

**Université Joseph Fourier de Grenoble
UFR de Mécanique
Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et en Environnement
B.P. 53, 38041 Grenoble cedex 9 France**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE
LA FORMATION DES ECOULEMENTS
DE CRUE SUR LES PETITS BASSINS VERSANTS
APPROCHES NUMERIQUES ET EXPERIMENTALES
A DIFFERENTES ECHELLES**

Jean-Michel GRESILLON

Janvier 1994

**Document présenté pour obtenir le Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches
devant un jury composé de:**

M. Ph. BOIS	Président
M. A. MUSY	Rapporteur
M. J.M. MASSON	Rapporteur
M. G. VACHAUD	Rapporteur
M. C. OBLED	Examineur
M. B. AMBROISE	Invité
M. B. CLOTHIER	Invité

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE
LA FORMATION DES ECOULEMENTS
DE CRUE SUR LES PETITS BASSINS VERSANTS**

**Approches numériques et expérimentales
à différentes échelles**

J.M. GRESILLON

*Le véritable savant met vingt bonnes années
en moyenne à faire la grande découverte,
celle qui consiste à se convaincre que le délire des uns
ne fait pas du tout le bonheur des autres et que chacun ici bas
se trouve indisposé par la marotte du voisin.*

L.F. Céline

AVANT-PROPOS

La diffusion de ce document a été vivement souhaitée par les collègues qui s'intéressent à la liaison entre la modélisation hydrologique et les mécanismes générateurs des écoulements de crues. Elle nécessite au préalable une remarque explicative sur l'esprit dans lequel cette synthèse a été écrite. Elle doit aussi faire apparaître très clairement quelles sont les contributions qui ont permis son élaboration. Elle exige enfin de la part de son auteur une reconnaissance à l'égard de nombreux collaborateurs, actuels ou anciens. L'objet du présent avant-propos est de répondre à ces trois impératifs.

Ce document a été rédigé en vue de l'obtention du "Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches", mais il se présente sous une forme qui l'apparente à une thèse. Il comporte en effet une démarche semblable à celle d'une thèse, dans laquelle un problème (ici, la génération des écoulements à l'occasion des crues) est analysé sous divers aspects, de telle sorte qu'une hypothèse explicative puisse être émise et confortée à son sujet. Néanmoins, s'agissant d'une synthèse de divers travaux encore en cours, réalisés en compagnie de jeunes chercheurs ayant eux-mêmes soutenu une thèse ou envisageant de le faire, nous nous sommes attaché dans cette rédaction à adopter un point de vue conforme à celui d'une "Habilitation à Diriger des Recherches". Ainsi, en rapprochant un ensemble de résultats provenant de démarches diverses (analyse des relations pluies-débits dans différents contextes, mesures "in situ" de certaines propriétés hydrodynamiques des sols, modélisations diverses), nous avons cherché à dégager la cohérence de ce "corpus" en insistant sur le sens qui peut lui être trouvé. D'autre part, et de manière complémentaire, nous avons refusé d'éluder les doutes que nos interprétations peuvent éveiller. C'est ainsi que les outils utilisés (méthode DPFT pour l'analyse des fonctions de transferts, appareils de mesure divers pour la détermination des propriétés hydrodynamiques des sols, méthodes numériques employées pour les modèles) ne sont décrits qu'assez rapidement mais de manière telle que puissent apparaître les interrogations qu'ils suscitent.

Plusieurs chercheurs ont contribué à l'acquisition des résultats qui sont présentés dans ce document et nous leur devons évidemment beaucoup. Jean-Marc Neyret-Gigot et Christian Puech, qui ont soutenu leur thèse récemment, mais aussi Ammar Taha qui soutiendra la sienne bientôt, ainsi qu'Anita Schober et Françoise Le Meillour qui suivront de peu, sans oublier Jennifer Leonard, qui a préparé avec nous son mémoire de Master of Science. Ils ont tous supporté avec bonne humeur une tutelle dont l'orientation ne leur était pas forcément toujours claire et je dois à chacun un amical remerciement. Avec J.M. Neyret-Gigot, nous avons, entre autres choses, analysé l'évolution des fonctions de transfert du Réal Collobrier et cette étude se trouve reprise et approfondie ici. Du travail de C. Puech sur la contribution de la télédétection à l'hydrologie, nous avons retenu l'aspect "spatialisation des apports" sur le bassin du Réal Collobrier qui correspond à la logique développée ici. A. Schober, qui analyse la signification des paramètres des hydrogrammes, retrouvera quelques éléments provenant de son travail. Quant à A. Taha et à F. Le Meillour, nous espérons qu'ils auront ici la preuve de l'intérêt de leur propre recherche: leur contribution aussi bien expérimentale que dans le domaine de la modélisation mécanique des écoulements souterrains s'avère très enrichissante et nous ne pouvons que les encourager à poursuivre dans ce sens.

Au chapitre des contributions essentielles à ce travail, nous ne devons pas oublier qu'une grande partie de nos analyses repose sur l'amicale collaboration de deux organismes oeuvrant pour la recherche en hydrologie: il s'agit du CEMAGREF, notamment celui d'Aix-en-Provence, et de l'Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération, ex ORSTOM. Pour avoir participé à la collecte de certaines données provenant de la mesure expérimentale, nous savons qu'il est plus facile d'exploiter des données que de les recueillir, et nous savons gré à l'un et à l'autre d'avoir su ouvrir à la fois leurs fichiers de données, leurs compétences pour les exploiter et leur aide pour en recueillir de nouvelles.

Présenter une synthèse écrite de ses travaux, c'est mesurer à chaque page que l'on doit beaucoup aux autres...Mettre plus de vingt ans pour s'y décider, c'est accumuler des dettes morales auprès de tous ceux qui ont eu leur part dans les choix que l'on a pu faire et qui aboutissent à cette synthèse. Un bon nombre de ceux-là sont loin dans l'espace ou dans le temps et ne liront jamais ces lignes. Comme acte de foi en la gratuité, nous leur consacrerons pourtant nos premiers remerciements.

Je dois à mon long séjour africain d'avoir finalement donné la meilleure part à l'eau plutôt qu'au sol dans mes préoccupations scientifiques, l'hydrologie de surface représentant le domaine le plus difficile à maîtriser pour l'ingénieur du Génie Rural que j'avais à former. Ma première reconnaissance est donc pour une personne morale, l'Afrique, qui porte la responsabilité de cette évolution dans mes préoccupations, et aussi dans beaucoup d'autres domaines... M.Raibaud, premier directeur de l'E.I.E.R. de Ouagadougou, a encouragé mon souci d'introduire une composante de recherche dans les activités de cette Ecole. Pour s'être intéressé à mes premières expériences sur les barrages collinaires et en avoir partagé les premières "aventures", il mérite mon premier merci. A sa suite, G.Véridique a continué à me manifester sa confiance et sa sympathie. Plus tard, J.de Boissezon m'a permis de découvrir son expérience et son sens du "terrain" qui m'ont servi de modèle. J'ai rencontré au ministère de la Coopération Française des appuis, dont celui de L.Cousin, qui m'ont permis de lancer des thèmes de recherches aboutissant plus ou moins directement à ce travail. C'est aussi à Ouagadougou que j'ai découvert les capacités de travail des plus jeunes... ainsi, P.Herter, T.Metro puis V.Dourthe et enfin F.Martarèche avec sa bonne humeur, ont partagé mon intérêt pour les crues des rivières africaines et leurs conséquences sur les barrages et leurs évacuateurs. J'ai pu aussi m'appuyer sur l'amicale et solide régularité de C. Hennion, et sur les jeunes laborantins M. Zoungrana et I. Drabo qui l'assistaient. Tous ceux-là, mais aussi beaucoup d'autres que je ne peux citer ici, méritent ce merci qu'ils ne liront pas...

A mon retour d'Afrique, j'ai trouvé dans ce qui ne portait pas encore le nom de L.T.H.E., des collègues assez confiants pour m'intégrer dans leur équipe malgré mon passé...Avec patience, ils ont su attendre que mon agnosticisme s'apaise. Ph. Bois, le premier, l'a supporté avec une gentillesse encourageante et discrète. Ch. Obled a su m'entraîner à nouveau dans le tourbillon des projets et des débats scientifiques et je lui dois d'avoir repris goût à la "polémique savante". D. Creutin a accepté avec bonne humeur le voisinage de mon désordre. Grâce à leur sollicitude, à celle de tous les "seniors" du laboratoire, ainsi qu'à celle des plus jeunes (D. Sempere, J. Wendling, P. Lardet... mais je ne peux malheureusement pas tous les nommer), l'hydrologie de surface m'a permis de tourner une page que j'avais craint de ne pas savoir dépasser. M. Vauclin, J.L. Thony et R. Haverkamp, ont encouragé ma curiosité pour une autre hydrologie, celle des milieux poreux. Pour certaines tâches au-dessus de mes compétences, j'ai trouvé également une aide efficace et sympathique en la personne de L. Felix, mais aussi de G. Biguenet, de J. Elberg et de quelques autres. A eux tous, ainsi qu'à S. Fabry, H. Rivaux, D. Ricciardella, et O. Archinard qui ont supporté gentiment ma négligence administrative, à G. Brault, à G. Diot et B. Perroux pour leur efficacité au moment des "coups de chauffe", à C. Puech, à F. Le Meillour et à Ch. Obled pour leur lecture critique de ce rapport, j'adresse mes remerciements.

De nombreux collaborateurs extérieurs au LTHE ont également tenu une place importante dans la démarche qui a abouti à ce document:

- dans le cadre du Groupement d'Intérêt Scientifique "Réal Collobrier", nous avons eu des discussions enrichissantes et sympathiques avec Jacques Lavabre, gestionnaire vigilant du bassin du Réal Collobrier pour le compte du CEMAGREF d'Aix-en-Provence où il nous faut remercier également A..Narbonne, F.Cemesson, N. Folton et J.M. Boénnec. Y. Travi ainsi que V. Marc, B. Blavoux et C.Martin nous ont initié aux charmes de la géologie, de la géochimie et de la séparation isotopique et, plus généralement, à la part de mystère et de poésie qui reste à la science...Avec C. Puech, P. Viné et quelques-uns de leurs collaborateurs, nous avons découvert un savoir-faire "coloré" et très prometteur à terme, celui de la télédétection satellitaire et de la spatialisation de l'information.

- à l'ORSTOM, avec lequel nos relations ne datent pas d'hier, nous devons en particulier à J. Claude et à P Ribstein l'accès aux données de Polaka; à J. Albergel, à A. Bernard, à P. Chevalier et à J.M. Lamachère, l'accès à la pratique du mini-simulateur de pluie.

- Sans pouvoir rendre vraiment à chacun ce qui lui est dû, il nous faut citer aussi Mr. Faran, de l'agence marseillaise du BRGM qui a permis la mise en oeuvre de nos premiers essais de pluie simulée, MM. Bressand et Dumas, de la DDE du Gard, qui ont beaucoup aidé à la mise en oeuvre de ces mêmes essais.

Le concours de la Région Rhône-Alpes, au travers de ses programmes successifs "Risques Naturels en Montagne", via le Pôle Grenoblois d'Etude et de Recherche sur les Risques Naturels ou des contrats de plan Etat-Région a évidemment été déterminant et nous ne saurions terminer ces remerciements sans faire une allusion à la confiance que nous avons trouvée auprès des responsables de ces moyens, notamment de F. Gillet.

Etant donné les concours dont nous avons disposé, j'aurais souhaité, pour juger de ce travail, faire appel à beaucoup plus de personnes que ce qu'un jury est autorisé à compter. C'est ainsi qu'il aurait fallu proposer au CEMAGREF et à l'ORSTOM d'y être représentés, que M. Vauclin aurait également dû y avoir sa place, sans compter J.L. Auriault et J.P. Chollet qui m'ont encouragé et qui ont même payé de leur personne pour permettre cette soutenance.

Je dois enfin remercier les membres de mon jury d'avoir accepté la charge de la lecture attentive de ce document probablement plus pesant qu'il n'en a l'air: Mr A. Musy, pour avoir accepté de se plier aux règles du jeu de ce diplôme qui n'est pas exactement une thèse tout en lui ressemblant, Mr. J.M. Masson dont la lecture synthétique et acérée est toujours fort instructive, Mr. B. Ambroise qui a bien voulu sauter dans un avion de plus pour m'apporter le concours de sa compétence, Mr. B. Clothier à cause de qui les "macropores" ne me laissent plus en paix. Je n'oublie pas Mr. G.Vachaud, qui a partagé quelques épisodes de ma sinieuse histoire, ni MM Ch. Obled et Ph. Bois qui ne sont pas pour rien dans l'évolution et dans l'aboutissement de ce travail.

