenant sur un bassin sec.

Pour l'épisodes n°7 et peut-être aussi l'épisode n°13, on peut considérer que c'est l'écoulement sur zones saturées contributives qui donne les meilleurs résultats. Il s'agit des épisodes ayant les plus forts débits.

Pour les épisodes n°1, 12 et 15, c'est le modèle d'écoulements souterrains et de subsurface qui donne les meilleurs résultats. Ce sont des épisodes faibles d'hiver ou de fin d'hiver.

Les épisodes sur lesquels nous avons travaillé sont en général des épisodes de faibles importance, il nous semble toutefois possible d'entrevoir quels processus de formation des crues existent sur le bassin des Maurets.

A partir de la comparaison des reconstitutions d'épisodes présentée ci-dessus, on peut penser qu'il existe une certaine forme de ruissellement généralisé en cas de pluie sur bassin sec, mais alors l'infiltration est probablement forte et les débits provenant à la rivière faibles. Il semble que si le bassin est très humide (hiver et fin d'hiver), les écoulements souterrains sont prépondérants. Enfin dans le cas des crues importantes, il semble que l'écoulement sur surfaces saturées contributives soit activé.

On remarque aussi que dans tous les cas, les lois d'écoulement optimisées sont des lois proches d'une loi de Darcy. Il semble donc que les écoulements sur le bassin ne se produisent jamais en lame mince en surface mais plutôt dans un milieu où la loi de Darcy est applicable: la litière ou en-dessous.

6-5: Vers une analyse de la fonction de transfert des Maurets

Si on admet, comme on a pu le voir, que les forts débits sont générés principalement par une contribution des versants sous forme d'écoulements sur surfaces saturées aux abords de la rivière, on peut tenter de modéliser la réponse du bassin à une pluie de courte durée qui intervient sur une aire saturée de longueur constante pendant la pluie le long de la rivière.

La figure 6-8 présente l'évolution de la fonction de transfert avec la longueur de la zone saturée à l'aval des Maurets. Ces hydrogrammes, ramenés au volume sortant, ont été obtenus en imposant une pluie d'intensité 10mm/h pendant 10 minutes sur des versants de longueur constante pendant la pluie, égale à 10, 100, 200 et 500 mètres. La loi de rugosité des versants qui a été utilisée est une loi turbulente ($m=5/3$) avec un coefficient de Strickler égal à $5\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$. Le débit venant de l'amont a été fixé à 25l/s et le coefficient de Strickler de la rivière est de $40\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$.

L'hydrogramme obtenu avec une zone saturée longue de 10 mètres est un peu chahuté. Pourtant, on constate que l'augmentation de la longueur des zones saturées contributives ralentit les écoulements, le maximum de la fonction de transfert est alors décalé vers des pas de temps plus grands et son maximum est plus faible. Ce résultat est en accord avec les observations de Neyret-Gigot qui a montré par exemple que la fonction de transfert des Maurets est amortie lorsque le coefficient d'écoulement d'épisode augmente.

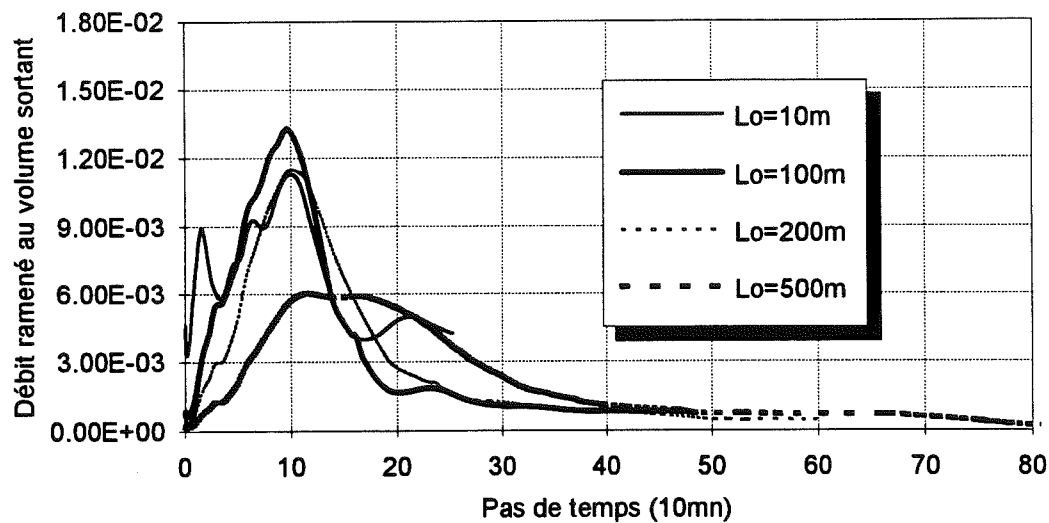


Figure 6-8: Evolution de la fonction de transfert de la partie inférieure du bassin des Maurets en cas de processus d'apport par écoulement sur zone saturée contributive en fonction de la longueur de la zone saturée.

Cette analyse succincte de la fonction de transfert de la partie basse du bassin des Maurets confirme qu'il n'est pas possible de définir une seule fonction de transfert lorsque le processus générateur des crues est la contribution de surfaces saturées en bord de rivière. Elle montre en particulier aussi que le temps de montée de l'hydrogramme est fonction de l'importance des surfaces saturées sur le bassin. Enfin, cette étude prouve que les écoulements sur surface saturée ne durent pas très longtemps après la pluie même en utilisant des lois hydrauliques ajustées. Par conséquent l'écoulement de crue comporte nécessairement une composante souterraine importante.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, il est clair que nous ne pouvons donner que des réponses partielles aux questions que nous nous posons. Cependant, il est possible de faire le bilan suivant de nos connaissances.

En terme de lois d'écoulement sur les versants, nous avons eu la surprise de constater que les écoulements de surface n'obéissent que rarement à une loi d'écoulement plan turbulent en lame mince. Les lois que nous avons identifiées correspondent:

- soit à des écoulements très lents, fortement perturbés par l'action mécanique des gouttes de pluie ou par des concentrations d'écoulement dans des micro-drains;
- soit à des écoulements plans de type Manning, mais alors ils se produisent dans la litière, c'est à dire immédiatement sous la surface du sol et sont très lents;
- soit à des écoulements plans en milieu poreux. Il s'agit alors d'écoulements de subsurface dans les premiers centimètres du sol, lents également mais beaucoup moins qu'on aurait pu le penser, les conductivités hydrauliques parallèles à la surface du sol étant de deux ordres de grandeur supérieures à celle que l'on mesure verticalement.

Nos observations expérimentales confirment qu'il existe bien des écoulements dans les premiers centimètres du sol et qu'en conséquence les lois d'écoulement sur les versants pourraient être données par la loi de Darcy.

En ce qui concerne les hydrogrammes de versants, nous devons faire la remarque suivante: la modélisation des écoulements avec les lois mesurées (ruissellement généralisé ou écoulements sur surfaces saturées contributives) n'entretient jamais assez longtemps les écoulements: les hydrogrammes réels comportent des eaux très ralenties, notamment en hiver. Il existe donc nécessairement une composante souterraine aux écoulements d'hiver.

Les hydrogrammes modélisés dans le cas des écoulements sur surfaces saturées contributives possèdent un certain nombre de caractéristiques qui correspondent aux fonctions de transfert observées sur le bassin du Réal Collobrier:

- le maximum de la fonction de transfert est d'autant moins important que le coefficient d'écoulement est plus fort;
- ce maximum est également sensible à l'intensité de la pluie, ce qui n'est pas le cas dans l'hypothèse des écoulements par ruissellement généralisé avec la loi d'infiltration que nous avons adoptée.

La modélisation à l'échelle de la partie basse du bassin des Maurets ne nous permet pas d'affirmer de manière décisive quel mécanisme intervient à l'occasion des crues. Ceci provient du peu d'épisodes dont nous disposons. Par ailleurs nous n'avons pas pu exploiter les fortes crues en raison vraisemblablement d'un problème de tarage de la station Maurets amont.

- Pourtant, il semble que lorsque le bassin est sec, les écoulements qui parviennent à la rivière correspondent bien à du ruissellement généralisé. Dans ce cas, il s'agit d'écoulements de faible importance qui subsistent probablement lorsque les crues sont plus importantes mais alors ils sont "noyés" dans l'ensemble des autres contributions.
- Lorsque le bassin est humide (hiver ou fin d'hiver), il semble bien que les pluies mettent en activité des écoulements souterrains ou de subsurface exclusivement.
- Enfin, lorsque les pluies sont plus importantes, le mécanisme d'écoulement sur surfaces saturées contributives semble devenir dominant.

En réalité, ces trois mécanismes se superposent très certainement et c'est ce qui rend difficile leur identification. Dans tous les cas, il est pourtant remarquable que les lois d'écoulement optimisées pour reproduire les hydrogrammes réels sont des lois d'écoulement proches des lois de Darcy: les écoulements se produisent presque toujours en subsurface, sinon en souterrain.

Enfin, la **détermination de la fonction de transfert** de la partie basse du bassin versant des Maurets, dans le cas où la contribution des surfaces saturées est prépondérante montre que:

- la propagation dans le réseau hydrographique joue un rôle d'amortissement de l'hydrogramme du bas de versant: les formes des fonctions de transfert sont évidemment moins brutales qu'en bas de versant;

- la fonction de transfert reste sensible à la longueur des plans saturés: on retrouve une observation faite sur les fonctions de transfert réelles calculées par Neyret-Gigot;

- l'amortissement s'accompagne d'un certain ralentissement: pour des longueurs de plans saturés importantes, le maximum de la fonction de transfert se produit un peu plus tard. Ce décalage temporel correspond peut-être au temps de montée de la fonction de transfert réelle.

REFERENCES

- Abbott M.B., Bathurst J.C., Cunge J.A., O'Connell P.E. and Rasmussen J. (1986a)**
"An introduction to the European Hydrological System- Système Hydrologique Européen , "SHE", 1. History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system."
Journal of Hydrology vol 87, pp 45-59
- Abbott M.B., Bathurst J.C., Cunge J.A., O'Connell P.E. and Rasmussen J. (1986b)**
"An introduction to the European Hydrological System- Système Hydrologique Européen , "SHE", 2. Structure of a physically-based, distributed modelling system."
Journal of Hydrology vol 87, pp 61-77
- Abrahams, A.D. and Parsons A.J. (1991)**
"Resistance to overland flow on desert pavement and its implications for sediment transport modeling."
Water Resources Research vol 27, n°8, pp 1827-1836.
- Abrahams A.D., Parsons A.J. and Luk S.H. (1986)**
"Resistance to overland flow on desert hillslopes."
Journal of Hydrology vol 88, pp 343-363.
- Abrahams A.D., Parsons A.J. and Wainwright J. (1994)**
"Resistance to overland flow on semiarid grassland and shrubland hillslopes, Walnut Gulch, southern Arizona."
Journal of Hydrology vol 156, pp 431-446.
- Amein M. (1966)**
"Streamflow routing on computer by characteristics."
Water Resources Research vol 2, n°1, pp 123-130.
- Amein M. and Fang C.S. (1970)**
"Implicit flood routing in natural channels."
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 96 (HY12), pp 2481-2500
- Bader J.C. (1994)**
"Modèle analogique de ruissellement à stockage de surface: test sur parcelles et extrapolation sur versant homogène."
Journal des Sciences Hydrologiques, vol 39, n°6, pp 569-592.
- Bathurst J.C. and O'Connell P.E. (1992)**
"Future of distributed modelling: the Système Hydrologique Européen."
Hydrol. Processes vol 6, pp 265-277
- Beasley R.S. (1976)**
"Contribution of subsurface flow from the upper slopes of forested watersheds to channel flow."
Soil Sc.Soc. Am. J., vol. 40, pp 955-957.
- Betson R.P. (1964)**

- "What is a watershed runoff?"
Journal of Geophysical Research vol 69, n°8, pp 1541-1552.
- Betson R.P. and Marius J.B. (1969)**
"Source areas of storm runoff."
Water Resources Research vol 5, n°3, pp 574-582.
- Beven K. and Kirkby M.J. (1979)**
"A physically based variable contributing area model of basin hydrology."
Hydrological Sciences Bulletin, vol 24, pp 27-53.
- Beven K. and Germann P. (1982)**
"Macropores and water flow in soils."
Water Resources Research vol 18, n°5, pp 1311-1325.
- Beven K., Calver A. and Morris EM. (1987)**
"The Institute of Hydrology Distributed Model."
Rep n°98, Institute of Hydrology, Wallingford, U.K.
- Bonell M. (1993)**
"Progress in understanding of runoff generation dynamics in forests."
Journal of Hydrology vol 39, pp 217-275
- Bonell M. and Gilmour D.A. (1978)**
"The development of overland flow in a tropical rainforest catchment."
Journal of Hydrology vol 39, pp 365-382.
- Brakensiek D.L. (1967)**
"Kinematic flood routing."
Trans. ASAE vol 10, n°3, pp 340-343
- Cappus P. (1960)**
"Etude des lois de l'écoulement; application au calcul et à la prévision des débits."
La Houille Blanche, pp 493-518.
- Casenave A. (1982)**
"Le mini-simulateur de pluie, conditions d'utilisation et principes de l'interprétation des résultats."
Cahier de l'ORSTOM, Série Hydrologie, vol 19, n°4, pp 207-227.
- Casenave A., Flory J., Mahieux A. and Simon J.M. (1984)**
"Etude hydrologique des bassins de Tai, campagne 1981."
ORSTOM, Centre d'Adiopodoume, Côte d'Ivoire
- Chappell N.A. (1990)**
"The characterization and modelling of soil water pathways beneath a coniferous hillslope in Mid Wales."
Thèse de doctorat Polytechnic South West, Plymouth, 239p.
- Chu T.C. (1978)**
"Infiltration during an unsteady rain."
Water Resources Research, vol 14, n°3, pp 461-466.

Cook H.L. (1946)

"The infiltration approach to the calculation of surface runoff."

EOS Transactions of AGU, vol 27, pp 726-747.

Cosandey C., Boudjemline D., Roose E. and Lelong F. (1990)

"Etude expérimentale du ruissellement sur des sols à végétation contrastée du Mont Lozère."

Zeitschrift für Geomorphologie, vol 34, n°1, pp 61-73.

Croley T.E. and Hunt B. (1980)

"Multiple-valued and non-convergent solutions in kinematic cascade models."

Journal of Hydrology vol 49, pp 121-138.

Crouzet E., Hubert P., Olive P., Siwert E. and Marcé A. (1970)

"Le tritium dans les mesures d'hydrologie de surface. Détermination expérimentale du coefficient de ruissellement."

Journal of Hydrology vol 11, pp 301-310

Cunge J.A. (1986)

"Simulation des écoulements non permanents dans les rivières et canaux."

Notes de cours, 3^{ème} année ENSHMG, 174p.

Cunge J.A. and Wegner M. (1964)

"Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint Venant par un schéma implicite de différences finies. Application au cas d'une galerie tantôt en charge tantôt à surface libre."

La Houille Blanche, n°1, pp 33-39.

Daluz-Vieira J.H. (1982)

"Conditions governing the use of approximations for the Saint-Venant equations for shallow surface water flow."

Journal of Hydrology vol 60, pp 43-58.

Datin R. (1995)

"Sensibilité d'un modèle hydrologique (Topmodel) à la variabilité spatiale de l'épaisseur des sols et au traitement numérique de la topographie. Application au bassin des Maurets."

Mémoire de DEA de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 55p.

Diskin M.H. and Boneh A. (1975)

"Determination of an optimal IUH for linear, time-invariant system from stream records."

Journal of Hydrology vol 24, pp 57-76

Dooge J.C.I. (1973)

"Linear theory of hydrologic systems."

Techn. Bulletin, n°1468, U.S. Dept. of Agriculture, Washington, D.C., 327pp.

Duband D. (1978)

"Fonction de transfert pluie-débit sur des bassins versants de l'ordre de 1000km²."

Rapport interne EDF-DTG Grenoble.

Duband D., Obled Ch. and Rodriguez Y. (1993)

"Unit hydrograph revisited: an alternate iterative approach for U.H. and effective precipitation identification."

Journal of Hydrology vol 150, pp 115-149.

Dunne T. and Black R.D. (1970a)

"An experimental investigation of runoff production in permeable soils."

Water Resources Research vol 6, n°2, pp 478-490.

Dunne T. and Black R.D. (1970b)

"Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed."

Water Resources Research vol 6, n°5, pp 1296-1311.

Dunne T. and Dietrich W.E. (1980)

"Experimental study of Horton overland flow on tropical hillslopes. 2, Hydraulic characteristics and hillslope hydrographs."

Zeitschrift für Geomorphologie, Suppl. Band, vol 35, pp 60-80.

Dunne T., Zhang W. and Aubry B.F. (1991)

"Effects of rainfall, vegetation and microtopography on infiltration and runoff."

Water Resources Research, vol 28, n°1, pp 209-213.

Emmett W.W. (1978)

"Overland flow." in Hillslope hydrology, edited by Kirby M.J., pp 145-176, School of Geography, University of Leeds, 1978.

Foster G.R., Huggins L.F. and Meyer L.D. (1968)

"Simulation of overland flow on short field plots."

Water Resources Research vol 4, n°6, pp 1179-1187.

Freeze R.A. (1969)

"The mechanism of natural groundwater recharge and discharge. One-dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging or discharging groundwater flow system."

Water Resources Research vol 5, n°1, pp 153-171.

Freeze R.A. (1972a)

"Role of subsurface flow in generating surface runoff. Base flow contributions to channel flow."

Water Resources Research vol 8, n°3, pp 609-623.

Freeze R.A. (1972b)

"Role of subsurface flow in generating surface runoff. Upstream source areas."

Water Resources Research vol 8, n°5, pp 929-941.

Grayson R.B., Moore I.D. and MacMahon T.A. (1992)

"Physically based hydrologic modeling, 2. Is the concept realistic?"

Water Resources Research vol 26, pp 2659-2666.

Greco F. and Panattoni L. (1975)

"An implicit method to solve Saint-Venant equations."

Journal of Hydrology vol 24, pp 171-185.

Green D.W. and Ampt G.A. (1911)

"Studies on soil physics: I, Flow of air and water through soils."

Journal of Agronomical Sciences, vol 4, n°1, pp 1-24.

Grésillon J.M. (1981)

"Un modèle linéaire de relation pluie-débit. Ses conséquences pour l'analyse des crues."

Bulletin technique de l'EIER. Juin 1981. Ouagadougou.

Grésillon J.M. (1994)

"Contribution à l'étude de la formation des écoulements de crue sur les petits bassins versants."

Mémoire de diplôme d'habilitation à diriger des recherches, Université Joseph Fourier, Grenoble, 158p.

Grésillon J.M., Obled Ch., Neyret-Gigot J.M. and Le Meillour F. (1994)

"Variabilité de la fonction de transfert d'un bassin versant; analyse des causes et essai d'interprétation."

Société Hydrotechnique de France, 23èmes journées de l'hydraulique "Crues et Inondations", Nîmes (14-16 Septembre). Comptes-rendus, tome 1: 95-102

Grésillon J.M., Taha A. and Schober A. (1993)

"Variability of the infiltration rate for vegetation covered soil."

XVIII European Geophysical Society, General Assembly, Annales Geophysicae, Part II "Oceans, Atmosphere, Hydrology and Non-linear Geophysics", Supplement II to Volume 11, 22-27 May 1993, Wiesbaden, Germany.

Grésillon J.M., Taha A. and Schober A. (1995)

"Analysis of the variability of the infiltration rate with respect to the rainfall intensity. Role of the vegetation."

Soumis à Journal of Hydrology.

Grésillon J.M., Taha A., Le Meillour F., Lavabre J. and Puech C. (1995)

"Analyse temporelle et spatiale des apports de crue sur un bassin méditerranéen. Relation avec les processus hydrologiques."

IAHS, IUGG General Assembly, Boulder (Colorado), (2-14 Juillet)

Hawkins A. and Cundy T.W. (1987)

"Steady-state analysis of infiltration and overland flow for spatially-varied hillslopes."

Water Resources Bulletin, vol 23, pp 251-256.

Henderson F.M. and Wooding R.A. (1964)

"Overland flow and groundwater flow from a steady rainfall of finite duration."

Journal of Geophysical Research vol 69, n°8, pp 1531-1540.

Hewlett J.D. and Hibbert R.A. (1965)

"Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas."

Paper presented at the International Symposium on Forest Hydrology, Sopper and Lull (eds), Pergaman, pp 275-290.

Horton R.E. (1933)

"The role of infiltration in the hydrologic cycle."

Transaction of American Geophysical Union, n°14, pp 446-460.

Horton R.E. (1940)

"An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity."

Proceedings Soil Science Society of American Journal, n°4, pp 399-417.

Hursch C.R. (1936)

"Storm water and absorption."

Transaction of American Geophysical Union, n°17, pp 301-302.

Johnston P.R. and Pilgrim D.H. (1976)

"Parameter optimization for watershed models."

Water Resources Research vol 12, n°3, pp 477-486.

Jones A.A.A. (1971)

"Soil piping and stream channel initiation."

Water Resources Research vol 7, n°3, pp 602-610.

Jordan J.P. (1994)

"Spatial and temporal variability of stormflow generation processes on a Swiss catchment."

Journal of Hydrology vol 153, pp 357-382.

Kibler D.F. and Woolhiser D.A. (1970)

"The kinematic cascade as a hydrologic model."

Hydrological papers 39, 27p., Colorado State University, Fort Collins.

Kibler D.F. and Woolhiser D.A. (1972)

"Mathematical properties of the kinematic cascade."

Journal of Hydrology vol 15, pp 131-147.

Kirkby M.J. and Chorley R.J. (1967)

"Troughflow, overland flow and erosion."

Bulletin de l'A.I.H.S., vol 12, n°3, pp 5-21.

Kozak M. (1968)

"Determination of the runoff hydrograph on a deterministic basis using a digital computer."

IAHS Publication, vol 80, pp 138-151.

Laboratoire d'Hydraulique de France et Danish Hydraulic Institute (1994)

"Mike SHE, Système Intégré de Modélisation Hydrologique; Principes de modélisation."

Edité par le LHF, Grenoble, 16p.

Laforge A. (1977)

"Inventaire et examen des processus élémentaires de ruissellement et infiltration sur parcelles."

Cahier de l'ORSTOM, Série Hydrologie, vol 14, n°4, pp 299-344.

Lane L.J. and Woolhiser D.A. (1977)

"Simplifications of watershed geometry affecting simulation of surface runoff."

Journal of Hydrology vol 35, pp 173-190.

Lardeau J.P. (1977)

"Evaluation et comparaison de modèles hydrologiques de bassins versants en montagne."
Thèse de Docteur Ingénieur INPG, Grenoble, France, 250p.

Laroche C. (1994)

"Comparaison de deux petits bassins de la zone méditerranéenne. Test de sensibilité du pas d'espace du M.N.T. sur la conductivité hydraulique à saturation."
Mémoire de DEA de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 59p.

Lavabre J. (1990)

"Les bassins versants de recherche du Réal Collobrier."
Cémagref, Aix en Provence.

Le Meillour F. (1992)

"Analyse spatiale et temporelle des apports à la rivière Réal Collobrier."
Mémoire de DEA, Sptembre 1992, Université Joseph Fourier, UFR de Mécanique, 48p.

Lighthill M.J., Whitham F.R.S. and Whitham G.B. (1955)

"On kinematic waves, 1, Flood movement in long rivers."
Proceedings of the Royal Society, serie A, vol 229, pp 281-316

Loague K. (1990)

"R-5 revisited, 2, Reevaluation of a quasi-physically based rainfall-runoff model with supplemental information."
Water Resources Research vol 26, n°5, pp 973-987.

Loague K. (1992)

"Impact of overland flow plane characterization on event simulations with a quasi-physically based rainfall-runoff model"
Water Resources Research vol 28, n°9, pp 2541-2545.

Loague K.M. and Freeze R.A. (1985)

"A comparison of rainfall-runoff modeling techniques on small upland catchments."
Water Resources Research vol 21, n°2, pp 229-248.

Luce C.H. and Cundy T.W. (1992)

"Modification of the kinematic wave-Philip infiltration overland flow model."
Water Resources Research vol 28, n°4, pp 1179-1186.

Marc V. (1994)

"Etude de la relation Pluie-Débit sur bassin versant en climat méditerranéen par le traçage chimique et isotopique naturel de l'eau (Réal Collobrier, massif des Maures, Var)."
Thèse de Docteur en Physique et Chimie de la Terre, Université de Montpellier II (Sciences et Techniques du Languedoc), France, 274p.

Martin C. et Marc. V. (1993)

"Examen de la pluviométrie et des écoulements annuels après vingt-cinq années d'observation sur le bassin versant de recherche et expérimental du Réal Collobrier."
Publication "Au fil de l'eau, hommage à René Frécaut."

- Martinec J., Siegenthaler U., Oeschger H. and Tongiorgi E. (1974)**
 "New insight into the runoff mechanism by environmental isotopes."
 Isotopes techniques in groundwater hydrology, IAEA, 1 :pp 129-143.
- Massau J. (1889)**
 "Appendice au mémoire de l'intégration graphique."
 Annales de l'Association des Ingénieurs sortis des Ecoles Spéciales de Gand, 12, pp185-444.
- Mein R.G. and Larson C.L. (1973)**
 "Modeling infiltration during a steady rain."
 Water Resources Research, vol 9, n°2, pp 384-394.
- Mertz M.C. (1994)**
 "Caractérisation hydrodynamique d'un sol au voisinage de la surface. Influence des macropores et conséquences sur l'infiltration."
 Mémoire de DEA de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 48p.
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E. (1995)**
 "Hydrologic processes in a low-gradient source area."
 Water Resources Research vol 31, n°1, pp 1-10.
- Moore I.D. and Grayson R.B. (1991)**
 "Terrain-based catchment partitioning and runoff prediction using vector elevation data."
 Water Resources Research vol 27, n°6, pp 1177-1191.
- Mosley M.P. (1979)**
 "Streamflow generation in a forested watershed, New Zealand."
 Water Resources Research vol 15, n°4, pp 795-806.
- Nalbantis I. (1987)**
 "Identification de modèles pluie-débit du type Hydrogramme Unitaire: Développement de la méthode DPFT et validation sur données simulées avec ou sans erreurs."
 Thèse INPG, Grenoble, France, 492pp.
- Nalbantis I., Obled Ch. and Rodriguez Y. (1988)**
 "Modélisation pluie-débit: validation par simulation de la méthode DPFT."
 La Houille Blanche, 5/6, pp415-424.
- Nash J.E. (1957)**
 "Computer-determined Unit Hydrograph from flows."
 General Assembly of Toronto IASH Publ. n°45 pp 114-121.
 Vol III Surface waters, prevision, evaporation.
- Nelder J and Mead R. (1965)**
 "A simplex method for functional minimization."
 The Computer Journal vol 7, n°4, pp 308-313.
- Neyret-Gigot J.M. (1992)**

"Analyse de la variabilité de la fonction de transfert d'un bassin versant et développement d'un modèle conceptuel faiblement paramétré: le modèle STORHY. Application au bassin du Réal Collobrier."

Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 239p.

Newton D.W. and Vinyard J.W. (1967)

"The form of the instantaneous Unit Hydrograph."

Journal of Hydraulic Division ASCE n°93 HY5 pp 219-235.

Onstad C.A. and Brakensiek D.L. (1968)

"Watershed simulation by stream path analogy."

Water Resources Research vol 4, n°5, pp 965-971.

Peugeot C. (1995)

"***** "

Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, **p.

Philip J.R. (1991)

"Soils, natural science and models."

Soil Sciences vol 151, pp 91-98.

Pilgrim D.H., Huff D.D. and Steele T.D. (1978)

"A field evaluation of subsurface and surface runoff, 2, Runoff processes."

Journal of Hydrology vol 38, pp 319-341.

Preismann A. and Cunge J.A. (1961)

"Calcul des intumescences sur machines électroniques."

IX^e Assemblée Générale de l'AIRH, Dubrovnik.

Ragan R.M. (1966)

"Laboratory evaluation of a numerical flood routing technique for channels subject to lateral inflows."

Water Resources Research vol 2, n°1, pp 111-121.

Rodriguez J.Y. (1989)

"Modélisation pluie-débit par la méthode DPFT, Développements de la méthode initiale et extension à des cas bi-entrées."

Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique, Grenoble, 280p.

Ross B.B., Contractor D.N. and Shanholtz V.O. (1979)

"A finite-element model of overland and channel flow for assessing the hydrological impact of land-use change."

Journal of Hydrology vol 41, pp 11-30.

Saulnier G.M. (1996)

"Etude d'un modèle hydrologique à base topographique (Topmodel). Sensibilité de la modélisation au traitement topographique. Prise en compte de la variabilité des épaisseurs de sol. Application au bassin versant des Maurets."

Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique, Grenoble.

Schober A. (1996)

"Analyse de la variabilité des paramètres caractéristiques de l'hydrologie d'un bassin versant et modélisation des crues en présence de données hydrologiques succinctes."

Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.

Sempere-Torres D. (1990)

"Calcul de la lame ruisselée dans la modélisation pluie-débit: limitations des approches globales et introduction simplifiée de la topographie et de la variabilité spatiale des pluies. Applications aux bassins du Gardon d'Anduze et du Réal Collobrier."

Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique, Grenoble, 310p.

Sherman L.K. (1932)

"Streamflow from rainfall by unit-graph method."

Engineering News Record , vol 108, pp 501-505.

Sherman B. and Singh V.P. (1976)

"A distributed converging overland flow model, 1- Mathematical solutions."

Water Resources Research vol 12, n°5, pp 889-896.

Sidle R.C., Kitahara H., Terajima T. and Nakai Y. (1995)

"Experimental studies on the effects of pipeflow on throughflow partitioning."

Journal of Hydrology vol 165, pp 207-219.

Singh V.P. (1975)

"Hybrid formulation of kinematic wave models of watershed runoff."

Journal of Hydrology vol 27, pp 33-50.

Singh V.P. (1989)

"Hydrologic system: Volume 2. Watershed modeling." Prentice Hall, Englewoods Cliffs, N.J.

Smith R.E. and Woolhiser D.A. (1971)

"Overland flow on an infiltrating surface."

Water Resources Research vol 7, n°4, pp 899-913.

Snyder W.M. (1955)

"Hydrograph analysis by the method of least squares."

Proceedings ASCE Separate n°793.

Strelkoff T.(1970)

"Numerical solutions of Saint-Venant equations."

Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 96 (HY1), pp 223-252

Swartzendruber D. (1974)

"Infiltration constant flow rainfall into soil as analysed by the approach of Green and Ampt."

Soil Sciences, vol 117, pp 272-281.

Taha A. (1995)

"Etude expérimentale et numérique de la contribution des eaux infiltrées à la formation des débits des crues en zone méditerranéenne; application à un versant du Réal Collobrier."

Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 271p.

Tanaka T., Yasuhara M., Sakai H. and Marui A. (1988)

"The Hachioji experimental basin study- Strom runoff processes and the mechanism of its generation."

Journal of Hydrology vol 102, pp 139-164.

Thomas H.A. (1937)

"The hydraulics of flood movements in rivers."

Engr. Bull., pp 58-60.

Tisdale T.S., Hamrick J.M. and Yu S.L. (1986)

"Kinematic wave analysis of overland flow using topography fitted coordinates." (abstract)

EOS Trans AGU, vol 67, n°16, pp 271.

Todini E. (1988)

"Rainfall-runoff modeling. Past, present and future."

Journal of Hydrology vol 100, pp 341-352.

Travi Y., Lavabre J., Blavoux B. et Martin C. (1994)

"Traçage chimique et isotopique (Cl-¹⁸, O) d'une crue d'automne sur un petit bassin versant méditerranéen incendié. Fonctionnement hydrologique du bassin."

Hydrological Sciences Journal, AIHS, vol 39, n°6, pp 605-619.

Wang G.T., Singh V.P. and Yu F.X. (1992)

"A rainfall-runoff model for small watersheds."

Journal of Hydrology vol 138, pp 97-117.

Weesakul U. (1992)

"Apports de la télédétection et de l'information géographique numérique à la compréhension du fonctionnement hydrologique des bassins versants méditerranéens."

Thèse de doctorat de Montpellier II, France, 280p.

Wendling J. (1992)

"Modélisation pluie-débit: comparaison d'approches conceptuelles physico-déterministes, globales/semi-distribuées. Essai de prise en compte de la variabilité spatiale des pluies. (Application au bassin versant du Réal Collobrier)."

Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique, Grenoble, 300p.

Weyman D.R. (1970)

"Troughflow on hillslopes and its relation to the stream hydrograph."

Bulletin de l'A.I.H.S., vol 15, n°2, pp 25-33.

Whipkey R.Z. (1965)

"Subsurface stormflow from forested slopes."

Bulletin de l'A.I.H.S., vol 10, n°2, pp 74-85.

Wierda A., Veen A.W.L. and Hutjes R.W.A. (1989)

"Infiltration at the Tai rain forest (Ivory Coast): measurements and modelling."

Hydrological Processes, vol 3, pp 371-382.

Wooding R.A. (1965a)

"A hydraulic model for the catchment-stream problem, I, Kinematic wave theory."
Journal of Hydrology vol 3, pp 254-267.

Wooding R.A. (1965b)

"A hydraulic model for the catchment-stream problem, II, Numerical solutions."
Journal of Hydrology vol 3, pp 268-282.

Woolhiser D.A. (1969)

"Overland flow on a converging surface."
Transactions ASAE, vol 12, n°4, pp 460-462.

Woolhiser D.A. and Liggett J.A. (1967)

"Unsteady, one-dimensional flow over a plane- The rising hydrograph."
Water Resources Research vol 3, n°3, pp 753-771.

Zammit C. (1995)

"Analyse des mouvements de nappe au voisinage des rivières à l'occasion des crues.
Application au bassin versant des Maurets."
Mémoire de DEA de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, 60p.

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Liste des figures

Chapitre I

Figure 1-1: Localisation du bassin versant du Réal Collobrier	21
Figure 1-2: Vue des crêtes Nord du du bassin versant du Réal Collobrier.....	21
Figure 1-3: Pluviométrie sur le bassin du Réal Collobrier: carte des isohyètes annuelles, période 1966-1987 (Weesakul, 1992)	22
Figure 1-4: Carte des sous-bassins du Réal Collobrier et implantation des pluviographes et limnigraphes. (Martin et Marc, 1993).....	23
Figure 1-5: Carte du bassin des Maurets.	25
Figure 1-6: Comparaison des débits spécifiques journaliers de la station Maurets amont (en ordonnées) avec ceux du bassin Maurets aval (en abscisses). D'après Taha (1995).	26
Figure 1-7: Le versant, vue en plan. D'après Taha (1995).....	27
Figure 1-8: Profil du transect du versant étudié. D'après Taha (1995).....	27
Figure 1-9: Chronique pluie-débit au Pont de Fer pour la période du 1/12/1972 au 31/01/1973. Quatre épisodes y ont été sélectionnés.	31
Figure 1-10: Chroniques pluie-débit pour la crue 03	33
Figure 1-11: Evolution du coefficient d'écoulement des sept bassins du Réal Collobrier pendant l'épisode n°03.	34
Figure 1-12: Position de la partie basse du bassin du Réal Collobrier.....	35
Figure 1-13: Evolution du coefficient d'écoulement de la partie basse pendant la crue 03	36
Figure 1-14: Evolution du coefficient d'écoulement d'épisode à Pont de Fer en fonction: -(a): de la pluie totale de l'épisode; -(b): de l'intensité maximum sur 30mn.	38
Figure 1-15: Evolution du coefficient d'écoulement de la partie basse avec le débit maximum de l'épisode à Pont de Fer.....	38
Figure 1-16: Illustration des différences de rendement hydrologique des sous- bassins du Réal Collobrier pour l'épisode 03. (Grésillon, 1994).....	38
Figure 1-17: Evolution des zones saturées sur le bassin des Maurets en fonction du pourcentage du bassin qui est saturé à 0, 10, 20% (D'après Datin (1995) et Saulnier (1996)).	40
Figure 1-18: Représentation schématique de la transformation pluie-débit.....	41
Figure 1-19: Fonctions de transfert identifiées par Neyret-Gigot pour les bassins:	

(a): Pont de Fer,	
(b): Valescure,	
(c): Maurets.....	43
Figure 1-20: Fonction de transfert identifiée sur le Réal Collobrier sur deux familles d'épisodes différenciées selon l'importance du débit initial. (A(l) sont les coefficients de la fonction de transfert)	44
Figure 1-21: Evolution de la fonction de transfert avec la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode sur les bassins:	
(a) - Valescure;	
(b) - Maurets.	
D'après Grésillon et al., 1994.....	45
Figure 1-22: Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, piézométrie et débit de Février à Mai 1993 sur la terrasse. D'après Taha (1995).....	47
Figure 1-23(a): Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, gradient vertical de charge et débit sur la terrasse pour l'épisode du 31 Octobre au 1 Novembre 1993 (D'après Taha, 1995).	48
Figure 1-23(b): Chronique des mesures de pluie, tensiométrie, gradient vertical de charge et débit sur la terrasse pour l'épisode du 6 au 10 Janvier 1994.	49
D'après Taha (1995)	49
Figure 1-24(a): Modélisation des écoulements souterrains pour un sol bicouche soumis à une pluie de 60mm.h ⁻¹ pendant deux heures - Evolution des zones saturées (D'après Taha, 1995).....	50
Figure 1-24(b): Modélisation des écoulements souterrains pour un sol bicouche soumis à une pluie de 60mm.h ⁻¹ pendant deux heures - Comparaison des débits souterrains et de surface. (D'après Taha, 1995).....	50

Introduction de la première partie

Figure i-1: Schéma des dispositifs de collecte et de mesure des écoulements de surface et de subsurface.....	58
Figure i-2: Localisation sur le versant des deux dispositifs de captage des écoulements: GT et GP. Figure aussi la localisation des essais de simulation de pluie (MTS-x) et des essais sur plaque rugueuse (SSP-x).....	59
Figure i-3: Vue du dispositif de collecte des écoulements de surface et de subsurface installé sur la terrasse.....	60
Figure i-4: Vue des cuves réceptrices des écoulements de surface et de subsurface sur la terrasse.....	60
Figure i-5: Chroniques pluies, débits, volumes recueillis dans les gouttières en surface et en subsurface sur la terrasse. Les volumes qui y figurent sont ceux qui	

ont été recueillis entre le relevé précédent et le relevé considéré; le pas de temps retenu.....	62
Figure i-6: Evolution des volumes recueillis en surface et à 20 cm en fonction:	
(a): de la pluie cumulée;	
(b): de l'intensité maximale au pas de temps de 30mn (en mm/h);	
(c): du débit maximum au pas de temps de 30mn (en m ³ /s)	64
Figure i-7: Chroniques pluies, débits, volumes recueillis en surface et en subsurface sur la pente. Les volumes qui y figurent sont ceux qui ont été recueillis entre le relevé précédent et le relevé considéré; le pas de temps retenu pour la pluie et le débit est journalier	66
Figure i-8: Comparaison des volumes recueillis à la surface et à 20cm	
(a): sur la terrasse;	
(b): sur la pente.....	67
Figure i-9: Comparaison des volume recueillis en surface et à 20cm en fonction du temps.	68
Figure i-10: Comparaison des volumes recueillis sur la terrasse et sur la pente, en surface et en subsurface.....	68
Figure i-11: Evolution de la réponse des capteurs et de la température de l'air en fonction du temps.....	69
Figure i-12: Evolution des niveaux mesurés par les capteurs avec la température de l'air	70
Figure i-13: Variations diurnes de la pression atmosphérique.	70

Chapitre II

Figure 2-1: Schéma descriptif du simulateur de pluie.	75
Figure 2-2: Evolution du débit de ruissellement en fonction du temps lors d'un essai de simulation de pluie.	77
Figure 2-3: Vue de la parcelle MTS-3 située sur la terrasse. La végétation y est dense.	78
Figure 2-4: Evolution de l'infiltration en fonction de l'intensité de pluie sur les quatre parcelles étudiées.	80
Figure 2-5: Evolution de l'infiltration avec la hauteur d'eau pour chaque site.....	82
Figure 2-6: Evolution du front d'infiltration selon Green et Ampt (1911).....	83
Figure 2-7: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit de ruissellement pour chaque parcelle. On a aussi tracé deux droites dont les pentes correspondent à un écoulement de Manning (=0.6; turbulent) et de Poiseuille (=0.33; laminaire) respectivement.....	87

Figure 2-8: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction du nombre de Reynolds pour chaque parcelle. Figurent aussi les droites dont les pentes correspondent à un écoulement de Manning ($\beta=-0.2$) et de Poiseuille ($\beta=-1$).....	89
Figure 2-9: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction de la hauteur d'eau sur la parcelle.	90
Figure 2-10: Représentation schématique du bassin versant basée sur les lignes équipotentiels et de courant. D'après Moore and Grayson (1991).	92
Figure 2-11: Principales représentations géométriques du bassin versant utilisées dans la modélisation pluie-débit par couplage entre écoulements sur versant et transfert dans le réseau hydrographique	
(a): le modèle de section de cône convergent;	
(b): le modèle de Wooding;	
(c) le modèle composé;	
(d): le modèle de cascade de N plans se déversant dans la jième section. D'après Sherman and Singh (1976).	93
Figure 2-12: Représentation schématique du bassin.....	95
Figure 2-13: Définition du plan caractéristique dans lequel on résoud les équations du mouvement.	100
Figure 2-14: Représentation de la variabilité temporelle de la pluie dans l'espace des caractéristiques dans le cas $N=4$	103
Figure 2-15: Calcul des courbes caractéristiques: leur pente dépend de l'intensité de pluie, de l'infiltration et des caractéristiques de rugosité du versant. (les pointillés représentent des courbes caractéristiques)	104
Figure 2-16: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume entrant en fonction de: (a):la longueur du versant;	
(b): la loi de rugosité du versant;	
(c): le paramètre d'infiltration;	
(d): l'intensité de pluie.	
(Les ordonnées sont exprimées en $h-1$).....	110
Figure 2-17: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant en fonction de: (a):la longueur du versant;	
(b): la loi de rugosité du versant;	
(c): le paramètre d'infiltration;	
(d): l'intensité de pluie.	
(Les ordonnées sont exprimées en $h-1$).....	112

Chapitre III

Figure 3-1: Schéma du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface.	117
---	-----

Figure 3-2: Vue du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface. On y voit: - la cuve à niveau constant qui permet d'obtenir un débit constant - les plaques latérales qui empêchent les fuites latérales.	119
Figure 3-3: Vue du dispositif de caractérisation des écoulements de subsurface. On y voit: - la gouttière aval.	119
Figure 3-4: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit d'écoulement pour les parcelles SSP-1 et SSP-2.	121
Figure 3-5: Evolution du coefficient de Darcy-Weisbach en fonction du nombre de Reynolds pour les parcelles SSP-1 et SSP-2.	123
Figure 3-6: Caractéristiques des sols de la terrasse: (a): Courbes granulométriques du sol à différentes profondeurs; (b): Evolution de la porosité avec la profondeur. D'après Taha (1995)	123
Figure 3-7: Evolution de la hauteur d'eau en fonction du débit d'écoulement sur les sites SSP-3 et SSP-4.	125
Figure 3-8: Comparaison des lois hauteur-débit pour les écoulements de surface sous pluie simulée, les écoulements dans la litière sans pluie (sites SSP-1 et 2) et les écoulements en subsurface (sites SSP-3 et 4).	126
Figure 3-9: Le domaine considéré dans la terrasse par Taha (1995)	128
Figure 3-10: Evolution des débits en bas de versant en fonction du temps: (a): dans le cas d'un sol homogène soumis à une pluie de 30mm/h pendant deux heures; (b): dans le cas d'un sol bicouche soumis à une pluie de 30mm/h pendant deux heures.	128
Figure 3-11: Hydrogramme de versant dû aux écoulements souterrains et de subsurface.	129

Chapitre IV

Figure 4-1: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant dans le cas d'une zone saturée de longueur constante en fonction de: (a): la longueur du versant; (b): la loi de rugosité du versant; (c): l'intensité de pluie.	141
Figure 4-2: Evolution des hydrogrammes de versant ramenés au volume sortant dans le cas d'une zone saturée de vitesse d'extension constante en fonction de: (a): la vitesse d'extension de la zone saturée; (b): la longueur initiale de la zone saturée; (c): la loi de rugosité des versants; (d): l'intensité de pluie;	144

Chapitre V

Figure 5-1: Schématisation de la partition d'un bassin en surfaces isochrones. D'après Neyret-Gigot (1992).	154
Figure 5-2: Représentation schématique du schéma de discrétisation de Preismann. D'après Cunge (1986).	159
Figure 5-3: Comparaison entre les hydrogrammes observé pendant la campagne de Janvier 1988 et simulé par notre modèle de propagation.	160
Figure 5-4: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du pas de temps (dt=10s, 50s, 100s, 500s, 1000s).	161
Figure 5-5: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du pas d'espace.	162
Figure 5-6: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction du paramètre de Preismann.	162
Figure 5-7: Evolution de l'hydrogramme aval simulé en fonction de la valeur du coefficient de Strickler.	163
Figure 5-8: Représentation du réseau hydrographique sur le bassin des Maurets.	165
D'après la carte IGN série bleu n°3445est (Collobrières).	165
Figure 5-9: Profil en long de la rivière des Maurets entre les stations Maurets amont et Maurets aval. Les traits correspondent à la position des profils en travers que nous avons relevés.	166
Figure 5-10: Profil en travers des sections n°1, 8, 11 et 15. Les cotes sont exprimées en mètres, x est la distance à l'exutoire.	166
Figure 5-11: Propagation de la crue n°101 entre Maurets amont et Maurets aval sans tenir compte des apports latéraux.	168

Chapitre VI

Figure 6-1: Comparaison des longueurs de versant schématisées et calculées à partir du MNT du bassin inférieur des Maurets dans le cas de ruissellement généralisé.	172
Figure 6-2: Chroniques pluie-débit sur le bassin Maurets aval pour la période allant du 1er Novembre 1991 au 1er Août 1994, pas de temps journalier.	177
Figure 6-3: Comparaison des débits maxima enregistrés à Maurets amont et Maurets aval.	179
Figure 6-4: Comparaison des coefficients d'écoulement d'épisodes des bassins emboîtés Maurets amont (5.4km ²) et Maurets (8km ²).	179
Figure 6-5: Reconstitution de la crue n°10 en cas de processus d'apport à la rivière par ruissellement généralisé.	181
Figure 6-6: Reconstitution des crues n°13 et 15 en cas de processus d'apport à la rivière par écoulement sur zones saturées contributives.	184

Figure 6-7: Reconstitution de la crue n°1 en cas de processus d'apport à la rivière par écoulements souterrains et de subsurface.	186
Figure 6-8: Evolution de la fonction de transfert de la partie inférieure du bassin des Maurets en cas de processus d'apport par écoulement sur zone saturée contributive en fonction de la longueur de la zone saturée.	191

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau 1-1: Caractéristiques des bassins et sous-bassins du Réal Collobrier étudiés.	24
Tableau 1-2: Désignation et nombre total des pluviomètres utilisés pour le calcul de la pluie moyenne sur chaque bassin versant.	30
Tableau 1-3: Caractéristiques des épisodes sélectionnés.	31
Tableau 1-4: Valeurs des coefficients d'écoulement d'épisode par bassin et par épisode.	37

Introduction de la première partie

Tableau i-1: Résultats de la collecte des écoulements de surface et de subsurface sur la terrasse et caractéristiques des épisodes de crue pendant la période considérée.	61
Tableau i-2: Résultats de la collecte des écoulements de surface et de subsurface sur la pente et caractéristiques des épisodes de crue pendant la période considérée.	65
Tableau i-3: Caractéristiques des épisodes sélectionnés et volumes écoulés en surface et en subsurface.	71

Chapitre II

Tableau 2-1: Présentation des parcelles étudiées et des caractéristiques des essais de pluie simulée.	78
Tableau 2-2: Valeurs de l'intensité de pluie, du débit de ruissellement stabilisé, de l'infiltration, de la vitesse moyenne V et de la hauteur d'eau moyenne h , mesurés et calculés sur chaque parcelle pour chacun des essais de simulation de pluie effectué.	81
Tableau 2-3: Valeurs ajustées du paramètre a sur chaque site.	83
Tableau 2-4: Caractéristiques des lois $h(Re)$ et $CDW(Re)$	85

Tableau 2-5: Valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur chaque parcelle.....	86
Tableau 2-6: Valeurs ajustées de α et Ah et coefficients de détermination pour chaque site de mesure.....	87
Tableau 2-7: Valeurs ajustées de β et B et coefficient de détermination pour chaque site de mesure.....	89