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre 1

Introduction à l'étude de la formation des écoulements et description des sites d'étude

1-1 La formation des écoulements et la prévision des débits

-bref historique

1-1-1 Le mécanisme hortonien et le modèle de l'hydrogramme unitaire

principe

analyse et critique

1-1-2 Les modèles d'écoulements souterrains

les divers mécanismes vraisemblables

les modélisations associées

critique des modèles d'écoulements souterrains

1-1-3 Le concept de surface saturée contributive

principe et historique

les questions posées par la généralisation

de ce concept

1-1-4 La séparation des hydrogrammes - Analyse bibliographique

principe

résultats et critiques

1-2 Objectifs, méthodes de travail et sites d'études

1-2-1 Quelques remarques sur les méthodes de travail

méthodes globales

méthodes mécanistes

1-2-2 Description des sites et des données utilisées

Le Réal Collobrier et ses sous-bassins

Les données des bassins d'Afrique de l'Ouest et centrale

Le bassin de Polaka

Références bibliographiques

PREMIERE PARTIE

LA RELATION PLUIE DEBIT SUR UN BASSIN - ETUDE PAR ANALYSE GLOBALE

Chapitre 2

Etude de la stabilité de la fonction de transfert d'un bassin versant

2-1 Les outils d'analyse

2-1-1 La méthode DPFT

2-1-2 Analyse du coefficient de tarissement des crues

2-2 Résultats pour Polaka

2-2-1 La fonction de transfert

Comparaison des fonctions de transferts globales

Partitionnement des épisodes

2-2-2 Etude du coefficient de tarissement

les corrélations

2-2-3 Conclusion pour Polaka

- 2-3 Résultats pour le Réal Collobrier
 - 2-3-1 La fonction de transfert moyenne à Pont de fer
 - 2-3-2 Analyse de la stabilité de la FT du RC à Pont de fer
 - La FT moyenne
 - Partitionnement d'épisodes
 - Conséquences sur les pluies nettes
 - Partitionnement sur un critère hydrologique
- 2-4 Comparaison entre les bassins et conclusions
- 2-5 La FT associée à une production non instantanée
- 2-6 Conclusion pour le chapitre 2

Chapitre 3

Analyse globale des apports à la rivière

- 3-1 Analyse des apports sur le Réal Collobrier
 - 3-1-1 Etude des capacités de stockage et d'écoulement au pas de temps annuel
 - Analyse globale bassin par bassin
 - Essai d'analyse spatiale plus précise
 - 3-1-2 Etude des capacités de stockage et d'écoulement au pas de temps de l'épisode
 - Analyse spatiale
 - Analyse de l'absorption en début d'épisode
 - La séparation des écoulements
- 3-2 Analyse statistique des apports sur bassins versants d'Afrique
 - 3-2-1 Les données
 - Les données hydrologiques
 - Les variables explicatives
 - Le découpage des épisodes
 - 3-2-2 Les corrélations et leur interprétation
 - Le coefficient d'écoulement
 - Le temps de montée et le coefficient de tarissement
 - Conclusion pour les bassins africains

Conclusion pour le chapitre 3 et pour la première partie

Références bibliographiques de la première partie

DEUXIEME PARTIE MESURES HYDRODYNAMIQUES ET MODELISATION PHYSIQUE A L'ECHELLE D'UN VERSANT OU D'UNE PARCELLE

Chapitre 4

Description physique et hydrodynamique du versant

- 4-1 Implantation et description générale du versant
 - 4-1-1 Choix du site
 - 4-1-2 Topographie, profondeur de sols et végétation
 - 4-1-3 Description de l'équipement sur le versant
 - Piézomètres
 - Tensiomètres
 - Écoulements de surface et subsurface
 - 4-1-4 Analyse des sols du versant
 - Texture
 - Porosité

- 4-2 Les caractéristiques hydrodynamiques des sols du versant**
 - 4-2-1 Les conductivités hydrauliques**
 - Mesurées avec le perméamètre de Guelph
 - Mesurées avec l'infiltromètre multidisque
 - Mesures de laboratoire sur échantillons remaniés
 - 4-2-2 Les mesures de teneurs en eau**
 - 4-2-3 Les courbes caractéristiques de succion**
 - Résultats expérimentaux
 - Expression analytique de ces courbes de succion
- 4-3 Caractéristiques de rugosité de surface**
 - 4-3-1 Quelques données bibliographiques**
 - 4-3-2 Nos mesures**
- 4-4 Quelques résultats des mesures de terrain**
 - 4-4-1 Tensiométrie et piézométrie**
 - 4-4-2 Collecte des écoulements superficiels**
- 4-5 Conclusions pour le chapitre 4**

Chapitre 5

Modélisation des écoulements sur le versant

- 5-1 Modélisation des écoulements souterrains**
 - 5-1-1 Schématisation du problème**
 - Géométrie et conditions initiales
 - Conditions aux limites sur les domaines d'étude
 - Equations du mouvement et caractéristiques des sols
 - 5-1-2 Résolution numérique du problème**
 - La transformation de Kirchhoff pour un domaine sans nappe
 - Le modèle couplant zones saturées et non saturées
 - 5-1-3 Résultats pour les flux dans la pente**
 - Calcul des flux en zone non saturée, avec une condition de flux nul imposé sur les faces latérales
 - Calcul des flux avec une condition à la limite itérative sur les faces latérales
 - Comparaison avec d'autres études
 - 5-1-4 Résultats de la modélisation sur la terrasse**
 - Résultats dans le cas d'un sol considéré comme homogène
 - Résultats de la modélisation avec deux couches de sols
 - 5-1-5 Conclusions pour les écoulements souterrains**
- 5-2 Modélisation des écoulements de surface**
 - 5-2-1 Description du modèle**
 - Les hypothèses
 - Les équations du mouvement
 - Résolution du système par la méthode des caractéristiques
 - 5-2-2 Résultats du modèle**
 - Longueur constante des surfaces saturées contributives
 - Longueur croissante du plan incliné contributif
 - 5-2-3 Conclusions pour les écoulements de surface**
- 5-3 Conclusion générale pour les apports à la rivière pendant les crues**

Chapitre 6

Analyse de la variabilité de l'infiltration sous l'effet de la pluie - Rôle de la végétation.

- 6-1 Introduction**
- 6-2 Rappel de quelques travaux antérieurs**

6-3 Les mesures de simulation de pluie sur le terrain

6-3-1 Le rôle de l'intensité de la pluie

6-3-2 Le rôle de la végétation

6-3-3 Le rôle de l'état initial

6-3-4 Autres effets

6-3-5 La relation pluie infiltration

6-4 Modélisation de l'infiltration sur la parcelle RC2

6-4-1 La méthode

Le problème

Les propriétés hydrodynamiques utilisées

6-4-2 Modélisation de l'infiltration dans le cas d'un sol considéré homogène

6-4-3 Modélisation de l'infiltration - Sol bicouche

6-4-4 Influence de l'effet latéral

6-5 Synthèse et conséquences

En guise de conclusion générale

Références bibliographiques de la deuxième partie

INTRODUCTION

Aujourd'hui, on ne sait malheureusement pas encore extraire de la description physique et géomorphologique d'un bassin une connaissance des mécanismes hydrologiques qui y prédominent et encore moins en déduire une modélisation de la relation pluie-débit sur le bassin. Si, à l'occasion d'une précipitation nos modèles hydrologiques savent à peu près bien anticiper les débits de quelques heures sur des bassins pas trop petits, ce n'est qu'à la condition de disposer de données nombreuses antérieurement à l'épisode. La chronique des données de pluies et de débits constitue en effet la meilleure description que l'on puisse avoir d'un bassin versant si on s'intéresse à son hydrologie. Encore faut-il, pour que la prévision ne manque pas de précision, que les caractéristiques de la précipitation ne se distinguent pas trop de celles des épisodes précédemment observés, en terme de volume, d'intensité des pluies et de contexte (saison, état de la végétation etc). En revanche, si aucune série de données n'est disponible, ce qui est le plus fréquent sur les bassins versants de taille modeste, la prévision n'est plus guère possible, et encore moins la prédétermination des épisodes de durée de retour élevée.

La préoccupation des hydrologues qui ont été confrontés un jour au dimensionnement d'ouvrages dans un contexte de données inexistantes, rares ou insuffisantes (elles le sont toujours!), est donc de comprendre les mécanismes de la transformation de la pluie en débit, dans la mesure où cette compréhension peut aider à les prévoir. C'est le sens de ce travail qui s'inscrit dans une logique développée ailleurs depuis une vingtaine d'années (notamment chez certains hydrologues anglo-saxons). On cherche donc à accorder le point de vue du prévisionniste qui s'intéresse aux valeurs des débits dans les rivières et celui du naturaliste ou du physicien qui décrit les écoulements et leurs mécanismes. Entre eux le dialogue est parfois difficile. En effet, pour établir une correspondance numérique entre les précipitations qui sont à l'origine des débits et ces débits eux-mêmes, le premier simplifie les phénomènes pour qu'ils soient réductibles à une chronologie de chiffres moyens; les seconds, au contraire, se préoccupent des failles et des fissures qui absorbent ou qui recrachent, des méandres qui ralentissent, des perméabilités qui varient beaucoup, des fluctuations qui contredisent les valeurs moyennes.

Au risque de ne satisfaire ni les premiers ni les seconds, nous tentons ici de rapprocher un peu les points de vue, mais en adoptant une démarche "inverse". Au travers de l'analyse des données hydrologiques disponibles sur certains bassins versants, nous essayons en effet de comprendre quels types de mécanismes en matière de génération d'écoulement sont dominants. Puis, par le biais d'une analyse locale des propriétés hydrodynamiques d'une petite partie d'un bassin, nous cherchons à contribuer à la prévision. Autrement dit, nous utilisons les outils des uns pour arriver à des conclusions qui concernent plutôt les autres... Les méthodes comme les résultats ne manqueront donc pas d'être contestables et nous sommes conscient de la fragilité de la démarche.

Dans la première partie de ce travail, après un bref rappel des divers mécanismes possibles quant à la formation des écoulements et une description de nos sites d'études, on s'intéressera d'abord aux bassins versants comme à des objets globaux transformant la pluie en débit. La personnalité des bassins versants sera réduite alors à certains paramètres numériques tels que: coefficients successifs de leurs fonctions de transfert, coefficients d'écoulement, volumes de pluies que le bassin peut absorber avant que le débit de la rivière augmente, proportions d'eaux anciennes

ou nouvelles etc. Toutes ces grandeurs seront analysées en particulier sous l'angle de l'interprétation qui peut en être déduite en terme de cheminements hydrauliques et de génération des écoulements.

Dans la seconde partie, nous nous concentrerons sur un site particulier, dans le bassin du Réal Collobrier. En choisissant un "versant", c'est-à-dire un axe drainant dominant la rivière "les Maurets", nous regarderons en détail les niveaux d'eau, succions, écoulements de surface et nous chercherons à les modéliser. Il faudra pour cela une analyse préalable assez fine des propriétés hydrodynamiques des sols du versant. Les observations et les modélisations que nous ferons à cette occasion nous apporteront quelques informations sur certains mécanismes de génération des écoulements. Nous en profiterons pour analyser certains aspects du fonctionnement de l'infiltration.

Nous espérons que nos collègues hydrogéologues, qui ont eu l'amabilité d'accepter le dialogue avec nous, nous pardonneront de privilégier un certain type de fonctionnement, alors qu'il n'est certainement pas unique, ni sur les bassins du Réal Collobrier, ni ailleurs sans doute.

En ce qui concerne l'utilisation qui pourra être faite de notre analyse dans les modèles hydrologiques, elle n'est malheureusement pas immédiate, mais elle n'est peut-être pas impossible, et nous prions nos collègues modélisateurs qui se sont intéressés à cette démarche de ne pas nous faire grief de ce que l'analyse d'un problème en soulève d'autres avant de résoudre celui auquel on pensait au départ...

Ce document est écrit dans le cadre d'une demande d'habilitation à diriger des recherches et résume donc des travaux effectués par une équipe de chercheurs qui retrouveront chacun leur production, du moins nous l'espérons. D'avance, nous les prions tous de nous pardonner s'ils ne sont qu'insuffisamment cités au regard du travail qu'ils ont fourni, qu'il s'agisse des chercheurs les plus jeunes, sans lesquels ce travail n'aurait pas pu voir le jour, ou des autres avec qui nos discussions hydrologiques ont été nombreuses...

CHAPITRE 1

INTRODUCTION A L'ETUDE DE LA FORMATION DES ECOULEMENTS ET DESCRIPTION DES SITES D'ETUDE

1-1 La formation des écoulements et la prévision des débits-Bref historique

Les crues des petits bassins versants sont constituées d'un mélange d'eaux d'origines diverses: celles qui ont ruisselé à la surface du sol ou dans la rivière, et celles ayant transité dans le sol, au moins temporairement. L'un des objectifs de l'hydrologie physique est de déterminer la proportion de chacune de ces composantes et d'acquiescer des précisions sur leurs véritables trajets. En général, les schémas de fonctionnement des modèles conceptuels de prévision hydrologique cherchent à s'inspirer des lois physiques qui commandent chacune des composantes des écoulements sur les bassins. Ainsi, l'histoire de la modélisation en hydrologie est liée, au moins partiellement, à celle de la compréhension des mécanismes de formation des débits.

1-1-1 Le mécanisme Hortonien et le modèle de l'hydrogramme unitaire:

Principe:

Le premier mécanisme de formation des débits à avoir été étudié en détail est celui du ruissellement de surface généralisé. Il a donné lieu à divers types de modélisations dont la plus connue, dite "méthode rationnelle" (Kluichling 1889!), est associée à l'idée de temps de concentration pour un bassin.

Horton (1933, 1937, 1940) a donné force à cette conception d'un cheminement à la surface du sol en s'intéressant à l'infiltration. Selon lui, le ruissellement de surface est généré par l'excès d'intensité de la pluie par rapport à la capacité d'infiltration des sols. Cette dernière aurait une valeur décroissante au cours d'une pluie sur un bassin versant, et tendrait vers une limite définie par la conductivité hydraulique à saturation des sols.

Dans cette représentation de la transformation de la pluie en débit, chaque parcelle du bassin contribue au débit de la rivière en "produisant" un ruissellement de surface qui est fonction de sa capacité d'infiltration et de l'intensité de la pluie. Cet écoulement parviendra à l'exutoire après un délai qui dépend en particulier de la distance de la parcelle à cet exutoire.

Le découpage du bassin en "surfaces isochrones" est un développement naturel du même schéma de fonctionnement; mais il implique d'ajouter l'hypothèse d'invariance temporelle des vitesses d'écoulement de surface. Cette notion permet de prendre en compte la variabilité temporelle de la pluie, dans des modèles dérivés de la méthode rationnelle (Laurenson 1964, Mathur 1974 ...).

La méthode de l'Hydrogramme Unitaire, due à Sherman (1932), est une conséquence logique du schéma du ruissellement généralisé ci-dessus. Si les vitesses d'écoulement sont invariantes, les temps de parcours le sont aussi. D'autre part, les débits dans la rivière en un point donné, résultent d'un cumul très simple des contributions des différentes parcelles du bassin. Si les contributions relatives des parcelles restent stables, quelque soit l'épisode, alors l'invariance et la linéarité de la réponse d'un bassin à une impulsion de pluie nette se trouvent justifiées.

Analyse et critique de ce modèle de ruissellement de surface:

Le principe du fonctionnement par ruissellement de surface généralisé sur un bassin, couramment appelé schéma de Horton, (peut-être abusivement d'ailleurs, puisque celui-ci en a surtout confirmé l'idée à partir d'une théorie relative à l'infiltration) permet d'expliquer convenablement un bon nombre des caractéristiques des hydrogrammes de crues, notamment dans les régions peu couvertes en végétation.

Ainsi, les ordres de grandeur des débits des crues violentes trouvent assez facilement une explication avec ce modèle de fonctionnement. D'autre part, les divers temps de réponse déduits des hydrogrammes (temps de montée par exemple, ou temps de base etc...) correspondent assez bien au schéma d'une distance parcourue sur le bassin avec une vitesse correspondant à celle d'un écoulement de surface. Enfin, le principe de la décroissance régulière de la capacité d'infiltration pendant la pluie, introduit par Horton, semble bien correspondre à l'évolution de la réaction d'un bassin pendant une pluie.

On peut mettre au bénéfice de ce mode d'interprétation du fonctionnement hydrologique d'un bassin, la fécondité de la méthode de Sherman qui lui est liée. L'usage d'un hydrogramme unitaire pour un bassin est encore très répandu, même si on lui préfère parfois le nom de "fonction de transfert", plus imagé. On peut toutefois noter le paradoxe que constitue le fait de justifier l'interprétation d'un mode de fonctionnement - l'interprétation "hortonienne" - par le crédit d'un modèle hydrologique - le modèle de Sherman - ce qui est un peu le monde à l'envers...(Chorley 1979, Bishop 1991).

Le doute sur la réalité du mécanisme hortonien provient en fait de l'existence de crues rapides sur les bassins très perméables ou bien simplement couverts d'une abondante végétation. On sait en effet depuis longtemps que la présence de la végétation permet d'accroître considérablement l'aptitude à l'infiltration d'un sol (Cook 1946). Les hydrologues des régions humides, les plus concernées par la présence de la végétation, ont donc été les premiers à contester le rôle prépondérant du ruissellement de surface.

La technique de la séparation isotopique des hydrogrammes, apparue dans les années 1970 (Crouzet, Hubert et al. 1970), a puissamment conforté la remise en cause du fonctionnement hortonien. En effet, cette technique, qui méritera quelques développements ultérieurs (& 1-1-4), permet de montrer qu'un hydrogramme de crue est très souvent composé d'une majorité d'eaux "anciennes", c'est-à-dire présentes sur le bassin antérieurement à la pluie qui provoque l'hydrogramme, ce qui est, bien sûr, en totale contradiction avec le fonctionnement hortonien envisagé dans ce paragraphe.

1-1-2 Les modèles d'écoulements souterrains

Les divers mécanismes vraisemblables:

Les apports d'eaux du sol constituent le "débit de base" d'une rivière. Le terme lui-même suggère une certaine inertie à ces apports et les techniques de séparation des diverses composantes des écoulements sur un hydrogramme attribuaient aux eaux profondes un rôle négligeable dans les crues jusqu'à une époque relativement récente (Rao et Delleur 1974). Comment admettre une augmentation rapide des apports souterrains à l'occasion d'une pluie violente? Divers mécanismes ont été imaginés et décrits.

Le plus anciennement analysé est l'écoulement de "subsurface" (Hursh 1936). Il s'agit d'un écoulement souterrain temporaire provoqué par l'eau de pluie infiltrée qui rencontre une formation dont la perméabilité est inférieure à celle des couches supérieures (cf schéma de la figure 1-1a). De nombreuses études ont été consacrées dans le passé à ce type d'écoulement plus ou moins parallèle à la surface (Cook 1943, Barnes 1944, Kirkby 1969, Calver et al. 1972 ...). L'écoulement baptisé "hypodermique" peut être considéré comme un cas particulier de cette famille, avec des trajectoires localisées immédiatement

sous la surface du sol, comme le suggère le nom. L'écoulement par les "macropores" aux faibles profondeurs, dont l'importance est soulignée par de nombreux auteurs (Beven et al 1982, Mosley 1979...) peut être rattaché aussi à cette catégorie. Pour ces écoulements, notamment les deux derniers, le mécanisme supposé des cheminements pourrait permettre de les apparenter aussi à la famille des écoulements de surface, dans ce sens qu'ils n'impliquent pas nécessairement la mise en mouvement des eaux souterraines préalablement présentes.

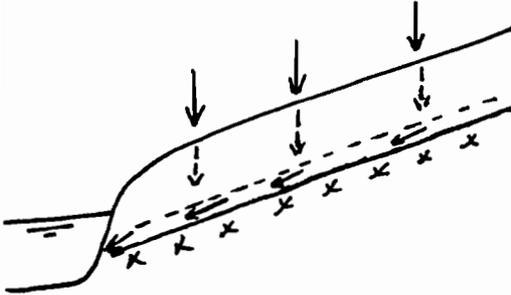


Figure 1-1a Schéma d'écoulements de subsurface

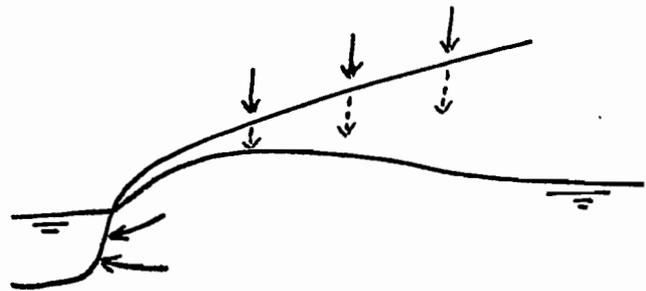


Figure 1-1b Schéma d'écoulements par surélévation de nappe

Plus récemment, divers modèles explicatifs ont pu être développés grâce aux progrès de nos connaissances dans la mécanique des écoulements dans les sols non saturés. Rubin (1968), puis Freeze(1969) ont développé une solution numérique du problème de l'infiltration monodimensionnelle au travers d'un sol homogène dans lequel existe un niveau phréatique. Freeze a pu ensuite étendre son étude (1972) à une infiltration bi-dimensionnelle, représentative des conditions aux limites réelles au voisinage d'une rivière. Il montre de la sorte que, pour certaines conditions initiales de teneurs en eau et de profondeurs de nappe, le niveau de cette nappe souterraine peut s'élever fortement (figure 1-1b). Ces conditions initiales sont celles qui règnent à proximité des rivières (Helvey, Hewlet, Douglass 1972). Un apport par élévation rapide de la nappe et augmentation consécutive des gradients hydrauliques proches du réseau hydrographique est ainsi justifié (Ragan 1968, Dunne 1969, Abdul et Gillham 1989).

De nombreuses variantes à ces deux types de schémas souterrains existent. L'une des dernières constitue un compromis entre les deux interprétations précédentes. Elle admet une continuité entre la nappe "profonde" et les écoulements de subsurface qui interviennent grâce à une diminution continue et très rapide des perméabilités des sols avec la profondeur. (Lundin 1982)

Les modélisations associées

En ce qui concerne la modélisation hydrologique associée à la conception des écoulements souterrains, notamment s'ils sont profonds, des modèles mécanistes sont aujourd'hui possibles à l'échelle d'un versant, et, assez grossièrement, à l'échelle d'un bassin. Freeze (1971, 1972) a proposé le premier une telle modélisation pour un système idéal à deux dimensions. Ce type de modélisation exige toutefois un grand nombre de données, toutes difficiles à acquérir (géométrie et topographie des différents niveaux de sols, perméabilités et courbes caractéristiques de succion des divers sols, conditions initiales en teneurs en eau etc...). Pour cette raison, en ce qui concerne la prévision des écoulements souterrains en cas de crue, on préfère encore utiliser des modèles conceptuels paramétriques, c'est à dire inspirés de l'idée d'écoulement souterrain (lois de vitesses proches de la loi de Darcy par exemple), mais dont les paramètres sont déterminés par calibration. La famille des modèles faisant intervenir des "réservoirs linéaires" correspond plus ou moins explicitement à la représentation des écoulements souterrains.

Critique des modèles d'écoulement souterrains

La critique que l'on peut faire à la conception exclusivement souterraine des cheminements sur un versant est symétrique de celle qui a été portée au mécanisme hortonien. D'une part, sauf cas particulier rare, il est difficile de retrouver avec les écoulements strictement souterrains évoqués ci-dessus, des débits de crue équivalents à ceux qui sont observés. Les différences représentent couramment un à deux ordres de grandeur (Dunne 1979). On s'explique aussi difficilement les durées d'écoulement déduites des hydrogrammes qui devraient alors être très longues.

La superposition des écoulements souterrains et des ruissellements de surface généralisés devrait permettre de résoudre partiellement ces difficultés. Des modèles "distribués" (du type du modèle SHE) pourraient y parvenir au prix de l'acquisition d'un très grand nombre (irréaliste?) de données. Toutefois, dans la majorité des cas avec ce type de schéma, la reproduction des hydrogrammes observés n'est possible qu'à condition d'accorder un rôle mineur aux eaux souterraines, en contradiction avec les données de la séparation isotopique des écoulements.

1-1-3 Le concept de surface saturée contributive d'aire variable

Principe et historique

Le concept de surface saturée contributive d'aire variable, apparu il y a plus de vingt ans, permet de concilier élégamment les apports souterrains et de surface. La notion même d'aire contributive a été introduite par Cappus (1960) et reprise ensuite par Betson (1964), pour l'appliquer à un mécanisme hortonien: toutes les parcelles d'un bassin versant ne contribuent pas forcément au ruissellement et les aires contributives peuvent s'étendre au cours d'une pluie violente. Kirkby et Chorley (1967) font le lien entre les surfaces contributives et les zones saturées sur un bassin, Hewlett et Hibbert (1967) décrivent l'extension des zones saturées au cours d'une pluie. Dunne et Black (1970, 1971) donnent une impulsion définitive au concept de source saturée variable grâce à l'analyse détaillée d'un petit bassin humide du Vermont U.S.A. (3.9 hectares): l'élévation rapide du niveau de la nappe au voisinage de la rivière parvient à saturer les sols voisins qui refusent alors toute infiltration et génèrent un ruissellement de surface. L'aire des surfaces saturées de cette manière ("contributives") évolue en cours d'épisode.