Chapitre III

Tableau 3-1: Présentation des parcelles étudiées.	118
Tableau 3-2: Valeurs extrêmes des vitesses mesurées sur chaque parcelle.....	121
Tableau 3-3: Valeurs ajustées de α et Ah et coefficient de détermination pour les sites SSP-1 et SSP-2 (écoulement à surface libre).....	122
Tableau 3-4: Valeurs de la conductivité hydraulique à saturation obtenues pour les sites SSP-3 et SSP-4.....	125

Chapitre IV

Tableau 4-1: Estimation de la longueur de la zone saturée à partir de la valeur du coefficient d'écoulement d'épisode sur le bassin des Maurets.....	139
Tableau 4-2: Estimation de la vitesse d'extension de la zone saturée sur le bassin des Maurets	143

Chapitre VI

Tableau 6-1: Principales caractéristiques des épisodes sélectionnés sur la période allant de Novembre 1991 à Août 1994. (Les épisodes grisés ont été rejetés).....	178
Tableau 6-2: Optimisation du modèle d'apports par ruissellement généralisé.	182
Tableau 6-3: Optimisation du modèle d'apports par écoulement sur zone saturée contributive.....	183
Tableau 6-4: Valeurs de la perméabilité à saturation calculée à partir du calage du modèle d'apports par écoulements sur zone saturée contributive.	185
Tableau 6-5: Optimisation du modèle d'apports souterrains et de subsurface.....	187
Tableau 6-6: Valeur des coefficients de corrélation entre les paramètres du modèle d'écoulement souterrain et les paramètres descriptifs de la crue.....	187
Tableau 6-7: Comparaison des efficacités obtenues par calage de chacun des trois modèles d'apports à la rivière en cas de crue.	189

ANNEXES

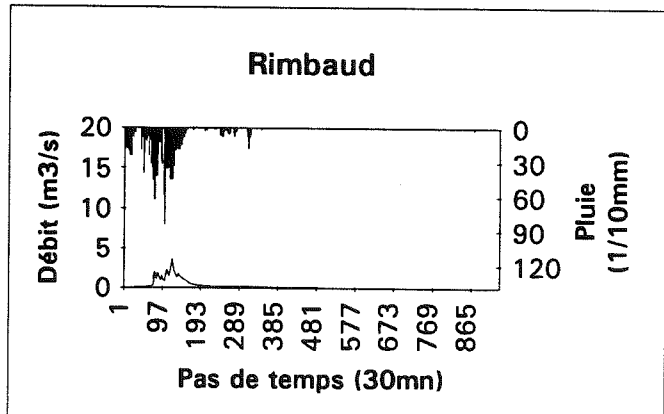
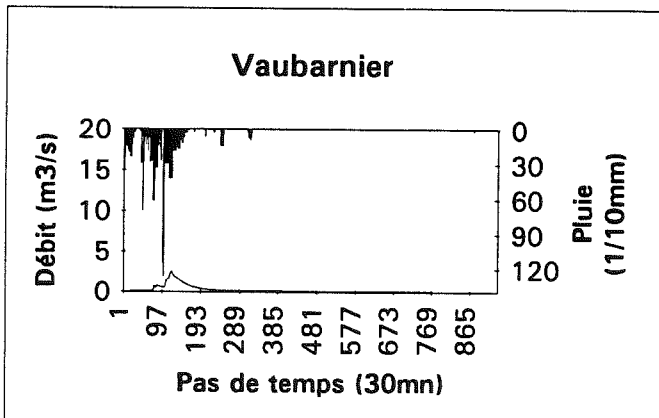
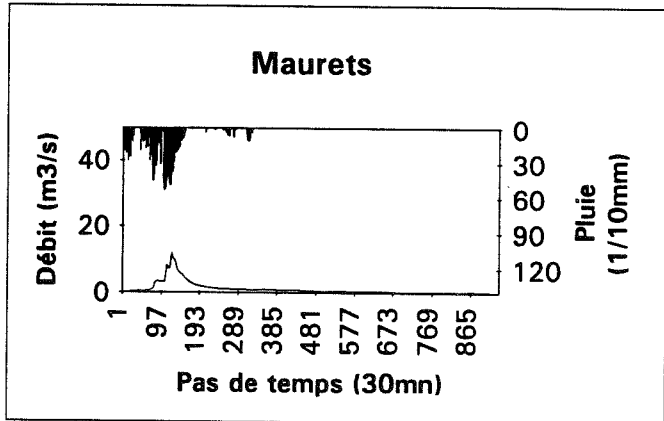
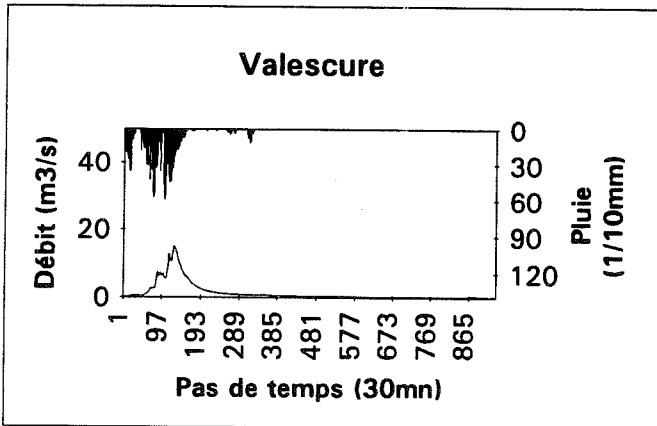
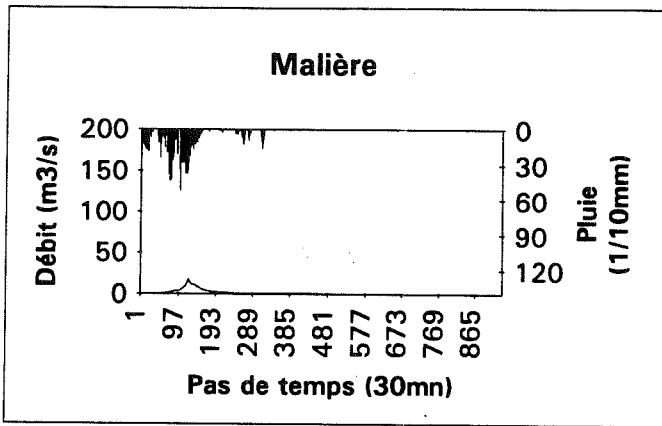
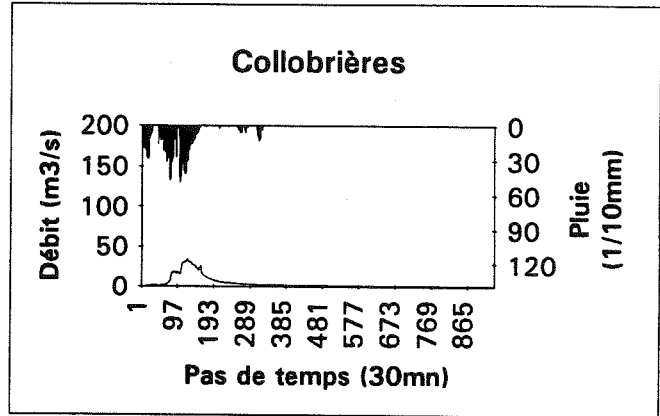
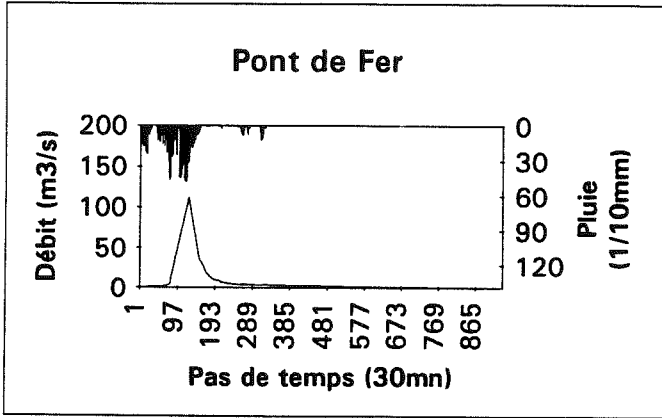
ANNEXE I

LOCALISATION DES APPORTS SUR LE REAL COLLOBRIER

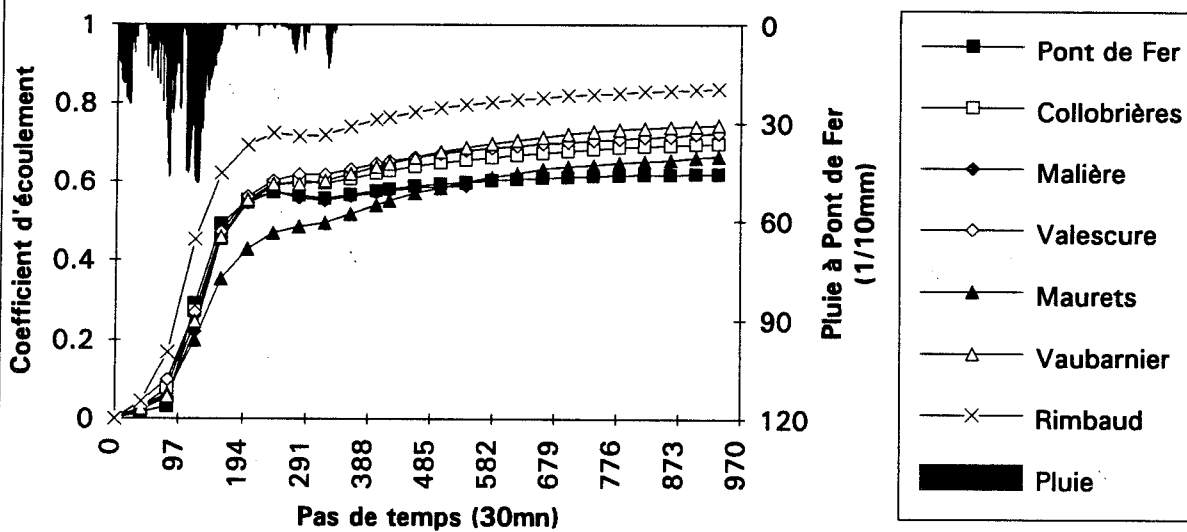
Chroniques pluie-débit sur chaque sous-bassin du Réal Collobrier pour les onze épisodes étudiés.

Evolution du coefficient d'écoulement des sous-bassins du Réal Collobrier et de la partie basse du bassin (zone alluvionnaire) au cours des onze épisodes sélectionnés.

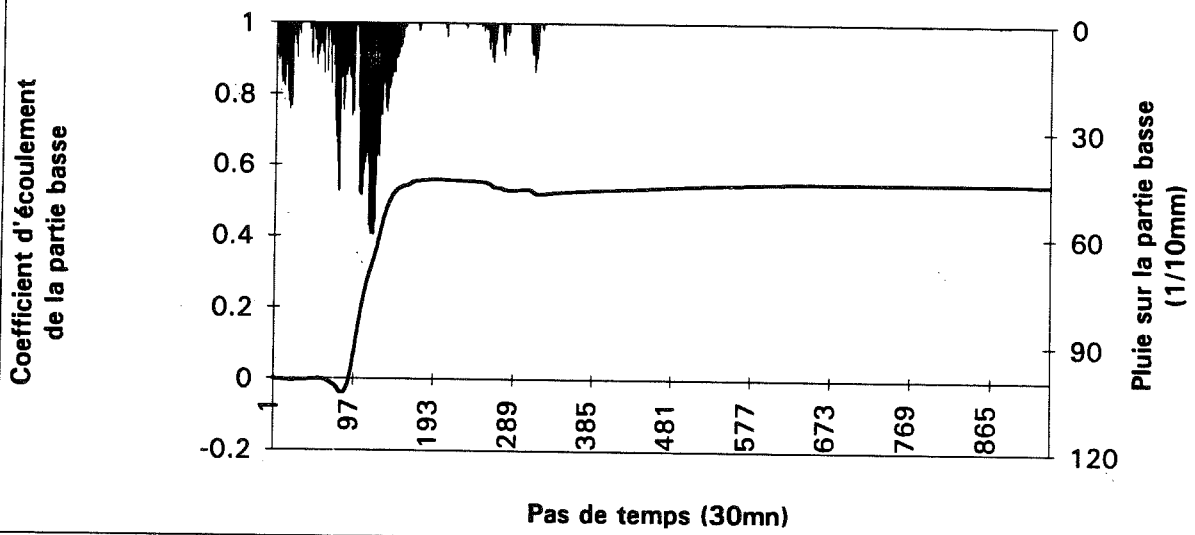
Chroniques pluie-débit pour la crue 01



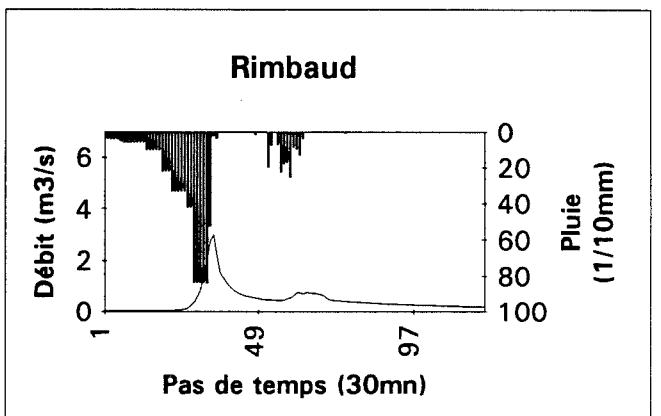
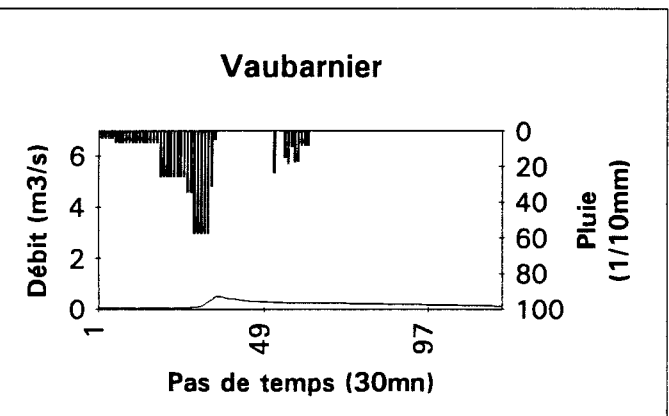
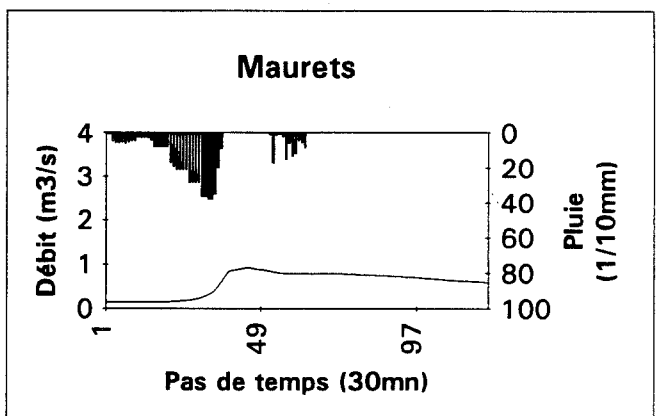
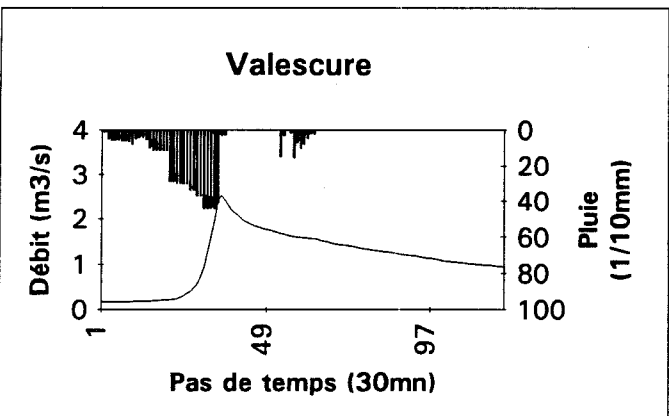
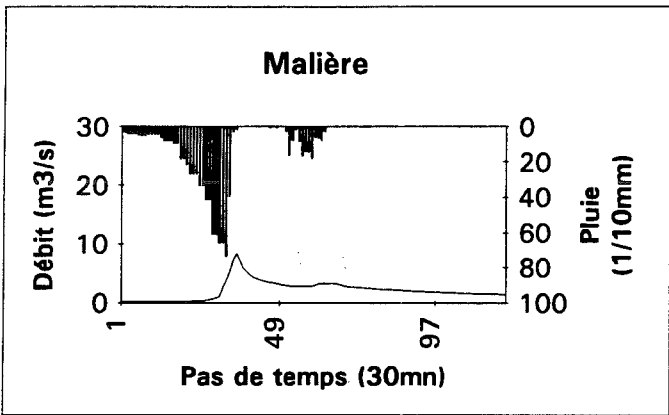
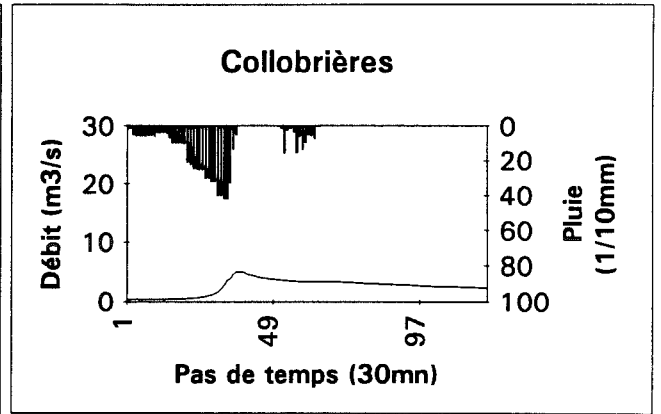
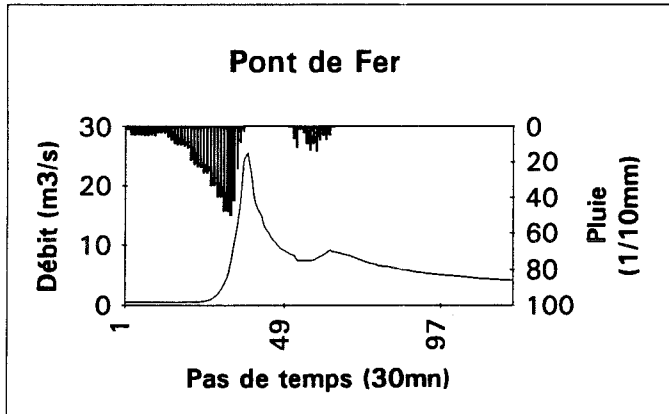
Crue 01

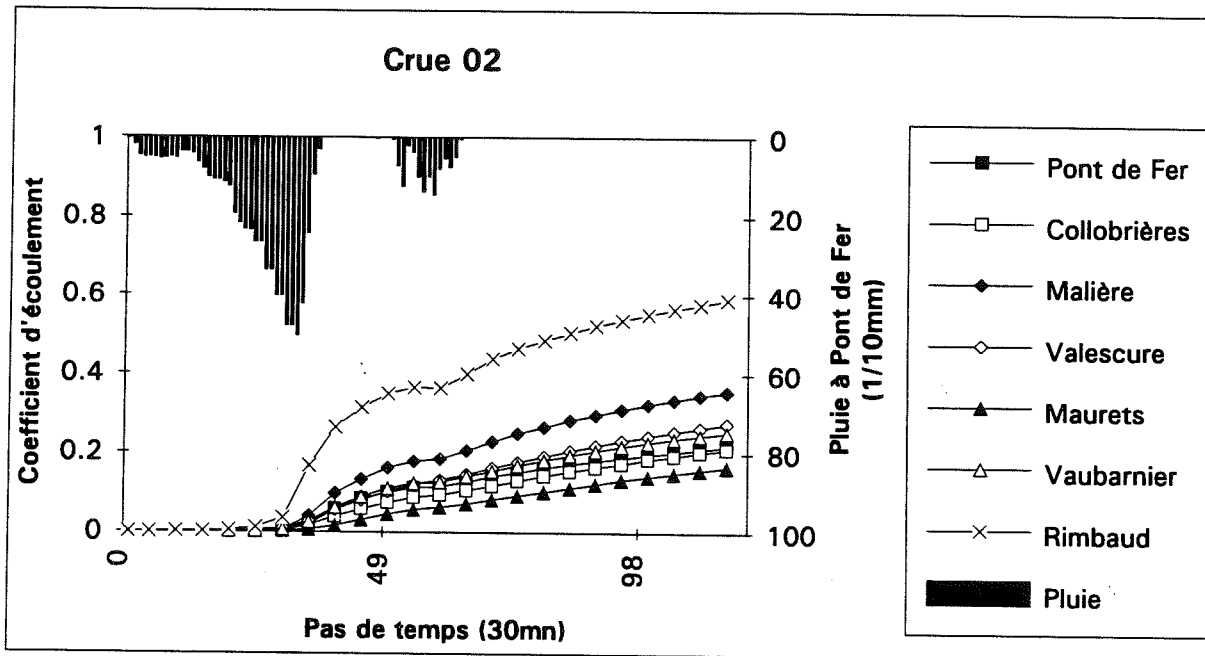


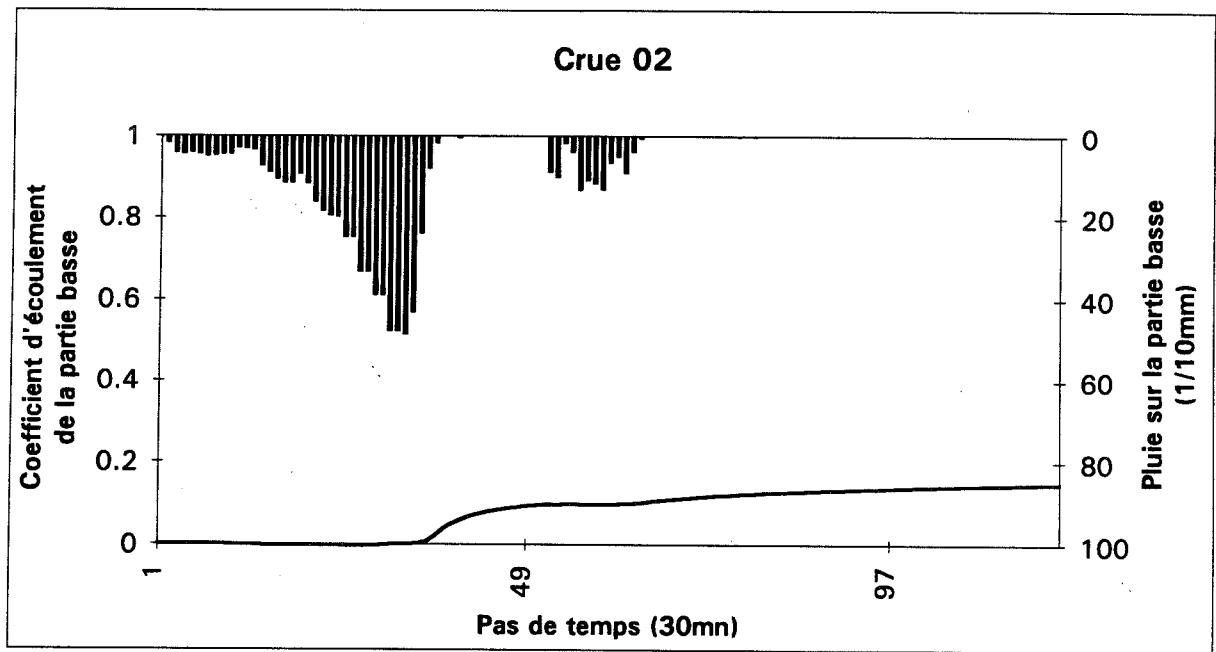
Crue 01



Chroniques pluie-débit pour la crue n°02

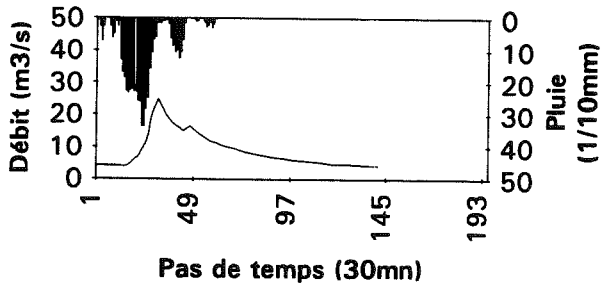




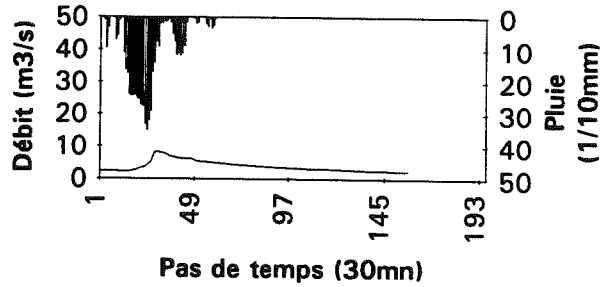


Chroniques pluie-débit pour la crue n°3

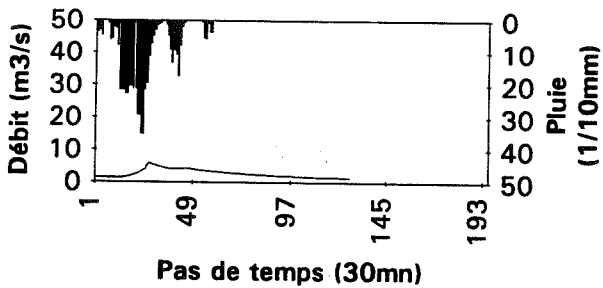
Pont de Fer



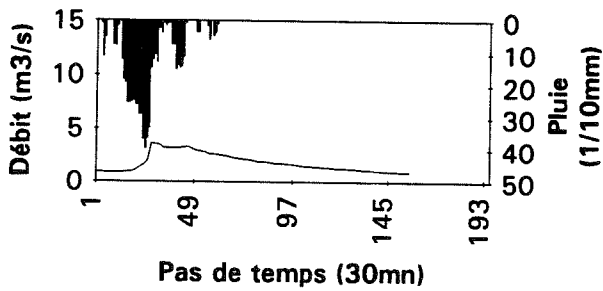
Collobrières



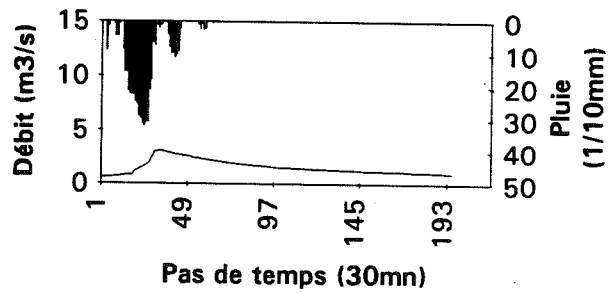
Malière



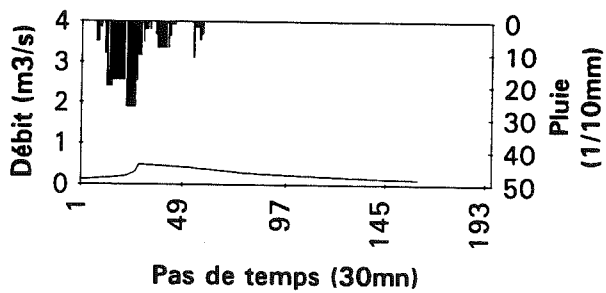
Valescure



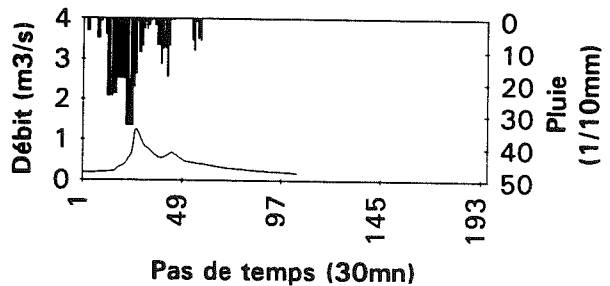
Maurets

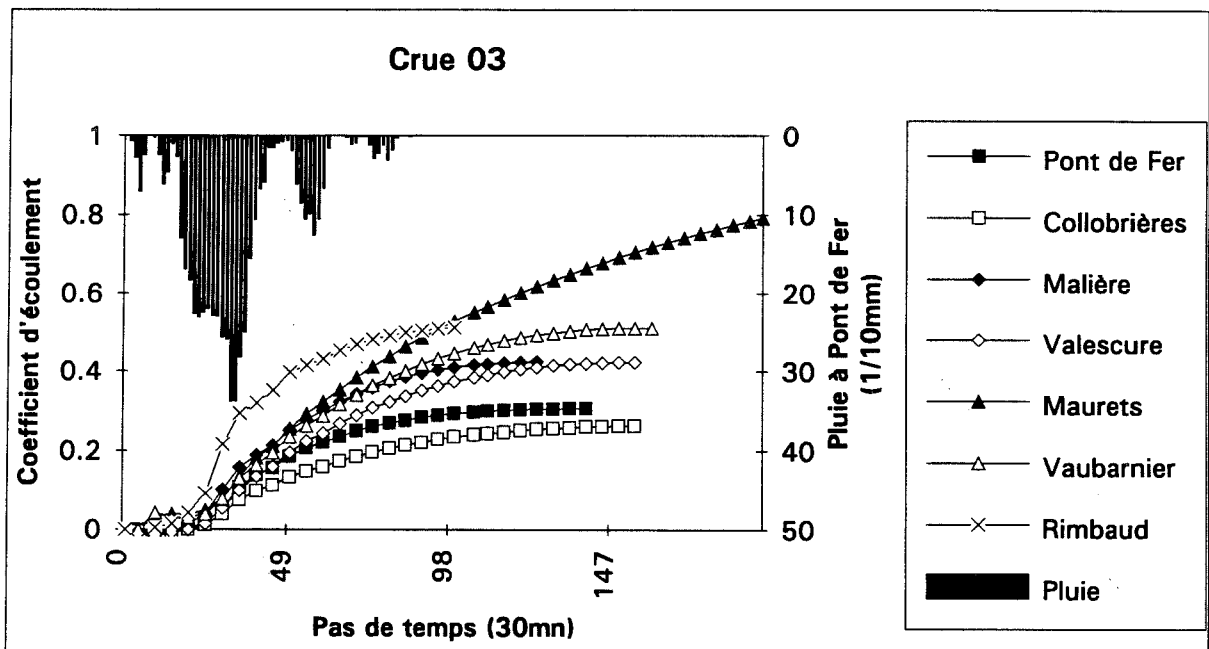


Vaubarnier

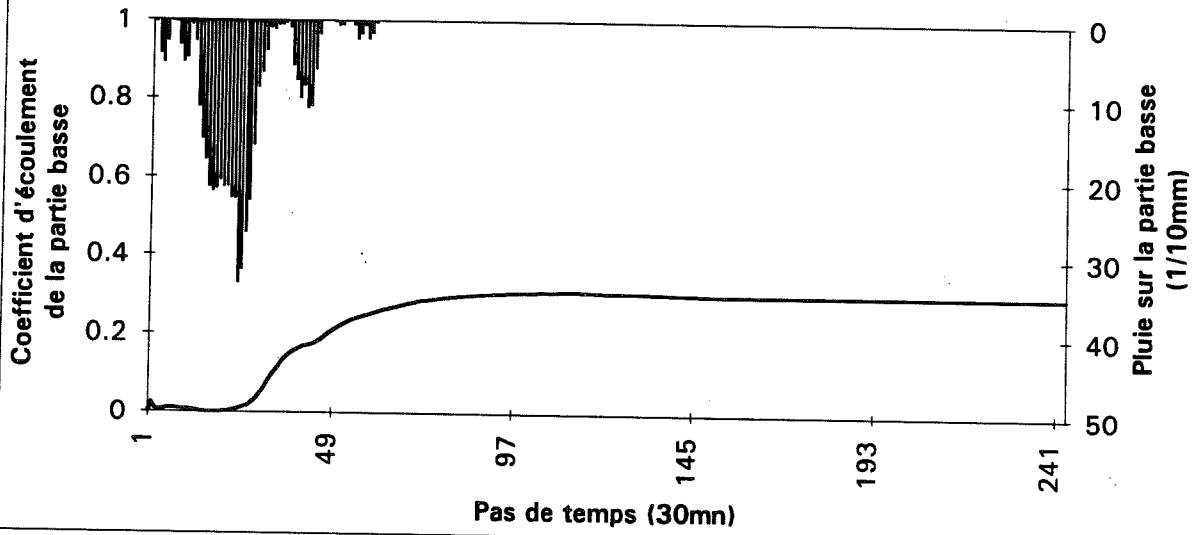


Rimbaud

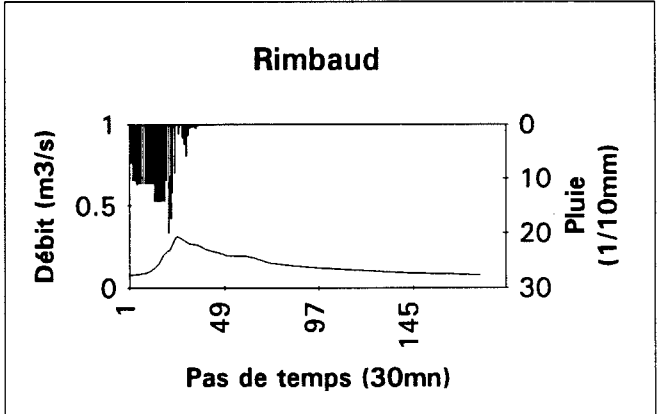
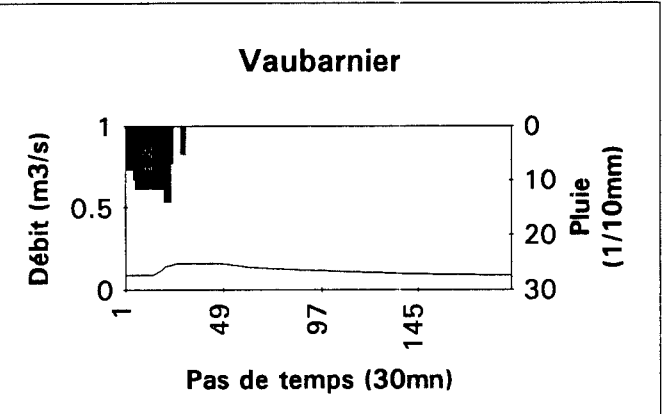
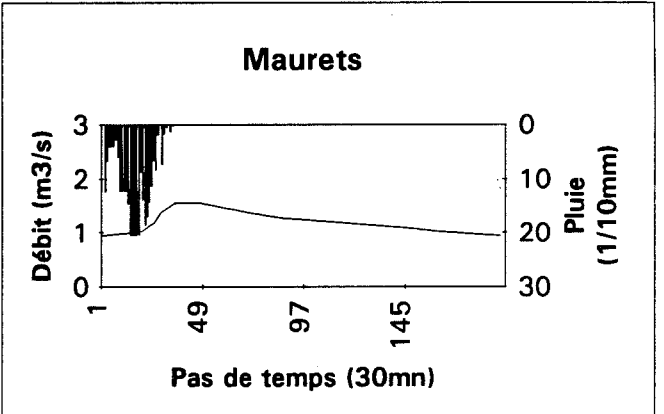
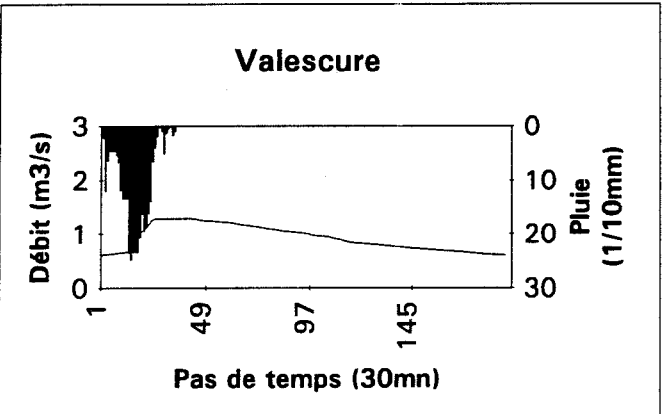
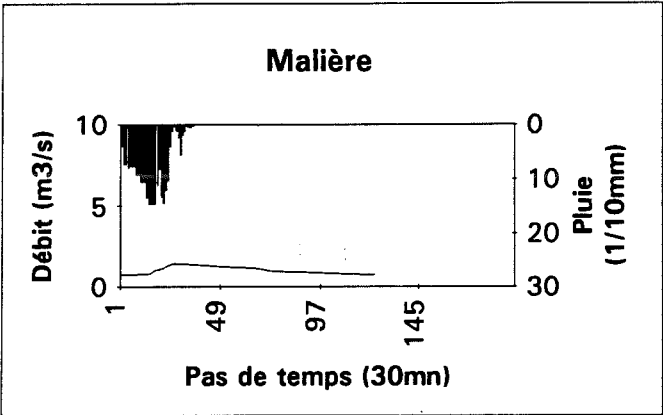
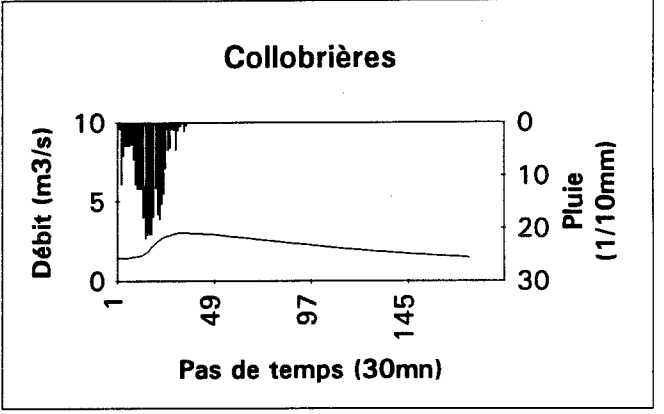
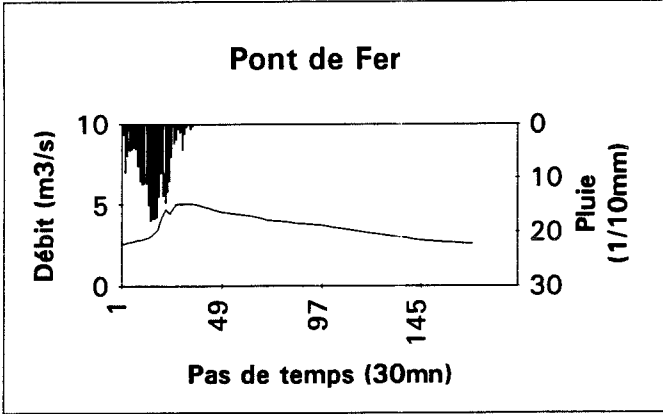




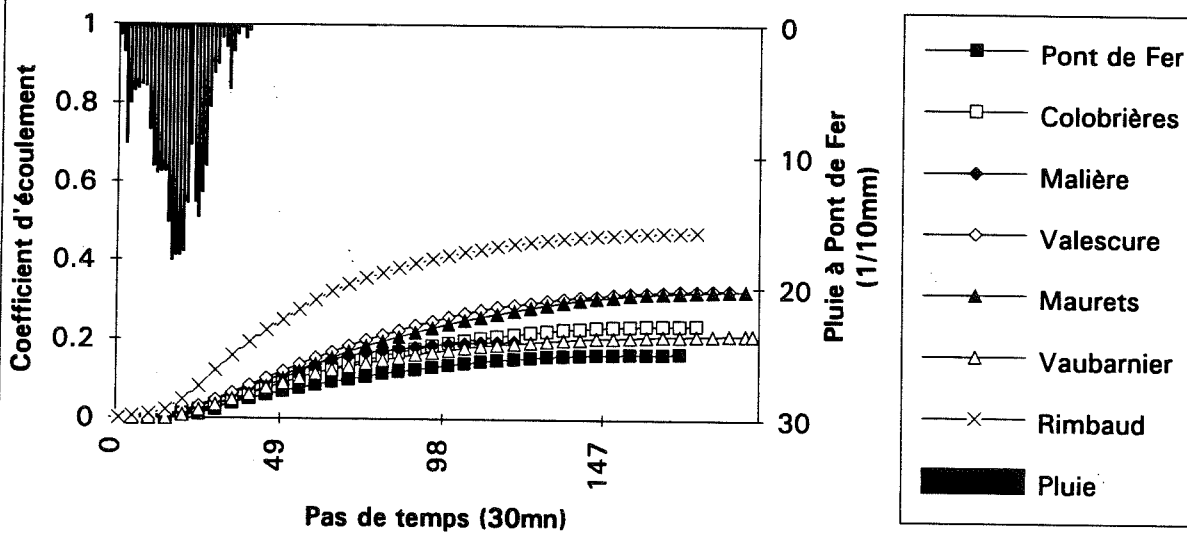
Crue 03



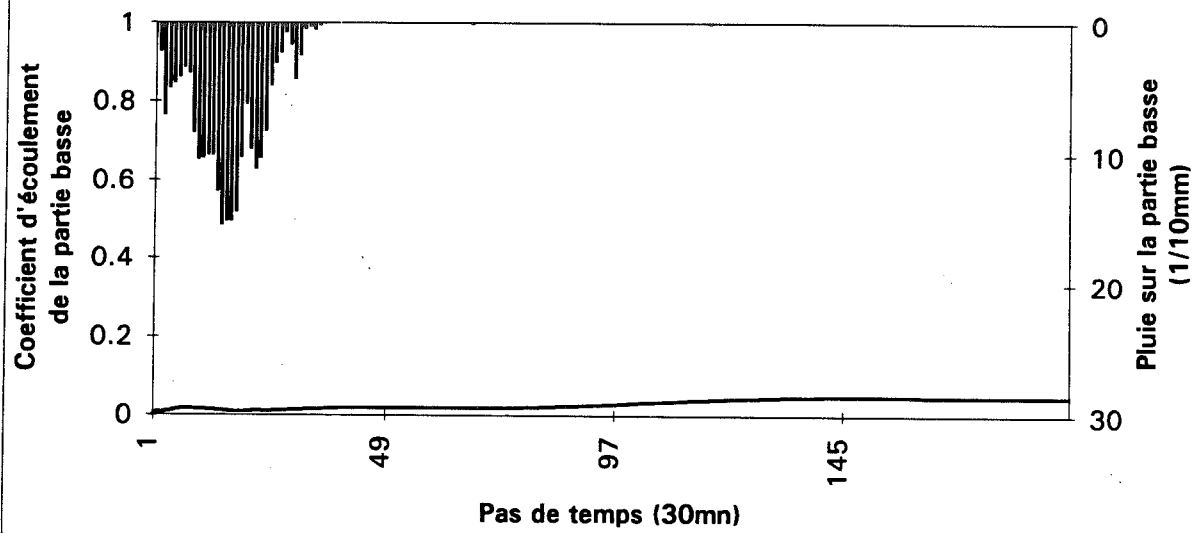
Chroniques pluie-débit pour la crue n°04



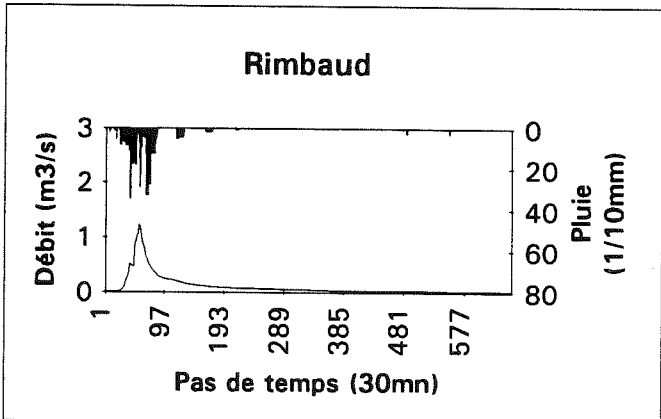
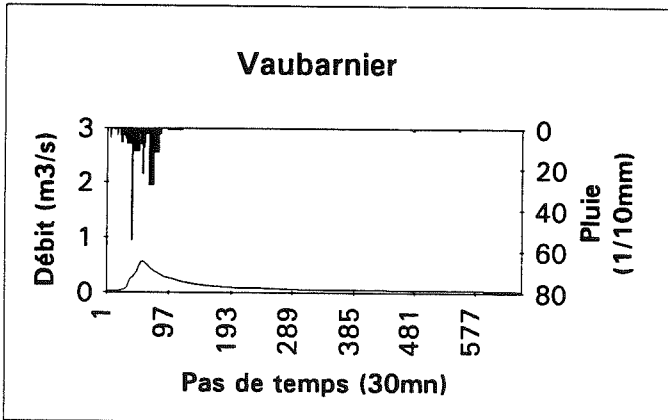
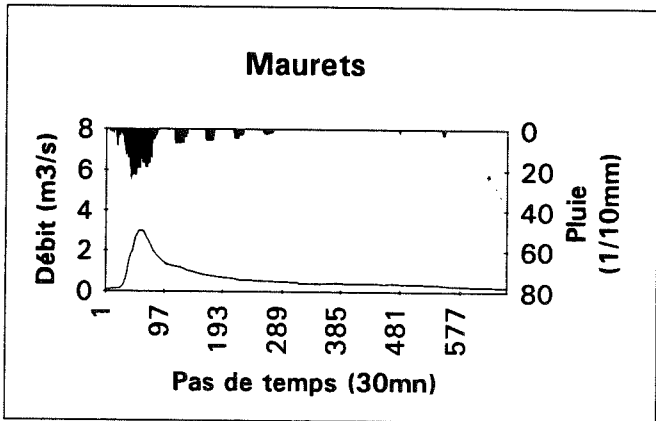
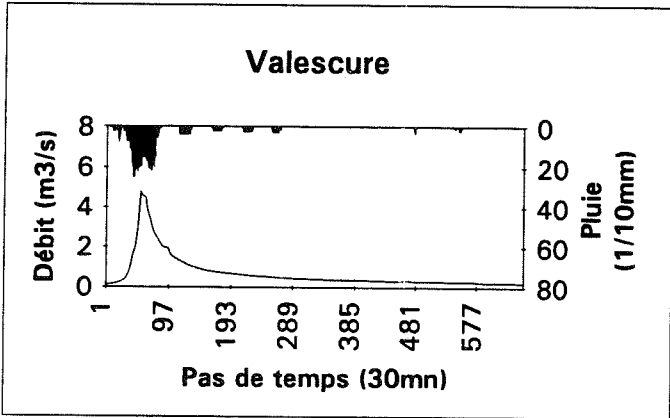
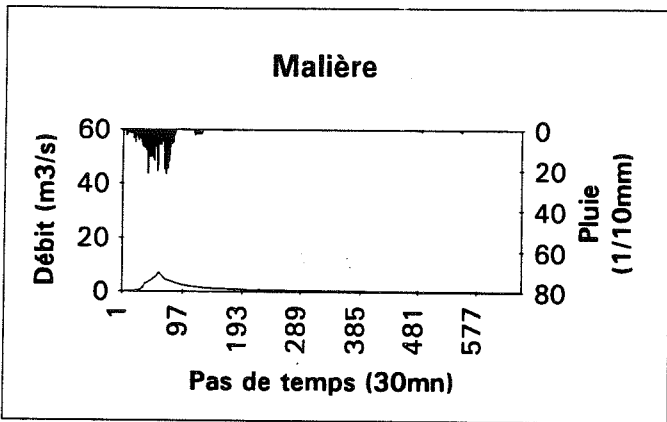
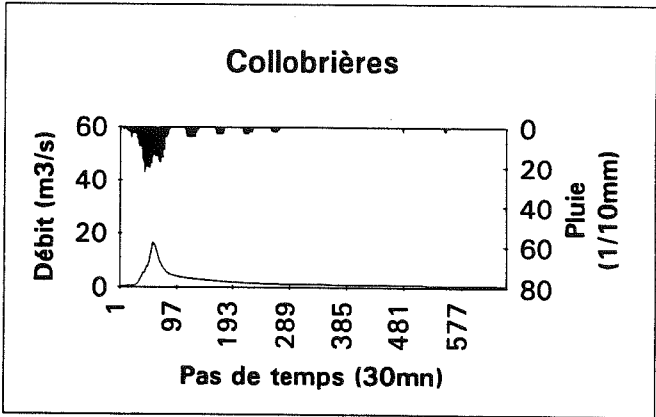
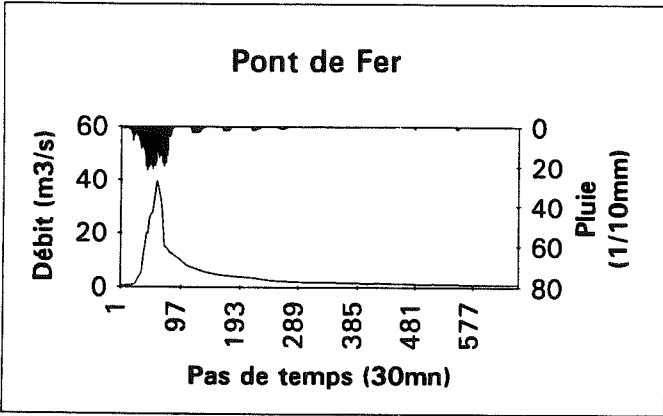
Crue 04