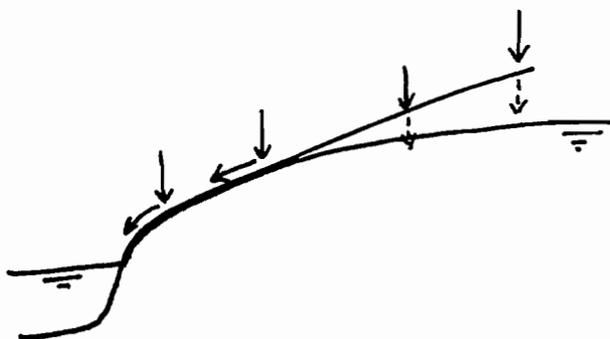


Figure 1-2 Schéma de fonctionnement d'une alimentation par surfaces saturées contributives

Plusieurs modélisations conceptuelles ont été développées à partir de ce concept. L'une d'elles, utilisée par l'équipe "hydrologie de surface du L.T.H.E., est due à Beven et Kirkby (1979) et a pour intitulé "Topmodel". Elle a été développée ensuite par de nombreuses contributions (Beven et al.1984, 1987, Obled et Wendling 1992 etc...).

Les questions posées par la généralisation de ce concept

Cette conception du fonctionnement d'un bassin versant a connu et connaît toujours un vif succès. De nombreuses études ont montré sa pertinence dans les climats tempérés humides et jusqu'à des latitudes proches des nôtres. (Ambroise 1986, Jordan 1990 et 1992). En revanche, on conçoit plus difficilement l'intervention de la saturation par élévation de nappe dans les climats arides ou même seulement méditerranéens, puisque les conditions initiales indispensables ne sont pas réunies (niveau de nappe proche de la surface du sol, teneurs en eau initiales élevées pour les sols proches de la rivière).

Enfin, cette conception se heurte encore à l'obsédante question de la proportion des eaux "anciennes" et "nouvelles" posée par la séparation isotopique. En effet avec ce concept, capable pourtant d'expliquer une augmentation des débits souterrains en cas de crue, les eaux "nouvelles" sont à nouveau largement prépondérantes.

A ce stade, il est nécessaire d'analyser les informations réellement apportées par la littérature scientifique traitant de séparation isotopique.

1-1-4 La séparation isotopique des hydrogrammes - Analyse bibliographique succincte

Principe

La séparation d'un écoulement en ses diverses composantes (de surface et souterraine ou bien rapide et lente) est pratiquée depuis une époque qui précède largement l'utilisation des outils permettant de faire la mesure de la contribution de chacune de ces composantes. Autant dire qu'il s'est agi pendant longtemps de méthodes arbitraires, surtout graphiques, traduisant l'idée préconçue que l'on pouvait en avoir. L'utilisation de traceurs permettant de différencier les eaux d'une pluie de celles qui étaient présentes sur un bassin préalablement à la pluie, a permis de donner un éclairage plus physique à cette séparation. Le problème difficile réside dans le choix de traceurs stables, c'est-à-dire ne subissant aucune interaction avec le bassin. La silice, les chlorures, les composés du brome etc., sont utilisables sous certaines conditions, de même que les températures des eaux mais la suspicion n'est pas totalement nulle à leur égard (en raison des "pluiolessivats" pour les chlorures, des évolutions possibles en température comme en brome et silice selon les trajets empruntés). Les isotopes des atomes hydrogène et oxygène constitutifs de l'eau, et particulièrement le deutérium et l'oxygène 18 semblent au contraire parfaitement stables. On développe rapidement ci-dessous la méthode pour l'isotope de l'oxygène, sans entrer dans le détail des procédures de mesure (spectrométrie de masse), qui sont délicates, ni de calcul (règle de trois...), qui sont très simples. Les principes de base de la méthode sont identiques avec les autres traceurs.

L'oxygène 18 (^{18}O) existe à l'état naturel dans l'eau. La proportion moyenne, sur la terre, des atomes d'oxygène ayant deux neutrons supplémentaires est de 0,2%. Mais cette proportion est variable, notamment selon l'origine des précipitations. L'une des causes de différenciation des pluies en isotope de l'oxygène est la température au moment du changement d'état de l'eau. L'énergie à fournir pour évaporer une molécule d'eau avec un atome d' ^{18}O , plus lourde, étant plus élevée que pour une molécule normale, la proportion d'isotope dans la phase vapeur dépend en particulier de la température au moment de l'évaporation, de même que cette proportion dans la pluie dépend de la température du nuage au moment de la précipitation. Une pluie "normale" est donc en général "marquée" par un taux d'isotope à peu près constant. D'autre part, le marquage isotopique des eaux souterraines, mesuré sur les débits d'étiage, paraît également constant, à l'échelle de temps d'un épisode de crue. A l'occasion d'un mélange, le nombre des atomes de chacun des isotopes de l'oxygène reste constant si aucun changement d'état n'intervient au cours du mélange. L'analyse de la proportion d'oxygène 18 dans un mélange à deux composantes, de teneur en ^{18}O connue et bien distincte, permet donc de reconstituer la part de chacune de ces deux composantes.

Résultats et critiques

L'utilisation du marquage isotopique pour la séparation des hydrogrammes date de 1970, comme on l'a dit (Crouzet, Hubert et al.). Depuis, Blavoux (1978), Fontes (1980), Mérot et al. (1981), Rhode (1987), Loyer-Pilot et al. (1990), Jordan (1992), Travi et al. (1993) etc. ont mis en oeuvre cette technique dans différents contextes. A de rares exceptions près, tous mettent en évidence que la proportion de la composante des eaux antérieurement présentes sur le bassin est prépondérante. Certains auteurs font même état de cas où des écoulements de surface importants sont visibles, mais pour lesquels la séparation isotopique fait apparaître une proportion d'eaux "anciennes" très importante. Ainsi, Bishop (1991), décrit un bassin écossais (Loch Fleet), quasiment saturé et apparemment siège d'un écoulement de type "surfaces saturées contributives" au moment des crues, sur lequel l'analyse isotopique révèle une proportion d'eaux "anciennes" comprise entre 60% et 90%...

Le paradoxe de ce type de résultats a conduit certains auteurs à mettre en cause la technique de la séparation isotopique. Kennedy et al. (1986) émettent l'hypothèse d'une participation des eaux de la zone non saturée dans les écoulements antérieurs à la crue; DeWalle et al. (1988) évoquent la contribution de la zone non saturée pendant la crue; Littlewood (1989) refuse également l'interprétation isotopique au vu de la rapide acidification des écoulements à l'occasion de pluies acides en Ecosse. La question de l'intervention d'une source d'écoulement différente de celle des eaux souterraines se pose, ainsi que celle de la réelle stabilité du signal isotopique de chacune des composantes. En réponse, Bishop (1991) procède à une analyse détaillée et bien menée sur un bassin norvégien ("Svartberget"), analysant la variabilité spatiale (en étendue et en profondeur) du signal isotopique des eaux profondes et ses conséquences possibles sur l'interprétation. Il conclut que cette technique d'analyse est très robuste et suggère donc que la communauté hydrologique doit admettre et essayer d'interpréter, plus qu'elle ne le fait, le rôle "actif" des eaux souterraines sur la génération des crues.

Retour, donc, à la question des cheminements hydrauliques à l'occasion des crues...

1-2 Objectifs, méthodes de travail et sites d'étude:

Les questions abordées dans ce travail traitent donc du cheminement de l'eau sur un bassin versant (deux premières parties) et de quelques unes de leurs conséquences en terme de modélisation hydrologique. Nous avons tenté de les aborder avec plusieurs outils d'analyse et dans plusieurs contextes géographiques. Cette diversité des outils et des sites nous permettra peut-être (?) d'éviter la tentation des conclusions trop rapides et de leur généralisation...

Ainsi les méthodes employées pour l'analyse des cheminements, sont rangées en deux catégories:

- les méthodes "globales", c'est-à-dire celles qui raisonnent sur l'objet "bassin versant" comme un tout; (ces méthodes constitueront la première partie de ce travail, chapitres 2 et 3)
- et les méthodes plus mécanistes où, au travers d'une analyse à l'échelle des "milieux continus", on cherche à retrouver la physique réelle qui domine sur un bassin ou une partie d'un bassin versant. (deuxième partie, chapitres 4,5 et 6)

Du point de vue géographique, deux types de sites nous intéressent:

- d'une part, des bassins versants situés en Afrique de l'ouest et centrale, depuis les zones arides et sahéliennes, jusqu'aux régions tropicales humides. Les données sont celles qui nous ont été fournies par l'ORSTOM;
- et d'autre part, un bassin versant méditerranéen en région de montagne, le Réal Collobrier, pour lequel nous pourrions pousser l'analyse avec des outils plus fins, provenant de mesures faites en association avec nos partenaires d'un Groupement d'Intérêt scientifique (GIS Réal Collobrier). Quant aux données hydrologiques et climatiques, elles nous ont été fournies par le CEMAGREF d'Aix-en-Provence.

1-2-1 Quelques remarques sur les méthodes de travail:

Les méthodes que nous utiliserons appellent quelques commentaires:

En ce qui concerne les méthodes globales,

Différentes approches seront mises en oeuvre:

-On s'interrogera, lorsque les données le permettront, sur la signification de l'hydrogramme unitaire d'un bassin versant et de son éventuelle évolution selon les épisodes. En effet, mettant à profit les bonnes performances de la méthode de la DPFT (Différence Première de la Fonction de Transfert -cf chapitre 2) pour identifier l'hydrogramme unitaire d'un bassin (appelé ici Fonction de Transfert), nous pourrions examiner la stabilité de ces fonctions de transferts (FT) et tenter d'interpréter les résultats au regard de leurs concordances avec les hypothèses relatives aux mécanismes de cheminement envisagés en début de chapitre.

Ainsi, les hypothèses de Sherman relatives à l'existence d'un Hydrogramme Unitaire caractéristique pour chaque bassin, s'accordent bien avec les mécanismes vérifiant les conditions suivantes:

- les vitesses d'écoulement peuvent être considérées comme constantes dans le temps,
- les contributions de toutes les parcelles progressent dans les mêmes proportions.

Ces conditions peuvent à la rigueur être admises dans le cadre du mécanisme "ruissellement généralisé" quoiqu'une augmentation de débit devrait normalement y être accompagnée par celle des vitesses.

On peut admettre qu'elles sont mieux vérifiées, notamment la première, dans le cadre des écoulements de subsurface (schéma de la figure 1-1a). En effet, dans ce cas, les gradients sont définis par les pentes et on peut donc supposer les vitesses d'écoulement indépendantes des volumes (ce sont des vitesses de Darcy).

Elles s'accordent en revanche moins bien avec le mécanisme des écoulements souterrains en provenance de la nappe (schéma de la figure 1-1b) puisque les vitesses d'apports souterrains sont alors fonction des gradients près de la rivière qui, eux, sont variables: il y a, dans ce mécanisme, une dépendance probable entre vitesse de transfert et volumes ruisselés, les transferts devant être plus rapides dans le cas des débits les plus forts.

Enfin ces hypothèses s'accordent mal également avec le mécanisme des surfaces saturées contributives (schéma de la figure 1-2) puisque, en fonction de l'état initial du bassin, ces surfaces saturées auront des extensions plus ou moins importantes: pour une vitesse d'écoulement de surface donnée, le transfert durera plus longtemps si les aires contributives sont plus étendues. La dépendance entre vitesse de transfert et débit est également probable, mais cette fois dans le sens inverse du précédent: les transferts devant être plus lents si les volumes d'écoulement sont forts.

Bien entendu, la démarche est assez hasardeuse compte tenu de la superposition vraisemblable des diverses composantes, venant brouiller le message. On devra se souvenir que les proportions de ces composantes peuvent varier et qu'une évolution dans le transfert peut traduire une évolution dans les proportions de chacune des composantes.

On fera aussi appel à des méthodes très classiques d'analyse des apports.

- On s'intéressera par exemple à l'aptitude des bassins versants à stocker l'eau de la pluie avant de réagir et ceci à différentes échelles de temps. Cette capacité de stockage sera interprétée sous l'angle de ses conséquences pour la génération des écoulements.

- On cherchera à identifier les variables mesurables sur un bassin versant qui jouent un rôle sur la relation pluie débit de ce bassin et on essaiera de comprendre ce rôle.

- De même, dans le cas du Réal Collobrier pour lequel l'analyse par sous-bassins peut être faite, on cherchera à interpréter la répartition spatiale des apports sur l'ensemble du grand bassin.

En ce qui concerne les méthodes mécanistes:

Compte tenu de la lourdeur de leur mise en oeuvre, ces méthodes ne seront utilisées que sur une partie d'un versant d'un sous-bassin du Réal Collobrier... Il va sans dire qu'il y aurait beaucoup de présomption à prétendre expliquer à partir de ce versant tout le comportement du bassin de soixante-dix kilomètres carrés d'aire. On cherchera néanmoins à identifier des mécanismes sur ce versant et à en déduire les éventuelles conséquences pour le comportement d'un sous-bassin dans le cas où ces mécanismes seraient réellement représentatifs.

Une double démarche a été adoptée pour ce volet hydrologie physique. La première repose sur la mesure et l'observation des cheminements en cours de crue. Malheureusement ses résultats sont encore maigres compte tenu de la rareté des épisodes depuis quelques années et aussi du fait que les mesures exploitables (piézométrie et tensiométrie) ne sont automatisées que depuis Octobre 1993. Plus avancée est la seconde démarche qui consiste en une modélisation mécanique utilisant les propriétés hydrodynamiques mesurées sur le versant. L'ajustement de deux modèles d'écoulement a été réalisé: un modèle d'écoulement dans les sols non saturés ou saturés, et un modèle d'écoulement superficiel en nappe sur sol couvert de végétation.