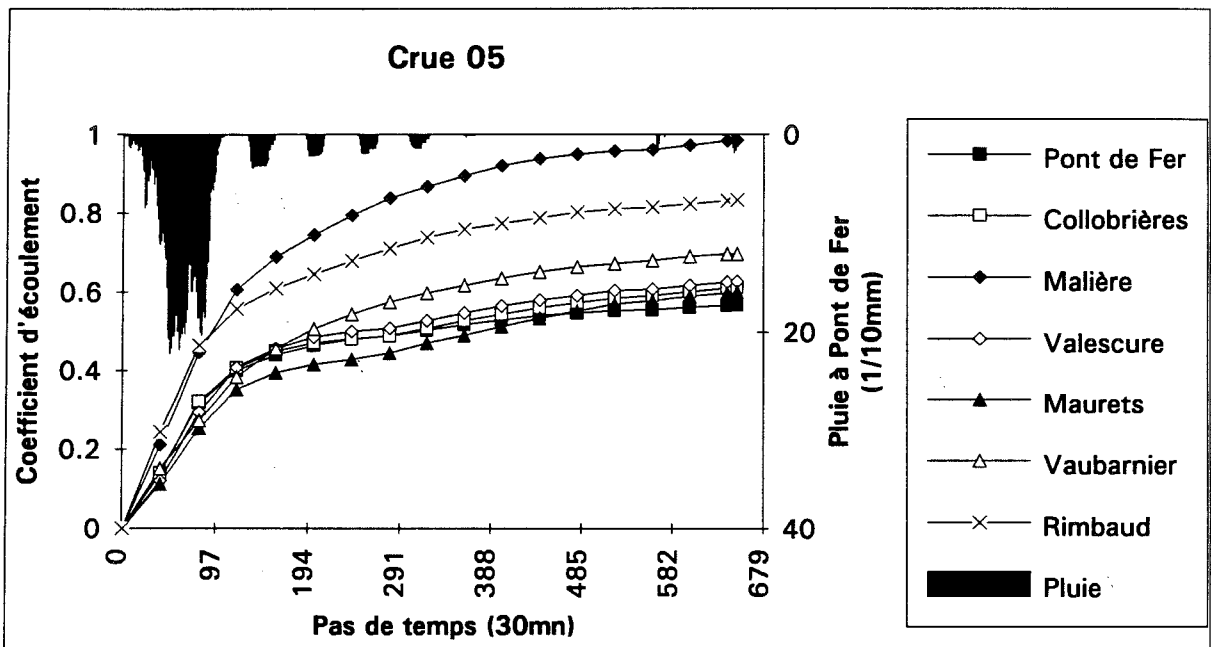


Crue 04

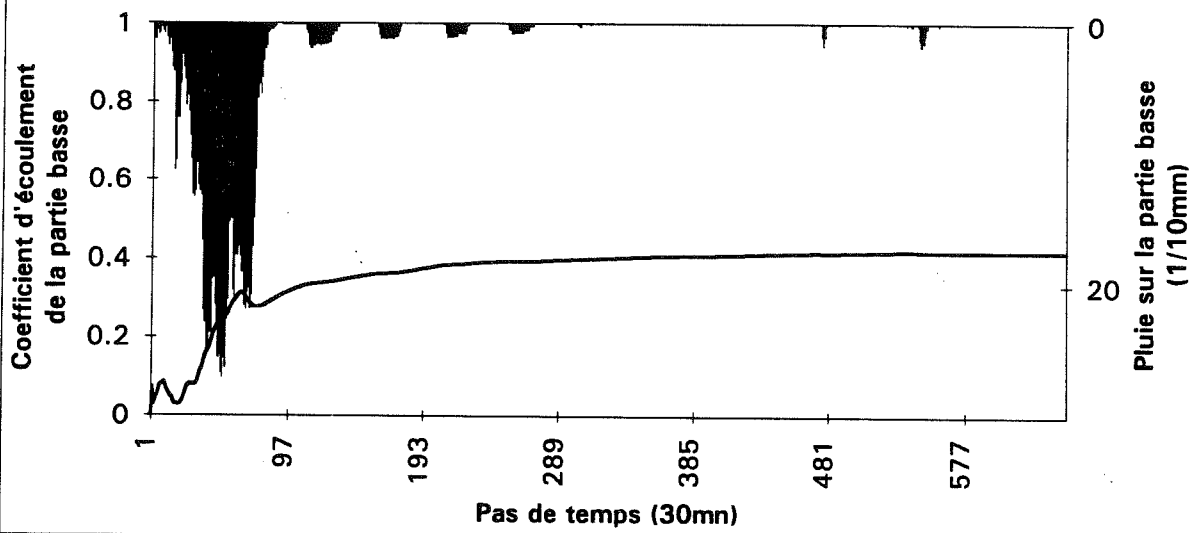


Chroniques pluie-débit pour la crue n°5

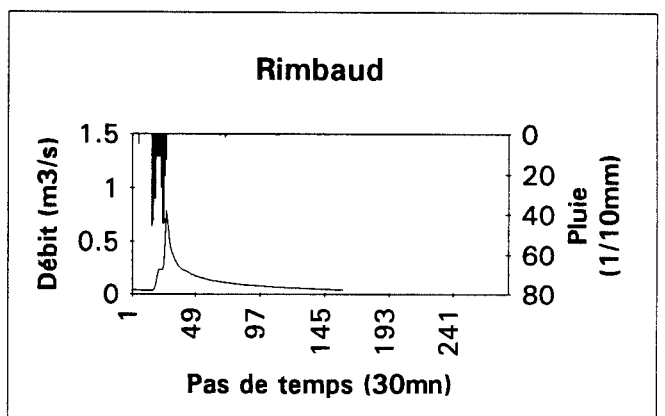
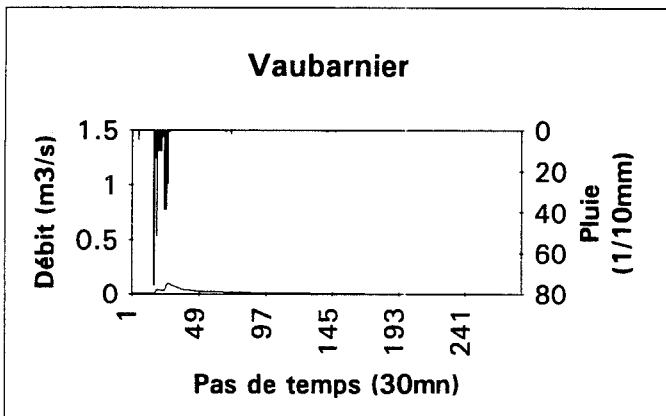
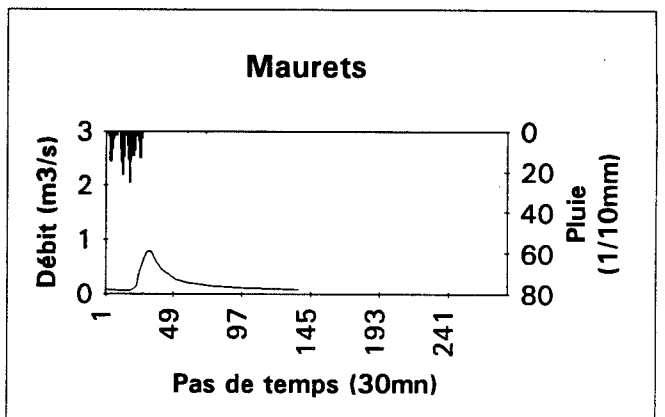
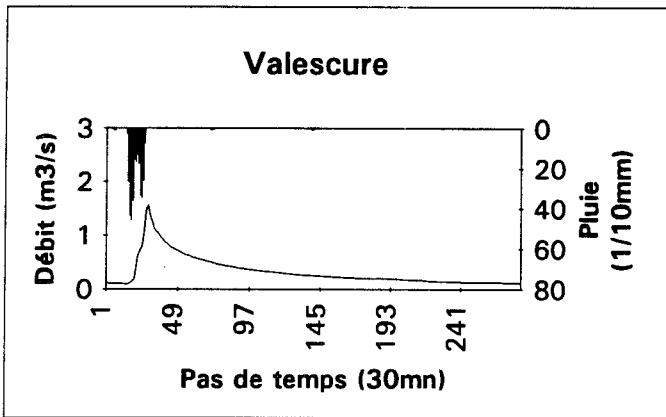
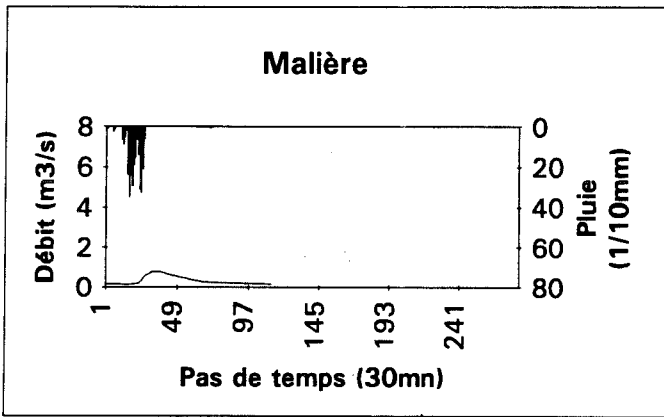
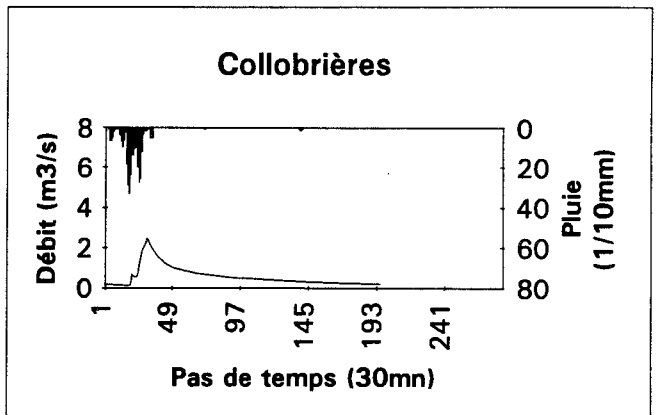
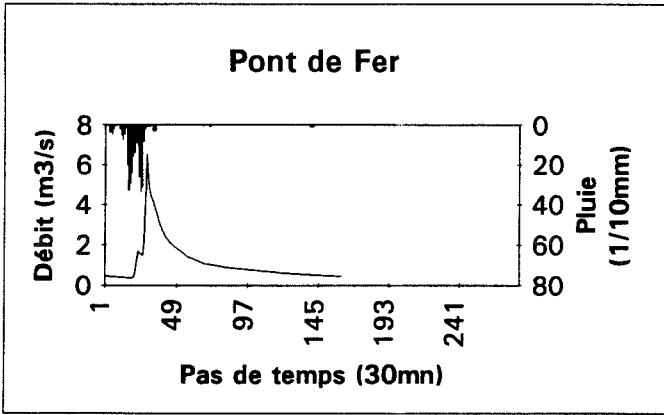




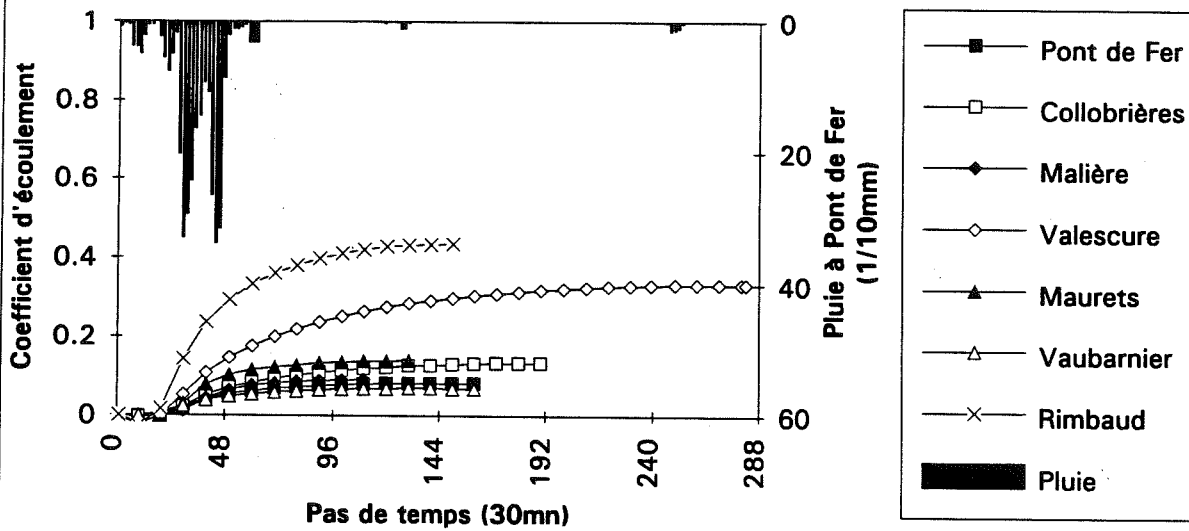
Crue 05



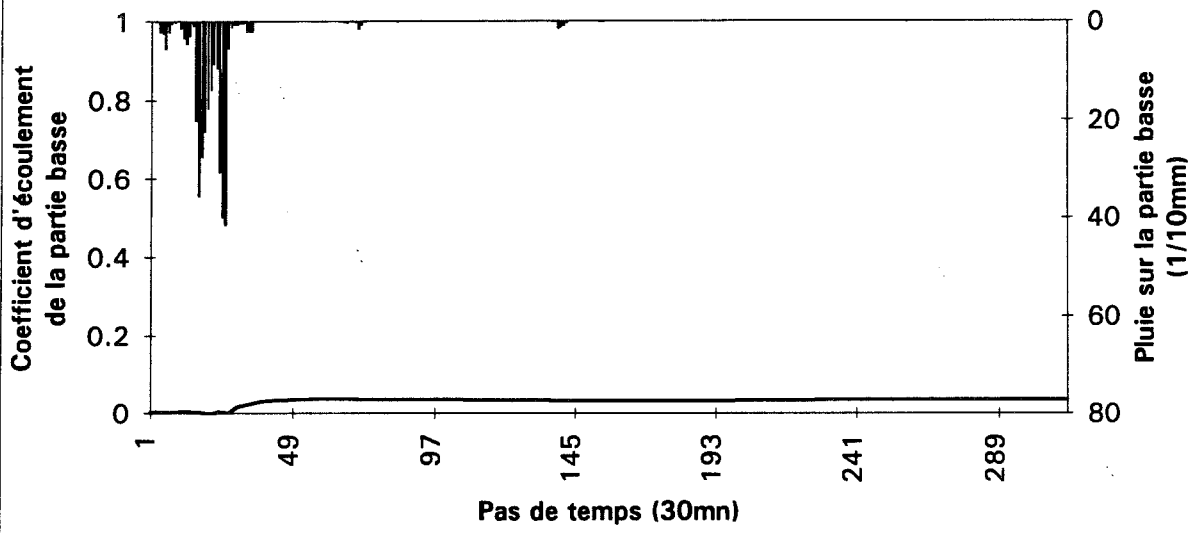
Chroniques pluie-débit pour la crue n°07



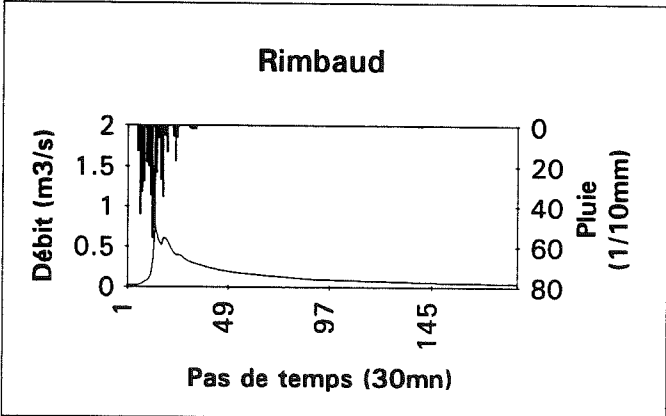
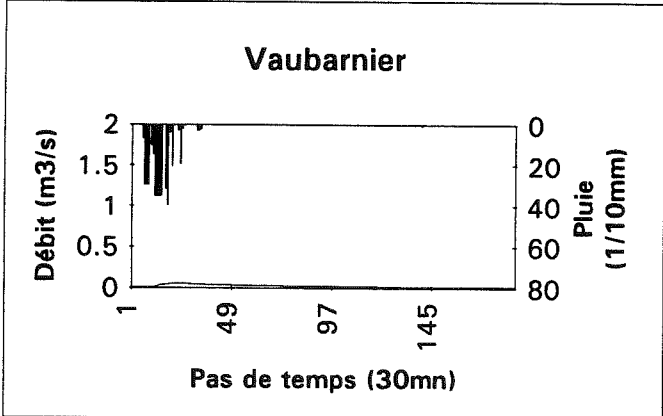
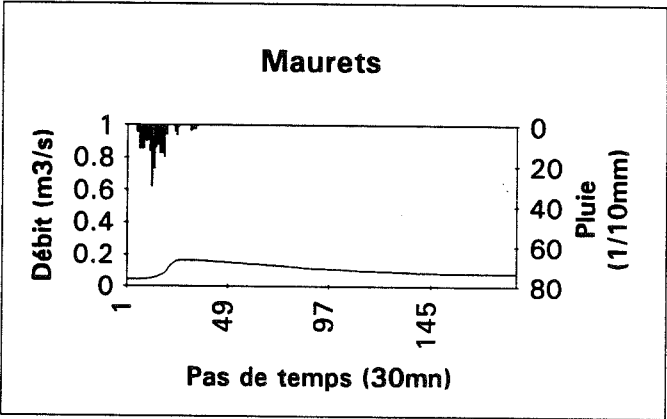
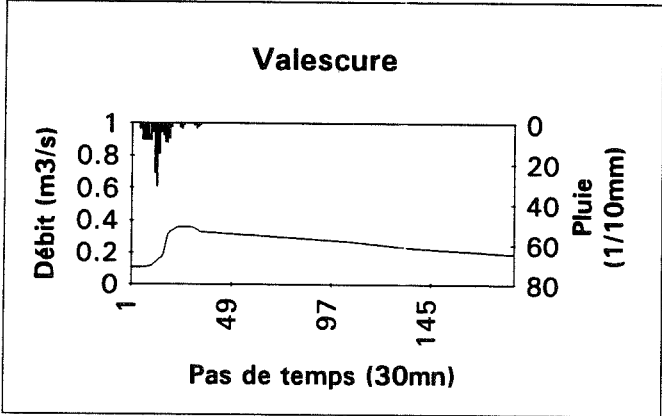
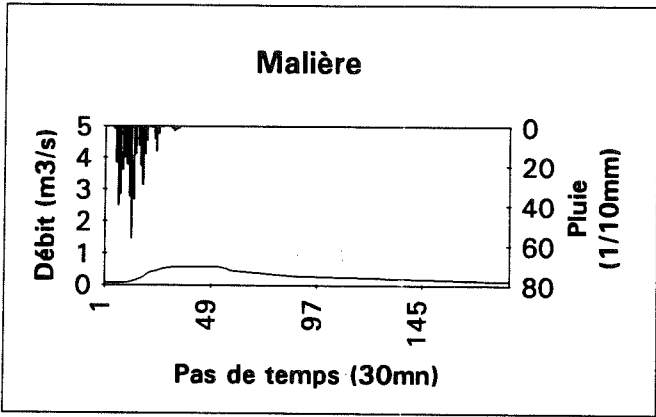
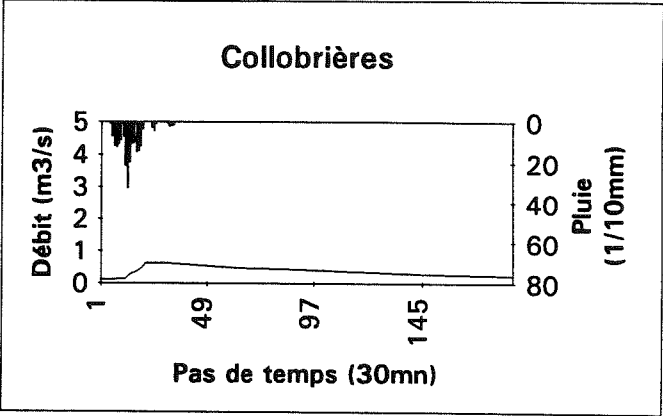
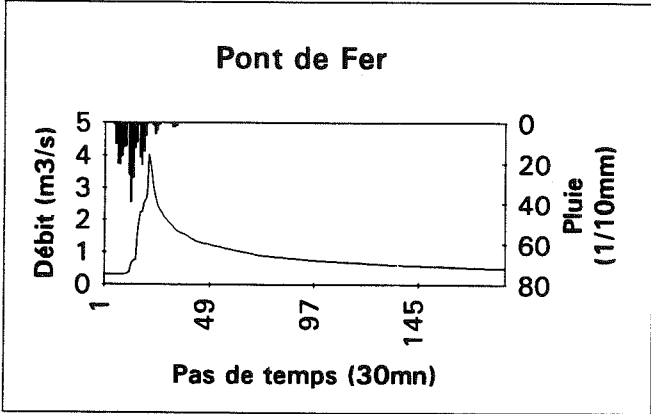
Crue 07



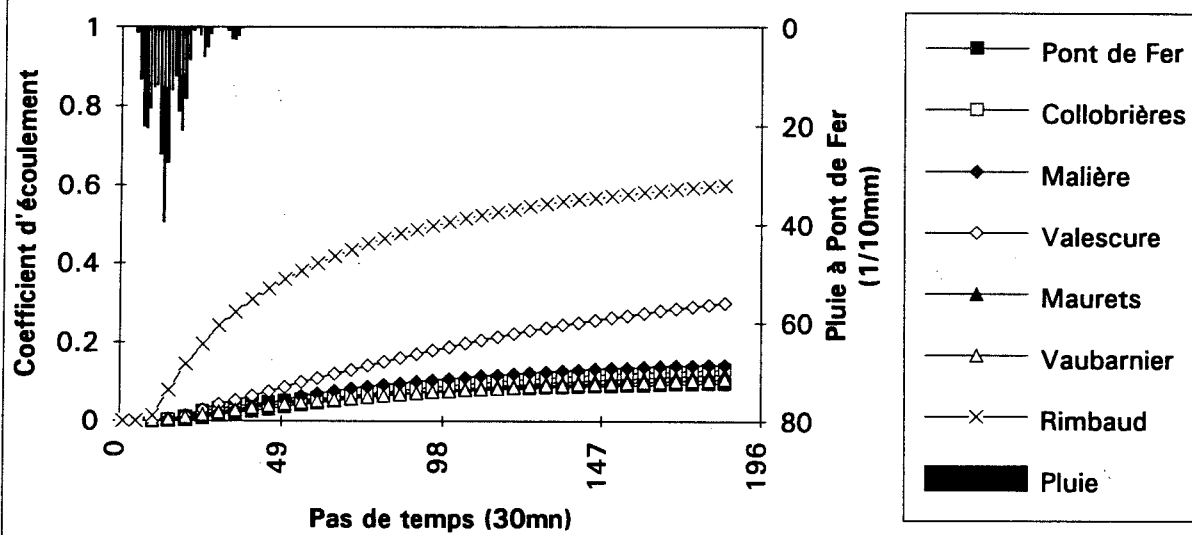
Crue 07



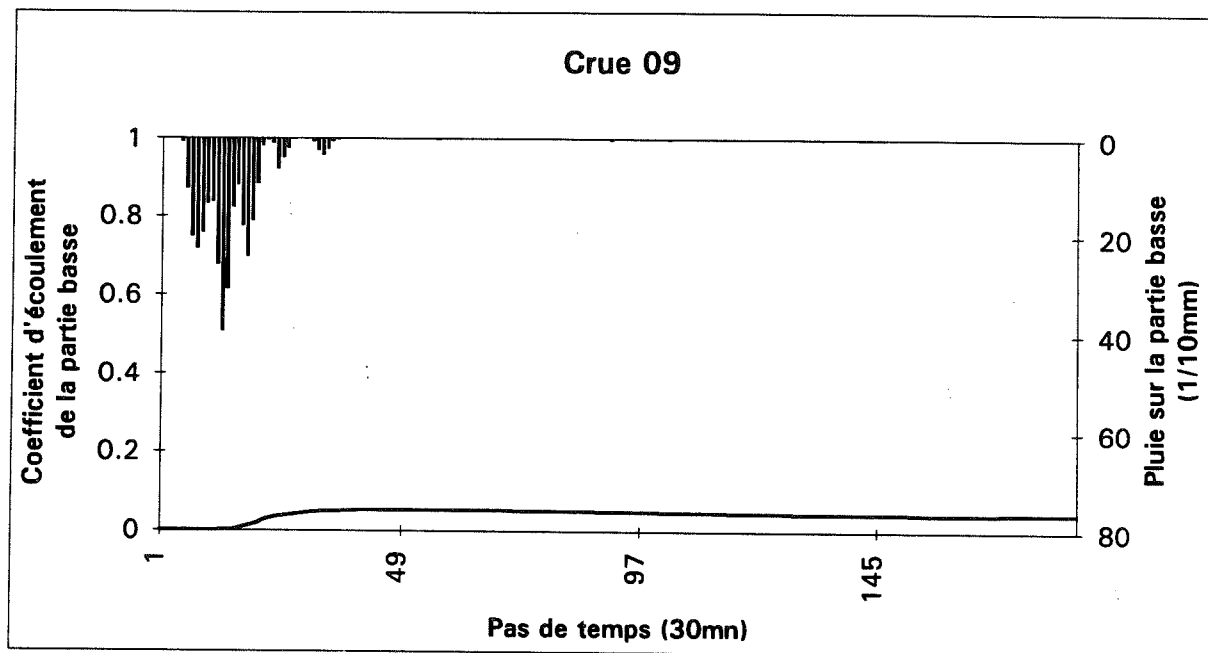
Chroniques pluie-débit pour la crue n°09



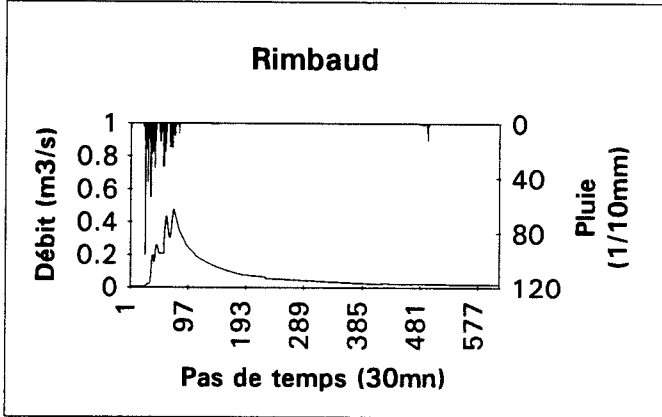
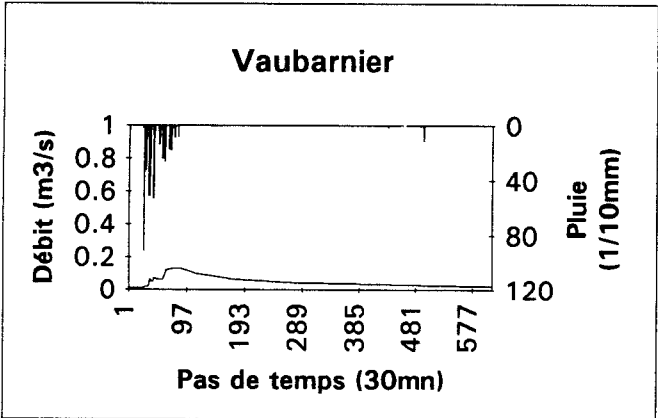
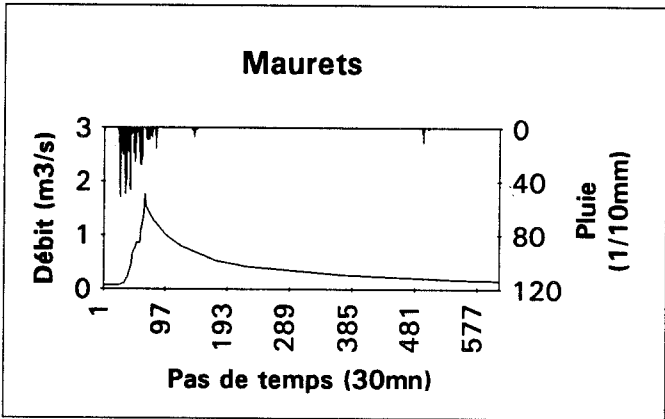
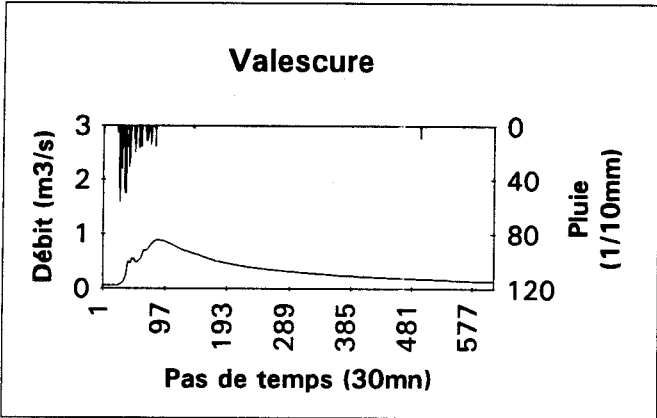
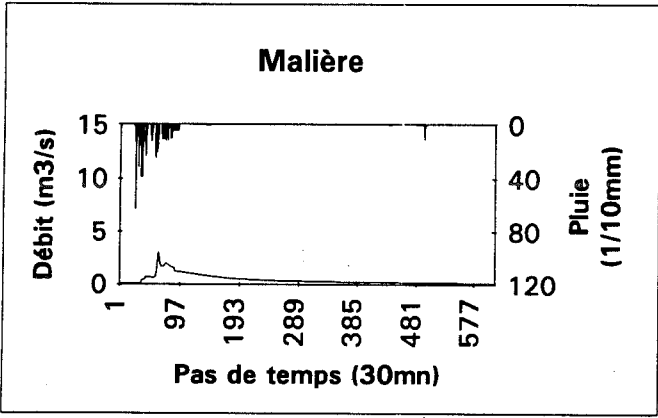
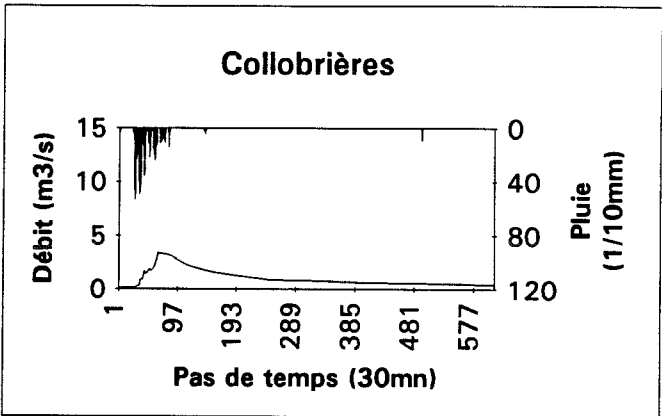
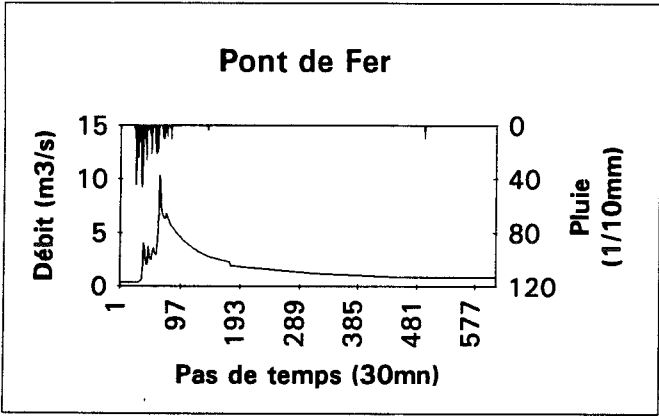
Crue 09



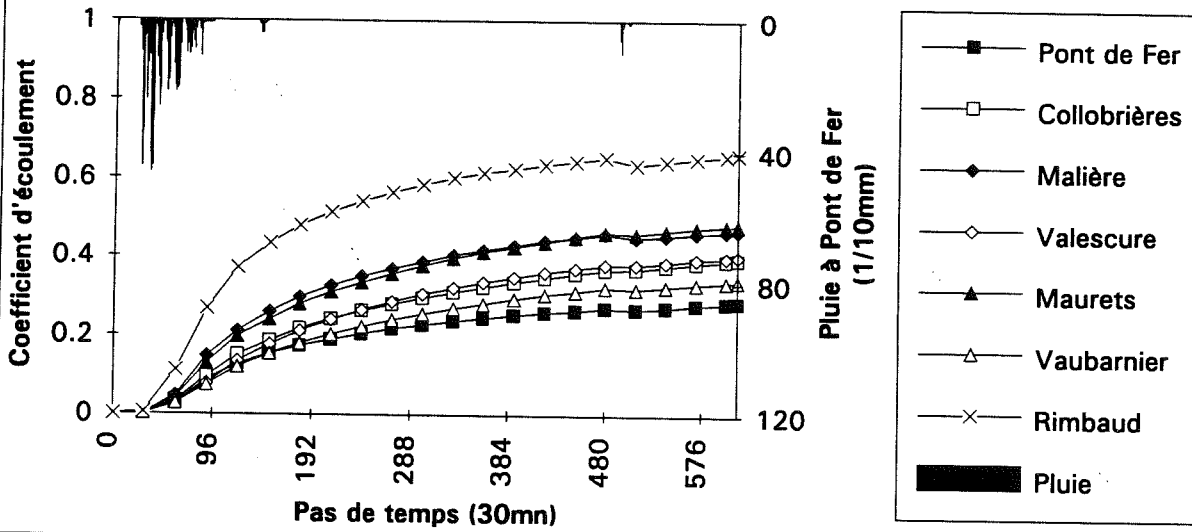
Crue 09

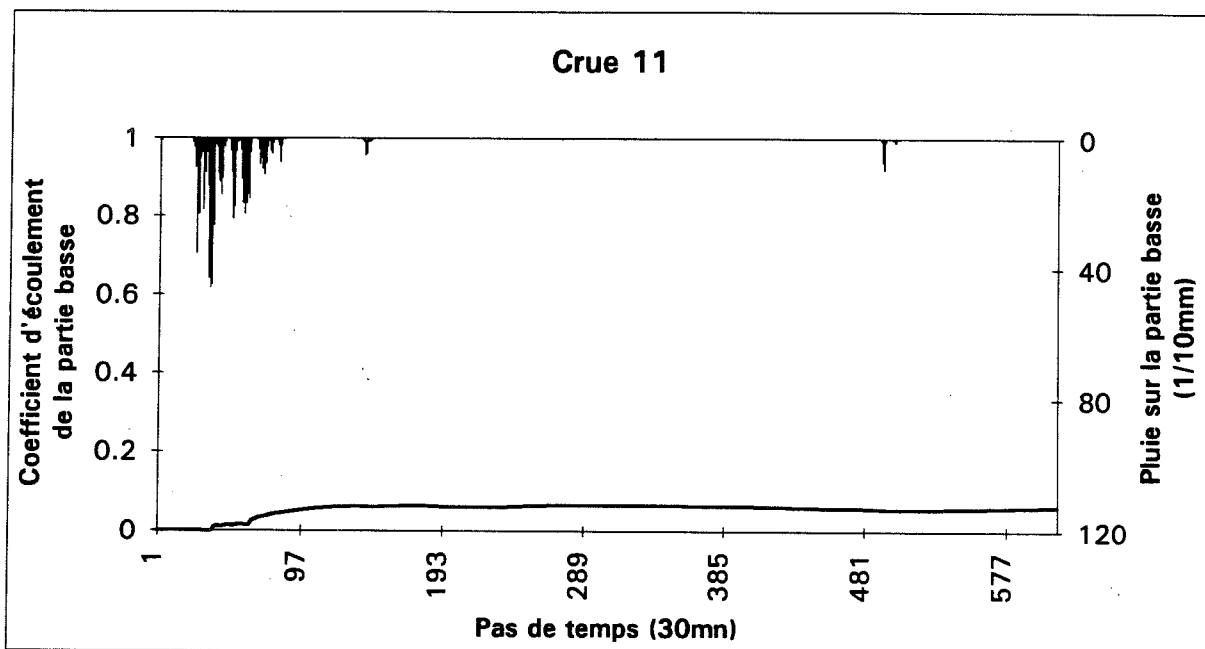


Chroniques pluie-débit pour la crue n°11

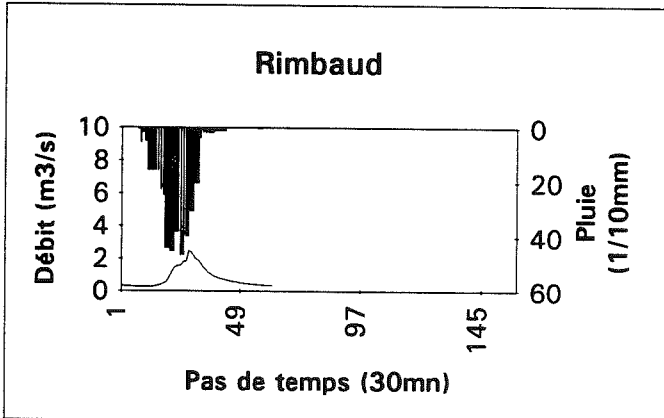
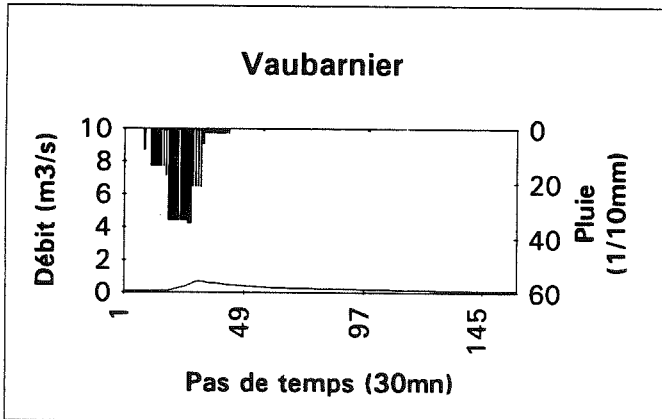
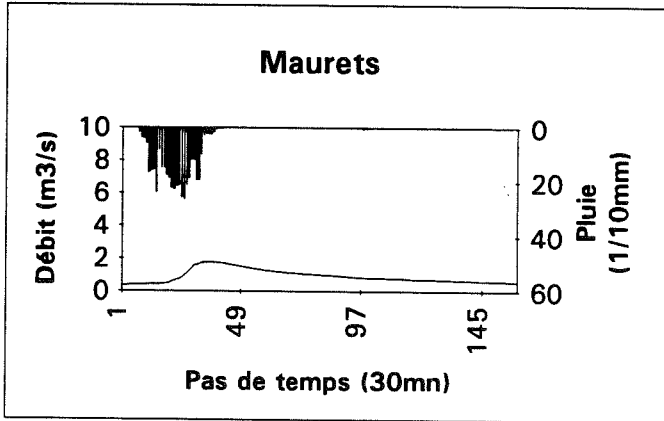
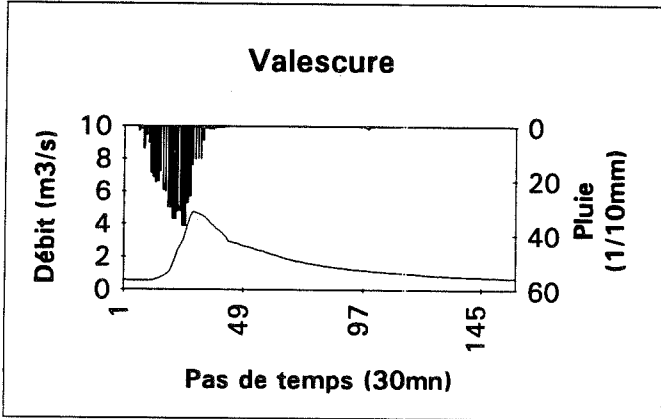
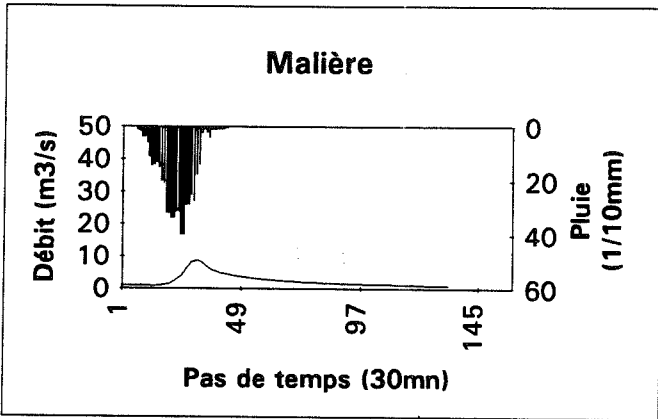
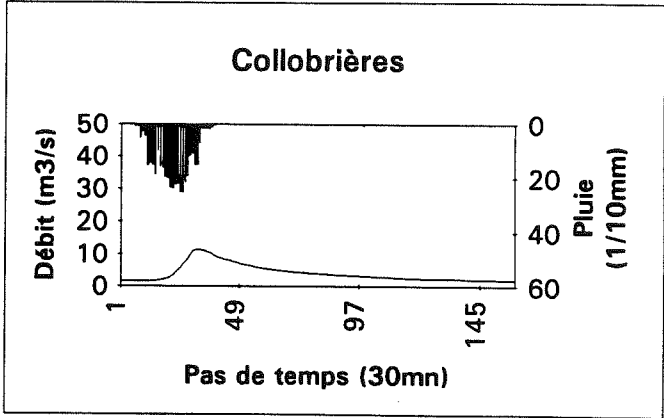
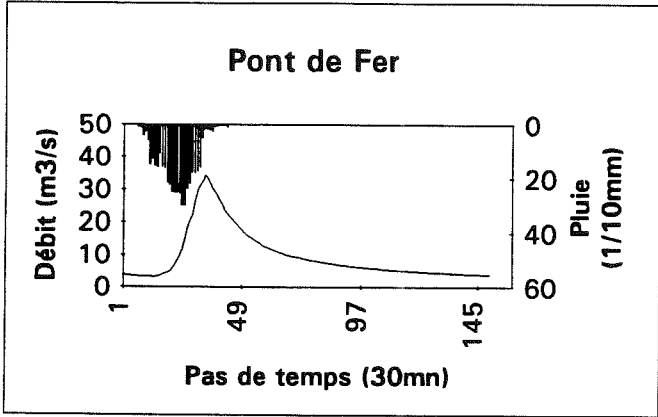


Crue 11

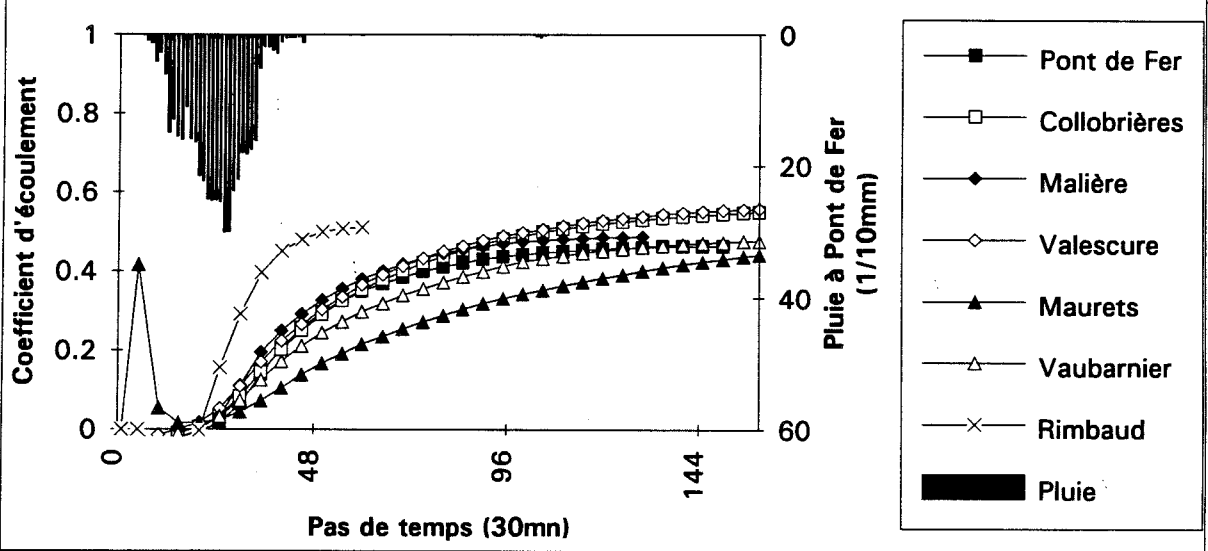




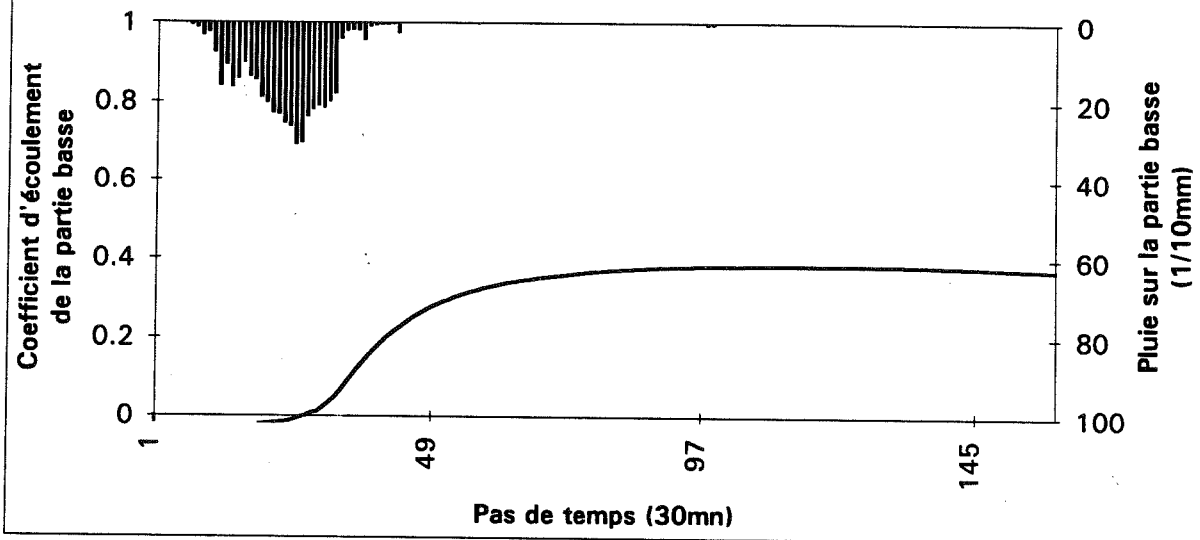
Chroniques pluie-débit pour la crue n°12



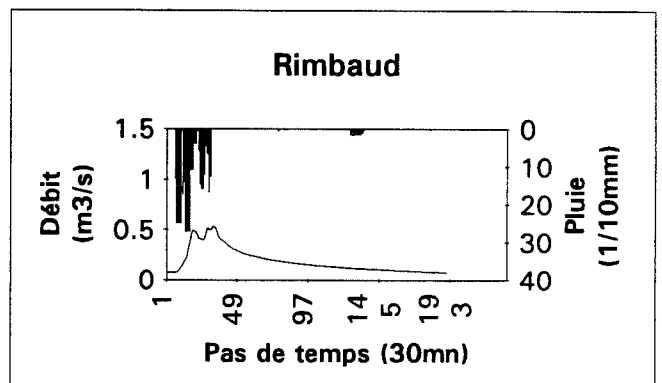
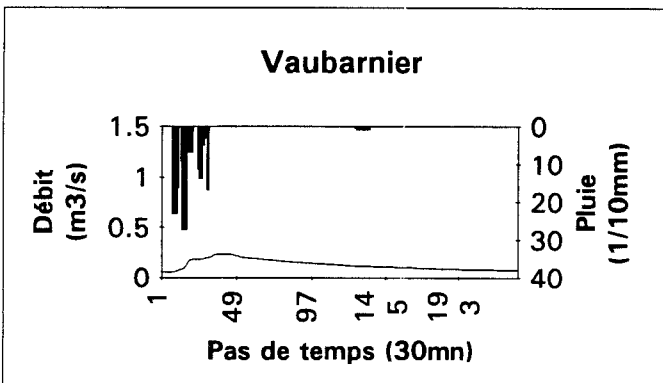
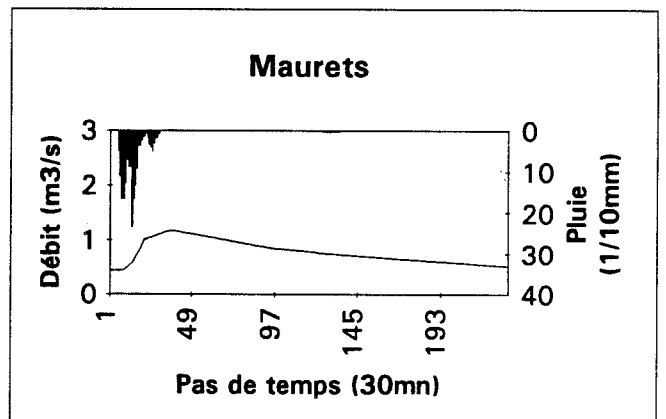
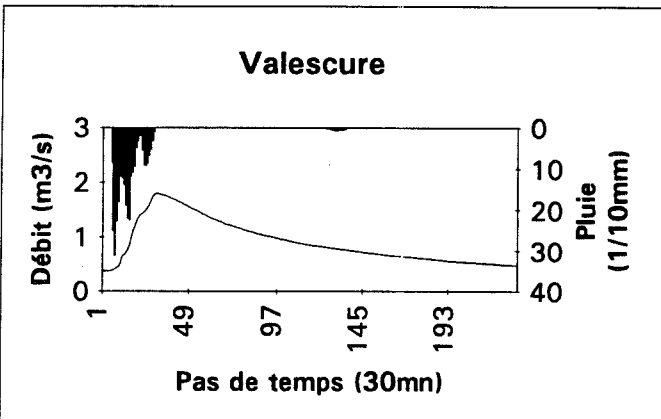
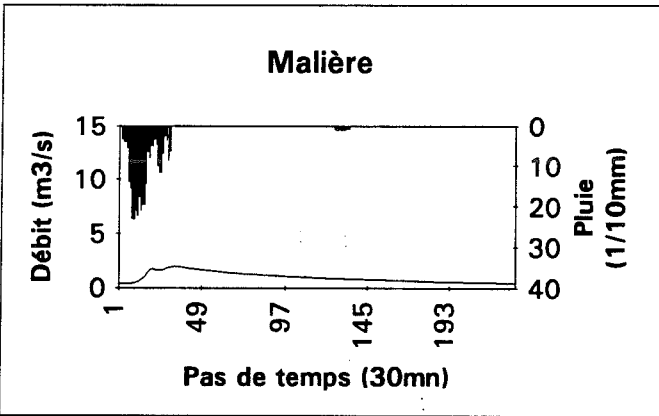
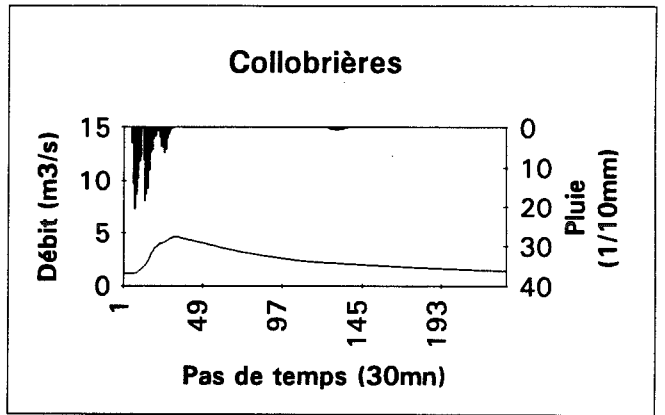
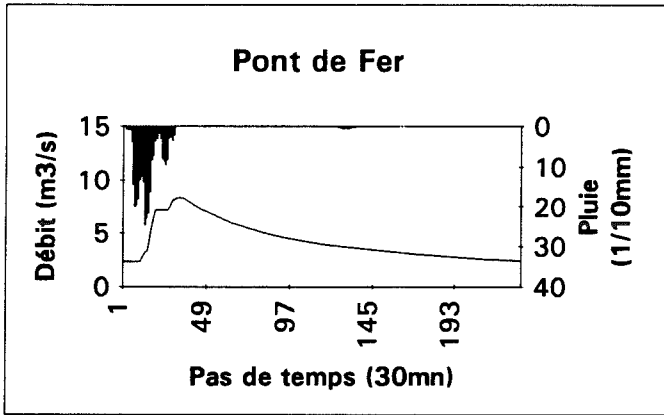
Crue 12



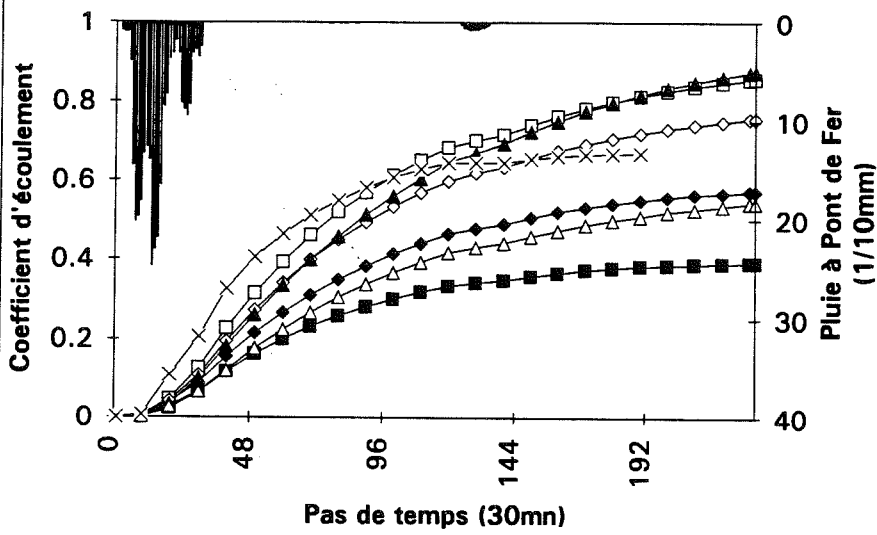
Crue 12



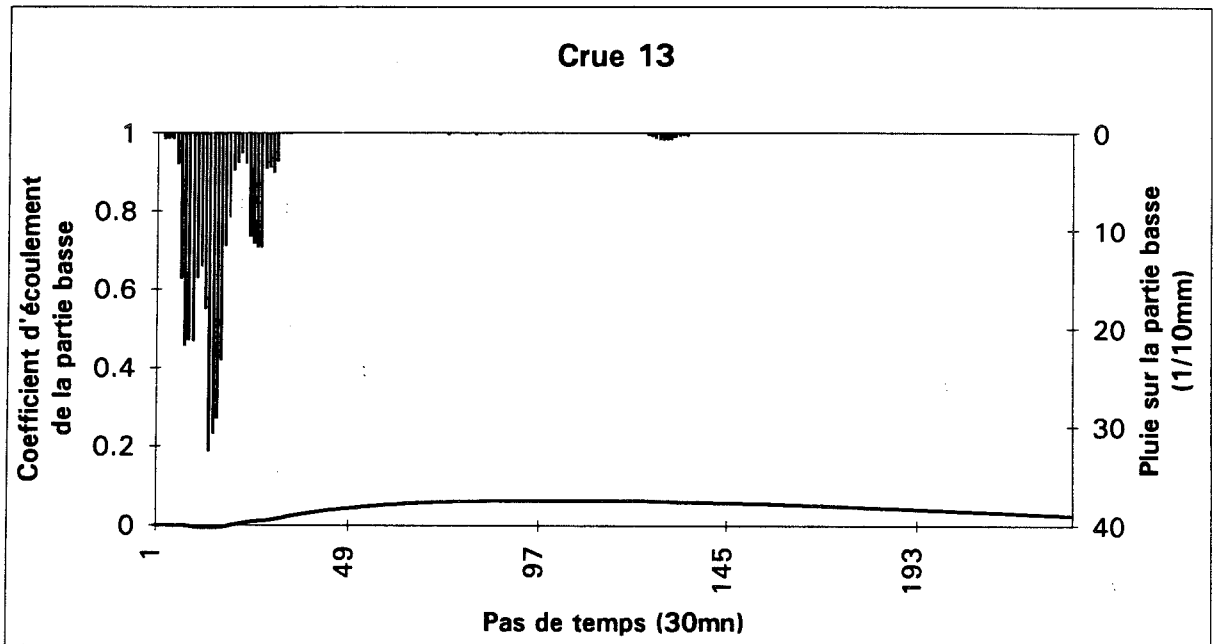
Chroniques pluie-débit pour la crue n°13



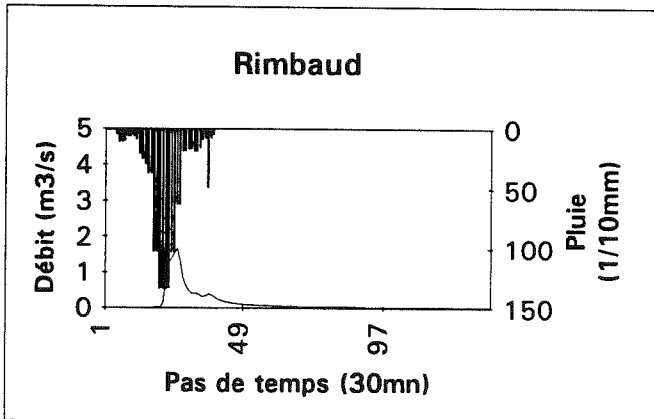
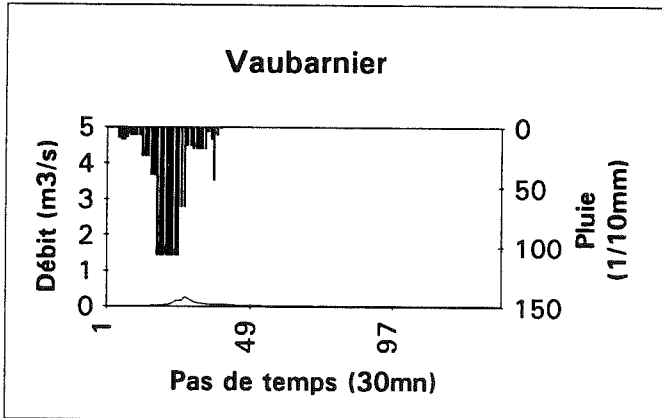
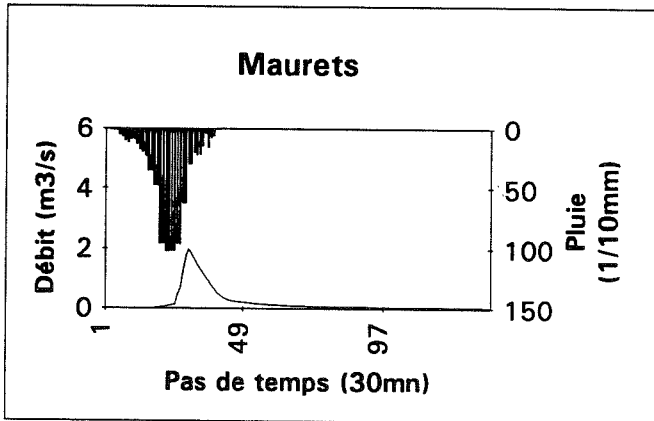
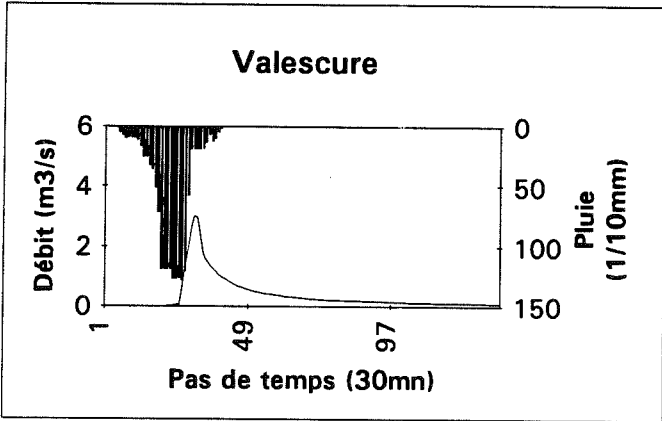
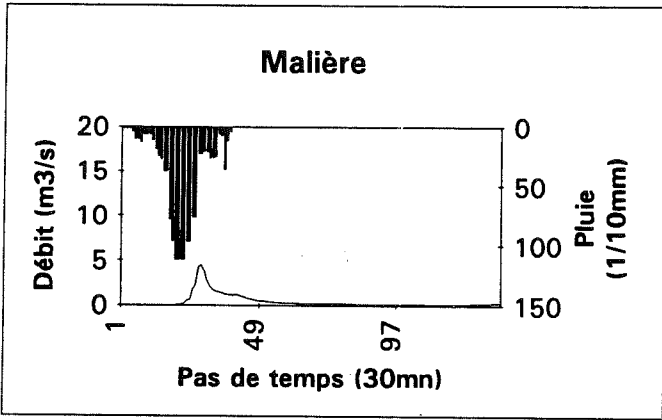
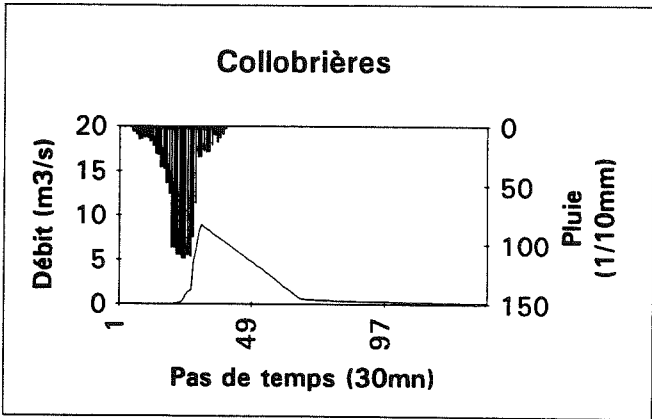
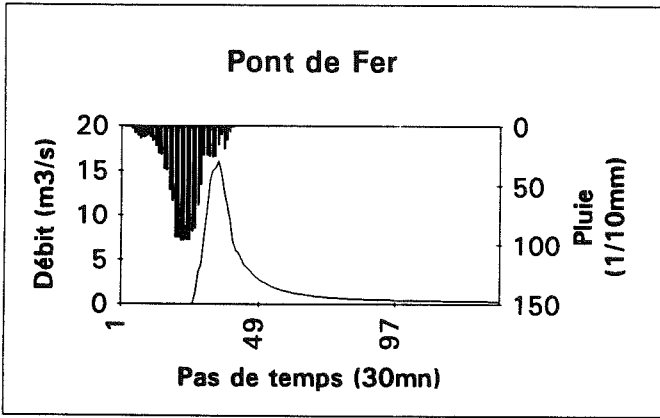
Crue 13



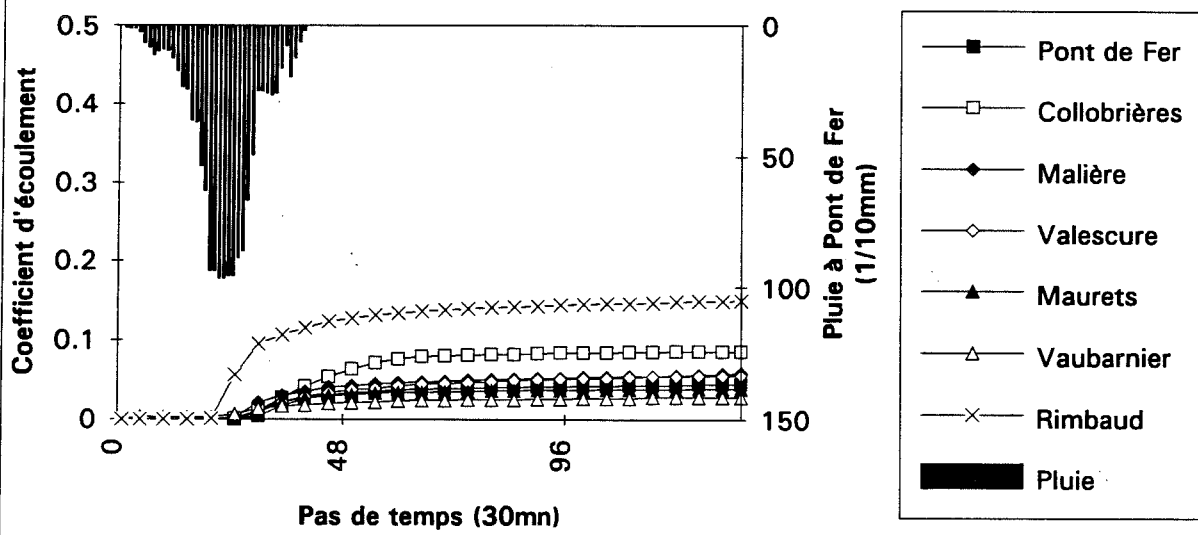
- Pont de Fer
- Collobrières
- ◆ Malière
- ◇ Valescure
- ▲ Maurets
- △ Vaubarnier
- × Rimbaud
- Pluie



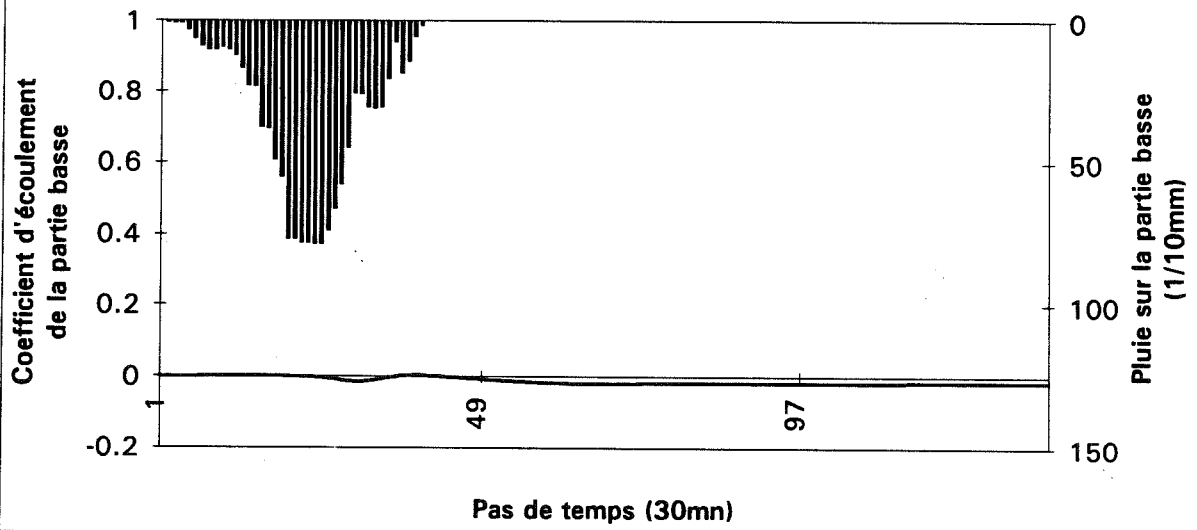
Chroniques pluie-débit pour la crue n°14



Crue 14



Crue 14



ANNEXE II

CHRONIQUES PLUIE-DEBIT-VOLUMES ECOULES EN SURFACE ET EN SUBSURFACE ENREGISTREES SUR LA TERRASSE.

Episode du 6 au 13 Décembre 1994

Episode du 12 au 28 Janvier 1995

Episode du 9 au 22 Février 1995

Episode du 20 Avril au 1^{er} Mai 1995

L'intensité de pluie indiquée est obtenue en faisant la moyenne des trois pluviomètres présents sur les Maurets.

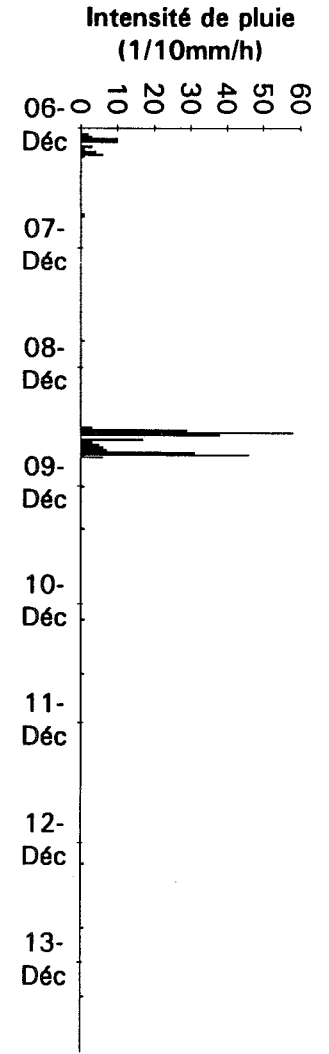
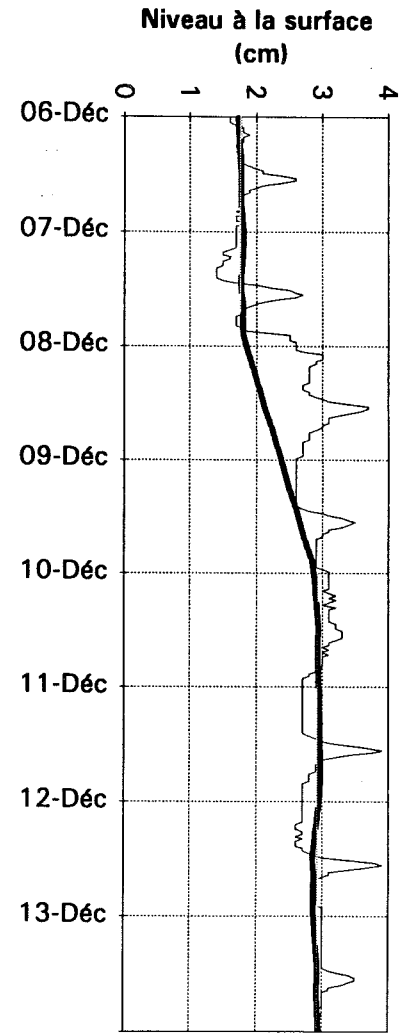
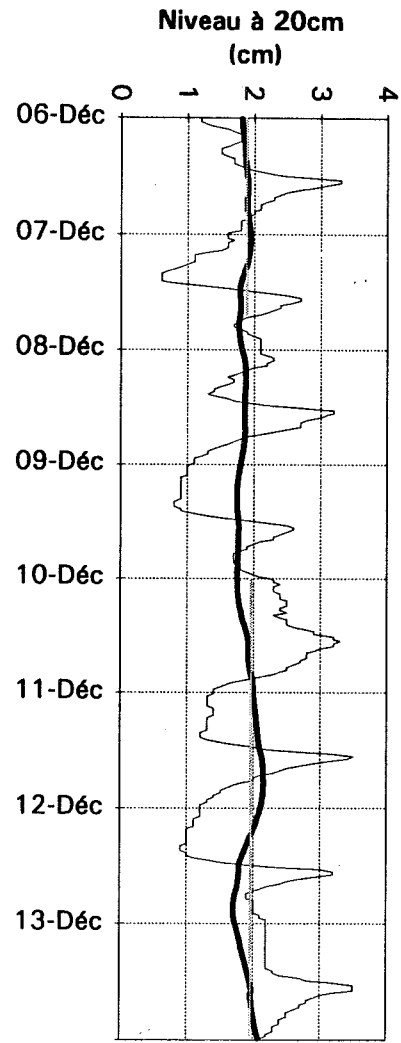
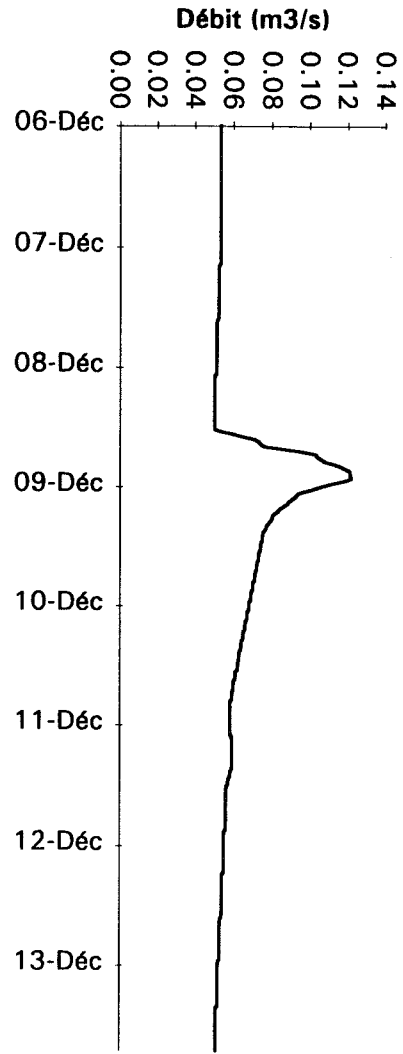
Pour les niveaux:

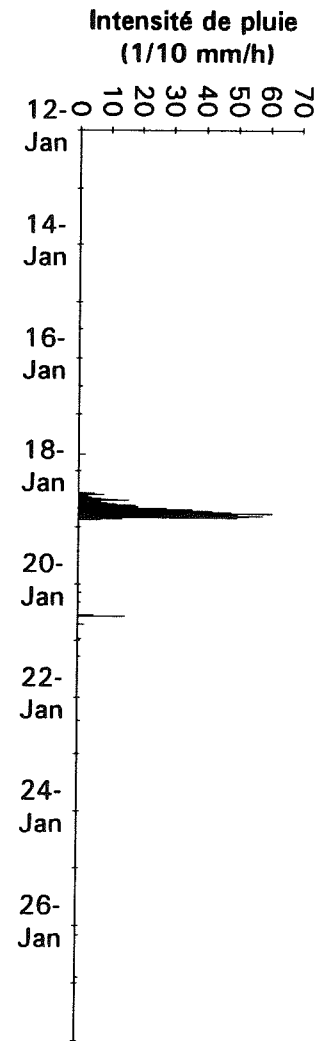
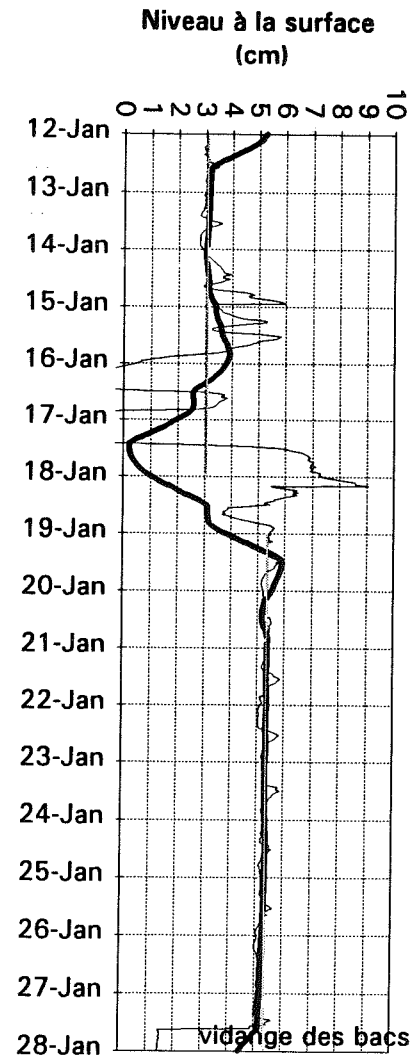
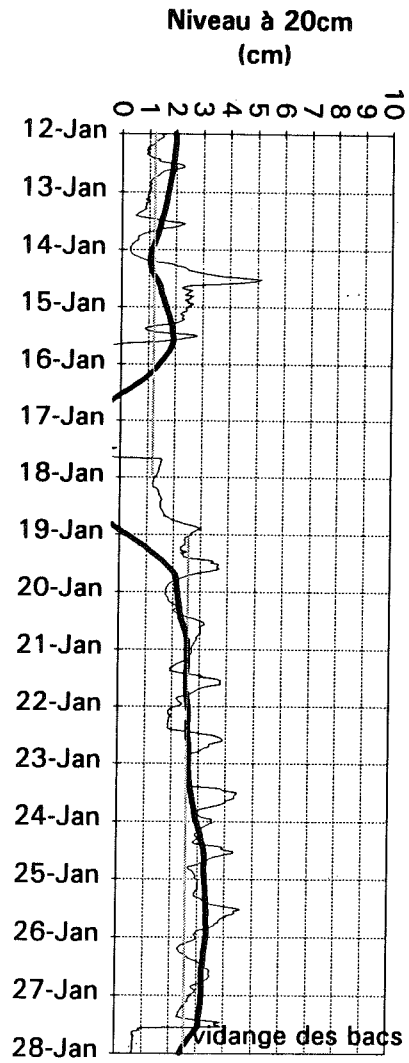
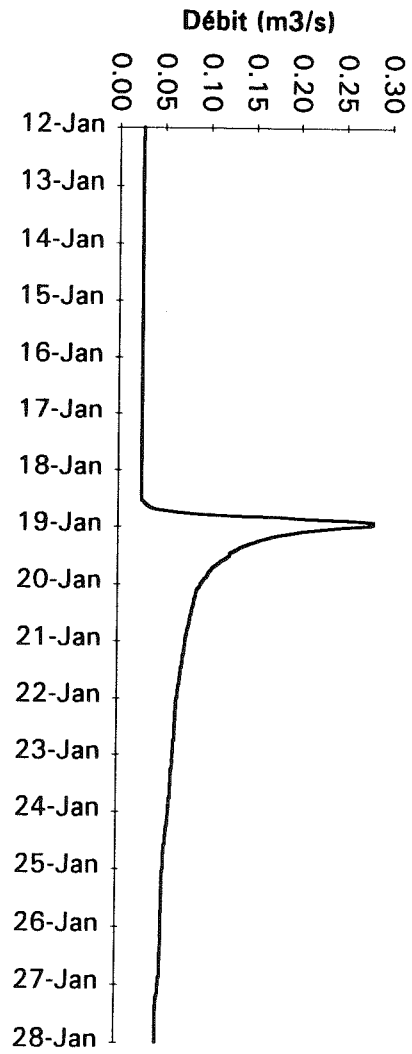
trait fin = niveau brut.

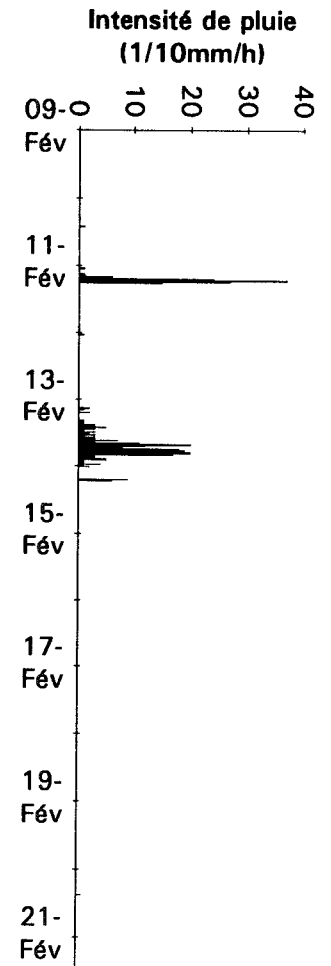
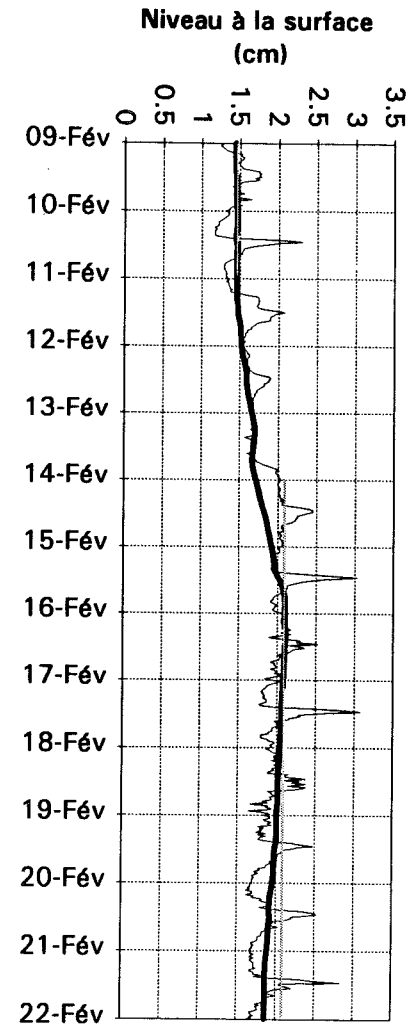
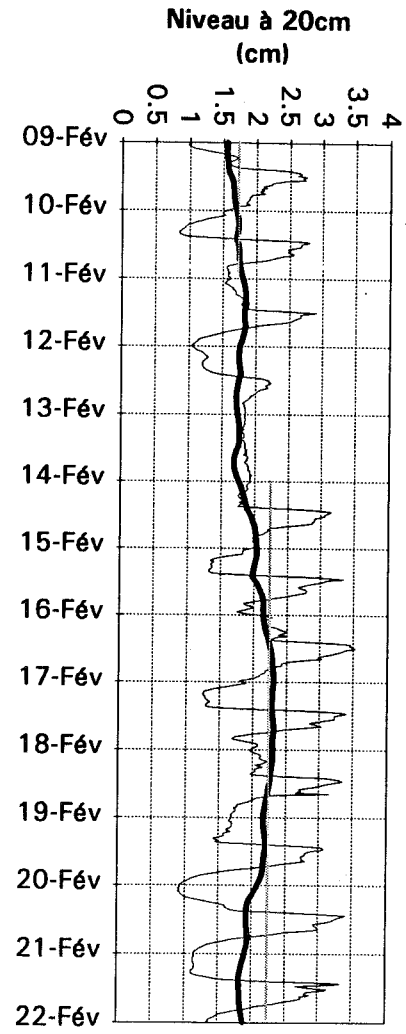
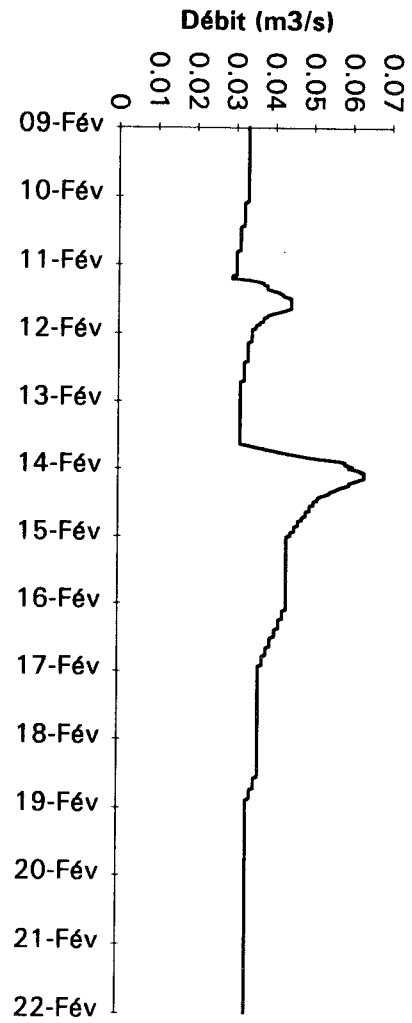
trait gras = niveau lissé par moyenne glissante sur 24h.

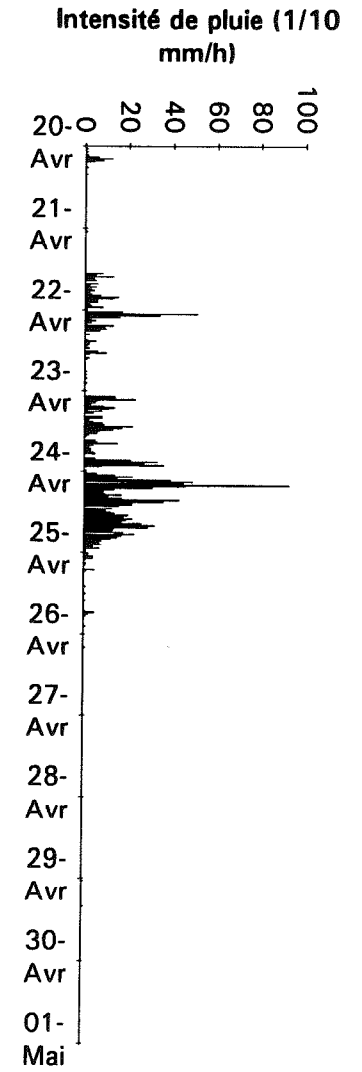
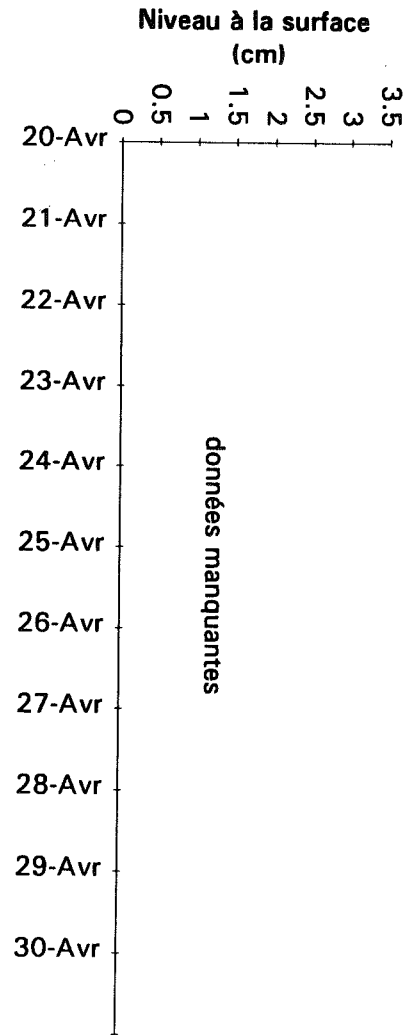
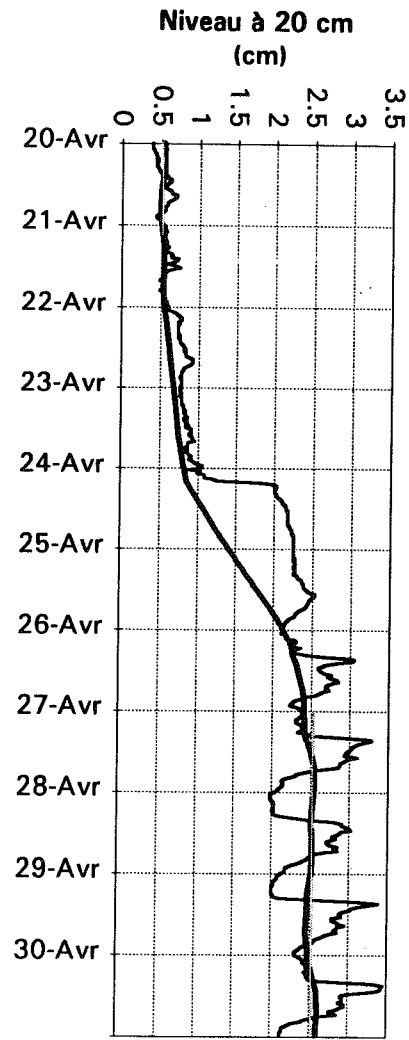
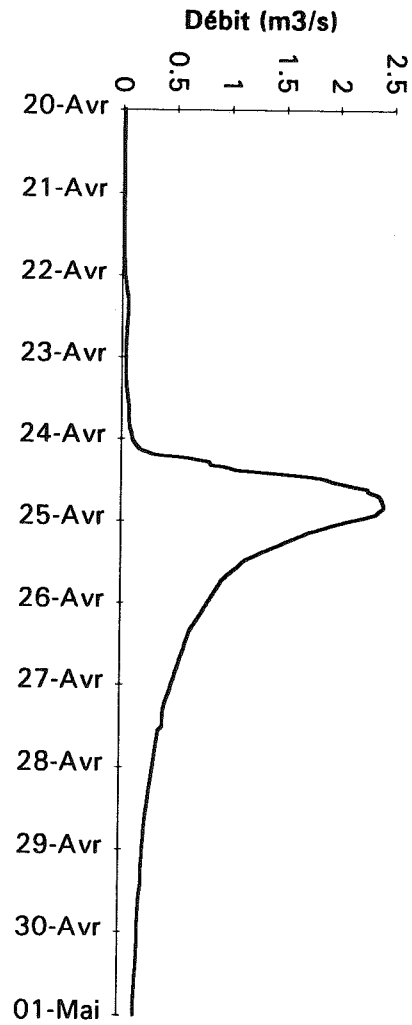
trait pointillé = niveau retenu avant et après l'épisode.

Le débit est celui mesuré à Pont de Fer.









ANNEXE III

DEVELOPPEMENTS NUMERIQUES DES EQUATIONS DU MOUVEMENT DE L'EAU EN CAS DE RUISSELLEMENT GENERALISE

Les équations du mouvement en cas de ruissellement généralisé

Les équations du mouvement de l'eau en cas de ruissellement généralisé sur un versant admettant une loi d'infiltration par laquelle le flux d'infiltration est proportionnel à la hauteur d'eau, d'après les hypothèses de Barré de Saint Venant et en supposant que la propagation est dominée par les ondes cinématiques sont:

- équation de continuité:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{h}{a} = I \quad (2-1bis)$$

où Q est le débit par unité de largeur,
 h la hauteur d'eau,
 I l'intensité de pluie,
le paramètre a est celui introduit par l'équation d'infiltration.
et x et t l'abscisse et le temps respectivement.

- équation du mouvement:

Elle décrit la conservation de la quantité de mouvement. Compte tenu de l'approximation de l'onde cinématique, elle se réduit à une égalité de la forme

$$Q = C \cdot h^m \quad (2-2)$$

où C et m sont des constantes.

Les valeurs de C et m dépendent du type d'écoulement sur le plan schématisant le versant:

Expression des équations du mouvement dans l'espace des caractéristiques (x,t)

Nous développons ici les manipulations classiques des équations du mouvement qui permettent de les exprimer dans l'espace des caractéristiques (x,t). Puis nous les intégrons afin d'obtenir une solution.

Si l'on dérive l'équation 2-2 par rapport à x , on obtient $\frac{\partial Q}{\partial x}$ en fonction de h :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = C \cdot m \cdot h^{m-1} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-3)$$

En l'introduisant dans l'équation 2-1bis, celle-ci peut s'écrire de la façon suivante, en fonction de la seule inconnue h:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = I - \frac{h}{a} - C \cdot m \cdot h^{m-1} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-4)$$

Or la différentielle totale de h(x,t) s'écrit:

$$dh = \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt + \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx \quad (2-5)$$

et donc la combinaison des équations 2-5 et 2-4 donne:

$$\frac{dh}{dt} = I - \frac{h}{a} + \left(\frac{dx}{dt} - C \cdot m \cdot h^{m-1} \right) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-6)$$

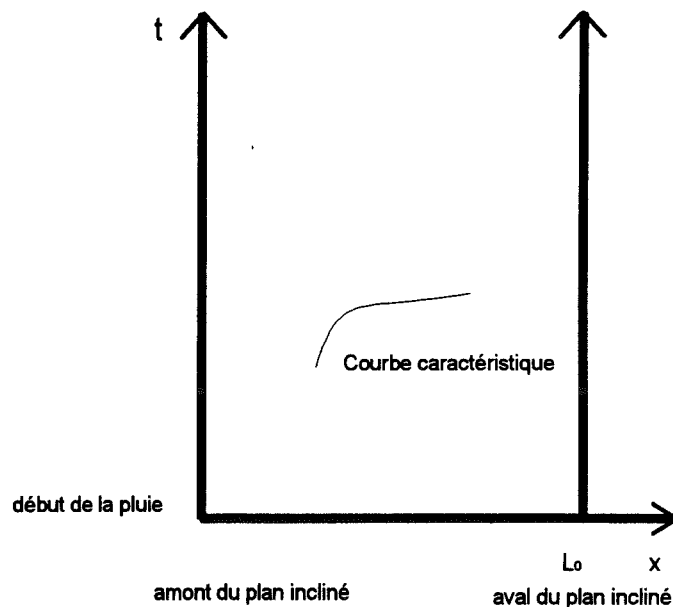
Soit:

Sur le chemin régi par l'équation $\frac{dx}{dt} = C \cdot m \cdot h^{m-1}$ (2-7),

la hauteur d'eau vérifie l'équation différentielle $\frac{dh}{dt} + \frac{h}{a} = I$ (2-8)

Considérons l'espace E à deux dimensions ayant pour axes en abscisses x et en ordonnées t, x est la position sur le plan incliné représentant le versant. Soit le référentiel défini de la façon suivante: x=0 correspond à l'amont du plan incliné, x=L₀ correspond à l'aval du plan incliné, t=0 correspond à l'instant où la pluie commence (figure 2-x).

Définition du plan caractéristique dans lequel on résoud les équations du mouvement.



Nous cherchons une solution à notre problème dans le quart supérieur droit de cet espace, i.e. nous cherchons à connaître la hauteur d'eau et le débit pour tout x et tout t supérieurs à zéro. En fait la longueur du plan incliné représentant le versant est finie et nous cherchons une solution pour x compris entre 0 et L_0 . L'équation 2-7 de notre système lie entre eux x et t , il s'agit donc d'une trajectoire dans l'espace E . Cette trajectoire est appelée une courbe caractéristique. L'équation 2-8 est alors une équation différentielle de la hauteur d'eau h valable seulement sur le domaine particulier qu'est la courbe caractéristique. Notons que, dans ce cas précis, la pente des courbes caractéristiques est toujours positive (éventuellement nulle).

Dès lors qu'on saura résoudre le système formé par les équations 2-7 et 2-8, alors le débit sera obtenu grâce à l'équation 2-2.

Dans un intervalle de temps sur lequel l'intensité de pluie I est constante, l'intégration de ces deux équations sur une courbe caractéristique, c'est à dire une trajectoire, dont les bornes sont (χ, τ, h_0) et (x, t, h) est assez facile puisqu'on peut intégrer l'équation 2-8 en séparant les variables et qu'à partir de cette résolution, l'équation 2-7 s'intègre aisément. On obtient alors le système d'équations suivant:

$$x - \chi - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^t \left[I \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right) + h_0 \cdot e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt' = 0 \quad (S2)$$

$$h - I \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right) - h_0 \cdot e^{-\frac{t-\tau}{a}} = 0$$

Le problème semble ainsi résolu puisque la deuxième équation du système S2 donne une expression simple de la hauteur h au point (x, t) . Il s'agit d'un système découplé qui lie par la

première équation les variables $[(x,t), (\chi,\tau), h_0]$; la seconde équation lie t, h, τ, h_0 . Toutefois, en règle générale, on ne connaît pas la position exacte des courbes caractéristiques dans le plan (x,t) . Si l'on se place en un point (x,t) choisi, l'inconnue du système est la hauteur d'eau h . On la détermine en calculant la position de la courbe caractéristique passant par le point (x,t) et qui a pour origine le point (χ, τ) .

Les conditions initiales et aux limites

Conditions aux limites:

Dans le cas de l'onde cinématique, on montre que les courbes caractéristiques ont toutes une pente positive. Par conséquent, seule la condition à la limite amont est nécessaire.

Nous supposons que la hauteur d'eau reste nulle à l'amont, soit:

$$h(0,t) = 0 \text{ quelque soit } t.$$

Cette condition à la limite amont implique que l'eau ne s'accumule pas en haut du versant: elle peut toujours s'écouler.

Notons que toute autre condition amont du type $h(0,t) = f(t)$, avec f fonction quelconque, est possible et ne change pas le raisonnement général. Cependant dans l'hypothèse de l'onde cinématique, il a été montré qu'il peut y avoir existence de "chocs", c'est à dire qu'il existe deux courbes caractéristiques en un point (x,t) , si l'on étudie le modèle de la cascade hydraulique présenté figure 2-9-d (Kibler et Woolhiser, 1972; Croley et Hunt, 1980). Dans ce cas, la condition amont pour le plan situé en haut est $h(0,t) = 0$. Pour les autres plans la condition amont est le résultat de la propagation de l'eau sur le plan précédent. Notre schématisation du bassin considère un seul plan sur lequel l'eau s'écoule et qui se déverse dans la rivière; dans ce cadre, il a été démontré qu'il n'y a pas de choc: les courbes caractéristiques ne se rencontrent jamais, qu'elles aient le même axe d'origine ou un axe différent: il ne passe qu'une seule courbe caractéristique par un point donné (x,t) .

Conditions initiales:

On suppose qu'il n'y a pas d'eau sur le versant avant le début de la pluie. On a ainsi:

$$h(x,0) = 0 \text{ quelque soit } x.$$

Méthode de résolution des équations du mouvement dans l'espace des caractéristiques

Compte tenu du problème à résoudre, à savoir la connaissance des hydrogrammes de crue en bas des versants, et ceci dans un double objectif - l'étude des propriétés de ces hydrogrammes de versant puis le couplage du modèle de versant avec un modèle de transfert dans le réseau hydrographique en vue de modéliser le comportement du bassin entier - nous avons choisi de résoudre les équations du mouvement à tout instant mais seulement à l'aval du versant: si la longueur totale du versant est noté L_0 , on ne résoudra les équations qu'en (L_0, t) , quel que soit l'instant t . L'expression des équations dans l'espace des caractéristiques présente l'avantage d'offrir cette possibilité alors qu'une discrétisation des équations du mouvement par différences finies ou éléments finis implique la résolution des équations en chaque point de l'espace discrétisé (x, t) , ce qui ne représente pas d'intérêt pour notre étude.