1-2-2 Description des sites et des données utilisées:

On donne ci-dessous une présentation des sites et des données utilisées.

Le Réal Collobrier et ses sous-bassins

Le Bassin Versant de Recherche et d'Etudes (BVRE) du Réal Collobrier, entretenu et exploité depuis 1966 par le CEMAGREF d'Aix-en-Provence, est maintenant bien connu des hydrologues français. Il a été décrit dans plusieurs publications - Lavabre (1990), Martin C. (1993)...- auxquels nous renvoyons le lecteur.

On rappelle toutefois ses caractéristiques essentielles.

Le bassin du Réal Collobrier est situé dans le Var, à l'extrémité ouest du massif des Maures, à une dizaine de kilomètres de la Méditerranée. La rivière coule dans une direction générale est-ouest, prenant naissance dans les reliefs de la bordure est du bassin. Celui-ci forme un cirque à l'est et s'allonge en se rétrécissant vers l'ouest. La figure 1-3 montre l'ensemble du bassin et de ses sous-bassins. On s'intéressera particulièrement au bassin de "Pont de fer", et à quelques-uns de ses sous-bassins, particulièrement "les Maurets" et, dans une moindre mesure, "Valescure" et "le Rimbaud". Le tableau I-1 indique les tailles de chacun des sous-bassins dont nous utiliserons les données.

tableau I-1 Caractéristiques des bassins et sous-bassins du Réal Collobrier

Nom du bassin	Superficie (km ²)	Date de mise en place
Pont de fer	70.6	1966
Collobrières	29.5	1972
La Malière	12.3	1965
Valescure	9.4	1967
Les Maurets	8.4	1968
Vaubarnier	1.5	1968
Rimbaud	1.4	1967

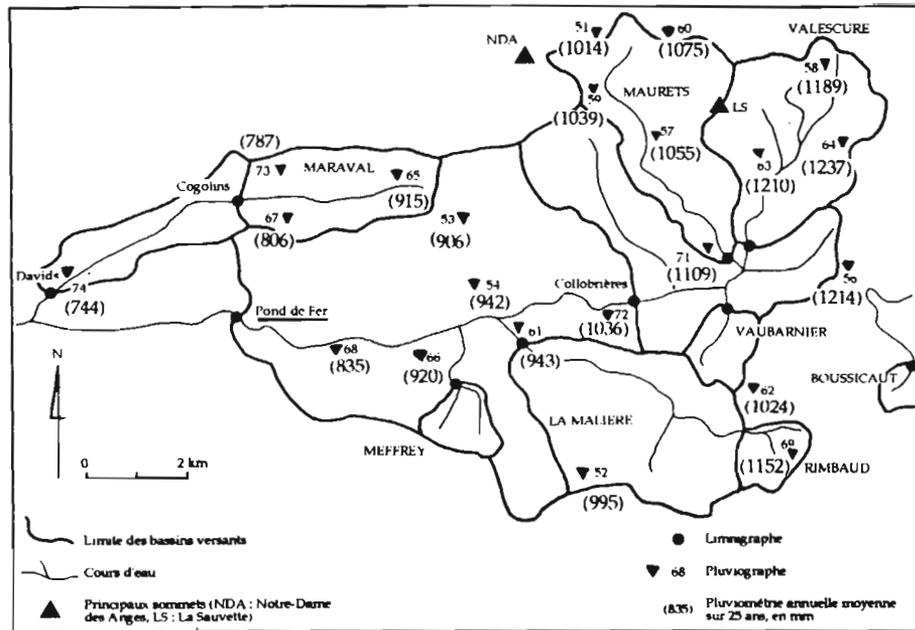


Figure 1-3 Carte des sous-bassins du Réal Collobrier et implantation des pluviographes et limnigraphes (cf. Martin C. et Marc V. 1993)

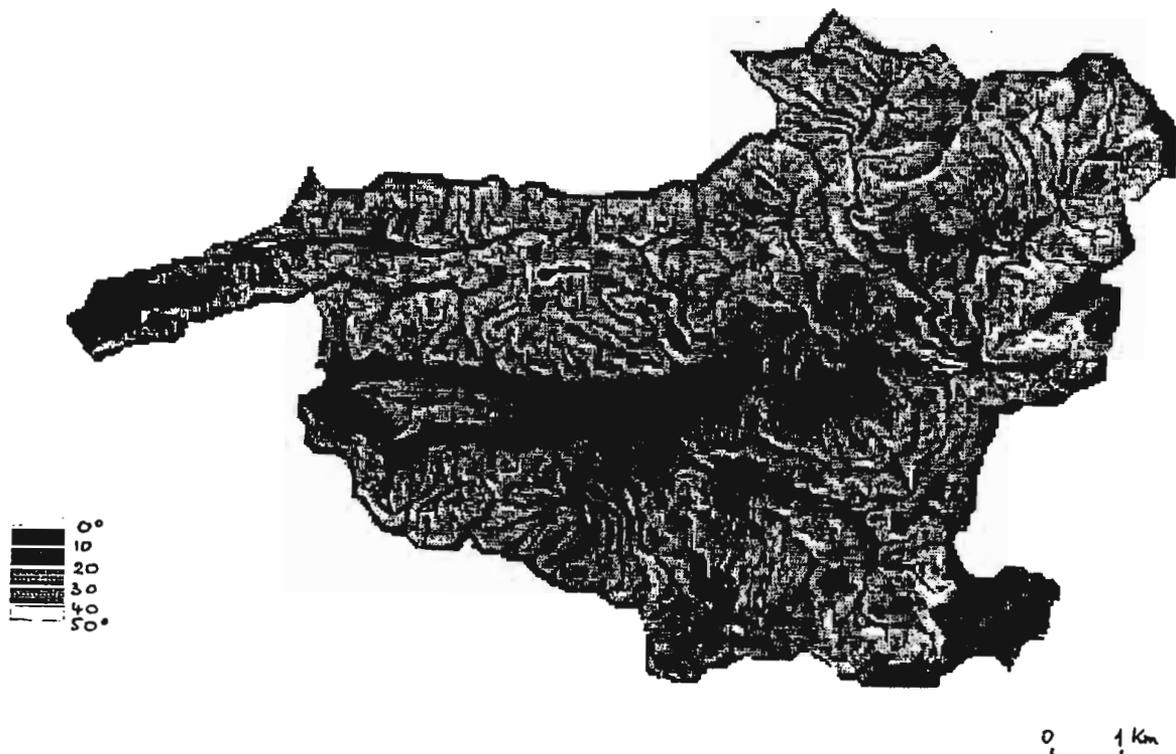


Figure 1-4 Image des pentes du Réal Collobrier -MNT à 20 mètres- (Puech)

Quatre autres sous-bassins sont également jaugés (Davids, Cogolin, Boussicaut et Meffrey). Les trois premiers se situent en dehors du bassin de Pont de fer, le dernier n'est exploité que depuis 1985.

Le relief est montagneux, les altitudes sont comprises entre 80 et 770 mètres. L'altitude moyenne est de 330 mètres. Les terrains ont donc de fortes pentes, notamment à l'est. La figure 1-4 est une carte des pentes sur le bassin. Cette carte, due à Puech (1993), a été obtenue à partir d'un modèle numérique de terrain provenant d'une carte numérisée manuellement. Elle montre que les faibles pentes se situent bien sûr à l'aval, autour de la rivière, mais aussi parfois en altitude. Le bassin du "Rimbaud", en particulier se trouve en hauteur, mais avec des pentes douces.

La figure 1-5, tirée de la carte géologique de la région, montre que les formations géologiques ont une orientation sud-ouest nord-est et que deux d'entre elles dominent: les Gneiss, durs et peu altérés, au sud-est et en altitude, et les phyllades, moins imperméables, à l'ouest et au nord. Des micaschistes et des amphibolites les séparent. Autour de la rivière, à l'aval de Collobrières on trouve quelques formations alluviales. Les profondeurs de sols 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, plus profondes dans les alluvions.

Au point de vue de la végétation, la forêt -de chênes lièges ou de châtaigniers- couvre la plus grande part du bassin, notamment en altitude. Localement, il peut s'agir de pins maritimes. Des zones de culture de vignes se trouvent sur les terrains alluviaux plats, à l'aval. Là où les sols sont les plus minces, la végétation est également la plus rare, faite de bruyère, d'arbousiers et de quelques arbres (le "maquis"). La figure 1-6, due à Puech et Weesakul, montre la répartition spatiale de chacune de ces espèces végétales reconnues par traitement d'image satellite.

Le climat est méditerranéen, au sens où les étés sont très secs, les précipitations d'automne parfois violentes, et le printemps assez pluvieux. En revanche, les précipitations sont importantes, en moyenne, sur le bassin, en raison de la présence du relief qui provoque un refroidissement des masses d'air humides venant du sud. Toutefois, les précipitations connaissent de fortes variations inter annuelles, comme l'ont montré en particulier ces dernières années (très sèches). La figure 1-7 montre les isohyètes annuelles sur le bassin, pour la période 1966-1987. (Weesakul1992)

L'hydrométrie du bassin est connue grâce aux 11 stations limnigraphiques, dont 7 nous serviront sur le bassin de Pont de fer. Il s'agit de limnigraphes à flotteurs avec enregistrement sur papier, remplacé, depuis 1989, par une acquisition sur carte à microprocesseur dans les stations les plus importantes. La pluie est mesurée, depuis 1967, grâce à 30 pluviographes à augets basculeurs avec enregistrement graphique. Depuis 1989, l'enregistrement a été automatisé, pour les pluviographes comme pour les limnigraphes. 17 pluviographes ont fait l'objet de cette transformation qui assure une meilleure précision dans le synchronisme des mesures. (cf figure 1-3 pour la situation des pluviographes et limnigraphes).

La figure 1-8 représente le sous-bassin des Maurets sur lequel nous avons analysé un versant (cf 2^{ème} partie). Nos mesures sont faites dans une zone de forêt de chênes et de châtaigniers, sur des sols provenant de la décomposition des amphibolites.

Les données des bassins versants d'Afrique de l'ouest et du centre

Les données que nous utilisons proviennent de plus de cent bassins versants de l'Afrique de l'Ouest et du Centre étudiés par l'ORSTOM entre les années 1951 et 1969 et publiées en 1972 (Recueil des données de base des bassins représentatifs et expérimentaux Dubreuil). La figure 1-9 montre la répartition géographique de ces bassins qui sont situés entre les isohyètes 100 et 2500 millimètres.

Chacun d'eux est décrit par:

-ses caractéristiques physiques et morphologiques: superficie, altitudes, indice de compacité, longueur du rectangle équivalent, indice de pente global, densité de drainage, rapport de confluence, etc. (cf. Roche)

-le climat régional: hauteur moyenne inter annuelle de pluie, hauteur journalière ponctuelle de pluie décennale, température, humidité, etc.

-quelques éléments descriptifs de la végétation et de la géologie.

On conservera parmi ces diverses caractéristiques celles qui s'avéreront pertinentes dans nos analyses corrélatives.