Soit une séquence pluvieuse définie de la façon suivante:

$$I = I_j \quad \text{si} \quad (j-1) \cdot T_0 \leq t \leq j \cdot T_0 \quad (j = 1, 2, \dots, N)$$

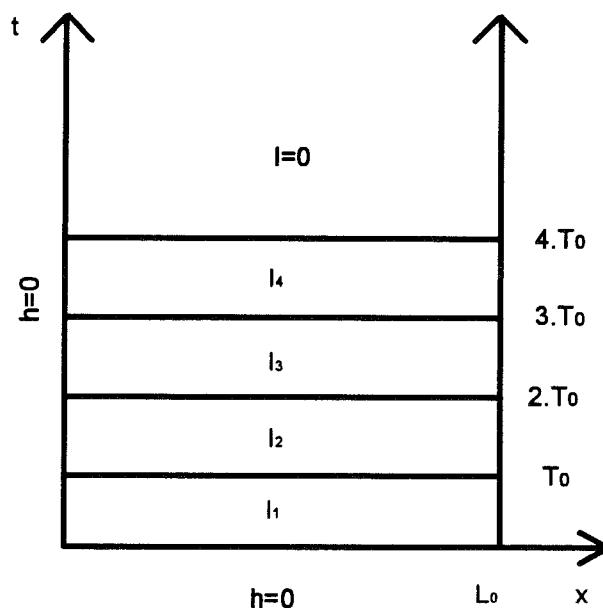
$$I = 0 \quad \text{si} \quad t \geq N \cdot T_0$$

où I_j est une constante, quelque soit l'indice j .

Cette séquence correspond à une chronique de pluie définie au pas de temps T_0 , dont la durée totale est $N \cdot T_0$.

L'échelle des temps peut alors être découpée en $N+1$ intervalles sur lesquels l'intensité est constante (figure 2-11).

Représentation de la variabilité temporelle de la pluie dans l'espace des caractéristiques dans le cas $N=4$.



Principe de résolution:

On va chercher à déterminer la hauteur d'eau à l'aval du versant en fonction du temps. Pour t compris entre 0 et T_0 , l'intensité de pluie est constante sur le site et on cherche la courbe caractéristique passant par (L_0, t) : compte tenu du problème à résoudre, et en particulier des conditions aux limites retenues, on sait que cette courbe est unique. D'après le graphe 2-12, on voit que cette caractéristique peut venir ou bien de l'axe des abscisses $(x, 0)$ ou bien de l'axe des ordonnées $(0, \tau)$. Or en ces deux points, la hauteur d'eau h_0 est connue puisqu'il s'agit des conditions initiales ou aux limites respectivement. On va donc chercher un couple de la forme $(x, 0)$ ou $(0, \tau)$ qui permet d'annuler le premier terme de l'équation 1 du système S2. La théorie nous garantit qu'il n'en existe qu'un seul vérifiant cette équation. Mais alors, ce couple étant connu, la hauteur d'eau au point considéré peut être calculée grâce à la seconde équation du système S2, puis le débit par l'intermédiaire de l'équation 2-2 de conservation de la quantité de mouvement.

Si l'on considère un instant t compris entre T_0 et $2.T_0$, l'intensité de pluie est constante sur l'intervalle $[T_0, 2.T_0]$, mais est a priori différente de celle qu'il y avait sur l'intervalle $[0, T_0]$. Les équations du système S2 sont donc uniquement valables sur cet intervalle de temps. On va donc chercher la courbe caractéristique passant par (L_0, t) et venant ou bien de l'axe des ordonnées $(0, \tau)$, avec τ supérieur à T_0 , ou bien de l'axe des abscisses qui pour cet intervalle de temps considéré est (x, T_0) . Or nous ne connaissons pas les propriétés de l'écoulement pour $t=T_0$ et quelque soit x . Il nous est donc nécessaire de déterminer la hauteur d'eau en toute abscisse x pour $t=T_0$. On procède pour cela de la même façon que pour un point situé à l'aval du versant et pour t inférieur à T_0 : on cherche la courbe caractéristique passant par le point (x, T_0) et qui vient de l'axe des abscisses ou de l'axe des ordonnées, par vérification de la première équation du système S2.

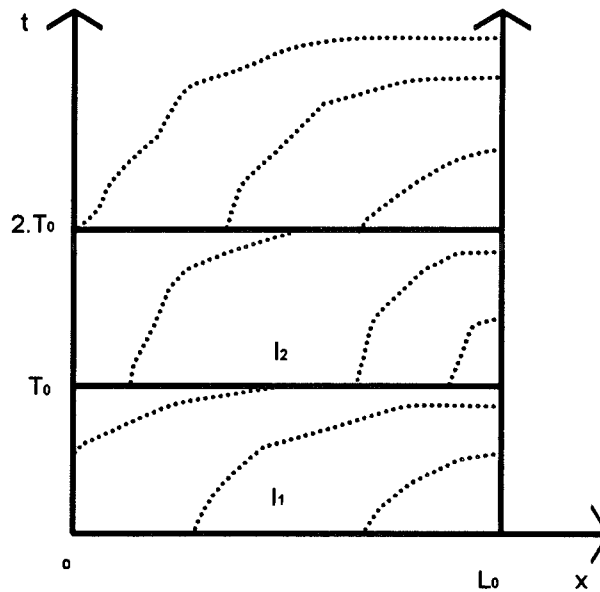
On voit bien que cette démarche est itérative et peut être renouvelée pour les intervalles de temps $[j.T_0, (j+1).T_0]$, quelque soit j inférieur à N . Pour chacun de ces intervalles, on calculera la hauteur d'eau à l'aval du versant c'est à dire en (L_0, t) , quelque soit t de l'intervalle ainsi que la hauteur d'eau en (x, T_0) , quelque soit x inférieur à L_0 , ce dernier calcul permettant de définir les conditions "initiales" pour l'intervalle $[(j+1).T_0, (j+2).T_0]$.

Cette technique permet donc de balayer tout l'espace des caractéristiques et de déterminer l'hydrogramme obtenu en bas du versant. Pour les pas de temps supérieurs à $N.T_0$, on calcule de la même façon les hauteurs et débits à l'aval du versant, sachant que l'intensité I est nulle. Dans ce cas, notons que les courbes caractéristiques ne peuvent provenir que de l'axe $(x, N.T_0)$

Les méthodes numériques mises en jeu par cette résolution sont simples puisqu'elles doivent simplement permettre de déterminer le zéro d'une fonction. Pour notre part, nous avons utilisé une méthode de recherche par dichotomie qui permet de bien évaluer le zéro d'une fonction. D'autre part, cette technique de résolution permet de suivre la mécanique des écoulements. On peut avoir en effet accès aux courbes caractéristiques des écoulements. Les erreurs de

programmation peuvent être ainsi plus facilement résolues puisque le sens physique de l'utilisateur est mis à contribution.

Calcul des courbes caractéristiques: leur pente dépend de l'intensité de pluie, de l'infiltration et des caractéristiques de rugosité du versant. (les pointillés représentent des courbes caractéristiques)



Calcul de la solution pour le premier intervalle de temps:

Résolution en (L_0, t) avec t inférieur à T_0 :

On cherche la courbe caractéristique passant par ce point; il y a deux possibilités:

①: elle vient de l'axe des abscisses, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x , le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(x, 0, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$x = L_0 - C \cdot m \cdot \int_0^t \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt'$$

Dans la pratique, on teste si ce x calculé est compris entre 0 et L_0 . Dans l'affirmative, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, t) = l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right)$$

②: elle vient de l'axe des ordonnées, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x , le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(0, \tau, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$L_0 - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^t \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt' = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en τ que l'on peut résoudre de façon numérique. Le τ ainsi obtenu doit être compris entre 0 et t . Si c'est le cas, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, t) = l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right)$$

Il faut noter que la théorie nous garantit qu'il n'existe qu'une seule caractéristique passant par le point (L_0, t) . Ainsi les deux solutions évoquées ci-dessus sont exclusives.

Commentaires:

Dans le cas où la courbe caractéristique passant par (L_0, t) vient de l'axe des abscisses, on constate que l'origine χ dépend de la longueur du versant, mais que la hauteur en bas de ce versant n'en dépend pas. Si la courbe caractéristique vient de l'axe des ordonnées, alors le temps origine τ ainsi que la hauteur d'eau en bas du versant dépendent de la longueur du versant.

Comme il y a progressivité de la provenance des courbes caractéristiques, on peut déterminer l'instant t_1 pour lequel l'origine des courbes caractéristiques arrivant en bas de versant passe de l'axe des abscisses à l'axe des ordonnées. Cet instant t_1 vérifie:

$$L_0 - C \cdot m \cdot \int_0^{t_1} \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Mais alors pour tout $t < t_1$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses et on a:

$$h(L_0, t) = l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right)$$

Pour $t > t_1$ et $t < T_0$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des ordonnées et un calcul complet est nécessaire pour obtenir $h(L_0, t)$. Dans ce cas, on sait que la courbe caractéristique arrivant en bas de versant provient de l'axe des ordonnées. Il faut toutefois calculer τ par tests successifs puis en déduire la valeur de $h(L_0, t)$.

Résolution en (x, T_0) avec x inférieure à L_0 :

On cherche la courbe caractéristique passant par ce point; il y a deux possibilités:

①: elle vient de l'axe des abscisses, c'est à dire d'un point dont l'abscisse, le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(\chi, 0, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$\chi = x - C \cdot m \cdot \int_0^{T_0} \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt'$$

Dans la pratique, on teste si ce χ calculé est compris entre 0 et x . Dans l'affirmative, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(x, T_0) = l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) = h_1$$

②: elle vient de l'axe des ordonnées, c'est à dire d'un point dont l'abscisse, le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(0, \tau, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$x - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^{T_0} \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en τ que l'on peut résoudre de façon numérique. Le τ ainsi obtenu doit être compris entre 0 et T_0 . Si c'est le cas, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(x, T_0) = l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0-\tau}{a}} \right)$$

Commentaires:

Dans le cas où la courbe caractéristique passant par (x, T_0) vient de l'axe des abscisses, on constate que l'origine χ ne dépend pas de la longueur du versant, et que la hauteur sur le versant y est alors constante.

Comme il y a progressivité de la provenance des courbes caractéristiques, on peut déterminer l'abscisse x_1 pour laquelle l'origine des courbes caractéristiques arrivant en bas de versant passe de l'axe des abscisses à l'axe des ordonnées. Cette abscisse x_1 vérifie:

$$x_1 = C \cdot m \cdot \int_0^{T_0} \left[l_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt$$

Mais alors pour tout $x > x_1$ et $x < L_0$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses et on a:

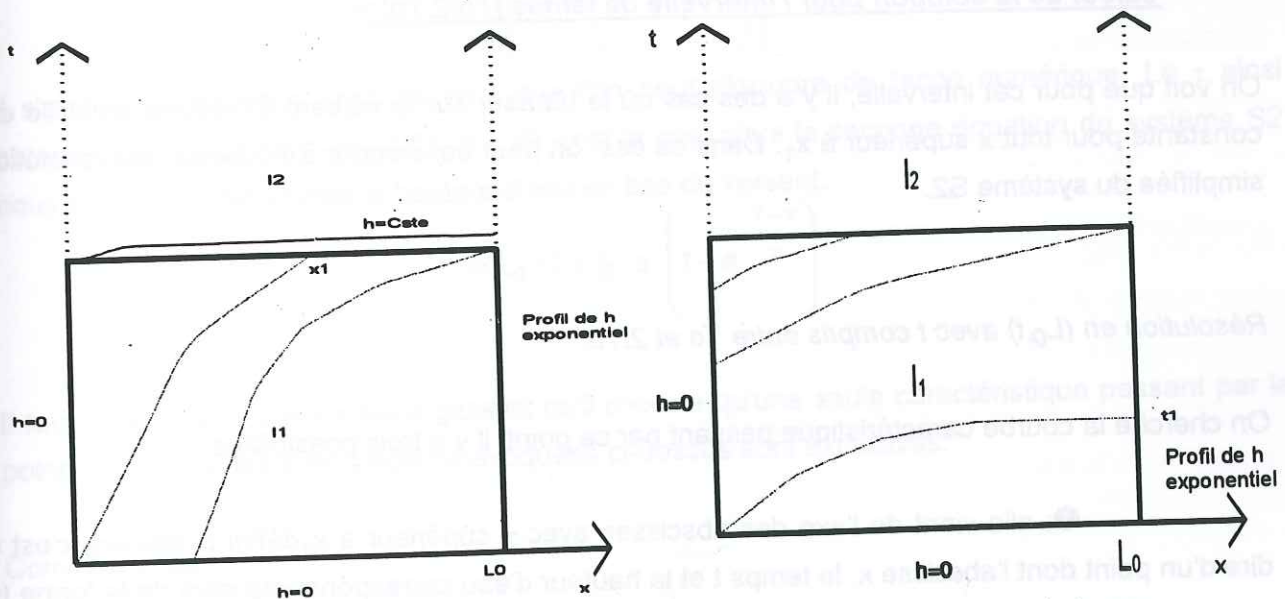
$$h(x, T_0) = l \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) = \text{Cste}$$

Il existe donc des cas -si x_1 est dans l'intervalle $(0, L_0)$ - pour lesquels la hauteur d'eau sur le versant à l'instant T_0 est constante à partir d'une certaine abscisse x_1 . Dans ces cas, des développements mathématiques similaires à ceux ci-dessus peuvent être faits pour les pas de temps supérieurs.

Pour $x < x_1$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des ordonnées et un calcul complet est nécessaire pour obtenir $h(x, T_0)$: calcul de τ par tests successifs.

Conclusion pour cet intervalle de temps:

On montre aisément que si t_1 est inférieur à T_0 alors x_1 est supérieur à L_0 et inversement. Il y a donc deux possibilités pour cet intervalle de temps:



Résumé de la résolution du système S2 pour le premier intervalle de temps.

Ainsi pour cet intervalle, on calcule d'abord t_1 et on opère selon le diagramme suivant:

$$\begin{cases}
\text{si } t_1 \geq T_0 \left\{ \begin{array}{l}
\text{alors } \forall t \leq T_0 \quad h(L_0, t) = h_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right) \\
\text{puis calcul de } x_1 \\
\text{alors } \left\{ \begin{array}{l}
\forall x \geq x_1 \quad h(x, T_0) = h_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) \\
\forall x < x_1, \text{ calcul de } h(x, T_0) \text{ à l'aide de la 2}^{\text{ème}} \text{ équation de S2}
\end{array} \right.
\end{array} \right. \\
\text{si } t_1 < T_0 \left\{ \begin{array}{l}
\text{alors } \forall t \leq t_1 \quad h(L_0, t) = h_1 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right) \\
\text{pour } x = L_0, \forall t \in]t_1, T_0], \text{ calcul de } h(L_0, t) \text{ à l'aide de la 2}^{\text{ème}} \text{ équation de S2} \\
\text{pour } t = T_0, \forall x \in]0, L_0], \text{ calcul de } h(x, T_0) \text{ à l'aide de la 2}^{\text{ème}} \text{ équation de S2}
\end{array} \right.
\end{cases}$$

Calcul de la solution pour l'intervalle de temps (T₀, 2.T₀):

On voit que pour cet intervalle, il y a des cas où la hauteur sur le versant à l'instant initial T₀ est constante pour tout x supérieur à x₁. Dans ce cas, on peut développer à nouveau une résolution simplifiée du système S2.

Résolution en (L₀, t) avec t compris entre T₀ et 2.T₀:

On cherche la courbe caractéristique passant par ce point; il y a trois possibilités:

①: elle vient de l'axe des abscisses avec χ supérieur à x₁ défini ci-dessus, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x, le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme (x, T₀, h₁). Alors la première équation du système S2 donne:

$$\chi = L_0 - C \cdot m \cdot \int_{T_0}^t \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t'-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt'$$

Dans la pratique, on teste si ce χ calculé est compris entre x₁ et L₀. Dans l'affirmative, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, t) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}}$$

②: elle vient de l'axe des abscisses avec χ inférieur à x_1 défini ci-dessus, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x , le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(\chi, T_0, h(\chi, T_0))$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$\chi - L_0 + C \cdot m \cdot \int_{T_0}^t \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-T_0}{a}} \right) + h(\chi, T_0) \cdot e^{-\frac{t'-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt' = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en χ , qu'on résoudra par une méthode appropriée de recherche de zéro d'une fonction. Si la valeur de χ ainsi calculée est comprise entre 0 et x_1 , alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, t) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h(\chi, T_0) \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}}$$

③: elle vient de l'axe des ordonnées, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x , le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(0, \tau, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$L_0 - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^t \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t'-\tau}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt' = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en τ que l'on peut résoudre de façon numérique. Le τ ainsi obtenu doit être compris entre T_0 et t . Si c'est le cas, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, t) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right)$$

Il faut noter que la théorie nous garantit qu'il n'existe qu'une seule caractéristique passant par le point (L_0, t) . Ainsi les trois solutions évoquées ci-dessus sont exclusives.

Commentaires:

Dans le cas où la courbe caractéristique passant par (L_0, t) vient de l'axe des abscisses avec x supérieur à x_1 , on constate que l'origine χ dépend de la longueur du versant, mais que la hauteur en bas de ce versant n'en dépend pas. Si la courbe caractéristique vient de l'axe des ordonnées, alors le temps origine τ ainsi que la hauteur d'eau en bas du versant dépendent de la longueur du versant.

Comme il y a progressivité de la provenance des courbes caractéristiques, on peut déterminer l'instant t_2 pour lequel l'origine des courbes caractéristiques arrivant en bas de versant passe de l'axe des abscisses supérieure à x_1 à l'axe des abscisses inférieure à cette valeur. Cet instant t_2 vérifie:

$$L_0 - x_1 - C \cdot m \cdot \int_{T_0}^{t_2} \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Mais alors pour tout $t < t_2$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses supérieures à x_1 et on a:

$$h(L_0, t) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}}$$

Pour $t > t_2$ et $t < 2 \cdot T_0$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses inférieures à x_1 ou l'axe des ordonnées et un calcul complet est nécessaire, c'est à dire que l'on teste d'abord si la courbe caractéristique provient de l'axe des abscisses ou de l'axe des ordonnées et en déduire la valeur de $h(L_0, t)$.

Résolution en $(x, 2 \cdot T_0)$ avec x inférieur à L_0 :

On cherche la courbe caractéristique passant par ce point; il y a trois possibilités:

①: elle vient de l'axe des abscisses supérieures à x_1 , c'est à dire d'un point dont l'abscisse, le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme (χ, T_0, h_1) . Alors la première équation du système S2 donne:

$$\chi = x - C \cdot m \cdot \int_{T_0}^{2 \cdot T_0} \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt$$

Il suffit alors de tester si ce χ calculé est compris entre x_1 et x . Dans l'affirmative, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(x, T_0) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) - h_1 \cdot e^{-\frac{T_0}{a}}$$

②: elle vient de l'axe des abscisses avec χ inférieur à x_1 défini ci-dessus, c'est à dire d'un point dont l'abscisse x , le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(\chi, T_0, h(\chi, T_0))$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$\chi - x + C \cdot m \cdot \int_{T_0}^{2 \cdot T_0} \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h(\chi, T_0) \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en χ , qu'on résoudra par une méthode appropriée de recherche de zéro d'une fonction. Si la valeur de χ ainsi calculée est comprise entre 0 et x_1 , alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(L_0, 2 \cdot T_0) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) + h(\chi, T_0) \cdot e^{-\frac{T_0}{a}}$$

③: elle vient de l'axe des ordonnées, c'est à dire d'un point dont l'abscisse, le temps t et la hauteur d'eau correspondante sont de la forme $(0, \tau, 0)$. Alors la première équation du système S2 donne:

$$x - C \cdot m \cdot \int_{\tau}^{2 \cdot T_0} \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{a}} \right) \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Il s'agit d'une équation implicite en τ que l'on peut résoudre de façon numérique. Le τ ainsi obtenu doit être compris entre T_0 et $2 \cdot T_0$. Si c'est le cas, alors la seconde équation du système S2 nous permet de déterminer la hauteur d'eau en bas du versant:

$$h(x, 2 \cdot T_0) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot T_0 - \tau}{a}} \right)$$

Commentaires:

Dans le cas où la courbe caractéristique passant par (x, T_0) vient de l'axe des abscisses supérieures à x_1 , on constate que l'origine χ ne dépend pas de la longueur du versant, et que la hauteur sur le versant y est alors constante.

Comme il y a progressivité de la provenance des courbes caractéristiques, on peut déterminer l'abscisse x_2 pour laquelle l'origine des courbes caractéristiques arrivant en bas de versant passe de l'axe des abscisses supérieures à x_1 à l'axe des abscisses inférieures à x_1 . Cette abscisse x_2 vérifie:

$$x_2 = x_1 + C \cdot m \cdot \int_{T_0}^{2 \cdot T_0} \left[l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{t-T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt$$

Mais alors pour tout $x > x_2$ et $x < L_0$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses supérieures à x_1 et on a:

$$h(x, 2 \cdot T_0) = l_2 \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) + h_1 \cdot e^{-\frac{T_0}{a}}$$

Il existe donc des cas pour lesquels la hauteur d'eau sur le versant à l'instant $2 \cdot T_0$ est constante à partir d'une certaine abscisse x_2 . Dans ces cas, des développements mathématiques similaires à ceux ci-dessus peuvent être faits pour les pas de temps supérieurs.

Pour $x < x_2$, la courbe caractéristique a pour origine l'axe des abscisses inférieures à x_1 ou l'axe des ordonnées et un calcul complet est nécessaire.

Extrapolation aux intervalles de temps supérieurs:

D'après les développements numériques effectués pour les deux premiers intervalles de temps, on constate que l'on peut extrapoler les résultats en calculant pour chaque intervalle de temps $(j \cdot T_0, (j+1) \cdot T_0)$

❶: la valeur de l'abscisse x_j définie par la relation récurrente suivante:

$$\begin{cases} x_0 = 0 \\ x_j = x_{j-1} + C \cdot m \cdot \int_{(j-1) \cdot T_0}^{j \cdot T_0} \left[l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt \end{cases}$$

❷: la valeur de la hauteur h_j définie par:

$$\begin{cases} h_0 = 0 \\ h_j = l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{T_0}{a}} \end{cases}$$

❸: la valeur de l'instant t_j qui vérifie l'équation suivante:

$$L_0 - x_{j-1} - C \cdot m \cdot \int_{(j-1) \cdot T_0}^{t_j} \left[l_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right]^{m-1} \cdot dt = 0$$

Mais alors des solutions simples existent dans les cas suivants:

$$\begin{array}{l}
\text{si } t_j \geq j \cdot T_0 \text{ alors} \\
\left\{ \begin{array}{l}
h(L_0, t) = I_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \quad \forall t \in [(j-1) \cdot T_0, j \cdot T_0] \\
x_j < L_0 \\
h(x, j \cdot T_0) = h_j \quad \forall x \geq x_j \\
\text{calculs complets pour } t = j \cdot T_0, \forall x < x_j
\end{array} \right. \\
\\
\text{si } t_j < j \cdot T_0 \text{ alors} \\
\left\{ \begin{array}{l}
h(L_0, t) = I_j \cdot a \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \right) + h_{j-1} \cdot e^{-\frac{t-(j-1) \cdot T_0}{a}} \quad \forall t \in [(j-1) \cdot T_0, t_j] \\
\text{calculs complets pour } x = L_0, \forall t > t_j \\
\text{calculs complets pour } t = j \cdot T_0, \forall x < L_0
\end{array} \right.
\end{array}$$

Notons que pour le dernier intervalle de temps, il faut prendre $I_j=0$ et pour ce cas, on ne calcule que la solution en bas du versant ($x=L_0$).

Conclusion:

On peut donc développer des solutions numériques simples permettant de résoudre les équations du mouvement dans le cas d'un processus de formation des crues par ruissellement généralisé sur le versant, compte tenu d'une loi d'infiltration qui définit un flux d'infiltration proportionnel à la hauteur d'eau sur le versant. Une telle résolution basée sur les simplifications énoncées ci-dessus a été programmée sur station de travail, permettant ainsi d'obtenir l'hydrogramme des versants dans ce cas de ruissellement sur surface perméable.

ANNEXE IV

**RESOLUTION NUMERIQUE DES EQUATIONS DE BARRE DE
SAINT VENANT SELON LE SCHEMA DE DISCRETISATION DE
PREISMANN**

**DESCRIPTION DU CANAL DE LA TREVARESSE ET DE L'ESSAI
DE PROPAGATION**

**RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE DE LA RIVIERE DES MAURETS
ENTRE LES STATIONS MAURETS AMONT ET MAURETS AVAL**

RESOLUTION NUMERIQUE DES EQUATIONS DE BARRE DE SAINT VENANT SELON LE SCHEMA DE DISCRETISATION DE PREISMANN

Les équations du mouvement

Equation de continuité

Pour un écoulement non permanent, elle s'écrit sous la forme:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (5-1)$$

- où A est la section mouillée;
Q le débit;
q_l le débit latéral par unité de longueur;
q_l est positif si il y a apport;
q_l est négatif si il y a perte;
t le temps;
et x l'abscisse.

Equation dynamique

Avec nos hypothèses, elle s'écrit sous la forme:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = k \cdot q_l \cdot V \quad (5-2)$$

- où Q est le débit;
A la section mouillée;
y la cote de la surface libre;
g l'accélération de pesanteur;
S_f la pente de la ligne d'énergie;

et le produit $k \cdot |q| \cdot V$ est la quantité de mouvement due aux apports:

- si $|q| < 0$ alors $k=1$,
- dans notre cas, on suppose que les apports se font à vitesse nulle, et donc $k=0$.

A partir de la pente de la ligne d'énergie, on peut aussi définir la débitance par la relation:

$$Q = D \cdot S_f^{1/2} \quad (5-3)$$

Compte tenu de la quatrième hypothèse formulée, D peut par exemple être exprimée par la formule de Strickler:

$$D = k_{stri} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (5-4)$$

où k_{stri} est le coefficient de Strickler

et R le rayon hydraulique.

Discrétisation et linéarisation des équations du mouvement

Pour linéariser et discrétiser les équations du mouvement de l'eau, nous utilisons le schéma numérique de Preismann.

Le schéma de Preismann

Il donne l'expression d'une fonction f et de ses dérivées partielles par rapport au temps et à l'espace de la façon suivante:

$$\left\{ \begin{aligned} f(x, t) &= \frac{\theta}{2} \cdot (f_{i+1}^{j+1} + f_i^{j+1}) + \frac{1-\theta}{2} \cdot (f_{i+1}^j + f_i^j) \\ \frac{\partial f}{\partial t} &= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{\Delta t} + \frac{f_i^{j+1} - f_i^j}{\Delta t} \right) \\ \frac{\partial f}{\partial x} &= \theta \cdot \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \cdot \frac{f_{i+1}^j - f_i^j}{\Delta x} \end{aligned} \right. \quad (5-5)$$

où l'indice i est relatif à l'abscisse x ,

l'exposant j est relatif au temps,

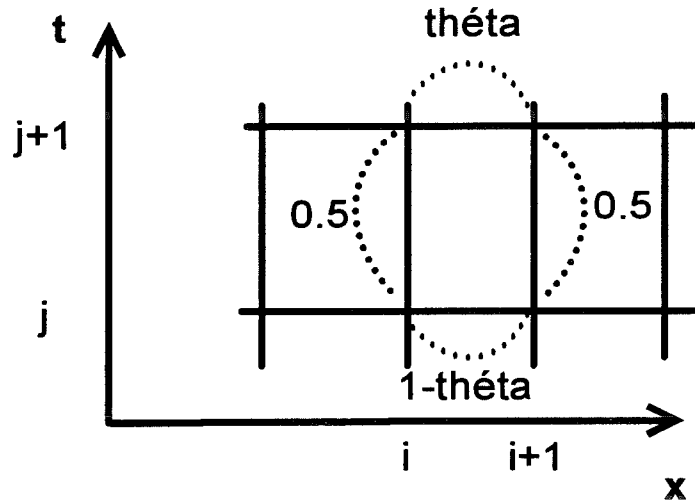
Δt le pas de temps de calcul,

Δx la distance entre deux noeuds consécutifs

et θ un paramètre à déterminer (dans l'intervalle $[0, 1]$)

Notons que le schéma de Preismann est stable si θ est compris entre 0.5 et 1, quelque soit le pas de temps Δt . De plus, il ne lie entre eux que deux points i et $i+1$; la distance Δx peut donc varier le long d'un tronçon (figure 5-2).

Figure A4-1:
Représentation
schématique du schéma
de discrétisation de
Preismann. D'après
Cunge (1986).



L'application du schéma de Preismann aux équations du mouvement permet d'en obtenir une expression discrète et linéaire. Les différentes étapes du calcul sont présentées en annexe IV.

Application du schéma de Preismann aux équations du mouvement

En notant

$$b = \frac{\partial A}{\partial y} \quad (5-6)$$

l'équation de continuité (5-1) s'écrit sous la forme:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{b} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{q_l}{b} = 0 \quad (5-7)$$

Discrétisée en un point courant selon le schéma de Preismann elle devient:

$$\frac{\Delta y_{i+1} + \Delta y_i}{2 \cdot \Delta t} + \frac{2}{b_{i+1}^j + b_i^j + \theta \cdot (\Delta b_{i+1} + \Delta b_i)} \cdot \left(\frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta x} + \theta \cdot \frac{\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i}{\Delta x} - q_l \right) = 0 \quad (5-8)$$

où l'opérateur Δ signifie $\Delta f_i = f_i^{j+1} - f_i^j$

Cette équation est non linéaire. On la linéarise en effectuant un développement limité ($\Delta f \ll f$) et on néglige les termes du second ordre. On obtient l'équation suivante:

$$\begin{aligned}
& \frac{-2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j) \cdot \Delta x} \cdot \Delta Q_i \\
& + \left(\frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j)^2} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j - \Delta x \cdot q_i}{\Delta x} \cdot \frac{db_i}{dy} \right) \cdot \Delta y_i \\
& + \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j) \cdot \Delta x} \cdot \Delta Q_{i+1} \\
& + \left(\frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j)^2} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j - \Delta x \cdot q_i}{\Delta x} \cdot \frac{db_{i+1}}{dy} \right) \cdot \Delta y_{i+1} \\
& = \frac{2 \cdot q_i}{b_{i+1}^j + b_i^j} - \frac{2}{b_{i+1}^j + b_i^j} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta x}
\end{aligned}$$

(5-9)

Pour l'équation dynamique (5-2), on exprime chaque terme en fonction de ΔQ_i , ΔQ_{i+1} , Δy_i et Δy_{i+1} et on néglige les termes du second d'ordre. Après discrétisation et linéarisation, on obtient l'équation suivante:

$$\begin{aligned}
& \left\{ \frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{\Delta x} \cdot \frac{Q_i^j}{A_i^j} + g \cdot \theta \cdot \frac{A_i^j \cdot |Q_i^j|}{D_i^{j2}} \right\} \cdot \Delta Q_i \\
& + \left\{ \frac{\theta}{\Delta x} \cdot b_i^j \cdot \left(\frac{Q_i^j}{A_i^j} \right)^2 - \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot (A_{i+1}^j + A_i^j - b_i^j \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j)) + g \cdot \theta \cdot \frac{Q_i^j \cdot |Q_i^j|}{D_i^{j2}} \cdot \left(\frac{b_i^j}{2} - \frac{A_i^j}{D_i^j} \cdot \frac{dD_i}{dy} \right) \right\} \cdot \Delta y_i \\
& + \left\{ \frac{1}{2 \cdot \Delta t} + \frac{2 \cdot \theta}{\Delta x} \cdot \frac{Q_{i+1}^j}{A_{i+1}^j} + g \cdot \theta \cdot \frac{A_{i+1}^j \cdot |Q_{i+1}^j|}{D_{i+1}^{j2}} \right\} \cdot \Delta Q_{i+1} \\
& + \left\{ -\frac{\theta}{\Delta x} \cdot b_{i+1}^j \cdot \left(\frac{Q_{i+1}^j}{A_{i+1}^j} \right)^2 + \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot (A_{i+1}^j + A_i^j + b_{i+1}^j \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j)) - g \cdot \theta \cdot \frac{Q_{i+1}^j \cdot |Q_{i+1}^j|}{D_{i+1}^{j2}} \cdot \left(\frac{b_{i+1}^j}{2} - \frac{A_{i+1}^j}{D_{i+1}^j} \cdot \frac{dD_{i+1}}{dy} \right) \right\} \cdot \Delta y_{i+1} \\
& = - \left\{ \frac{1}{\Delta x} \cdot \left[\frac{Q_{i+1}^{j2}}{A_{i+1}^j} - \frac{Q_i^{j2}}{A_i^j} \right] + \frac{g}{\Delta x} \cdot \left[\frac{A_{i+1}^j + A_i^j}{2} \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j) \right] + g \cdot \left[\frac{A_{i+1}^j \cdot Q_{i+1}^j \cdot |Q_{i+1}^j|}{2 \cdot D_{i+1}^{j2}} + \frac{A_i^j \cdot Q_i^j \cdot |Q_i^j|}{2 \cdot D_i^{j2}} \right] \right\}
\end{aligned}$$

(5-10)

Soit un tronçon de rivière représenté par n points discrets $i=1, 2, \dots, n$. En chaque point i , pour chaque pas de temps j , les inconnues sont Q_i^j et y_i^j . Il y a donc $2 \cdot n$ inconnues au total. L'équation de continuité et l'équation dynamique relient les points deux à deux, on a

donc $2n-2$ équations. Si on y ajoute deux conditions aux limites, on obtiendra un système de $2n$ équations à $2n$ inconnues.

Conditions initiales et aux limites

Conditions aux limites

Le régime d'écoulement de la rivière est supposé fluvial. Par conséquent, il y a deux familles de courbes caractéristiques, les unes "descendent" vers l'aval alors que les autres "remontent" vers l'amont. Deux conditions aux limites sont donc nécessaires. Elles sont les suivantes:

- A l'amont, on impose la fonction $Q(t)$ qui correspond à la crue à propager. Elle est discrétisée en temps.

- A l'aval, la présence d'un déversoir impose une condition du type $Q=f(y)$. Nous linéarisons cette relation de la façon suivante:

$$Q_n = f(y_n)$$

$$Q_n^{j+1} = Q_n^j + \frac{dQ_n}{dy} \cdot \Delta y_n \quad (5-11)$$

soit

$$\Delta Q_n = \frac{df}{dy} \cdot \Delta y_n \quad (5-12)$$

Conditions initiales

Afin d'initialiser le calcul, il est impératif de connaître le débit et la hauteur d'eau en tout point de la rivière au pas de temps initial. Nous avons choisi d'imposer comme conditions initiales un régime permanent. Ainsi on suppose que le débit et la hauteur d'eau dans la rivière sont constants avant le début de la crue. Cela peut être justifié lorsque la décrue de l'épisode précédent est longue. Alors le débit dans la rivière est quasiment constant. Dans le cas de deux épisodes consécutifs très rapprochés, l'hypothèse de régime permanent ne peut être valide. Cependant, il faut noter que le schéma numérique de Preismann agit comme s'il "oubliait" les conditions initiales au bout de quelques pas de temps de calcul. Les valeurs du débit calculées pendant les premiers pas de temps seront

alors faux, mais on tendra rapidement vers la solution réelle. Par conséquent, le débit est supposé constant sur le tronçon. Il est égal au premier débit de la crue à propager.

Connaissant la valeur du débit dans la rivière et en supposant que le régime est permanent, la ligne d'eau sur le tronçon au temps initial peut être calculée à partir des équations de l'hydraulique classique. La présence d'un déversoir à l'aval de la rivière provoquant l'élévation artificielle du niveau de l'eau, la ligne d'eau initiale est obtenue par le calcul point par point d'une courbe de remous sur laquelle les hauteurs entre deux points consécutifs sont reliées par une équation différentielle. A partir de l'aval pour lequel la hauteur d'eau est connue grâce à l'équation du déversoir, on peut donc calculer la hauteur d'eau en tout point de la rivière en remontant progressivement vers l'amont. Notons qu'à partir d'une certaine distance de l'aval, la présence du déversoir ne se fait plus ressentir et la hauteur est donc égale à la hauteur normale (hypothèse de régime permanent).

Systeme à résoudre

Compte tenu de la linéarisation des équations du mouvement et des conditions aux limites que nous avons choisies, on obtient à chaque pas de temps un système linéaire de $2.n$ équations.

$$\begin{aligned} \Delta Q_i &= Q_i^{j+1} - Q_i^j \\ \text{pour } i=1,2,\dots,n-1 & \begin{cases} A_i^j \cdot \Delta y_i + B_i^j \cdot \Delta Q_i + C_i^j \cdot \Delta y_{i+1} + D_i^j \cdot \Delta Q_{i+1} = E_i^j \\ V_i^j \cdot \Delta y_i + W_i^j \cdot \Delta Q_i + X_i^j \cdot \Delta y_{i+1} + Y_i^j \cdot \Delta Q_{i+1} = Z_i^j \end{cases} \\ \frac{df}{dy} \cdot \Delta y_n - \Delta Q_n &= 0 \end{aligned}$$

Les coefficients A, B, C, ... sont fonction des grandeurs constantes ou des valeurs connues.

L'ensemble des équations relatives à tous les points conduit à l'équation matricielle suivante:

$$[T] \cdot [X] = [E]$$

où [T] est la matrice réelle d'ordre $2n$ suivante:

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ A_1^j & B_1^j & C_1^j & D_1^j & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ V_1^j & W_1^j & X_1^j & Y_1^j & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & A_2^j & B_2^j & C_2^j & D_2^j & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & V_2^j & W_2^j & X_2^j & Y_2^j & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & A_n^j & B_n^j & C_n^j & D_n^j & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & V_n^j & W_n^j & X_n^j & Y_n^j & \cdot \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 1 & F^j & \cdot \end{pmatrix}$$

$$\text{avec } A_i^j = \frac{-2 \cdot \theta}{(b_i^j + b_{i+1}^j) \cdot \Delta x}$$

$$B_i^j = \left(\frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j)^2} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j - \Delta x \cdot q_i}{\Delta x} \cdot \frac{db_i}{dy} \right)$$

$$C_i^j = \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j) \cdot \Delta x}$$

$$D_i^j = \left(\frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{(b_{i+1}^j + b_i^j)^2} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j - \Delta x \cdot q_i}{\Delta x} \cdot \frac{db_{i+1}}{dy} \right)$$

$$V_i^j = \left\{ \frac{1}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2 \cdot \theta}{\Delta x} \cdot \frac{Q_i^j}{A_i^j} + g \cdot \theta \cdot \frac{A_i^j \cdot |Q_i^j|}{D_i^{j2}} \right\}$$

$$W_i^j = \left\{ \frac{\theta}{\Delta x} \cdot b_i^j \cdot \left(\frac{Q_i^j}{A_i^j} \right)^2 - \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot (A_{i+1}^j + A_i^j) + \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot b_i^j \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j) + \frac{g \cdot \theta}{2} \cdot \frac{Q_i^j |Q_i^j| \cdot b_i^j}{D_i^{j2}} - g \cdot \theta \cdot \frac{A_i^j \cdot Q_i^j |Q_i^j|}{D_i^{j3}} \cdot \frac{dD_i}{dy} \right\}$$

$$X_i^j = \left\{ \frac{1}{2 \cdot \Delta t} + \frac{2 \cdot \theta}{\Delta x} \cdot \frac{Q_{i+1}^j}{A_{i+1}^j} + g \cdot \theta \cdot \frac{A_{i+1}^j \cdot |Q_{i+1}^j|}{D_{i+1}^{j2}} \right\}$$

$$Y_i^j = \left\{ -\frac{\theta}{\Delta x} \cdot b_{i+1}^j \cdot \left(\frac{Q_{i+1}^j}{A_{i+1}^j} \right)^2 + \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot (A_{i+1}^j + A_i^j) + \frac{g \cdot \theta}{2 \cdot \Delta x} \cdot b_{i+1}^j \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j) - \frac{g \cdot \theta}{2} \cdot \frac{Q_{i+1}^j |Q_{i+1}^j| \cdot b_{i+1}^j}{D_{i+1}^{j2}} - g \cdot \theta \cdot \frac{A_{i+1}^j \cdot Q_{i+1}^j |Q_{i+1}^j|}{D_{i+1}^{j3}} \cdot \frac{dD_{i+1}}{dy} \right\}$$

et

$$F^j = -\frac{df}{dy}$$

[X] est le vecteur inconnu:

$$\begin{bmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta y_1 \\ \Delta Q_2 \\ \Delta y_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta Q_n \\ \Delta y_n \end{bmatrix}$$

et [E] le vecteur des quantités connues.

Rappelons que

$$E_i^j = Q_i^{j+1} - Q_i^j$$

$$E_i^j = \frac{-2}{b_{i+1}^j + b_i^j} \cdot \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j - \Delta x \cdot q_i}{\Delta x} \text{ pour } i=2, \dots, n$$

$$Z_i^j = - \left\{ \frac{1}{\Delta x} \cdot \left[\frac{Q_{i+1}^{j2}}{A_{i+1}^j} - \frac{Q_i^{j2}}{A_i^j} \right] + \frac{g}{\Delta x} \cdot \left[\frac{A_{i+1}^j + A_i^j}{2} \cdot (y_{i+1}^j - y_i^j) \right] + g \cdot \left[\frac{A_{i+1}^j \cdot Q_{i+1}^j | Q_{i+1}^j}{2 \cdot D_{i+1}^{j2}} + \frac{A_i^j \cdot Q_i^j | Q_i^j}{2 \cdot D_i^{j2}} \right] \right\}$$

pour $i=1, \dots, n-1$

et

$$Z_n^j = 0$$

Ainsi pour chaque pas de temps, on peut calculer la matrice T et le vecteur E. Il suffit alors d'inverser la matrice T pour obtenir le vecteur X inconnu par la relation:

$$[X] = [T]^{-1} \cdot [E]$$

Dans le code de calcul que nous avons programmé, la matrice T est inversée par la méthode L.U de décomposition: cette méthode consiste à exprimer la matrice T comme un produit de deux matrices dont l'une -U- est triangulaire. L'inversion du produit L.U est plus facile et plus rapide que l'inversion de la matrice de base T. On obtient ΔQ_i et Δy_i pour tout i. On en déduit Q_i^{j+1} et y_i^{j+1} pour $i=1, 2, \dots, n$ par les formules suivantes:

$$\begin{bmatrix} Q_i^{j+1} = \Delta Q_i + Q_i^j \\ y_i^{j+1} = \Delta y_i + y_i^j \end{bmatrix}$$

DESCRIPTION DU CANAL DE LA TRÉVARESSE ET DE L'ESSAI DE PROPAGATION

Afin de tester la sensibilité du modèle de propagation des ondes de crue en rivière utilisant la méthode des différences finies et de le valider, nous l'avons appliqué au canal de la Trévaresse.

Description du canal de la Trévaresse

Le canal de la Trévaresse est situé en Provence et permet l'alimentation en eau, en particulier pour les besoins de l'irrigation, d'une partie de cette région. Le tronçon sur lequel la campagne de mesures a été effectuée est situé entre les points nommés Puyricard et Coursier. Ses caractéristiques sont les suivantes:

- longueur totale: 6.970 m
- section trapézoïdale:
 - largeur en radier: 2 m
 - fruit des berges: 0.5
- pente: 0.0003
- coefficient de Strickler: 35

Le canal n'est pas complètement étanche et il existe des fuites par infiltration. Ces fuites concernant un débit de fonctionnement en tête du canal de 880l/s sont de l'ordre de 60l/s.

A l'extrémité du tronçon se trouve un déversoir. La relation qui lie le débit et la hauteur d'eau est:

$$Q = k_{dev} \cdot (h_{eau} - h_{dev})^{1.5} \quad (10)$$

- où k_{dev} est un coefficient qui prend en compte la forme du déversoir; ici $k_{dev}=2.24$;
 h_{dev} est la hauteur du déversoir; ici $h_{dev}=0.15$ m;
et h_{eau} est la hauteur d'eau.

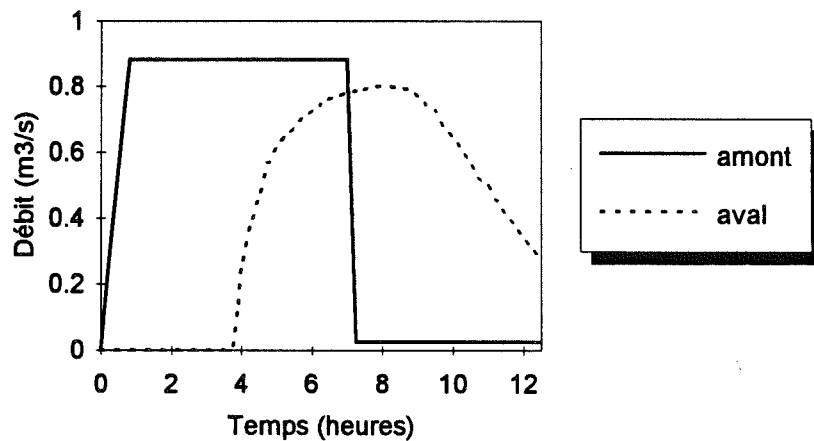
Description de l'essai de propagation utilisé

En Janvier 1988, une campagne de mesures a été effectuée sur ce canal par la Société du Canal de Provence. L'hydrogramme imposé en tête de canal y était un échelon dont le débit maximum atteignait 880l/s:

$$\begin{cases} Q(t) = 0.025m^3 / s \text{ pour } t < 0h \\ Q(t) = 0.855 \cdot \frac{t}{0.8} + 0.025 \text{ pour } t \in [0h; 0.8h] \\ Q(t) = 0.880m^3 / s \text{ pour } t \in [0.8h; 7.2h] \\ Q(t) = 0.025m^3 / s \text{ pour } t > 7.2h \end{cases}$$

A l'aval, le débit était mesuré en continu. Les hydrogrammes observés à l'amont et à l'aval sont présentés figure A4-3.

Figure A4-2 :
Evolution du débit en
tête et à l'aval du
canal de la
Trévaresse pendant
la campagne de
Janvier 1988.



PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE DES MAURETS

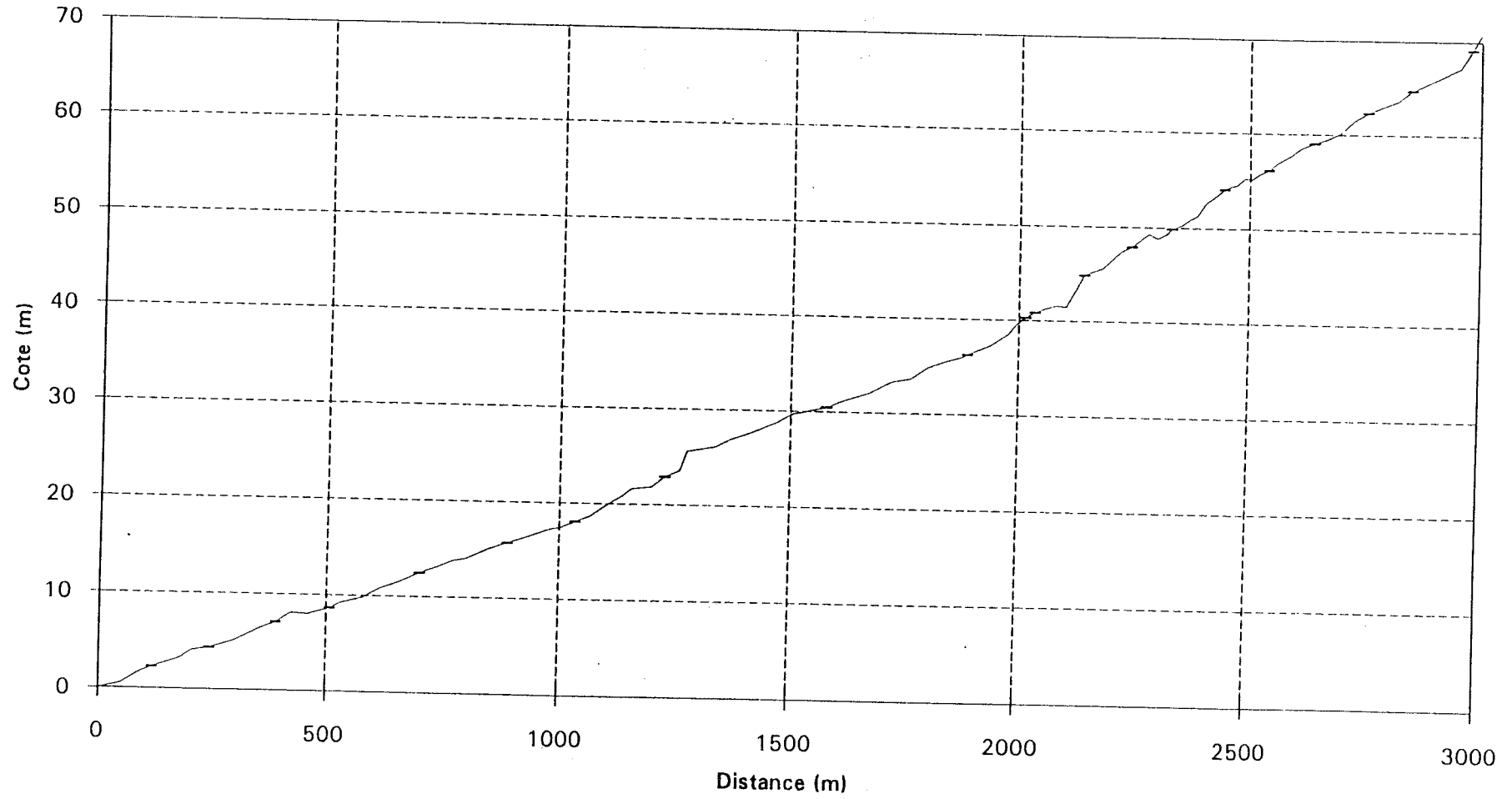
Distance à l'exutoire (mètres)	Cote par rapport à l'exutoire (m)	Pente	Position des profils en travers
0	0		
48	0.51	0.010625	
85.25	1.645	0.0304698	
114.75	2.218	0.01942373	section 1
174.75	3.187	0.01615	
201.25	4.092	0.03415094	
238.25	4.34	0.0067027	section 2
293.25	5.128	0.01432727	
350.45	6.413	0.02246503	
385.55	7.008	0.01695157	section 3
420.15	8.029	0.02950867	
456.85	7.906	-0.0033515	
506.85	8.579	0.01346	section 4
527.85	9.116	0.02557143	
577.85	9.827	0.01422	
612.85	10.749	0.02634286	
657.85	11.558	0.01797778	
697.85	12.436	0.02195	section 5
736.35	13.11	0.01750649	
771.35	13.848	0.02108571	
796.55	14.061	0.00845238	
846.55	15.106	0.0209	
887.05	15.769	0.01637037	section 6
922.05	16.352	0.01665714	
979.55	17.284	0.0162087	
1004.55	17.496	0.00848	
1034.55	18.091	0.01983333	section 7
1067.55	18.656	0.01712121	
1109.55	19.994	0.03185714	
1141.15	20.92	0.0293038	
1159.15	21.609	0.03827778	
1204.15	21.836	0.00504444	

1232.75	22.957	0.0391958	section 8
1263.55	23.652	0.02256494	
1279.35	25.629	0.12512658	
1339.35	26.13	0.00835	
1372.35	26.923	0.0240303	
1412.35	27.565	0.01605	
1472.35	28.803	0.02063333	
1502.35	29.631	0.0276	
1577.35	30.417	0.01048	section 9
1614.85	31.166	0.01997333	
1670.65	31.987	0.01471326	
1720.65	33.221	0.02468	
1760.65	33.565	0.0086	
1800.35	34.801	0.0311335	
1836.35	35.368	0.01575	
1873.5	35.918	0.01480485	
1889.35	36.225	0.01936909	section 10
1937.45	37.258	0.02147609	
1976.05	38.448	0.03082902	
1993.65	39.529	0.06142045	
2014.35	40.305	0.03748792	section 11
2014.35	40.305	0.02735	
2034.35	40.852	0.01796	section 12
2059.35	41.301	0.01325	
2079.35	41.566	-0.00498824	
2100.6	41.46	0.08385	
2120.6	43.137	0.09302452	
2138.95	44.844	0.0199	section 13
2158.95	45.242	0.01785	
2178.95	45.599	0.0466	
2198.95	46.531	0.0459	
2218.95	47.449	0.02221198	
2240.65	47.931	0.03565	section 14
2260.65	48.644	0.03613095	
2277.45	49.251	-0.0216	
2297.45	48.819	0.0251	
2317.45	49.321	0.0592	

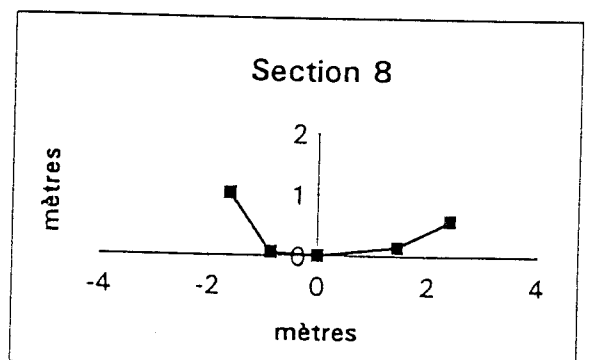
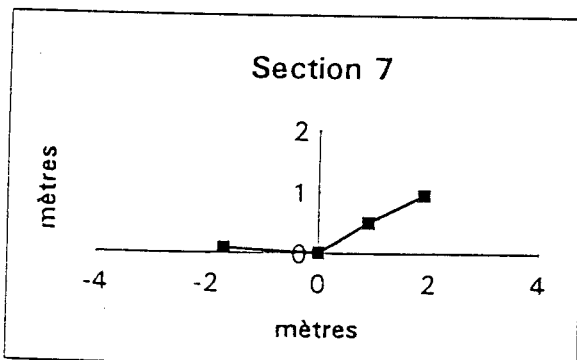
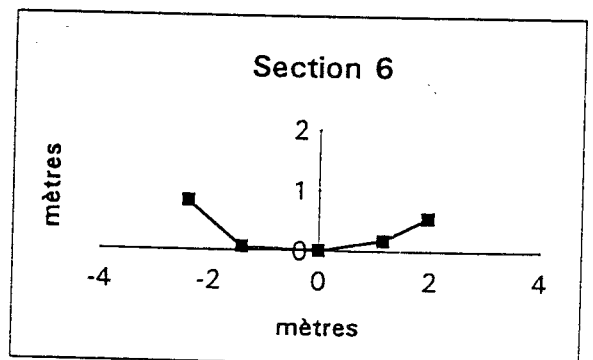
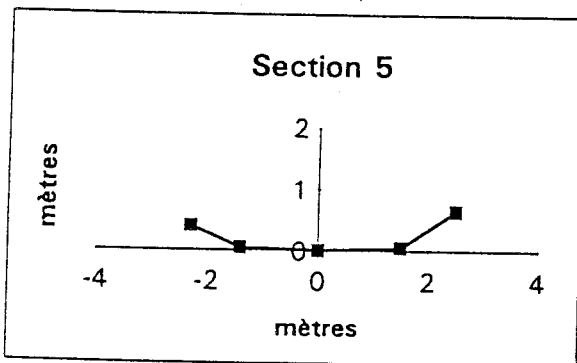
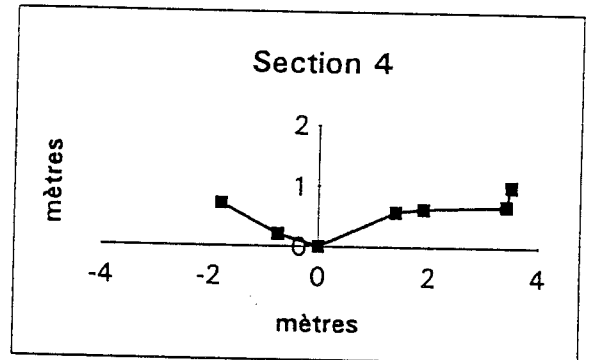
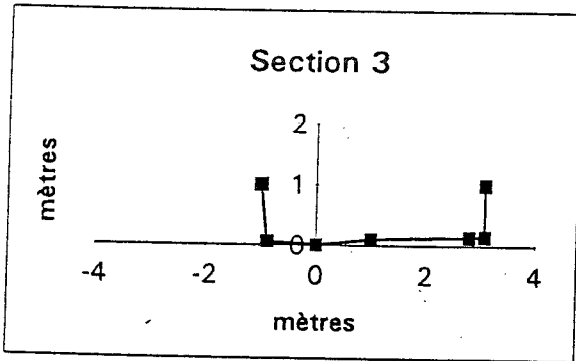
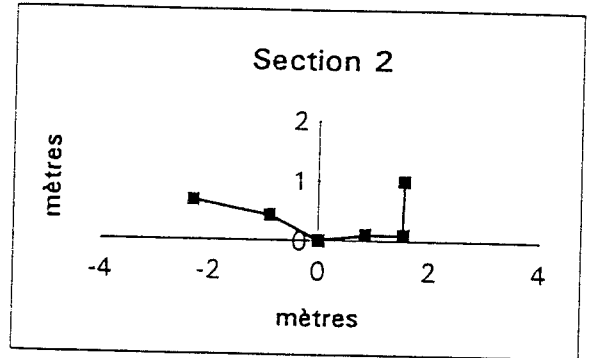
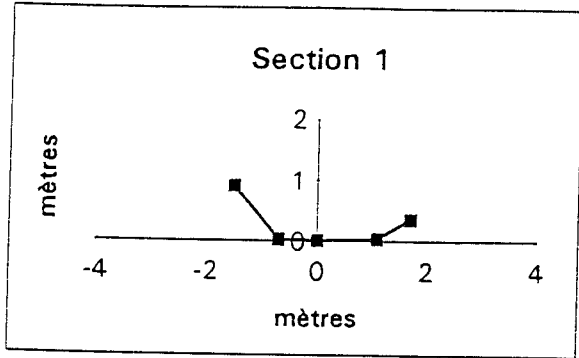
2327.45	49.913	0.0155	section 15
2347.45	50.223	0.032	
2367.45	50.863	0.02866894	
2382.1	51.283	0.07015	
2402.1	52.686	0.0335	
2422.1	53.356	0.0387	
2442.1	54.13	0.01994118	section 16
2459.1	54.469	0.00402299	
2467.8	54.504	0.0389	
2487.8	55.282	-0.00884892	
2501.7	55.159	0.03155	
2521.7	55.79	0.02015	
2541.7	56.193	0.03463415	section 17
2562.2	56.903	0.02651613	
2593.2	57.725	0.03937008	
2612.25	58.475	0.02113333	
2642.25	59.109	0.01433333	section 18
2672.25	59.539	0.02404	
2697.25	60.14	0.04406667	
2727.25	61.462	0.028	
2757.25	62.302	0.02133333	section 19
2787.25	62.942	0.01836364	
2820.25	63.548	0.03783333	
2850.25	64.683	0.0226	section 20
2905.25	65.926	0.0248	
2955.25	67.166	0.0784	
2980.25	69.126	0.08607231	section 21
3004.59	71.221	0.03122071	

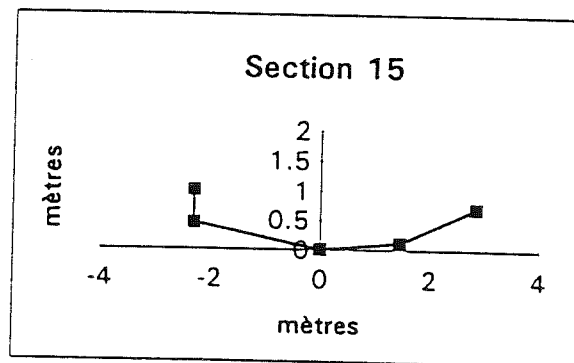
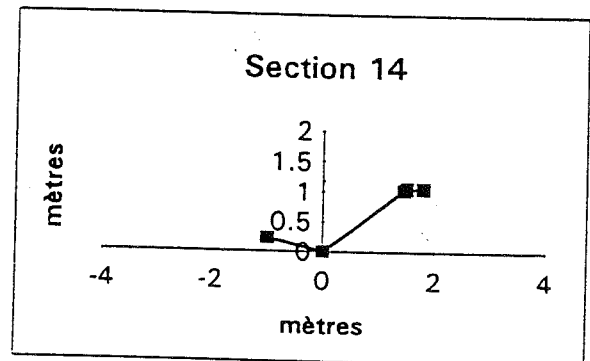
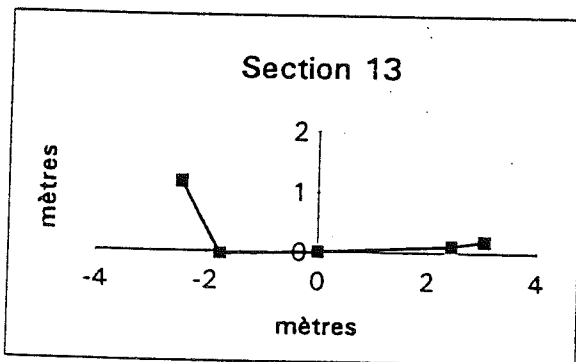
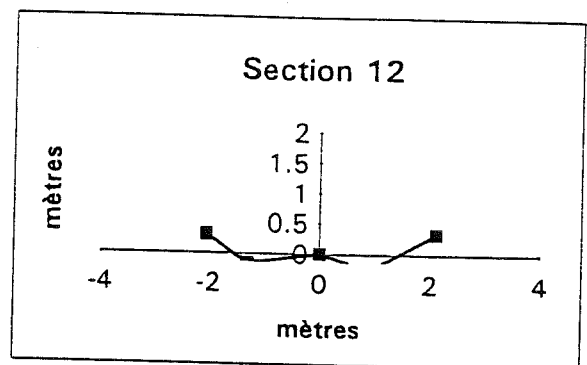
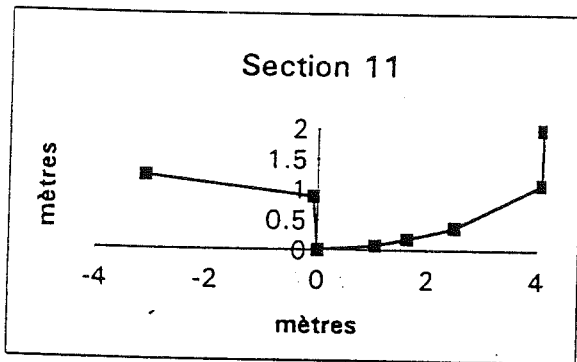
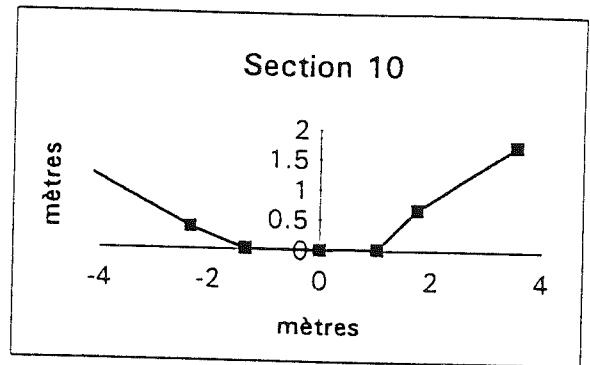
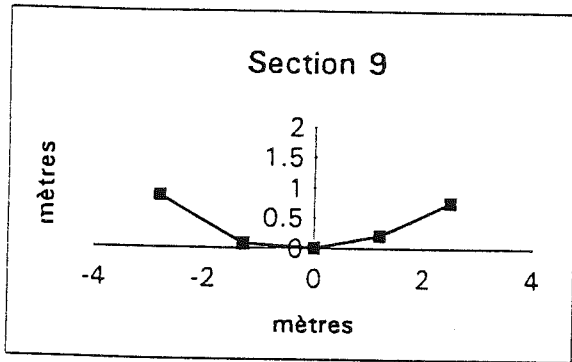
Relevé topographique de la rivière des Maurets entre Maurets aval et amont

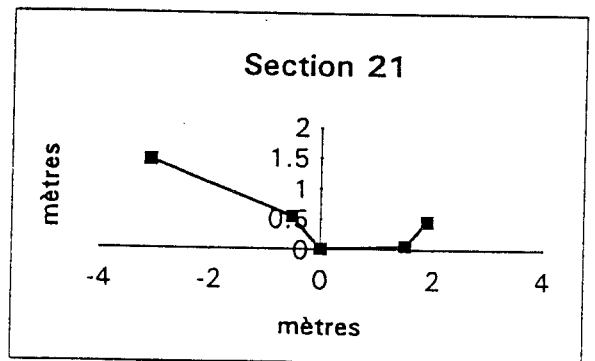
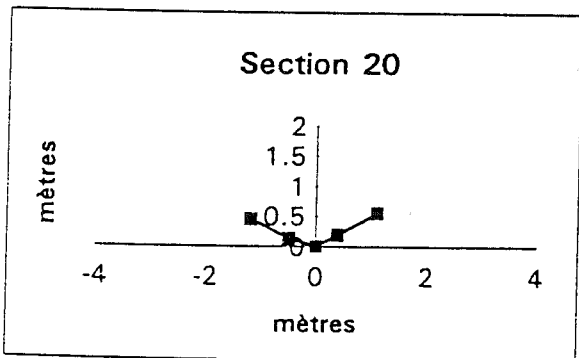
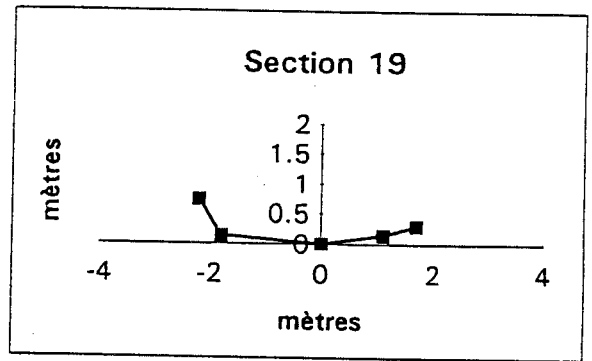
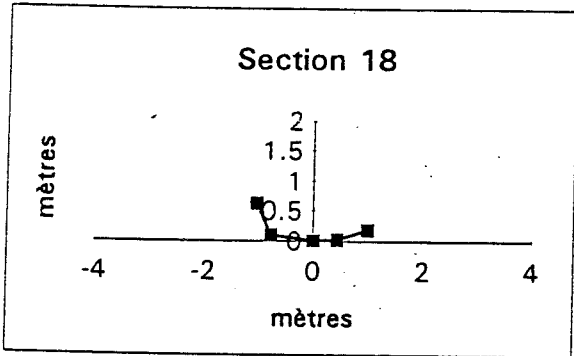
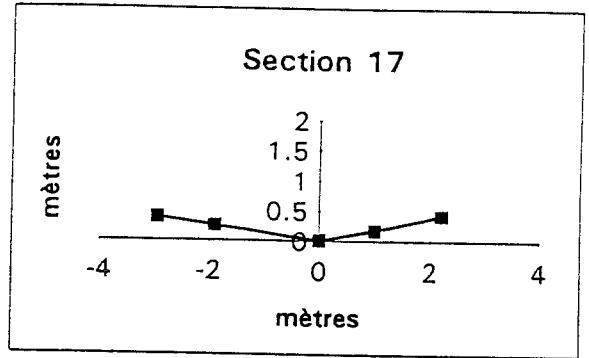
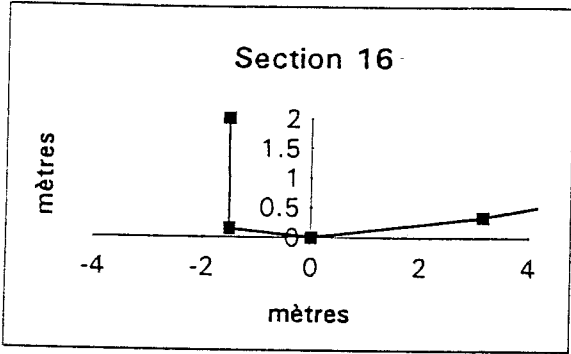
293



PROFILS EN TRAVERS DE LA RIVIERE DES MAURETS







ANNEXE V

**CHRONIQUES PLUIE-DEBIT DES EPISODES RETENUS SUR LE
BASSIN DES MAURETS ENTRE NOVEMBRE 1991 ET AOUT 1994**

**RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL SELON
LES TROIS MODELES D'ECOULEMENT**

CHRONIQUES PLUIE-DEBIT DES EPISODES RETENUS SUR LE BASSIN DES MAURETS ENTRE NOVEMBRE 1991 ET AOUT 1994

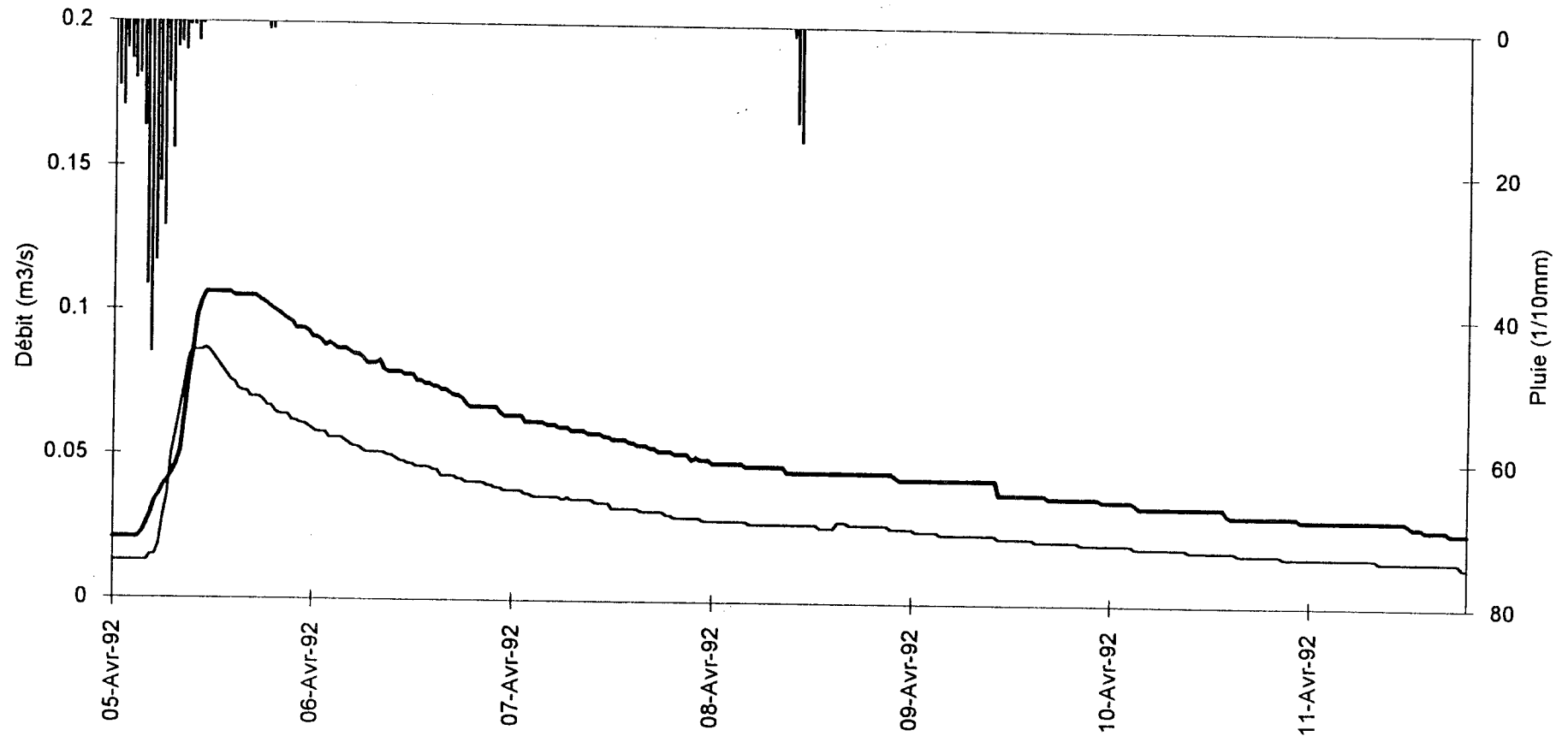
*L'intensité de pluie indiquée est obtenue en faisant la moyenne des trois pluviomètres présents
sur les Maurets*