TERRAINS ÉLÉVÉS ET MÉTAMORPHIQUES

T'Ouvet des grès de Bornes



Phyllades bleues du Réal-Martin
Phyllades granulaires et détritiques de Carroz



Systèmes bleus de N.O. des Arpans



Quartzites de Tignes



Phyllades détritiques des Saovines
à 4 niveaux de complexité



Amphibolites et leptynites massives
1 Collobrière



Micaschistes à grenat



Gneiss migmatitiques

TERRAINS
SEDIMENTAIRES



Éboule



Épandements d'argiles



Alluvions récentes et anciennes

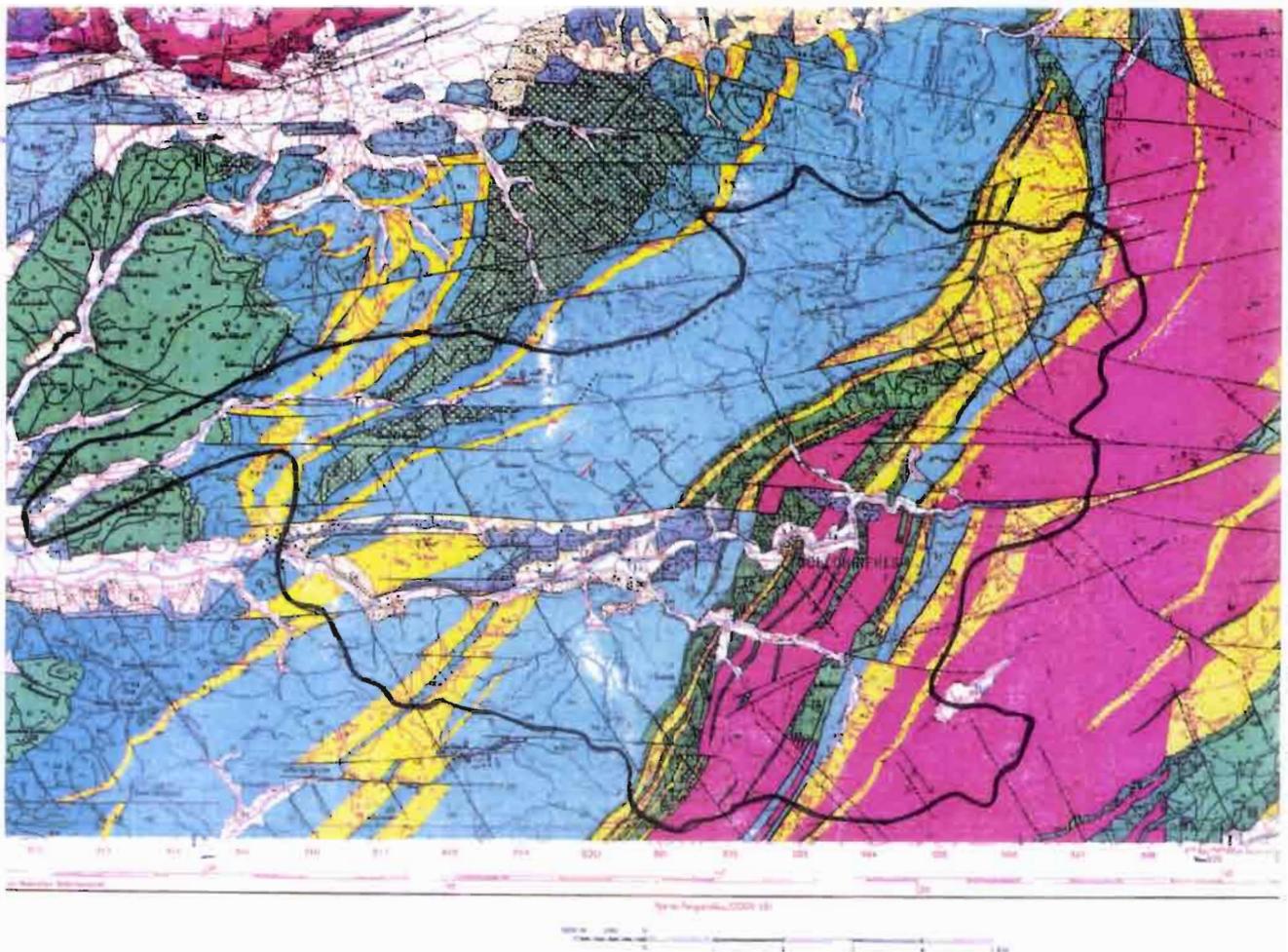
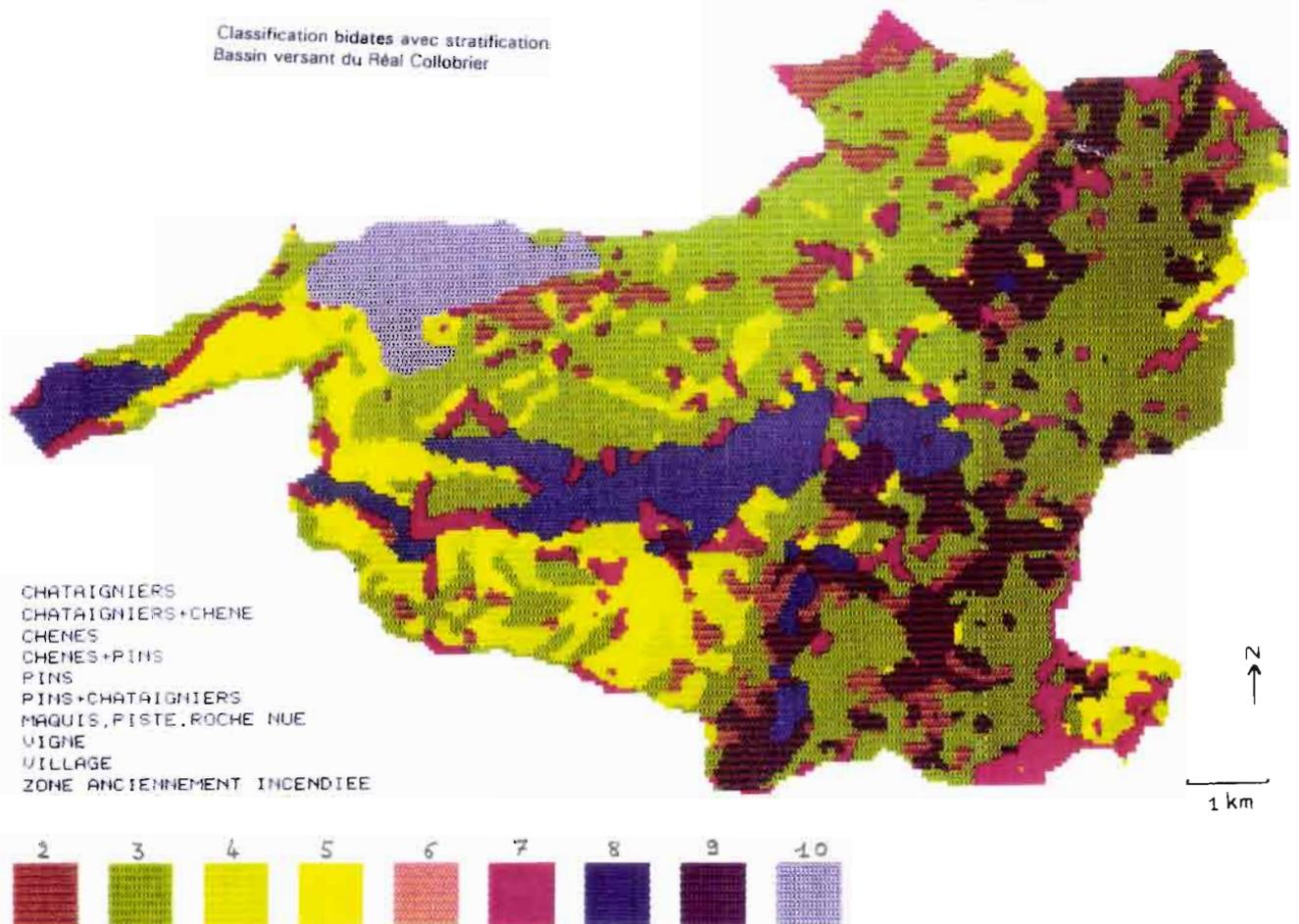


Figure 1-5 Carte Géologique du Bassin Versant du Réal Collobrier (en haut)

Figure 1-6 Répartition spatiale des espèces végétales sur le Réal Collobrier (Puech et Weesakul-en bas)

Classification bidates avec stratification
Bassin versant du Réal Collobrier



- 1 CHATAIGNIERS
- 2 CHATAIGNIERS+CHENE
- 3 CHENES
- 4 CHENES+PINS
- 5 PINS
- 6 PINS+CHATAIGNIERS
- 7 MAQUIS, PISTE, ROCHE NUE
- 8 VIGNE
- 9 VILLAGE
- 10 ZONE ANCIENNEMENT INCENDIEE



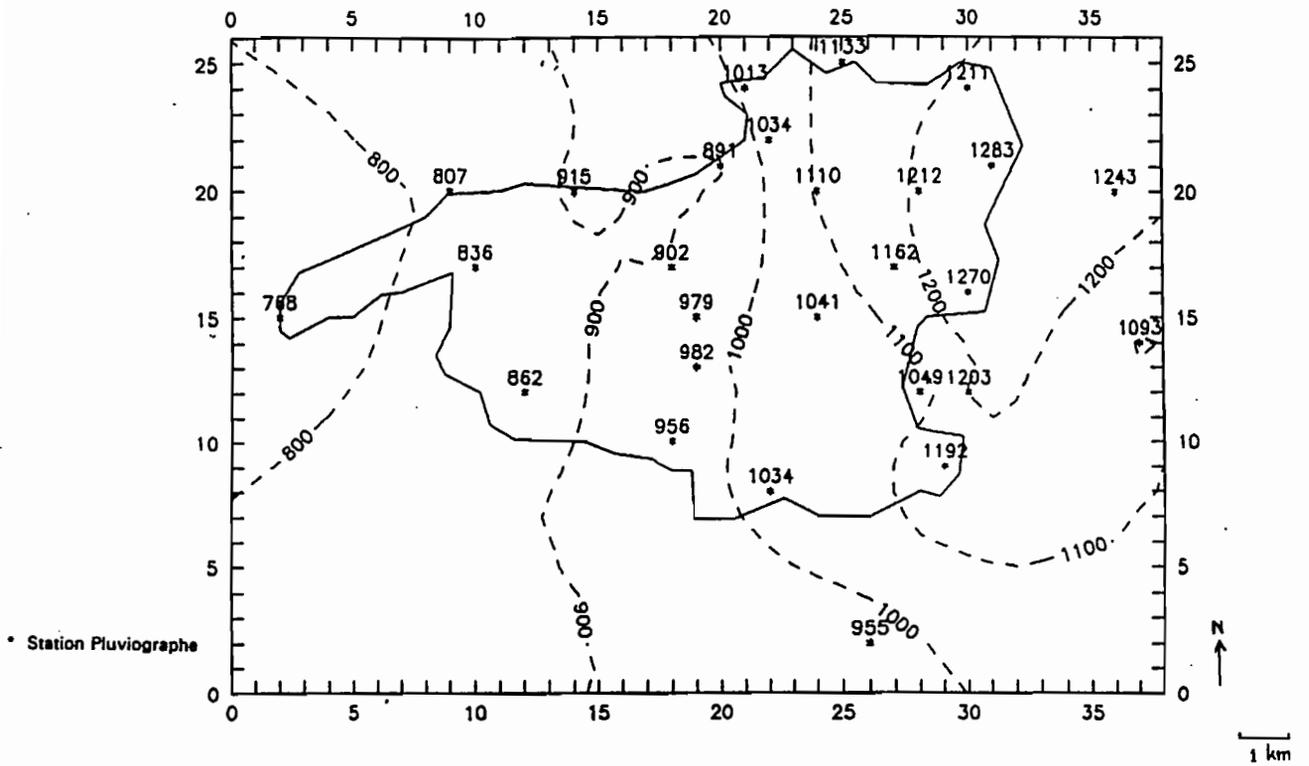


Figure 1-7 Carte des isohyètes annuelles sur le bassin du Réal Collob. -période 1966-1987- (Weesakul)