Pour les débits

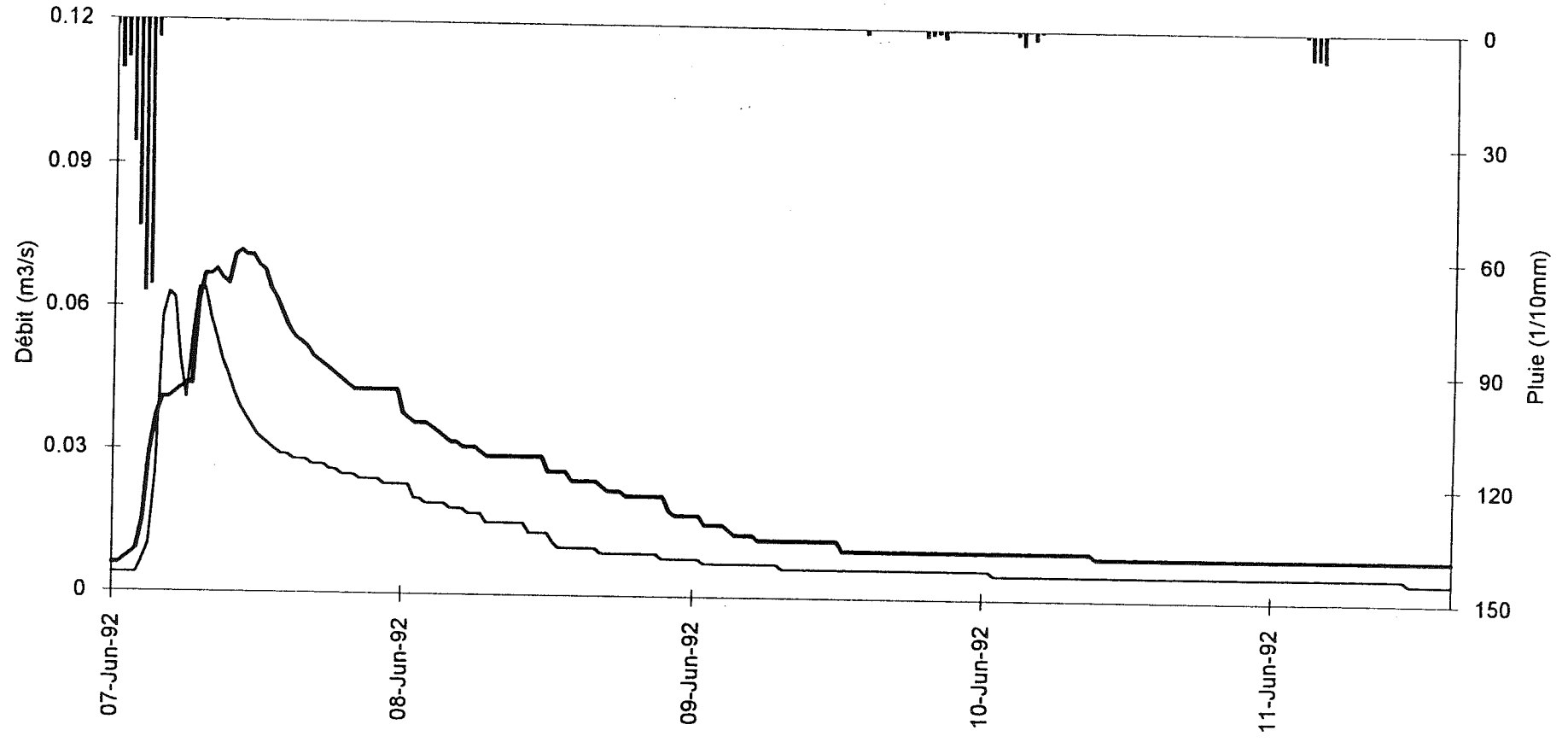
trait fin= Maurets amont

trait gras= Maurets aval

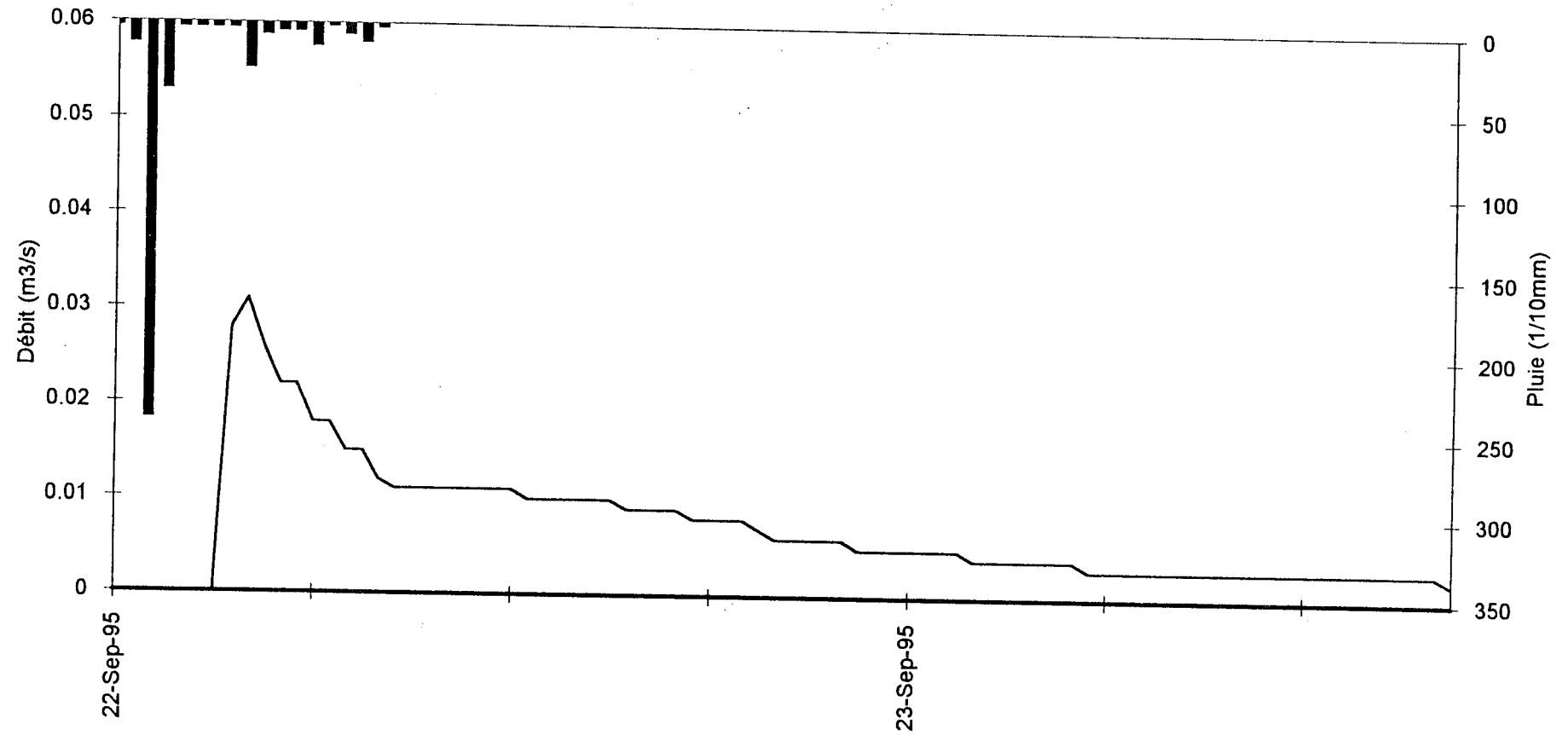
Episode1



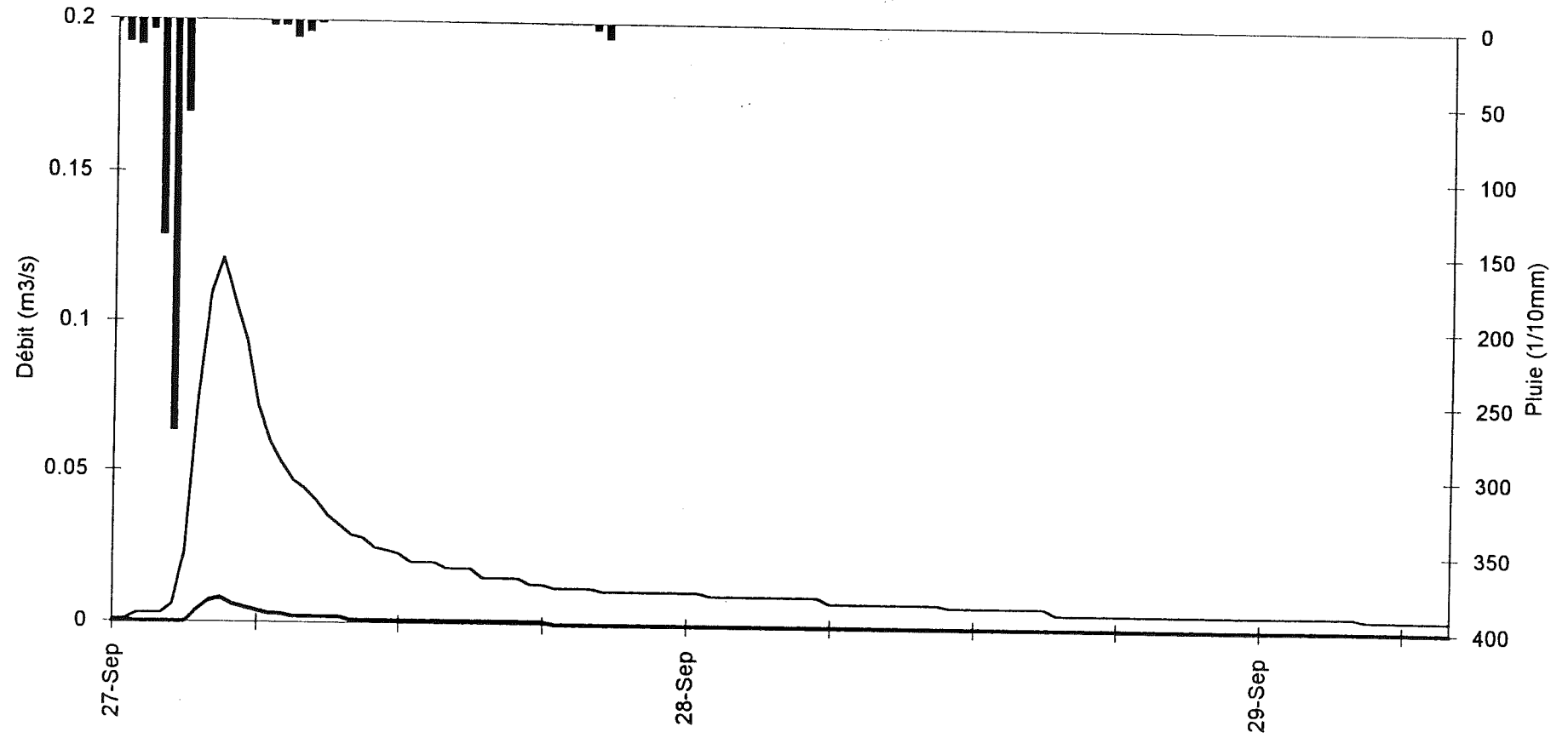
Episode 2



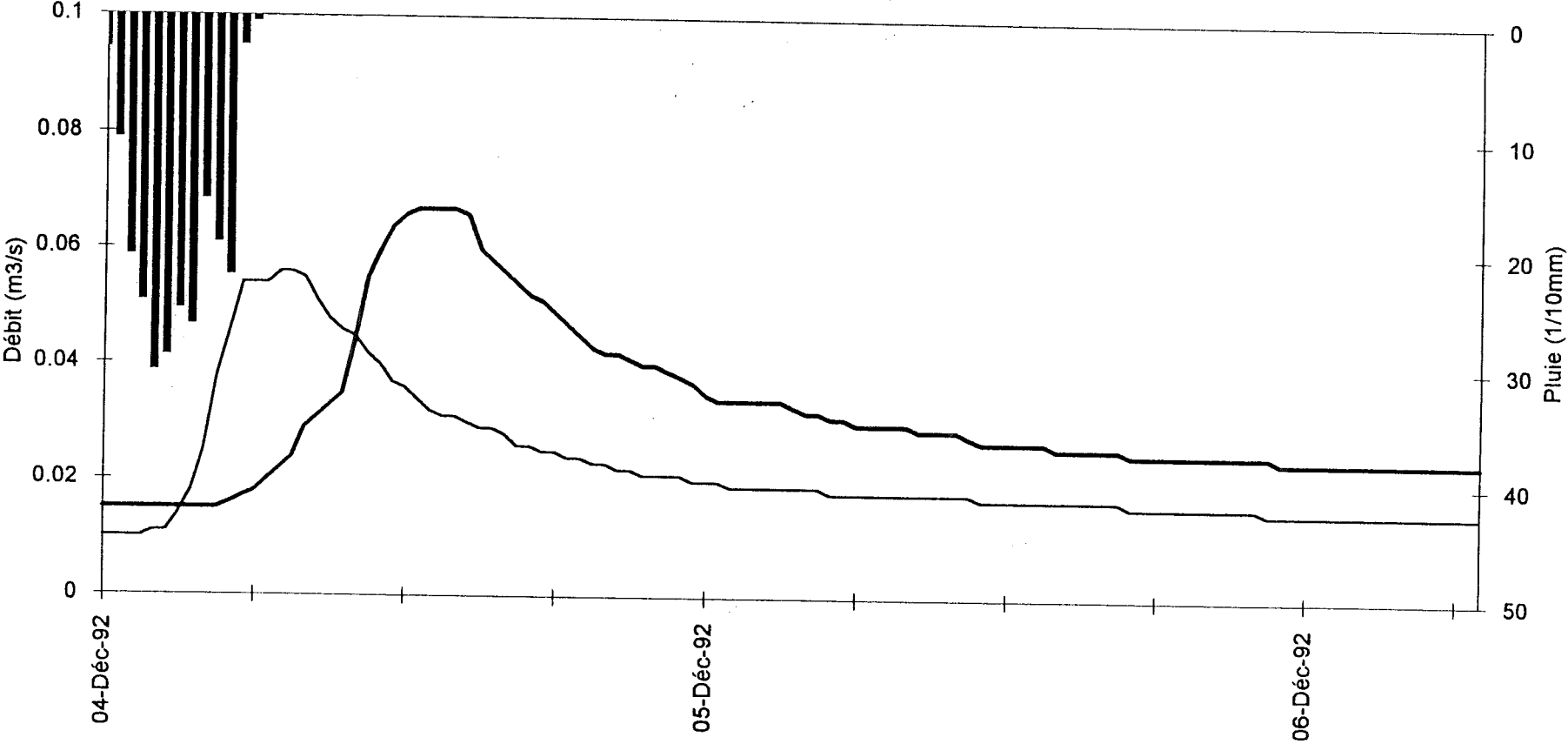
Episode 3



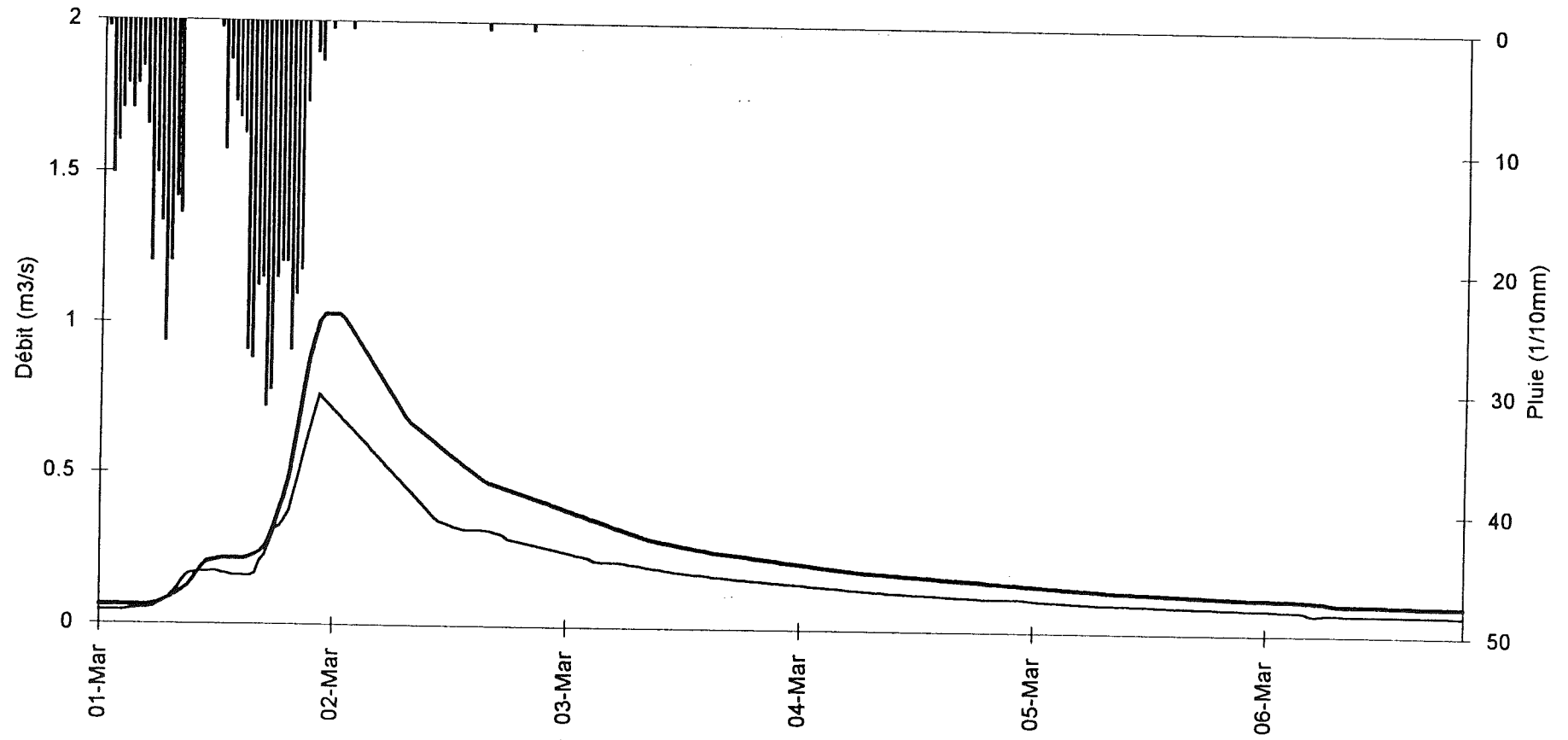
Episode 4



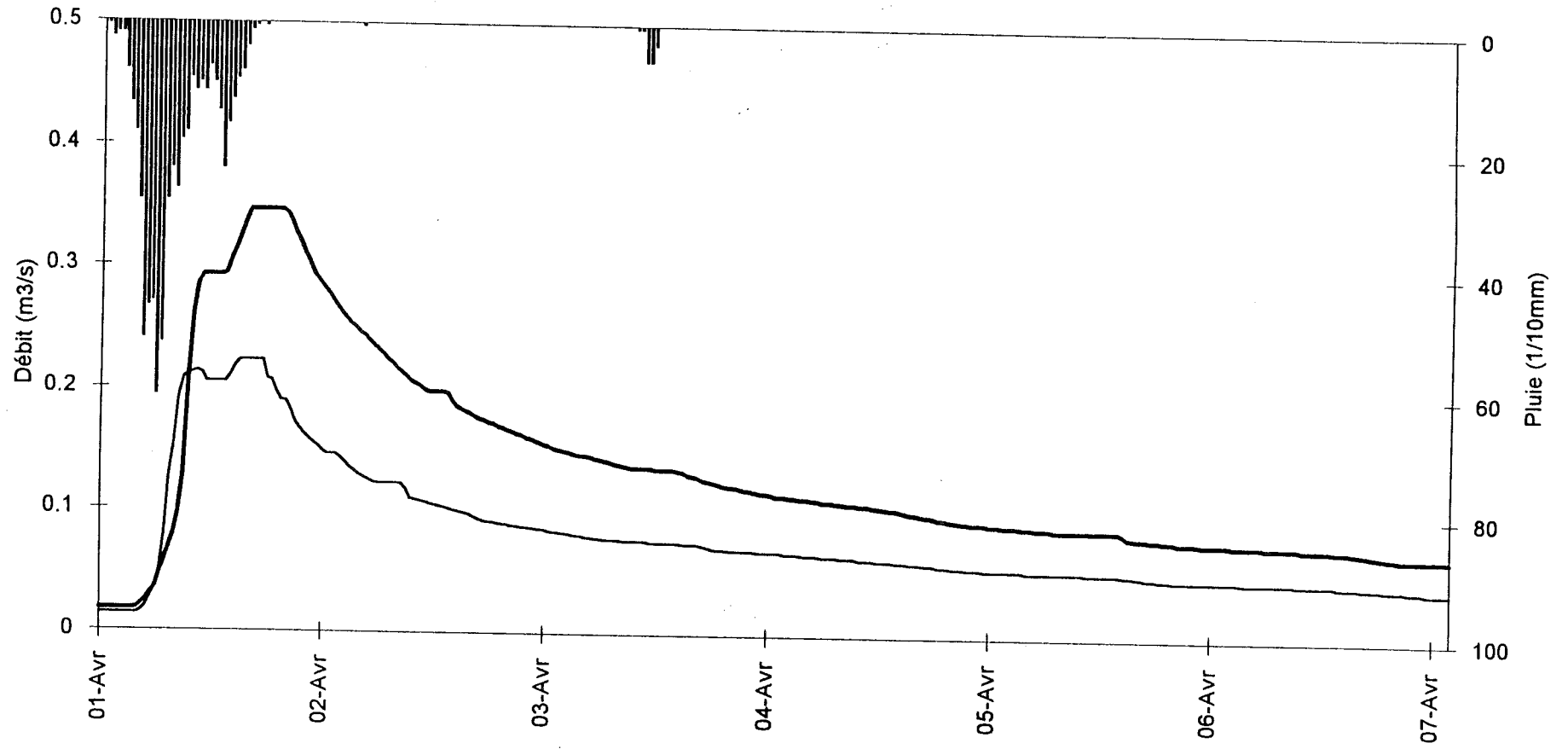
Episode 5



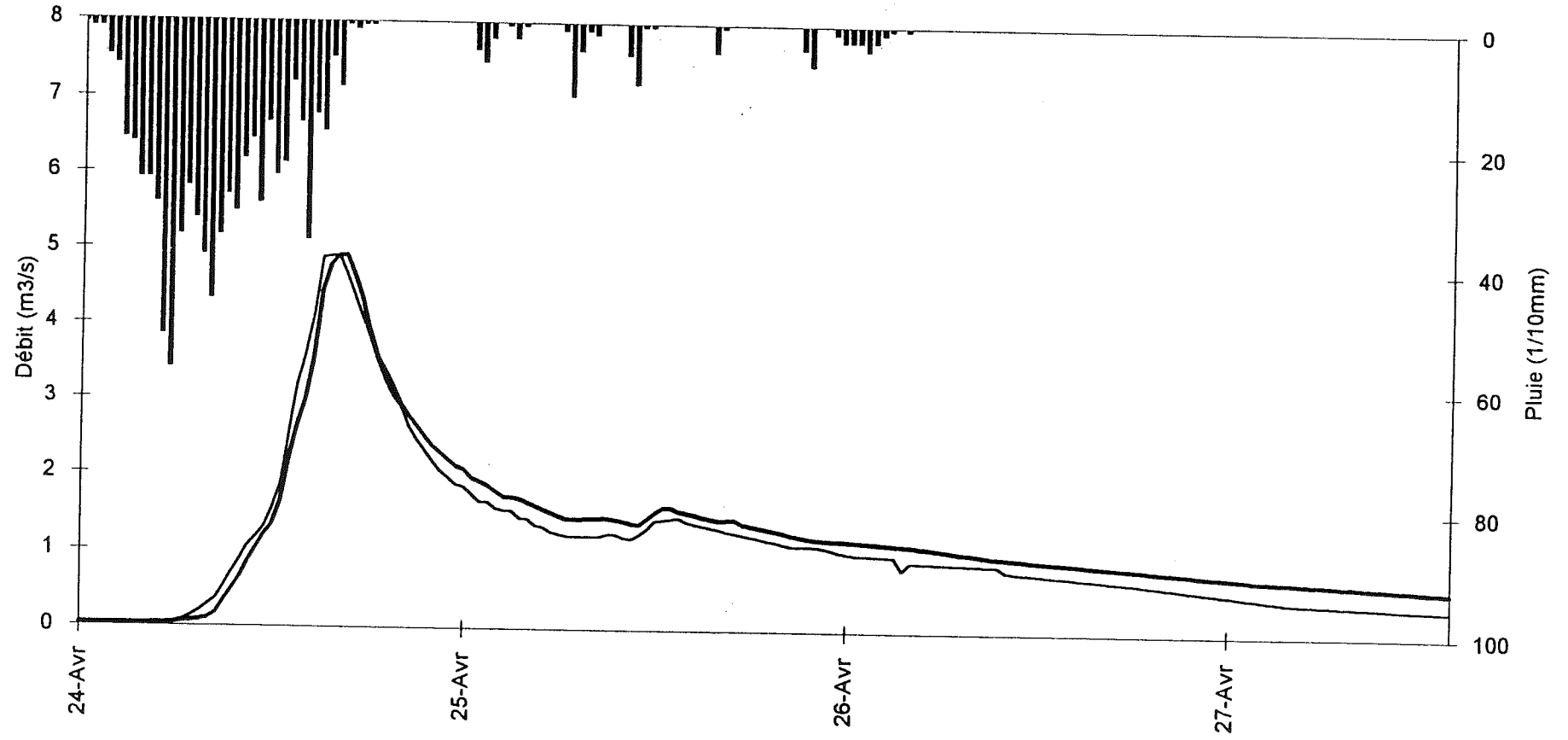
Episode 6



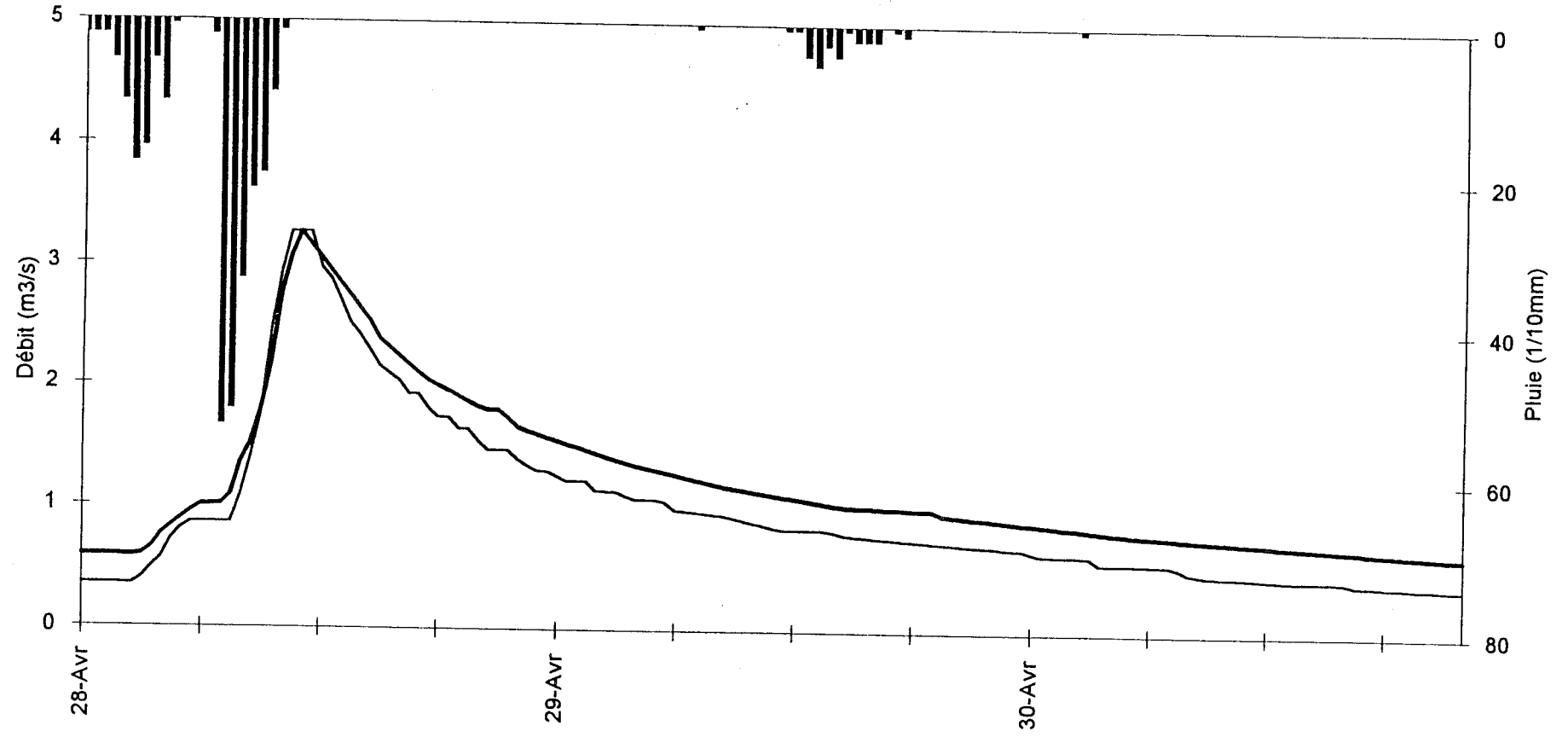
Episode 7



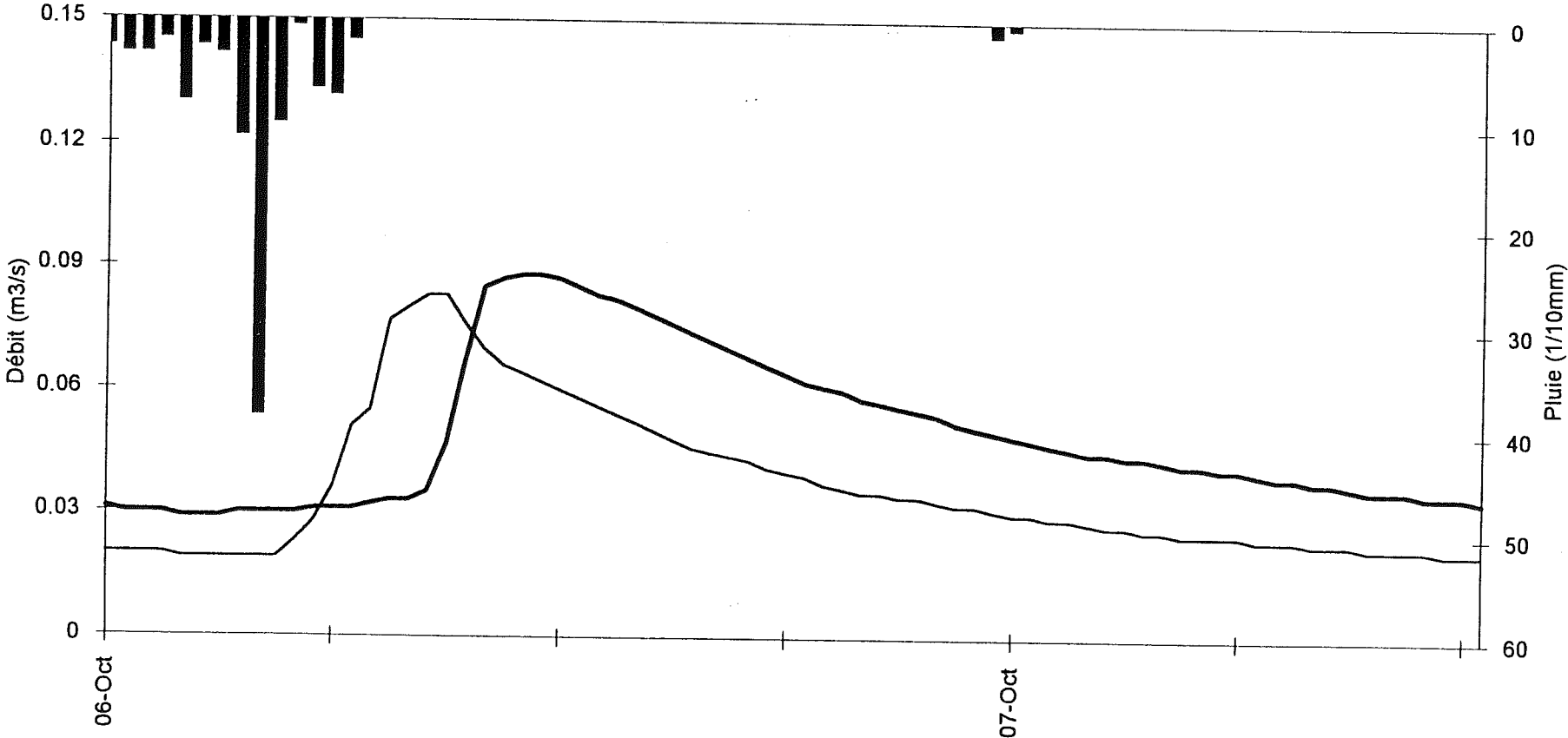
Episode 8



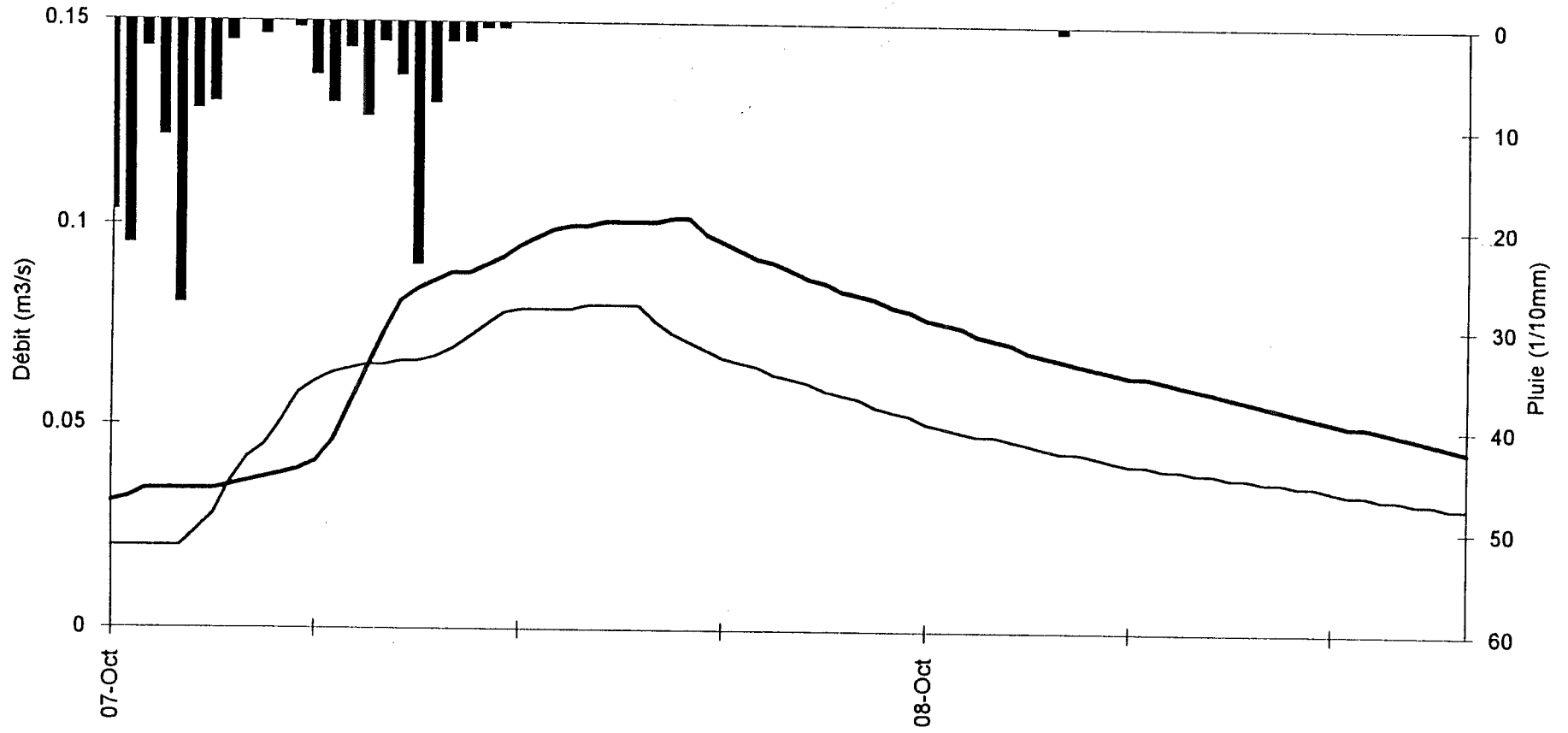
Episode 9



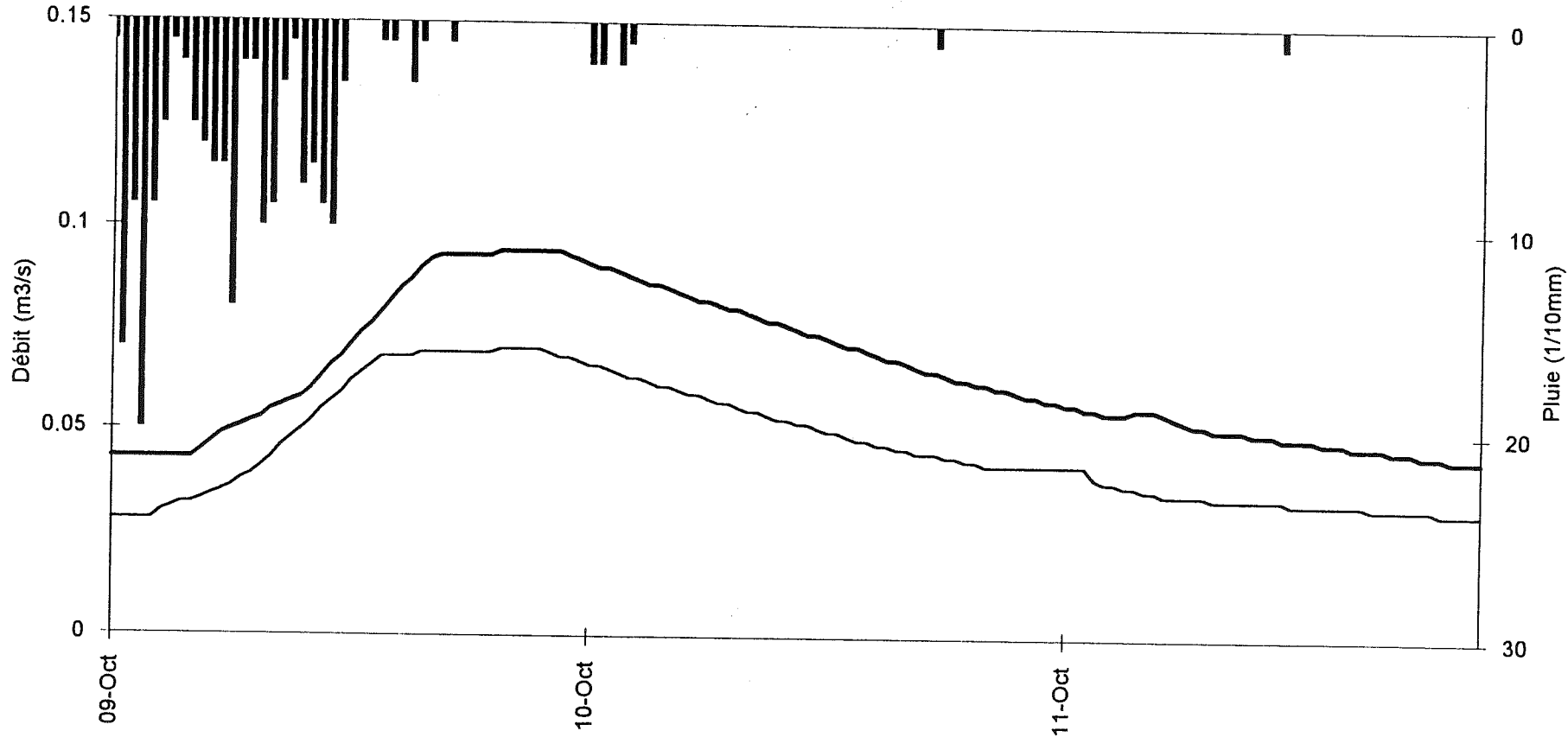
Episode 10



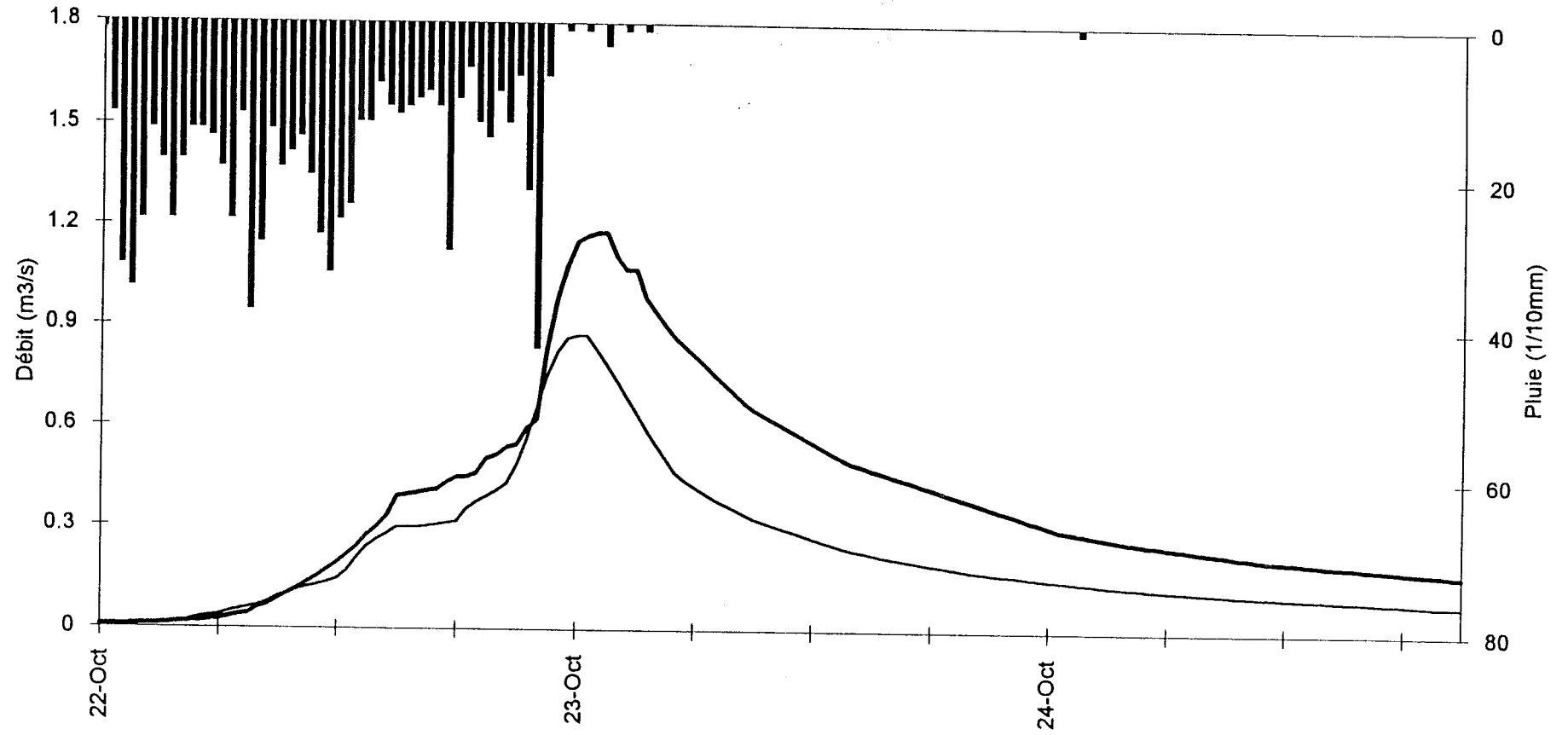
Episode 11



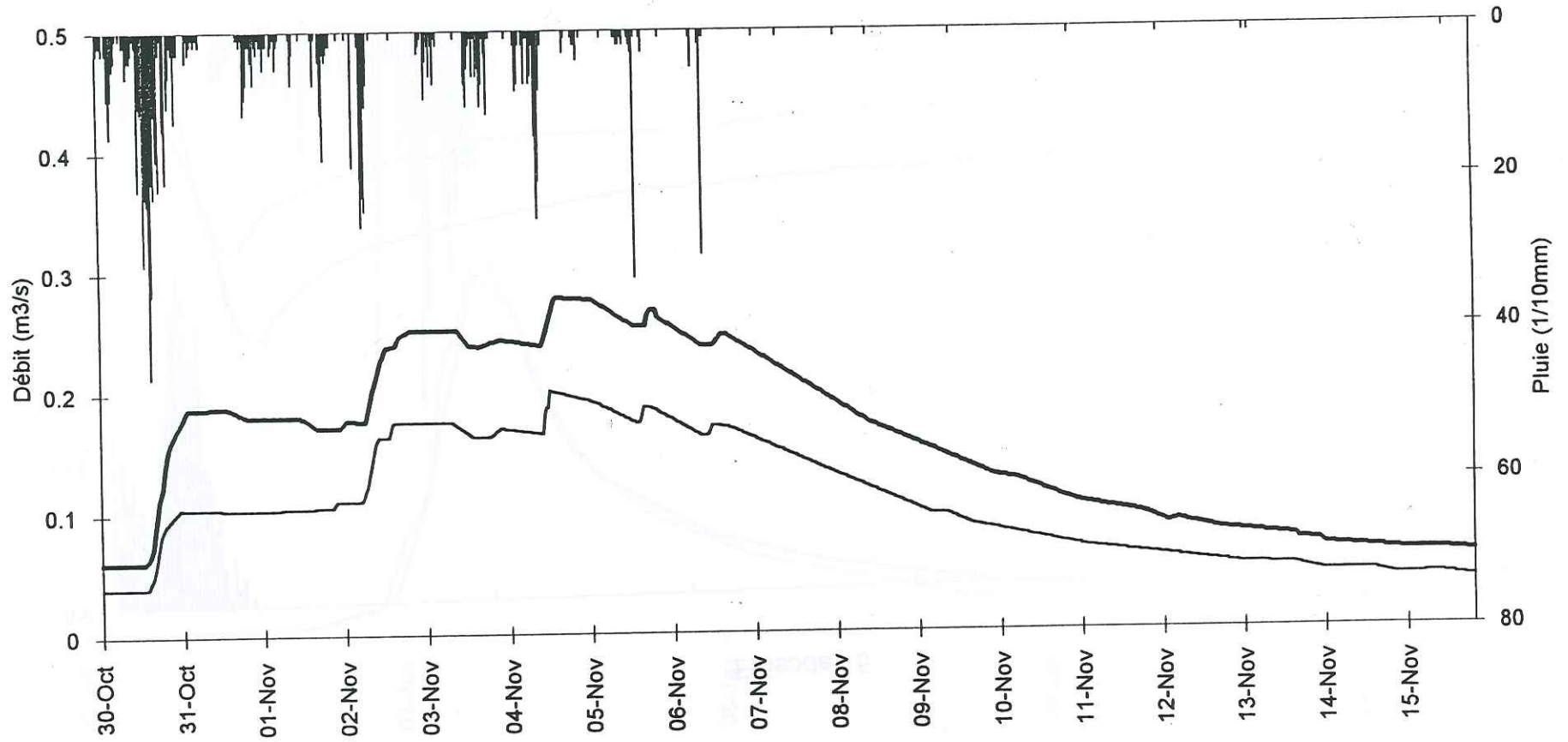
Episode 12



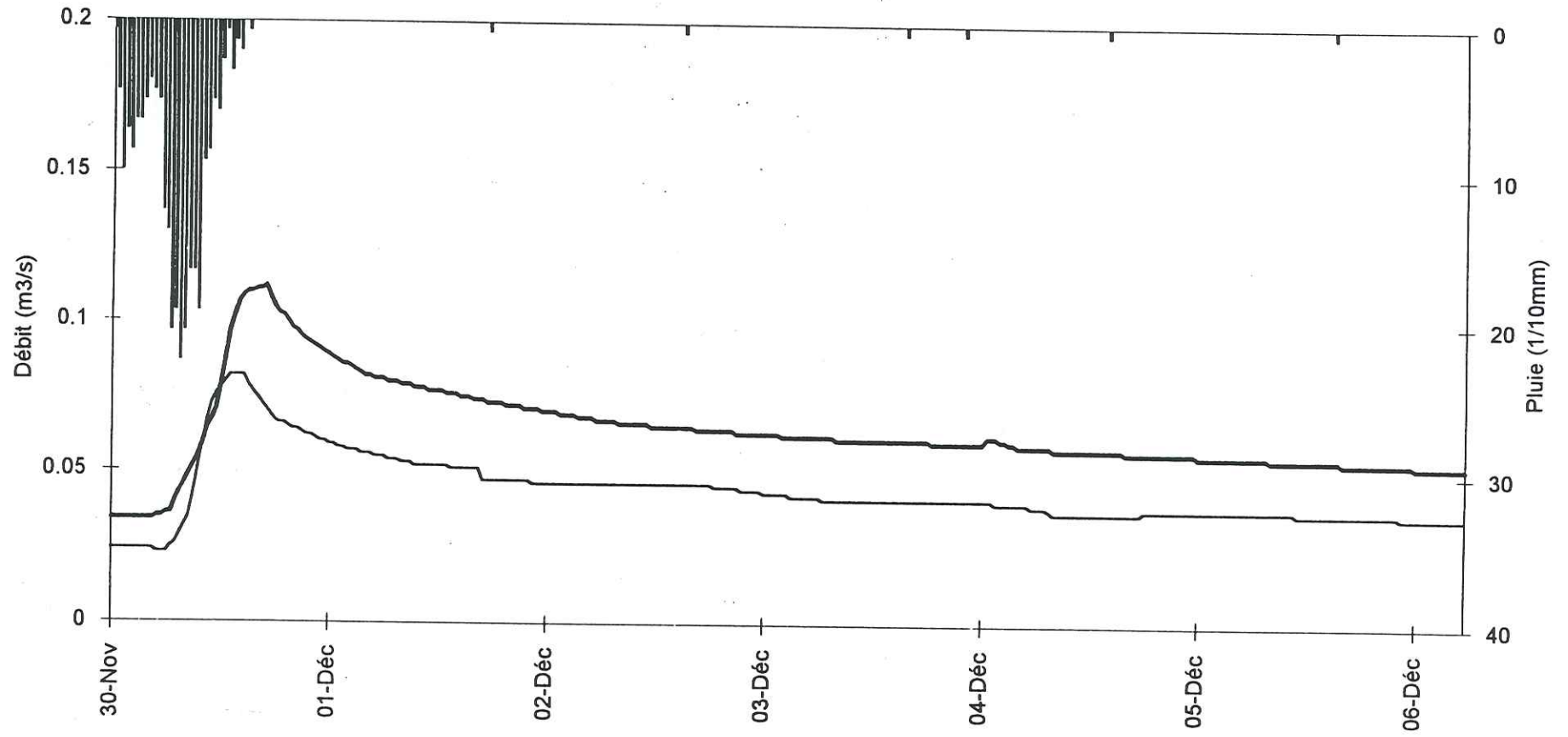
Episode 13



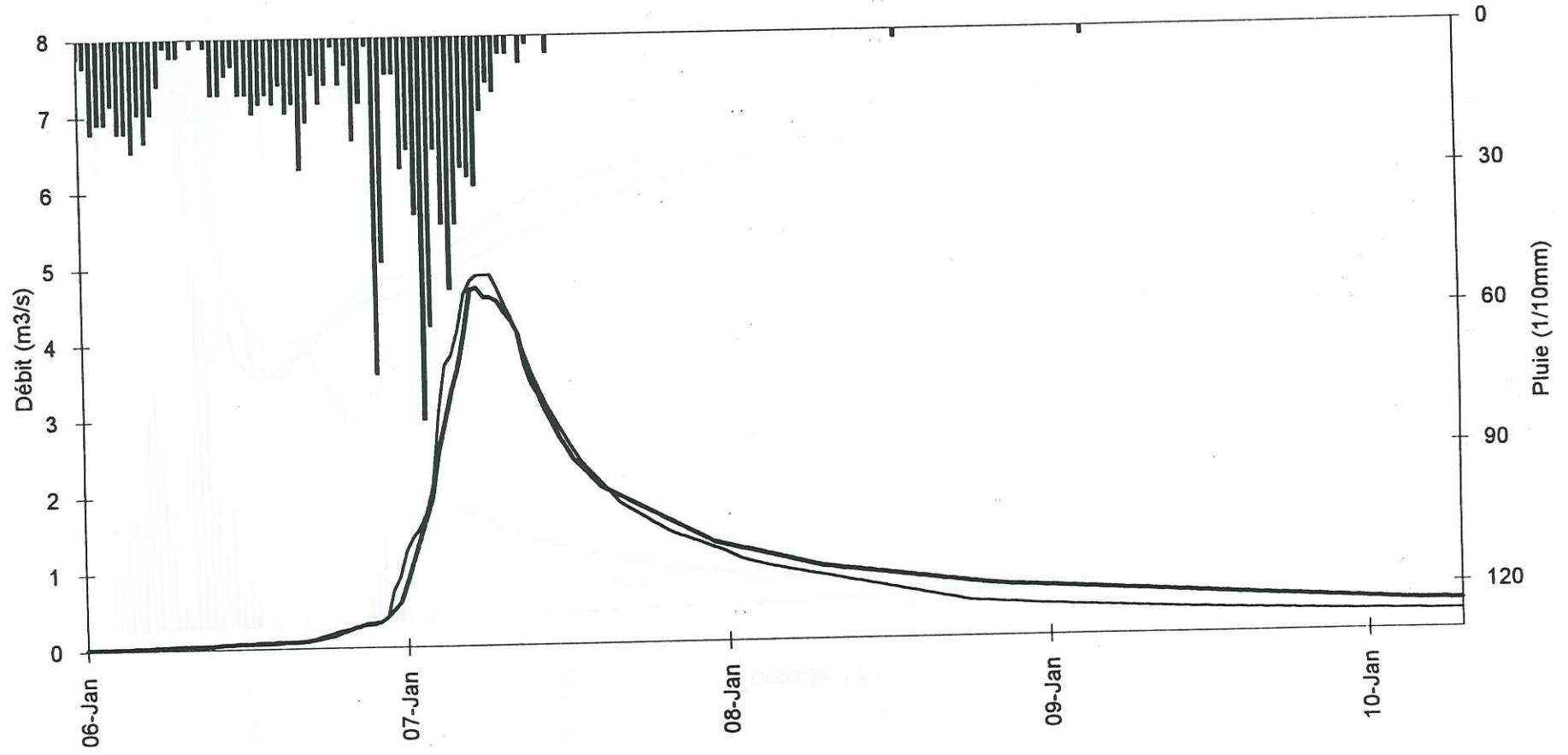
Episode 14



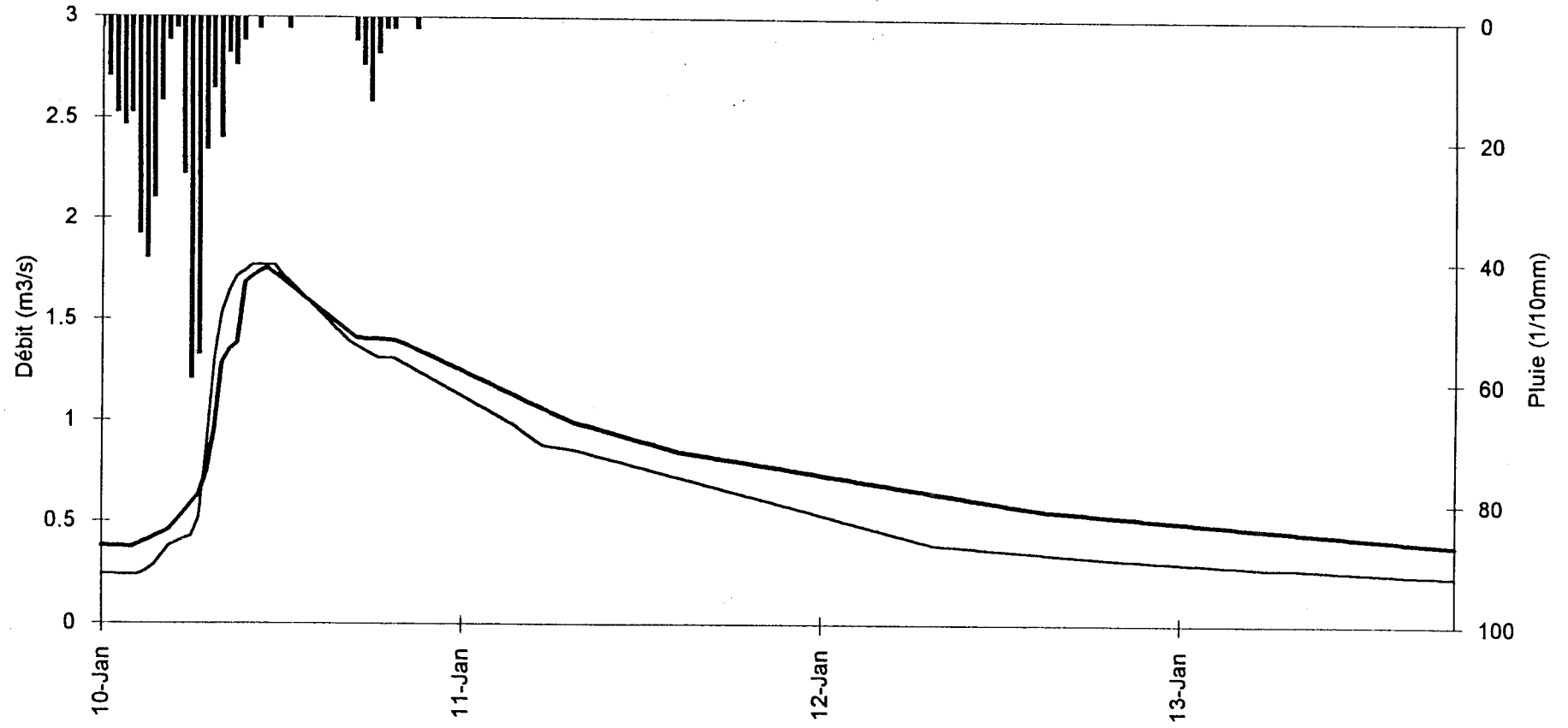
Episode 15



Episode 16



Episode 17

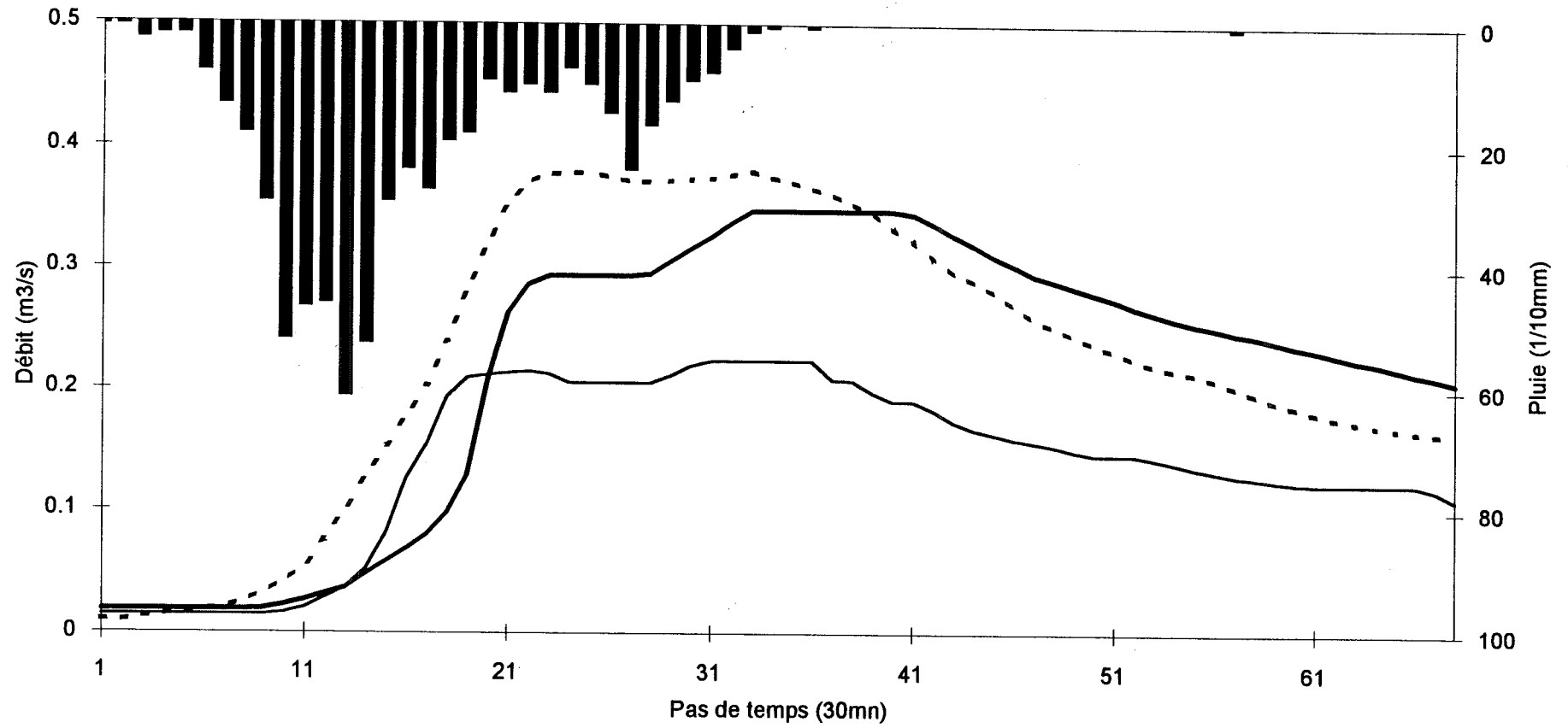


**RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL SELON
LES TROIS MODELES D'ECOULEMENT**

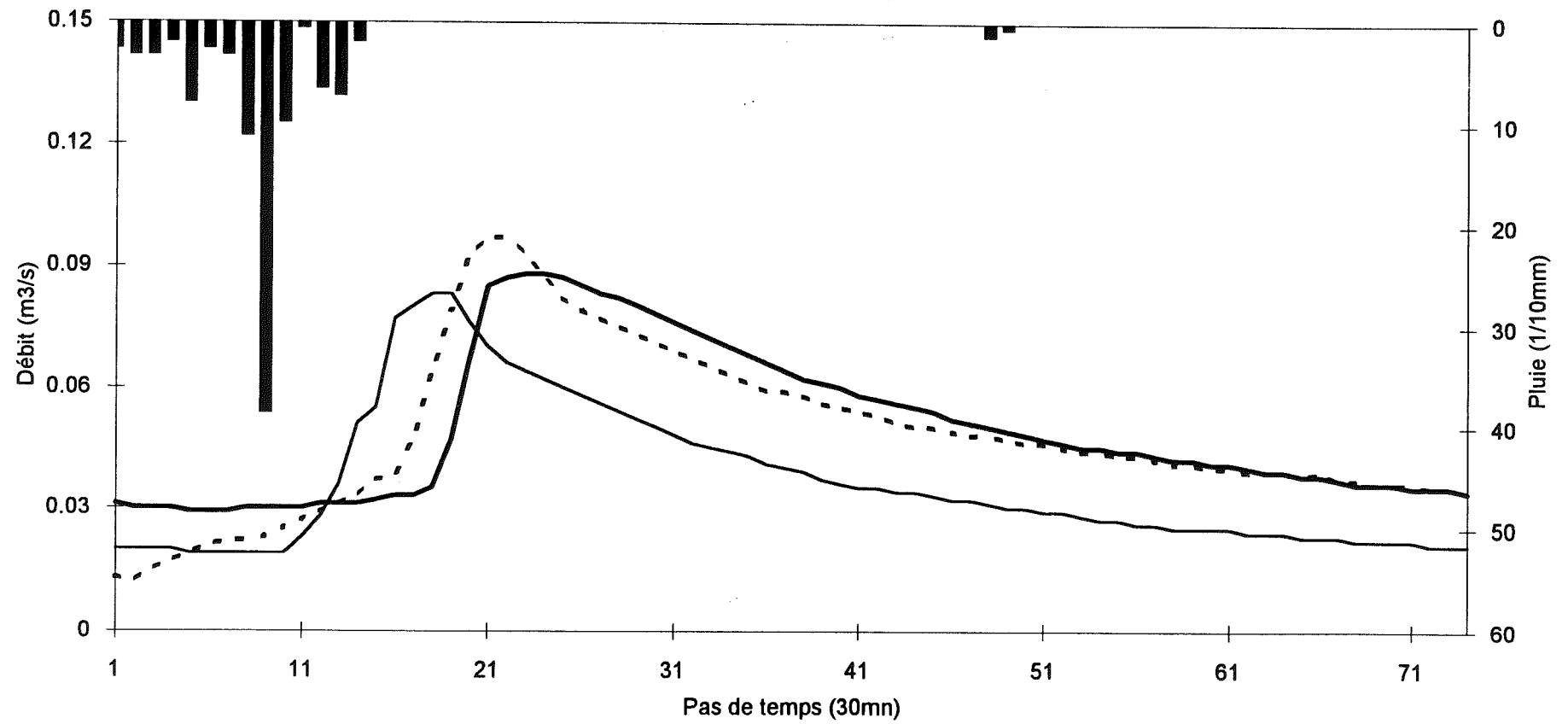
RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL PAR LE MODELE DE RUISSELLEMENT GENERALISE

En trait fin: hydrogramme amont
en trait gras: hydrogramme aval observé
en trait gras pointillé: hydrogramme aval simulé.

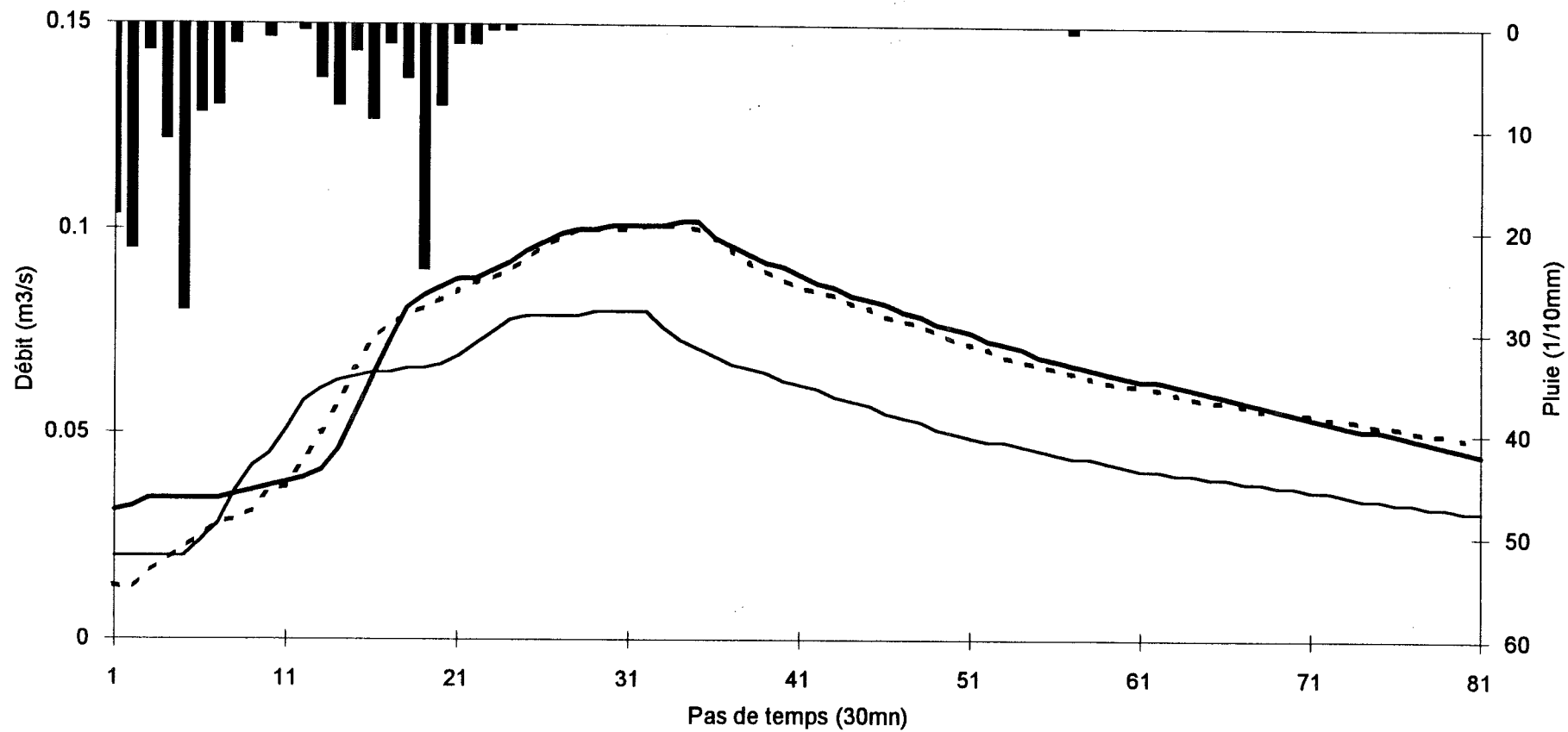
Episode 7



Episode 10



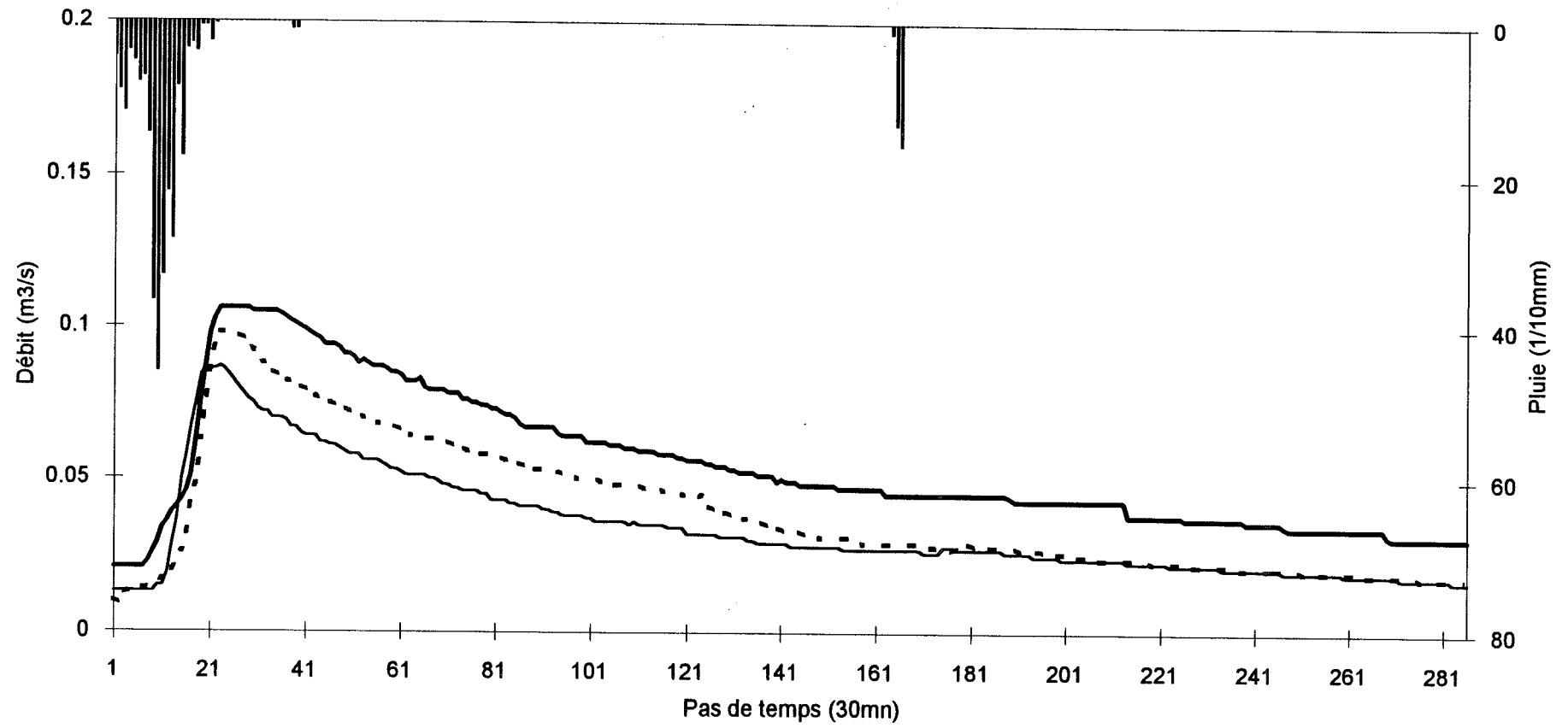
Episode 11



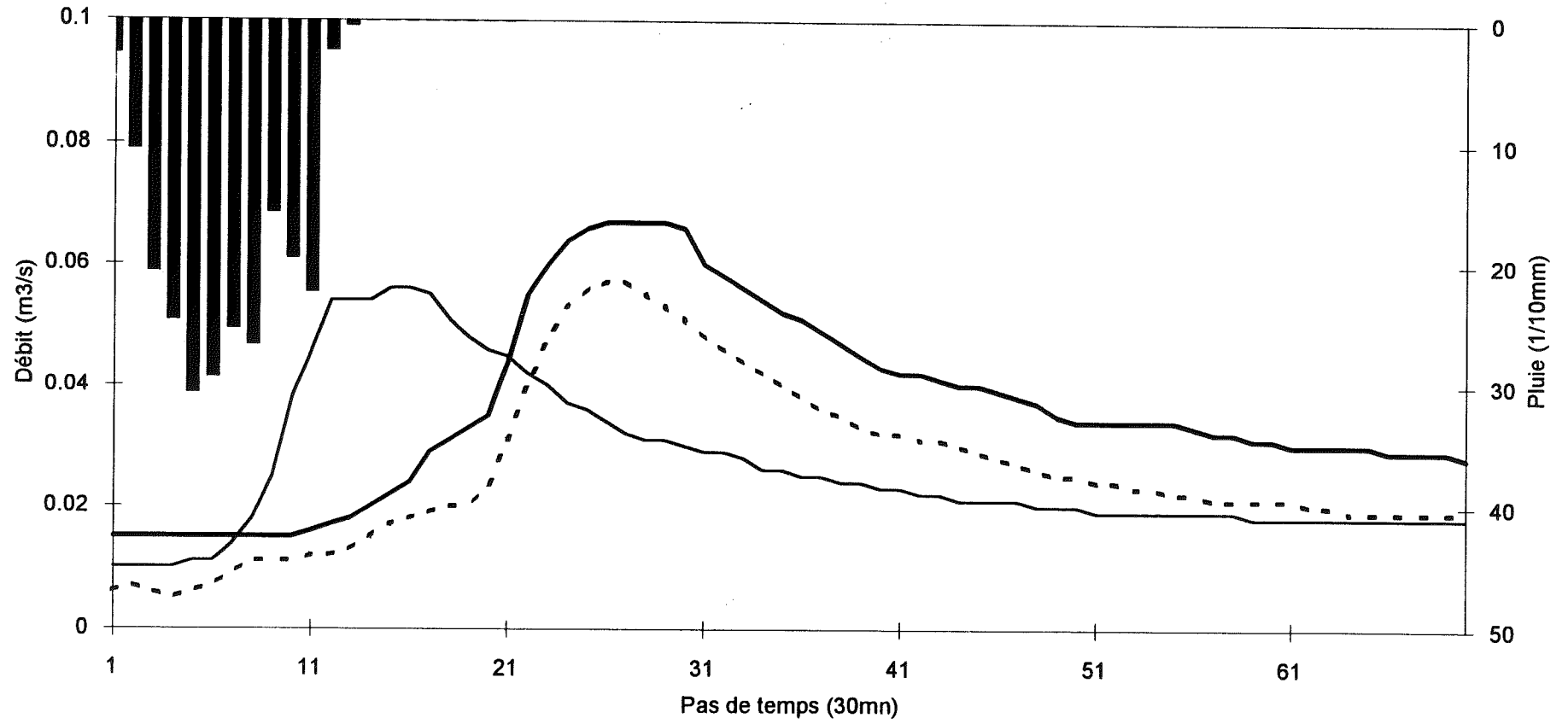
RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL PAR LE MODELE D'ECOULEMENT SUR ZONES SATUREES CONTRIBUTIVES

En trait fin: hydrogramme amont
en trait gras: hydrogramme aval observé
en trait gras pointillé: hydrogramme aval simulé.