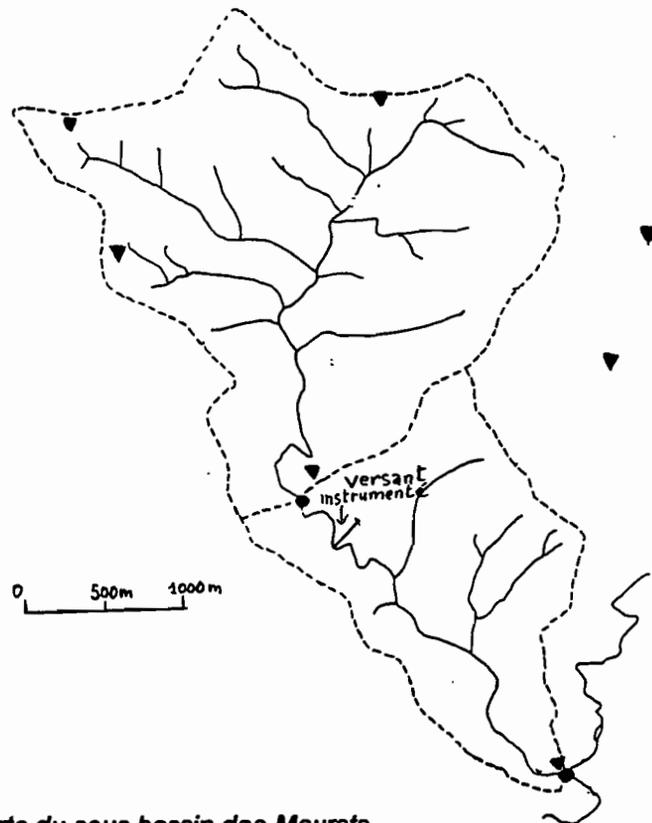


Figure 1-8 Carte du sous-bassin des Maurets

Situation des bassins représentatifs et expérimentaux

AFRIQUE DE L'OUEST

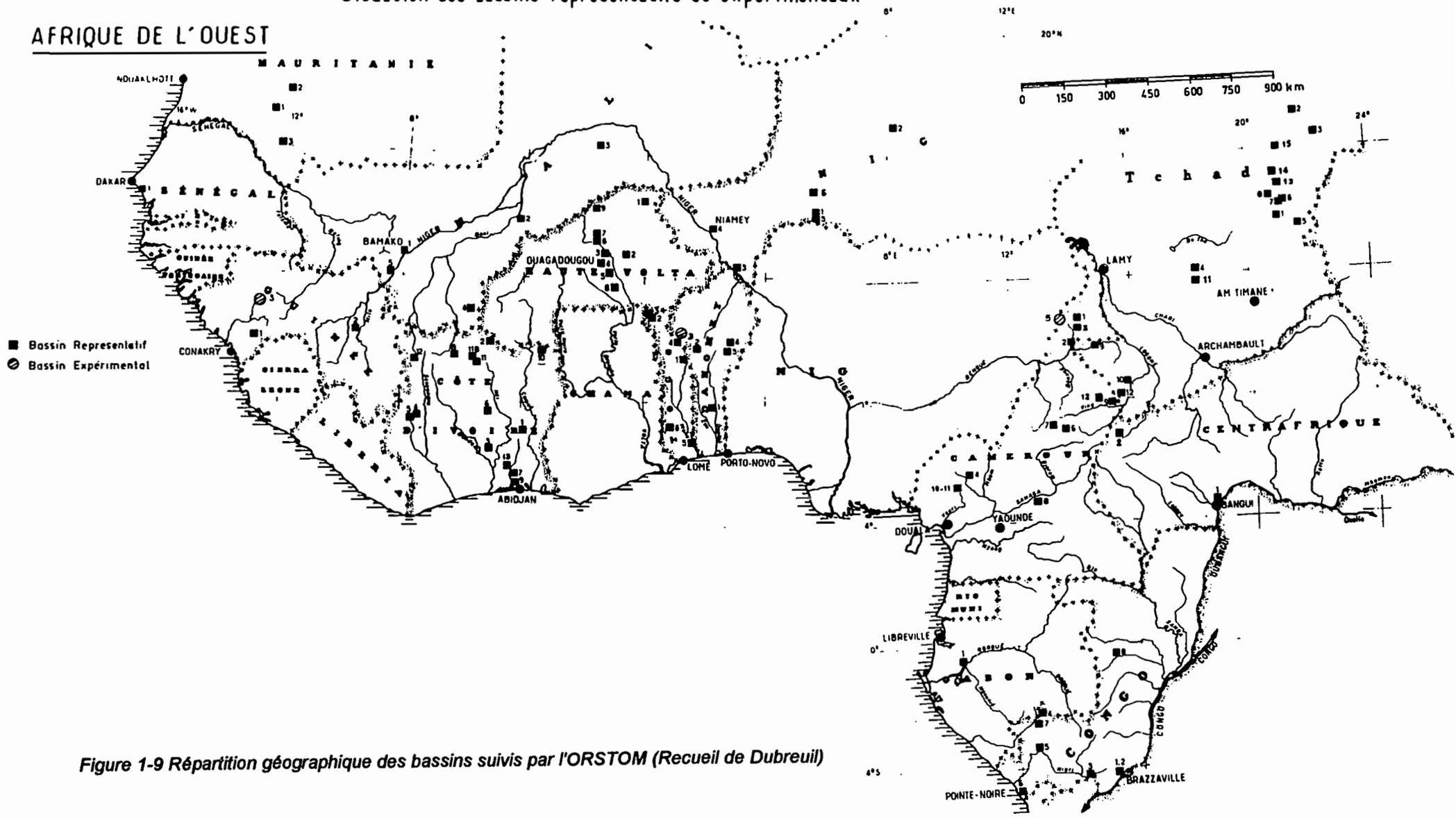


Figure 1-9 Répartition géographique des bassins suivis par l'ORSTOM (Recueil de Dubreuil)

Les données hydrologiques sur chaque bassin proviennent d'un suivi réalisé sur quelques années (entre une et quatre selon les bassins). Elles ont été recueillies dans le but de permettre, au moyen d'une extrapolation fondée sur l'analyse des épisodes enregistrés, l'estimation des caractéristiques d'une crue de durée de retour dix ans (débit de pointe en particulier). Nous procéderons ultérieurement à une analyse de la qualité de ces estimations. Les caractéristiques fournies sont, entre autres:

- bilans annuels et mensuels des quelques années d'observation,
- les caractéristiques de quelques épisodes de crue observés ainsi que "l'hydrogramme type" du bassin (sic) -c'est-à-dire ce qui peut être considéré comme l'hydrogramme unitaire du bassin-, lorsque le nombre d'épisodes disponibles était suffisant,
- le hydrogramme et l'hydrogramme correspondant pour l'épisode le plus violent enregistré sur chaque bassin,
- quelques informations sur les variables qui jouent un rôle dans la relation précipitation-ruisellement représentée par le coefficient de ruisellement KR, rapport du volume ruiselé au volume précipité pour un épisode (ces variables sont, en général, la pluie de l'épisode et un indice d'humidité préalable du bassin).

Nous préciserons, au moment de leur introduction, les variables hydrologiques qui nous intéresseront.

Le bassin de Polaka:

Les données de Polaka, issues d'une étude effectuée par l'ORSTOM dans le cadre de la lutte contre l'aridité dans les zones sahéniennes nous ont été fournies par le centre ORSTOM de Montpellier.

La description du bassin, de son équipement et des résultats des observations faites figurent dans des rapports de campagne (Claude et al.1978, 1980 et 1981) et un rapport de synthèse (Chevallier et al.1985).

Le bassin de Polaka est l'un des sept bassins suivis par l'ORSTOM entre 1976 et 1980 autour de la Mare d'Oursi au nord du Burkina Faso (figure 1-10). Il s'agit d'une région typiquement sahénienne, caractérisée par une précipitation moyenne inter annuelle voisine de 400 millimètres, concentrée entre Juin et Septembre (90% de la pluie sur quatre mois environ). La taille du bassin est de 9.14 kilomètres carrés, il est constitué d'une socle granitique, recouvert de placages sableux cultivés et perméables à l'amont ou argilo-sableux avec pellicules d'induration plus à l'aval où la végétation est faible à nulle (strate herbacée) ou bien très clairsemée (strate arbustive). Le réseau hydrographique est assez net (densité de drainage 1.03). Les pentes sont faibles (pente moyenne 1.1%).

Il est équipé de quatre pluviomètres journaliers, et de trois pluviographes à déroulement journalier. Les hauteurs d'eau dans la rivière sont mesurées à l'aide d'un limnigraphe; l'étalonnage de la station est fréquemment contrôlé en raison d'une évolution du lit mineur pendant la période de mesure (quatre courbes d'étalonnage).

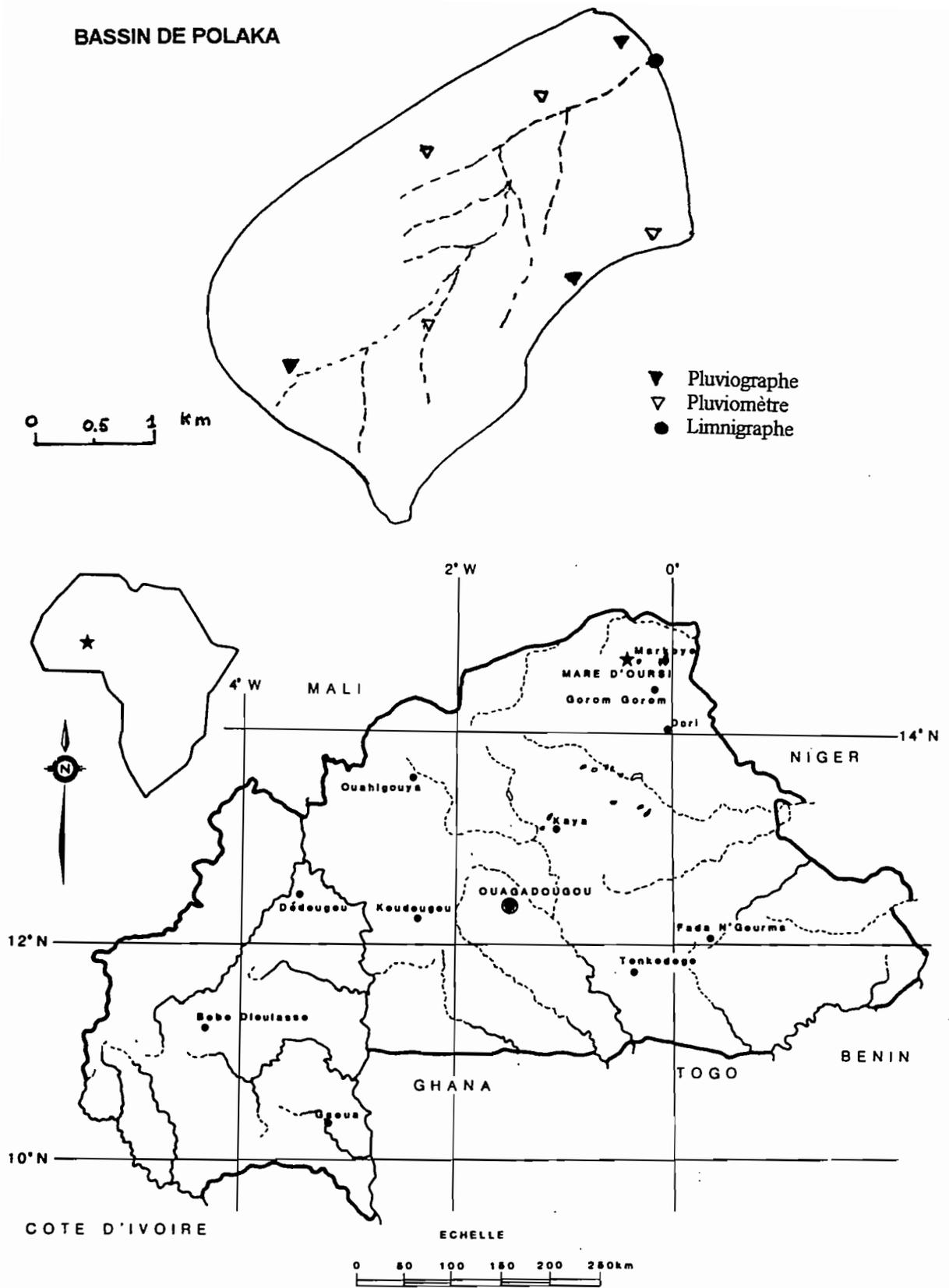


Figure 1-10 Situation de la Mare d'Oursi au Burkina Faso et carte du bassin de Polaka, sous bassin de la Mare d'Oursi (d'après Chevalier et al. 1985)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES POUR LE CHAPITRE 1

- Abdul A.S. et Gillham R.W.** 1989 "Field studies of the effects of the capillary fringe on streamflow generation"
Journal of hydrology 112, 1-18
- Ambroise B.** 1986 "Rôle hydrologique des surfaces saturées en eau dans le bassin de Rigenlbach à Soultzeren (Hautes-Vosges)"
Colloque sur l'environnement Université de Strasbourg.
- Barnes B.S.** 1944 "Subsurface-Flow"
Trans. Am; Geophysical Union 5,746
- Betson R.P.** 1964 "What is watershed runoff?"
Journal geophys. Res. 69, 1541-1552
- Beven K. et Kirkby M.J.** 1979 "A physically-based variable contributing area model of basin hydrology"
Hydrology Science Bull. 24, 27-53
- Beven K. & Germann P.** 1982 "Macropores and water flow in soils"
Water Resources Research 18 (5), pp 1311-1325
- Beven K., Kirkby M.J., Schoffield N. et Tagg A.** 1984 "Testing a physically-based flood forecasting model TOPMODEL for three U.K. catchments"
Journal of Hydrology 69, 119-143
- Beven K., Calver A. et Morris E.M.** 1987 "The Institute of Hydrology Distributed Model"
Inst. of Hydrology Rep. n. 98
- Bishop K.H.** 1991 "Episodic Increase in Stream Acidity, Catchment Flow Pathways and Hydrograph Separation"
Ph. Doct. dissertation. University of Cambridge Department of Geography, 246p.
- Blavoux B.** 1978 "Etude du cycle de l'eau au moyen de l'oxygène 18 et du tritium. Possibilités et limites de la méthode des isotopes du milieu en hydrologie de la zone tempérée"
Thèse Doct. Université P. et M. Curie, Paris.
- Calver A., Kirkby M.J. et Weyman D.R.** 1972 "Modelling hillslope and channel flow"
in "Spatial Analysis in Geomorphology" Chorley (ed.) Metuen London, pp 197-218
- Cappus P.** 1960 "Etude des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision des débits"
La Houille Blanche A pp 493-518
- Chevallier P., Claude J., Pouyaud B. & Bernard A.** 1985 "Pluies et crues au Sahel - Hydrologie de la Mare d'Oursi (Burkina Faso) 1976-1981"
ORSTOM (éditeur) Collect. Travaux et Documents n° 190 Paris 1985