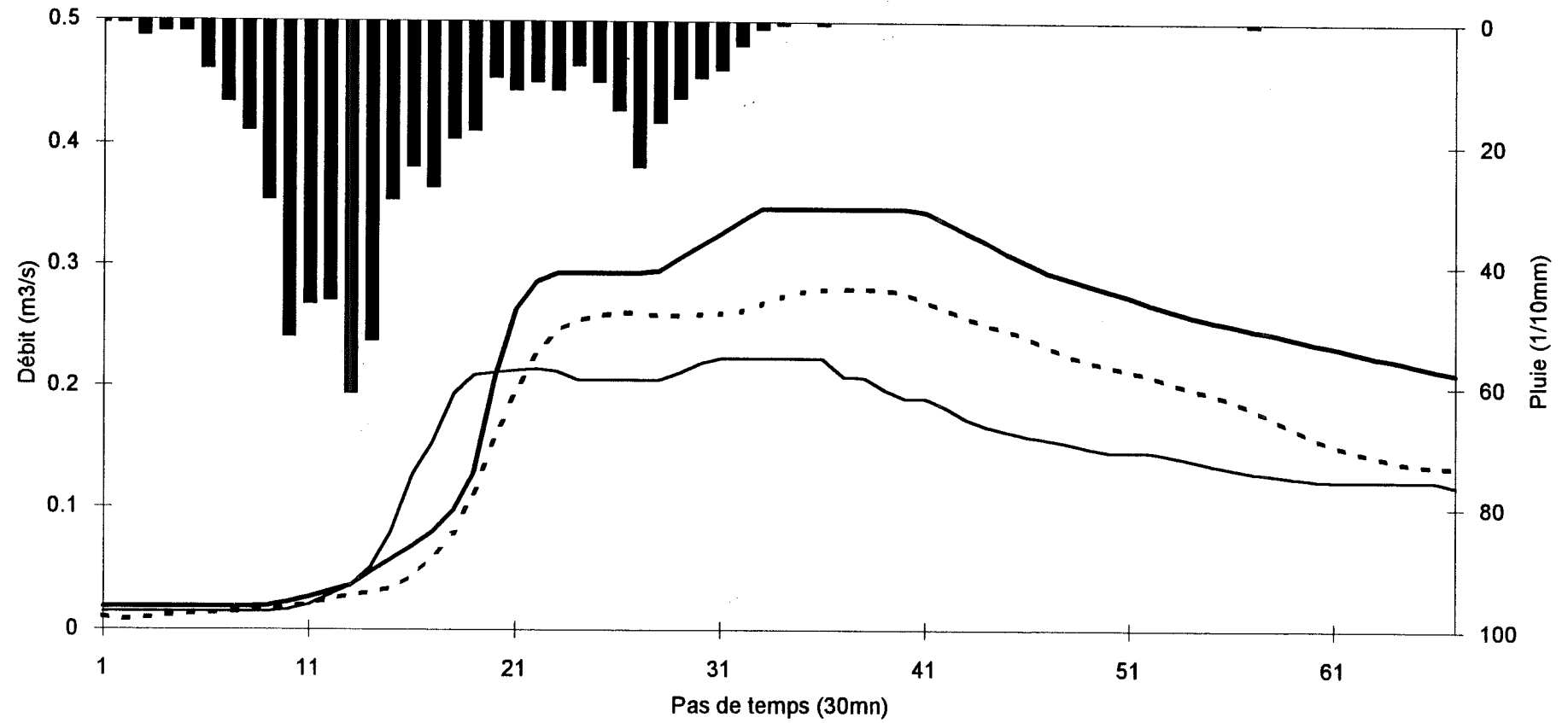
Episode 1



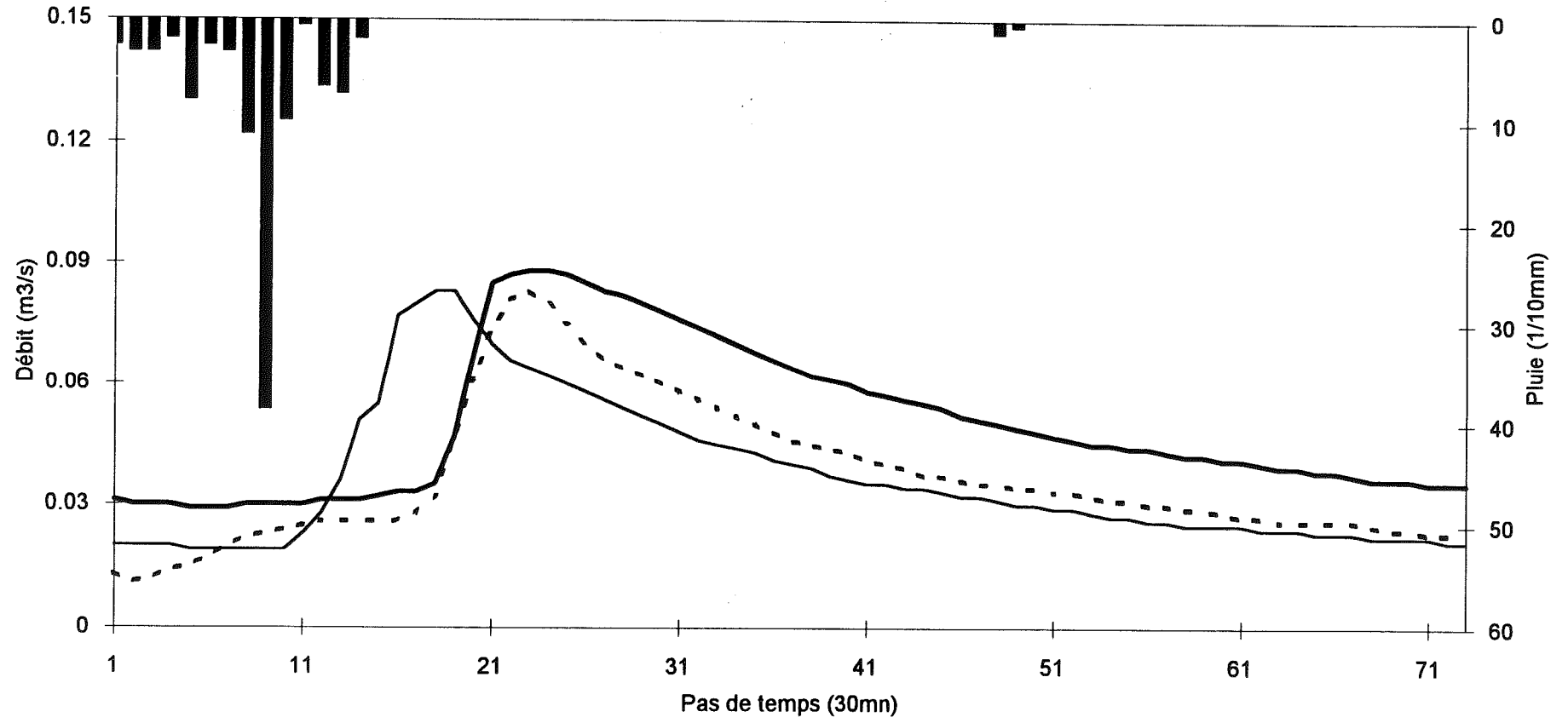
Episode 5



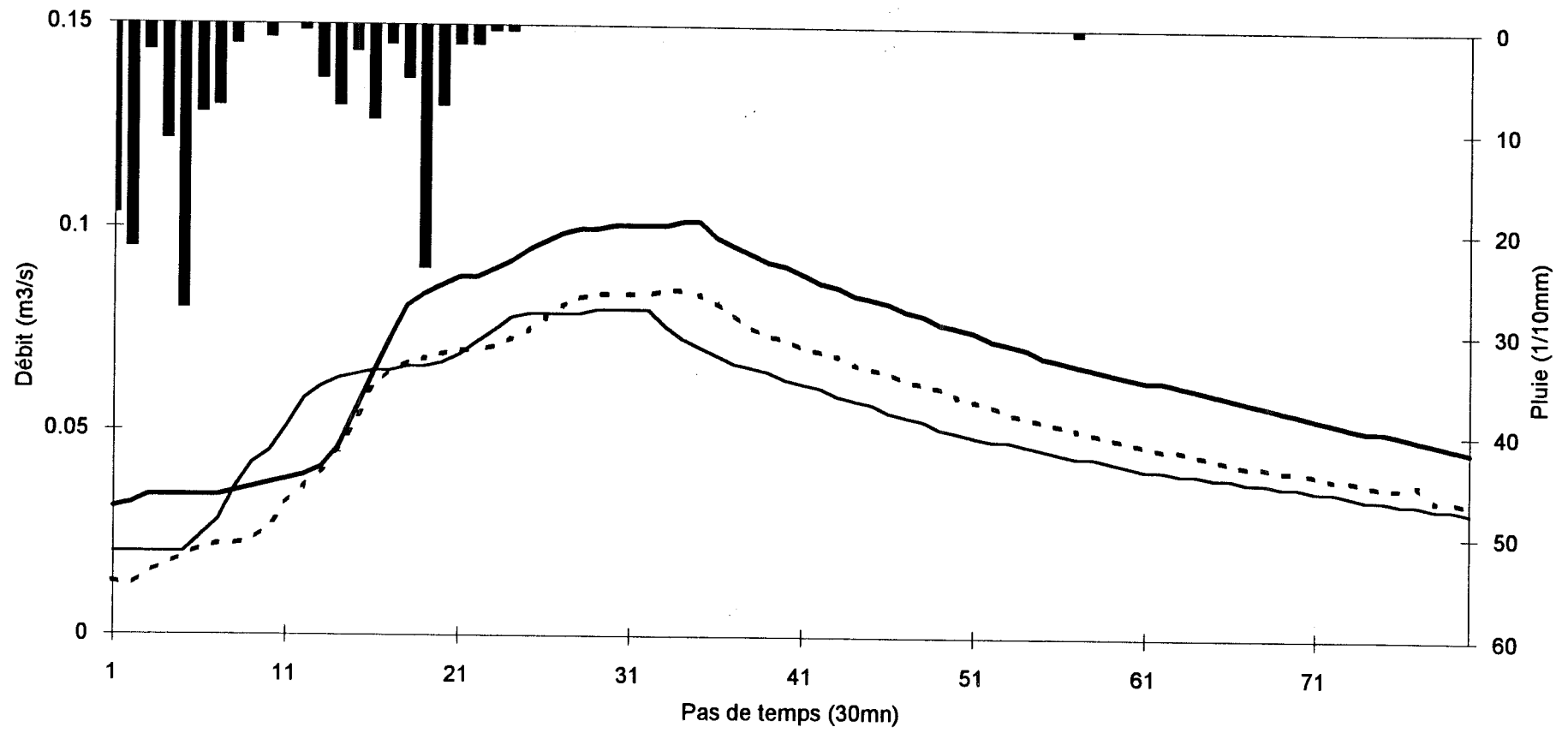
Episode 7



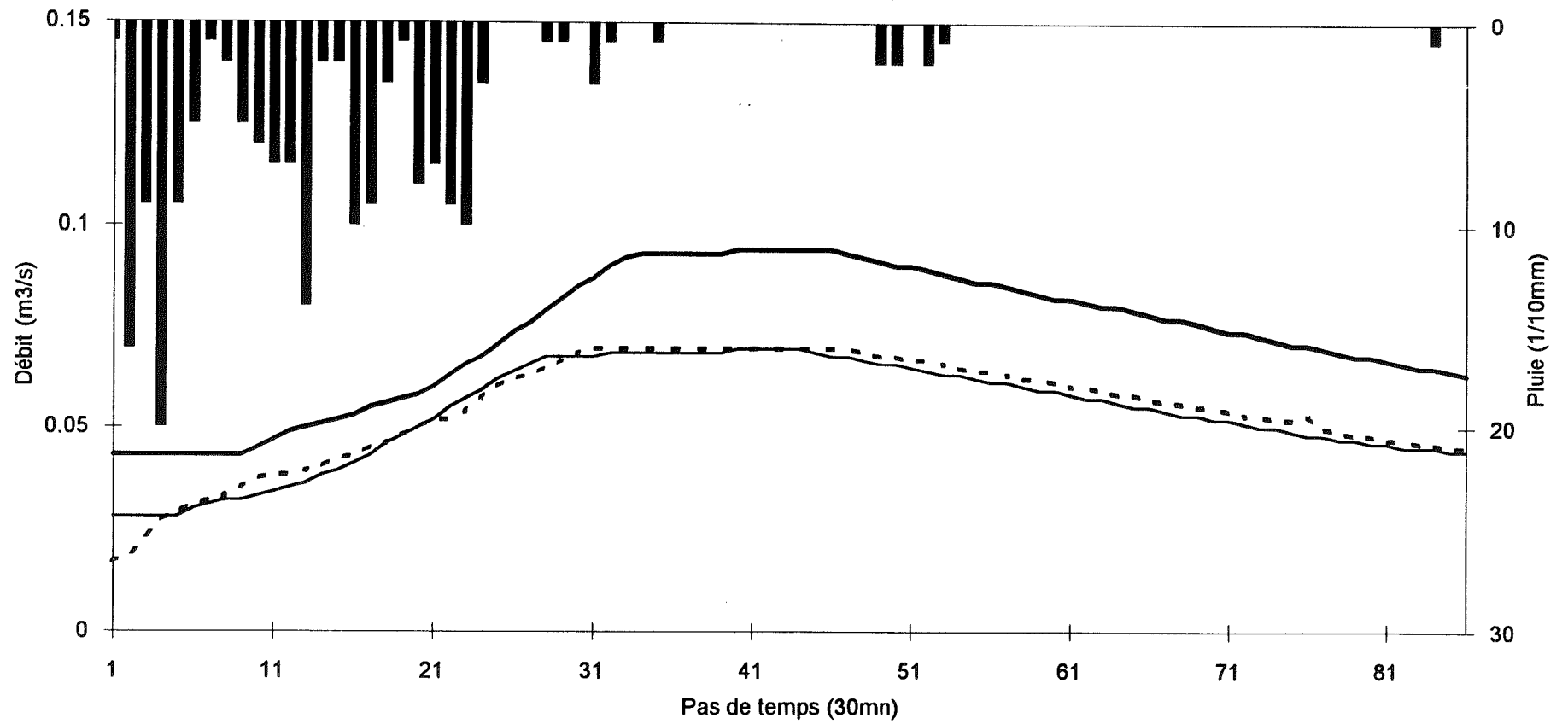
Episode 10



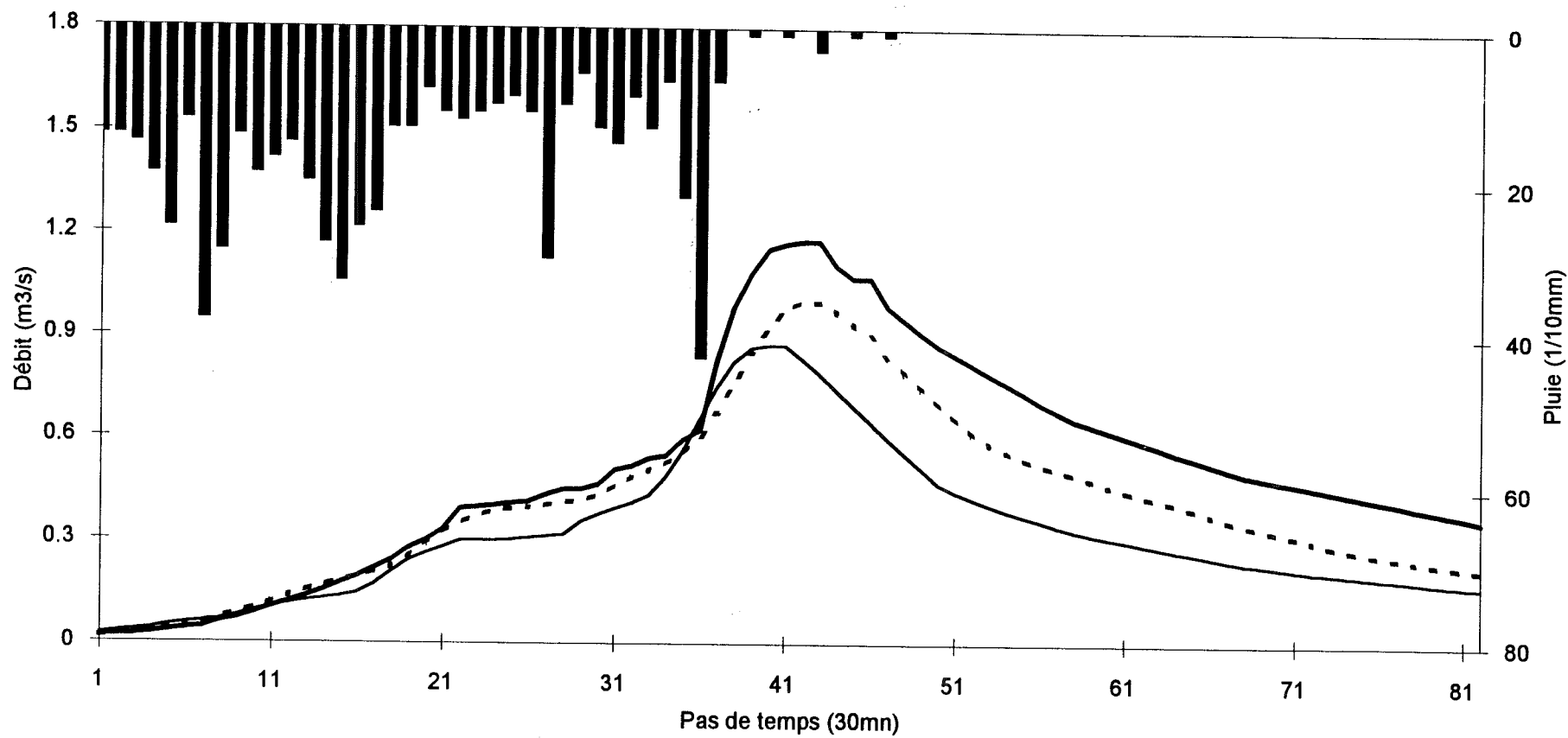
Episode 11



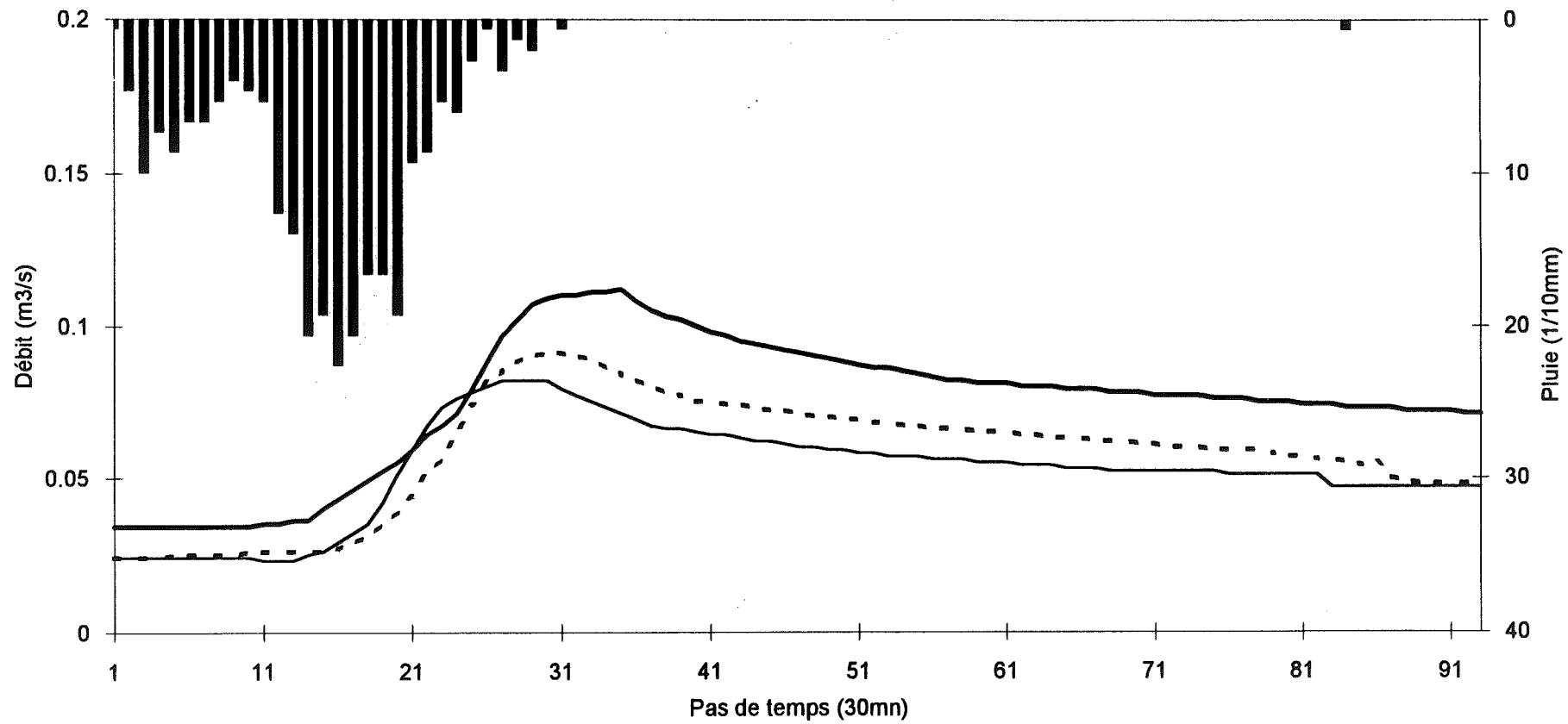
Episode 12



Episode 13



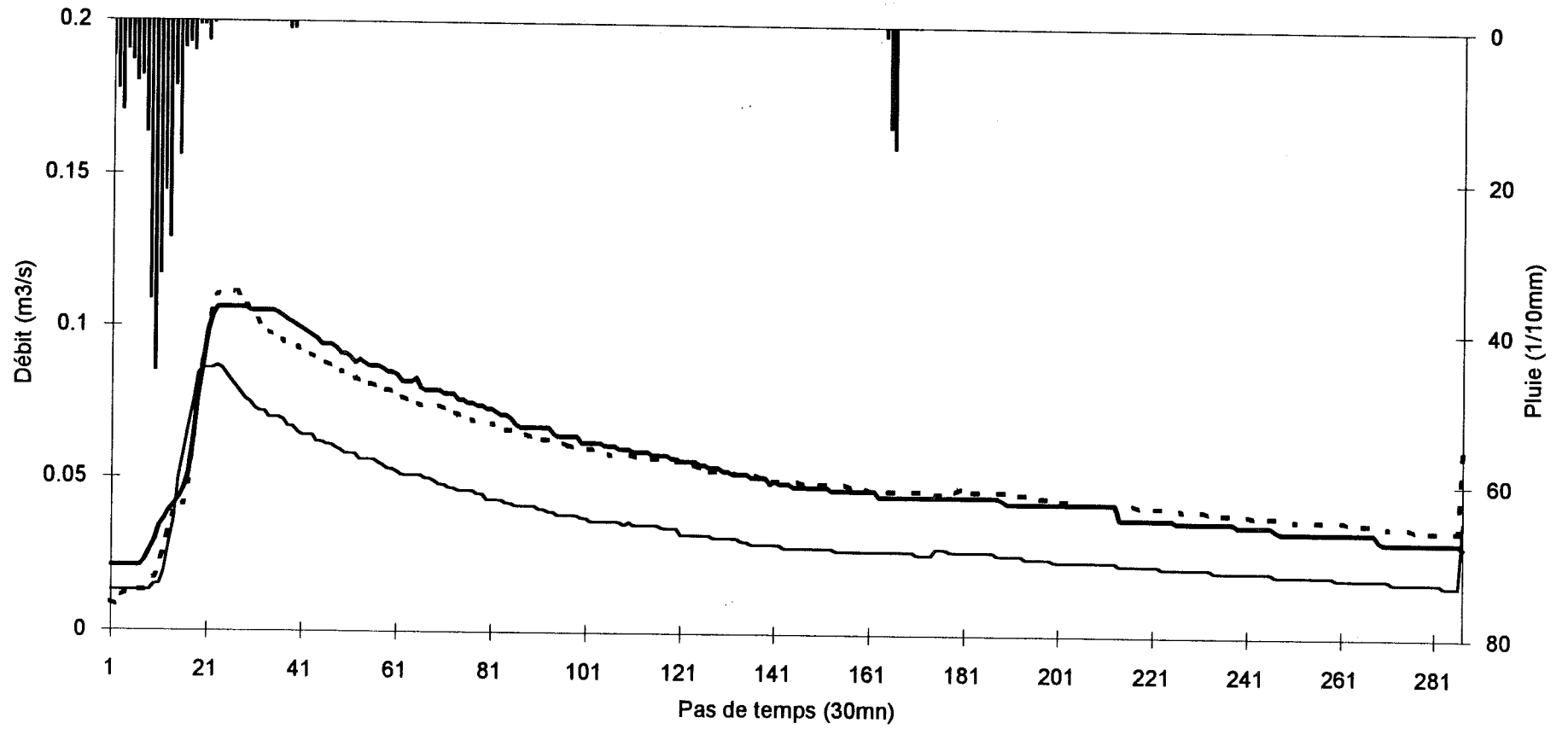
Episode 15



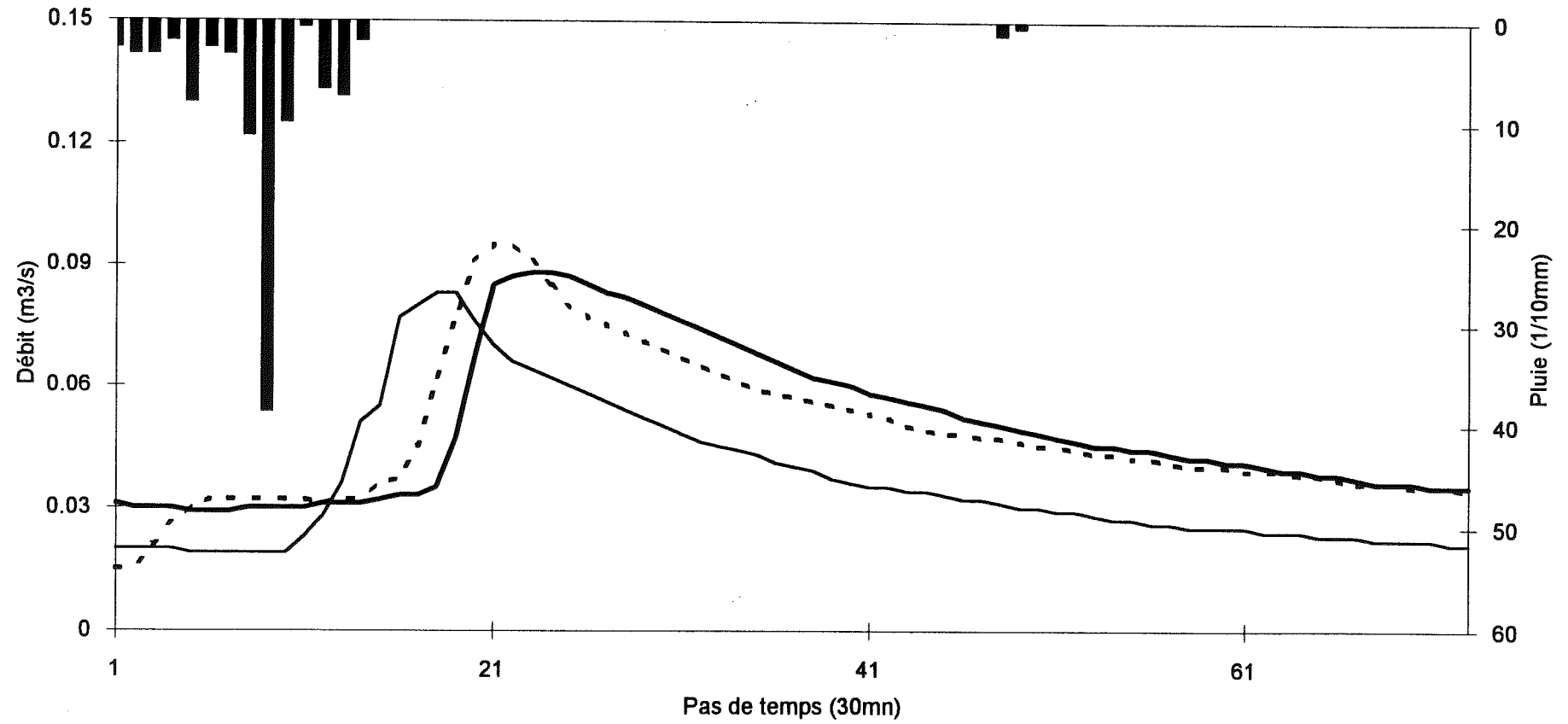
RESTITUTION DES HYDROGRAMMES A MAURETS AVAL PAR LE MODELE D'ECOULEMENTS SOUTERRAINS ET DE SUBSURFACE

*En trait fin: hydrogramme amont
en trait gras: hydrogramme aval observé
en trait gras pointillé: hydrogramme aval simulé.*

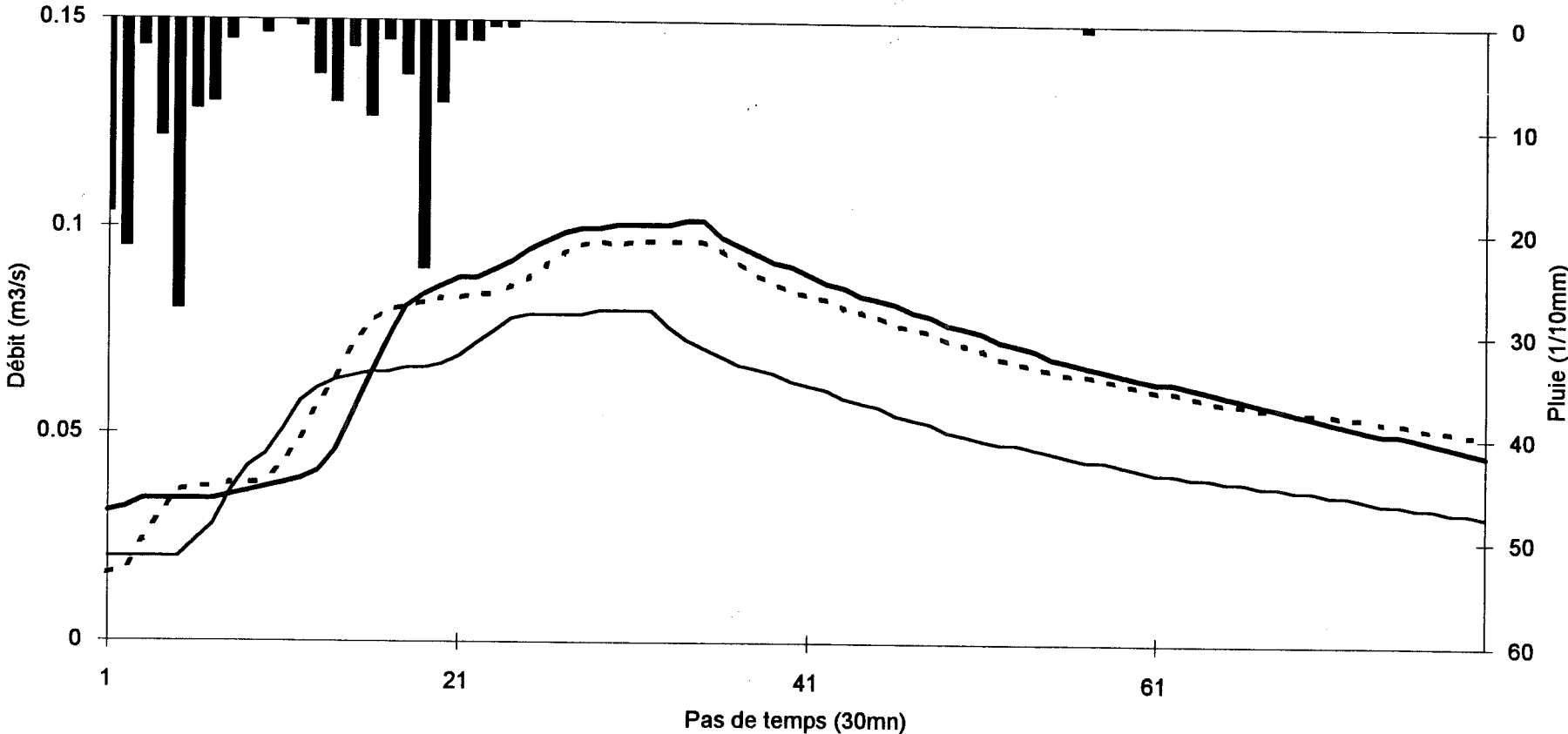
Episode 1



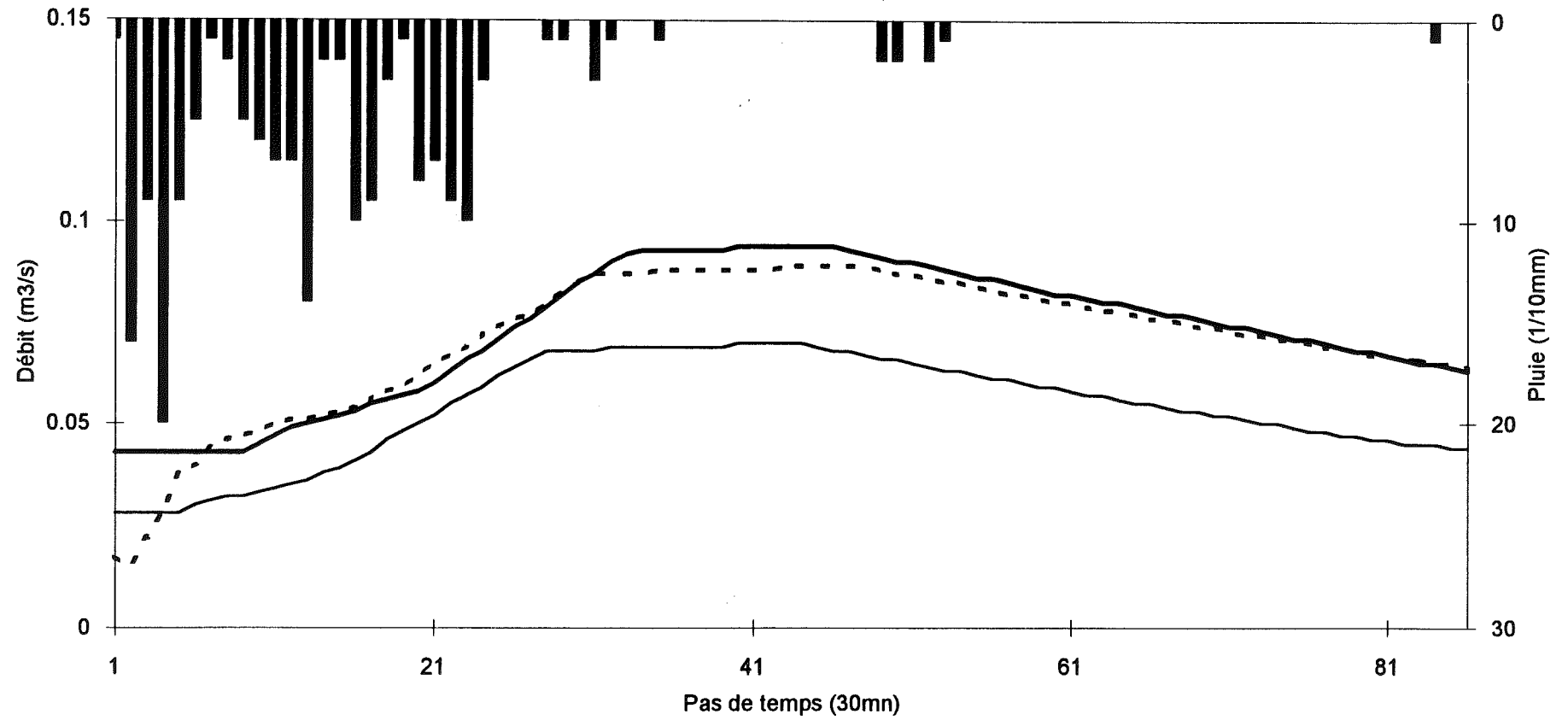
Episode 10



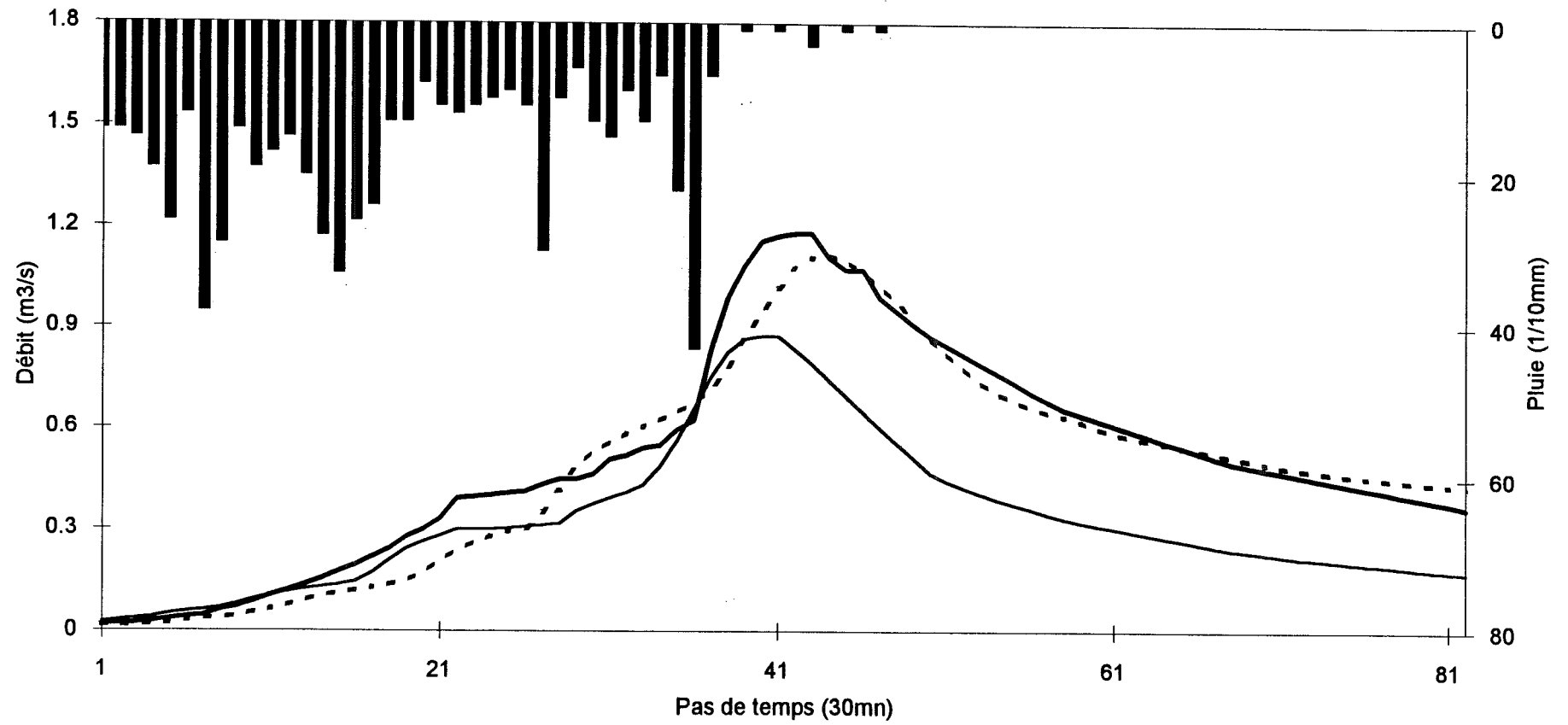
Episode 11



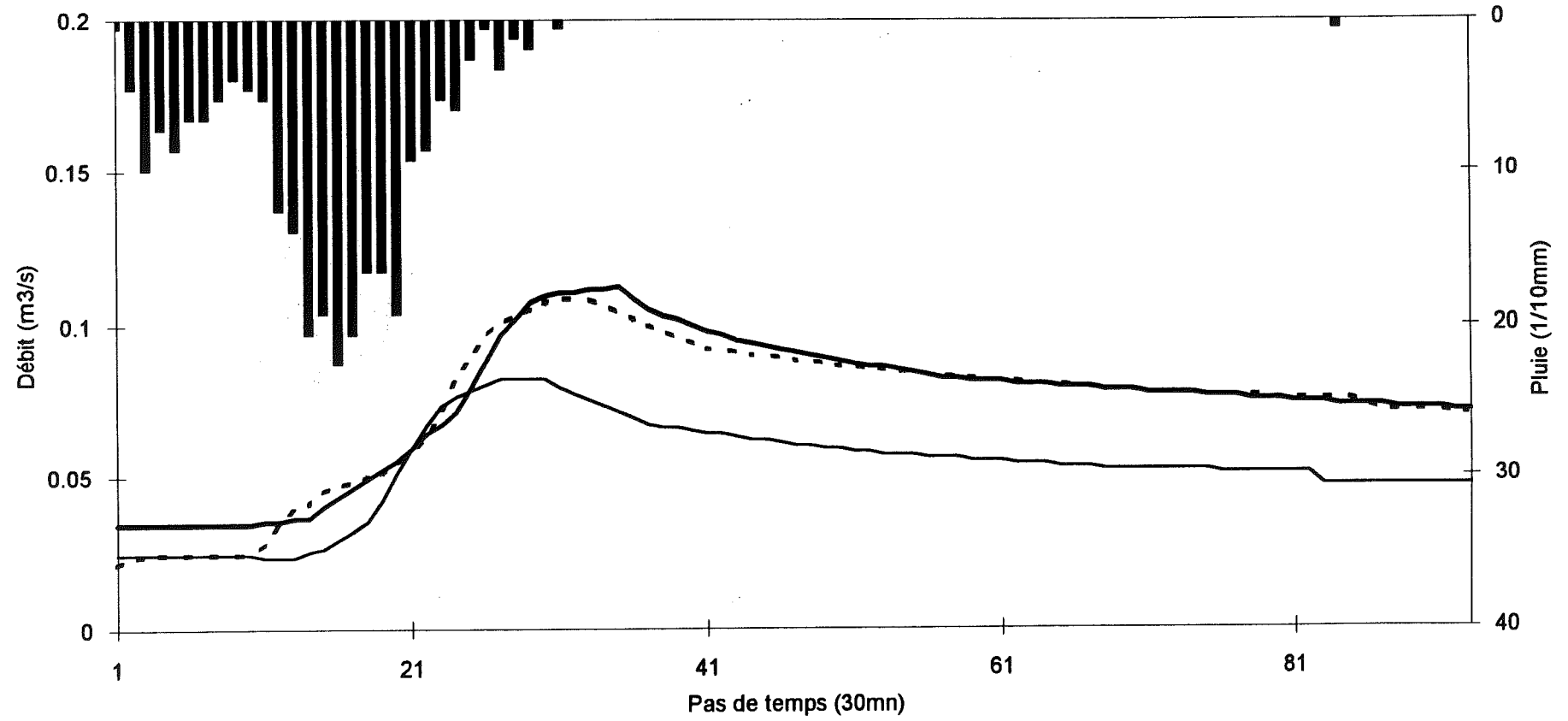
Episode 12



Episode 13



Episode 15



Titre de l'ouvrage:

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE LA CONTRIBUTION DES EAUX DE SURFACE ET DE SUBSURFACE A LA FORMATION DES CRUES - CONSEQUENCES SUR L'HYDROGRAMME D'UN BASSIN VERSANT. (APPLICATION AU REAL COLLOBRIER).

Nom de l'auteur:

Françoise Le Meilleur

Etablissement:

Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement

Résumé:

L'objectif de ce travail est une contribution à l'analyse des processus de formation des crues sur un bassin méditerranéen à l'occasion des épisodes pluvieux. Nous avons essayé de comprendre les caractéristiques hydrologiques d'un bassin par une démarche mécaniste. Pour cela, nous avons étudié la part, dans le débit de la rivière pendant les crues, du débit provenant d'un écoulement soit par ruissellement généralisé, soit souterrain ou de subsurface, soit sur zones saturées contributives. Le bassin versant a été schématisé comme la succession de deux unités hydrologiques: le versant et le réseau hydrographique. Ainsi, la première partie de ce mémoire est consacrée à l'analyse mécaniste des apports à la rivière à l'échelle du versant. Pour chaque processus, une étude expérimentale a été menée afin d'étudier les lois qui régissent ces écoulements. Nous avons montré que les écoulements en surface ne suivent pas une loi d'écoulement plan turbulent. Les écoulements en litière, immédiatement sous la surface du sol, suivent une loi de Manning. Enfin, les écoulements de subsurface suivent une loi de Darcy. A l'échelle du versant, la modélisation des écoulements avec les lois mesurées ne les entretient jamais assez longtemps pour expliquer les hydrogrammes de bassin. La seconde partie de ce mémoire consiste en une modélisation à l'échelle du bassin des écoulements dans le cas des trois processus de formation des crues. Cette modélisation a cherché à reproduire les hydrogrammes du bassin. On montre que lorsque le bassin est sec, les écoulements proviennent principalement du ruissellement généralisé. Lorsque le bassin est plus humide, les pluies mettent d'abord en activité des écoulements souterrains et de subsurface, puis si les pluies sont importantes, le mécanisme d'écoulement sur surfaces saturées contributives devient prépondérant.

Mots Clés:

Bassin versant, Processus de formation des crues, Versant, Réseau hydrographique, Pluie, Débit, Ecoulements souterrains et de subsurface, Ruissellement, Loi hydrodynamique, Modélisation numérique