- Claude J., Saadoun N. & Bernard A. 1979 "Etude hydrologique de sept bassins versants alimentant la Mare d'Oursi - Rapport de campagne Année 1978"**
ORSTOM Ouagadougou, 1979
- Claude J., Bernard A. & Bardin E. 1980 "Etude hydrologique de sept bassins versants alimentant la Mare d'Oursi - Rapport de campagne Année 1979"**
ORSTOM Ouagadougou, Mai 1980
- Claude J., Bernard A. & Lointier M. 1981 "Etude hydrologique de sept bassins versants alimentant la Mare d'Oursi - Rapport de campagne Année 1980"**
ORSTOM Ouagadougou, Juin 1981
- Cook H.L. 1943 "Report of Committee on Runoff 1942-43"**
Trans. Am. Geophysical Union 24, 422
- Cook H.L. 1946 "The infiltration approach to the calculation of surface runoff"**
Trans. American Geophysical Union 27, 726-743
- Chorley R.J. 1979 "The Hillslope Hydrological Cycle"**
in: Hillslope Hydrology, Kirkby M.J. (ed.), Wiley, Chichester (U.K.)
- Claude J., Saadoun N. et Bernard A. 1978 "Etude hydrologique de sept bassins versants alimentant la mare d'Oursi"**
ORSTOM Section Hydrologie Ouagadougou Rapport de campagne année 1978
- Crouzet E., Hubert P., Olive P., Siwertz E., Marcé A. 1970 "Le tritium dans les mesures d'hydrologie de surface. Détermination expérimentale du coefficient de ruissellement"**
Journal of Hydrology 11, 217-229
- Dewalle D.R., Swistock B.R. et Sharpe W.E. 1988 "Three component tracer model for stormflow on a small Appalachian forested catchment"**
Journal of Hydrology 104, 301-310
- Dubreuil P. 1972 "Recueil des données de base des bassins représentatifs et expérimentaux Années 1951-1969"**
ORSTOM (Editeur)
- Dunne T. 1969 "Runoff Production in a Humid Area"**
Ph.D. dissertation, department of Geography, Johns Hopkins Univ. Baltimore, Maryland.
- Dunne T. 1979 "Field studies of hillslope flow processes"**
Hillslope Hydrology, Kirkby M.J. (ed.), Wiley, Chichester (U.K.)
- Dunne T. et Black R.D. 1970a "An experimental investigation of runoff production in permeable soils"**
Water Res. Res 6, 478-490
- Dunne T. et Black R.D. 1970b "Partial area contributions to storm runoff in a small New England Watershed"**
Water Res. Res. 6, 1296-1311
- Dunne T. et Black R.D. 1971 "Runoff processes during snowmelt"**
Water Res. Res. 7, 1160-1172

- Fontes J.C.** 1980 "Environmental isotopes in groundwater hydrology"
Handbook of Environ. Isotope Geoch. vol 1-A Fritz et Fontes (Eds) Elsevier
- 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 Res. Res. 5(1), 153-171
- Freeze R.A.** 1971 "Three dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin"
Water Res. Res. 7(2), 347-366
- Freeze R.A.** 1972a "Role of subsurface flow in generating surface runoff. Base flow contributions to channel flow"
Water Res. Res. 8(3), 609-623
- Freeze R.A.** 1972b "Role of subsurface flow in generating surface runoff. Upstream source areas"
Water Res. Res. 8(5), 929-941
- Helvey J.D., Hewlett J.D. et Douglass J.E.** 1972 "Predicting soil moisture in the southern Appalachians"
Proc. Soil Science Soc. Am. 36, 954-959
- Hewlett J.D. et Hibbert A.R.** 1967 "Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas"
in "Forest hydrology" Sopper and Lull (eds.) Pergamon 275-290
- Horton R.E.** 1933 "The rôle of infiltration in the hydrologic cycle"
Trans. Am. Geophys. Union 14, 446-460
- Horton R.E.** 1940 "An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity"
Proc. Soil Science Soc. Am. 4, 399-417
- Hursh C.R.** 1936 "Storm water and adsorption"
Report of the Com. on Absorp. and Transpir., Trans. Am. Geophysical Union 17, 301-302
- Jordan J.P.** 1990 "Importance of the experimental basin for conceptual distributed models"
Proceedings of the International Conference at Wageningen on Hydrological research basins and the environment. TNO research 44 The Hague 13-20
- Jordan J.P.** 1992 "Identification et modélisation des processus de génération des crues"
Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 314p.
- Kirkby M.J.** 1969 "Infiltration throughflow and overland flow"
in "Water, earth and man" Chorley (ed.) Methuen, London 215-227
- Kennedy V.C., Kendall C., Zellweger G.W., Wyerman T.A. et Avanzino R.G.** 1986
"Determination of the components of stormflow using water chemistry and environmental isotopes, Mattole River Basin, California"
Journal of Hydrology 84, 107-140
- Kirkby M.J. et Chorley R.J.** 1967 "Overland flow, throughflow and erosion"
Bull. Intern. Assoc. Sci. Hydrology 12(2), 5-21
- Kuichling E.** 1889 "The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts"
Transactions of the American Society of Civil Engineers 20, 37-40

- Laurenson** 1964 "A catchment storage model for runoff routing"
Journal of hydrology 2, 141-163
- Lavabre J.** 1990 "Les bassins versants de recherche du Réal Collobrier"
Cemagref, Aix-en-Provence
- Littlewood I.G.** 1989 "The dynamics of acid runoff from moorland and afforested catchments draining into Llyn Brianne, Wales"
Ph.D. thesis University of Wales
- Lundin L.** 1982 "Soil Moisture and ground water in till soil and the significance of soil type for runoff."
Doct. dissertation, Uppsala University, UNGI Report Nr 56
- Loye-Pilot M.D., Jusserand C.** 1990 "Décomposition chimique et isotopique d'un hydrogramme de crue d'un torrent méditerranéen. Réflexions méthodologiques"
Rev. Sci. Eau 3, 211-231
- Martin C. & 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"
- Mathur B.S.** 1974 "Natural catchment representation by a series of linear chanel"
Proceedings of the Warsaw Symposium on Mathematical Models in Hydrology vol 2, pp 634-652
- Merot P., Bourguet M., Le Leuch M.** 1981 "Analyse d'une crue à l'aide du traçage naturel par l'oxygène 18 mesuré dans les pluies, le sol, le ruisseau"
Catena, Braunschweig 8, 69-81
- Mosley M.P.** 1979 "Streamflow generation in a forested watershed, New Zealand"
Water Resources Research 15 (9) pp 795-806
- Ragan R.M.** 1968 "An experimental investigation of partial area contributions"
International Assoc. Sci. Hydrology, Symposium of Bem Publication 76, pp 241-251
- Rao A.R., Delleur J.W.** 1974 "Instantaneous unit hydrographs, peak discharges and time lags in urban areas"
Hydrological Sciences Bulletin 19(2) 185-198
- Rhode A.** 1987 "The origin of streamwater traced by oxygen-18"
Ph.D. Thesis, Uppsala University, UNGI Report series A n° 41
- Roche M.** 1963 "Hydrologie de surface"
O.R.S.T.O.M. Gauthier-Villars Editeur Paris
- Rubin J.** 1968 "Theoretical analysis of two-dimensional, transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils"
Soil Sci. Soc. Am. Proc. Vol. 32, n°5 pp 607-615
- Sherman L.K.** 1932 "Streamflow from rainfall by unit-graph method"
Engineering News Record 108, 501-505

PREMIERE PARTIE

LA RELATION PLUIE-DEBIT SUR UN BASSIN ETUDE PAR ANALYSE GLOBALE

CHAPITRE 2

ETUDE DE LA STABILITE DE LA FONCTION DE TRANSFERT D'UN BASSIN VERSANT

Nous prenons pour hypothèse, dans ce chapitre, que la physique de la transformation de la pluie en débit sur un bassin versant peut être modélisée par la succession classique d'une fonction de "production", responsable d'un abattement de la pluie brute et d'une fonction de "transfert" qui assure l'étalement des débits à l'exutoire. (figure 2-1).

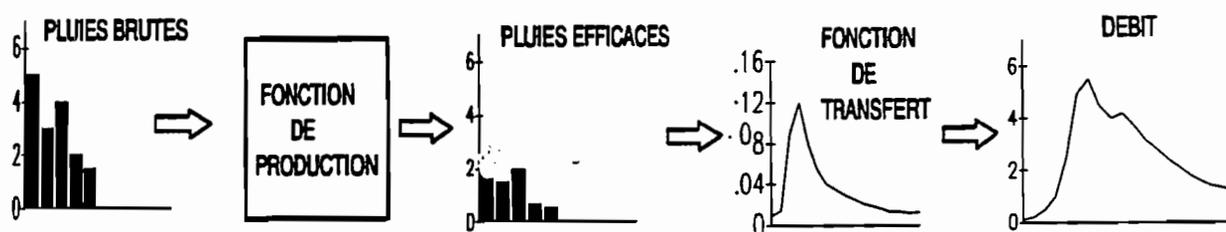


Figure 2-1 Représentation schématique classique de la transformation Pluie Débit

Cette vision est inspirée par l'idée de la séquence d'évènements suivante: d'abord une absorption quasi instantanée d'une partie de l'eau de pluie (traduite par la "fonction de production"), puis un transport de l'eau restante (le "transfert").

Le schéma d'un fonctionnement hortonien n'est, bien-sûr, pas loin derrière. En effet, la fonction de production correspond plus ou moins clairement à l'infiltration, qui est un phénomène à peu près instantané. Ainsi, la F.P. est toujours supposée "non linéaire" et, en général, de telle sorte qu'à une pluie brute d'intensité constante, elle fasse correspondre une pluie nette croissante au cours d'un épisode, tout comme l'infiltration diminue pendant le même temps.

En revanche, l'apport de débit à l'exutoire à l'instant t , en provenance de la pluie de l'épisode, est supposé lié linéairement aux pluies nettes précédentes (par le biais de la fonction de transfert), ce qui traduit l'idée de zones d'apports stables et de vitesses d'écoulements invariables, comme on a vu.

En admettant que les deux hypothèses:

-instantanéité de la transformation pluie brute / pluie nette

-linéarité de la relation pluies nettes - débits,

sont justifiées en moyenne, on examinera dans ce chapitre s'il existe une évolution de la fonction de transfert (de l'hydrogramme unitaire) selon les valeurs de certaines variables comme l'intensité des pluies, l'état initial du bassin etc... et ceci dans différents contextes géographiques.

D'autre part, afin d'échapper à un point de vue trop hortonien, et tout en conservant l'idée d'une relation linéaire entre débits et pluies nettes, on cherchera également à développer un couple production - transfert tel que la transformation de la pluie brute en pluie nette ne soit pas "instantanée". Ce découpage correspond à l'idée de versants délivrant leurs apports au réseau hydrographique, avec un décalage temporel entre la pluie brute et l'apport correspondant au bas du versant. On peut imaginer soit des apports souterrains, alimentés par les pluies (donc avec un temps de réponse long), soit des apports en provenance de zones saturées contributives, soit encore des apports en provenance d'un ruissellement de surface par refus d'infiltration. Dans tous les cas, les délais entre pluie brute et apports au bas du versant sont supposés inclus dans la fonction de production tandis que la fonction de transfert représente toujours un transport, mais dans le seul réseau hydrographique. Ce type de schématisation, adaptable aussi à tous les mécanismes de génération d'écoulement, distingue donc sur un bassin les deux unités fonctionnelles: versant et réseau hydrographique. La figure 2-2 suivante représente son schéma de principe que l'on comparera à la figure 2-1. On tentera d'identifier la fonction de transfert correspondante.

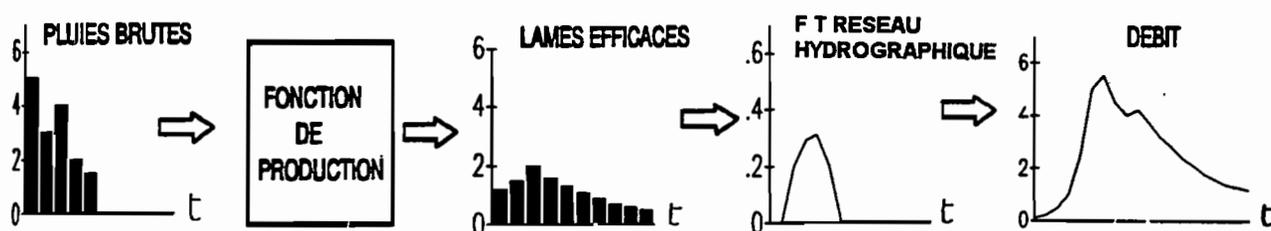


Figure 2-2 Représentation schématique d'une transformation Pluie-Débit dans laquelle le Transfert ne représente que l'écoulement dans le réseau

2-1 Les outils d'analyse:

Pour aborder l'analyse des fonctions de transfert, nous aurons recours aux outils suivants:

La méthode D.P.F.T. (Différence Première de la Fonction de Transfert) pour le Réal Collobrier et pour Polaka.

Analyse des coefficients de tarissement des crues, notamment pour Polaka

2-1-1 La méthode D.P.F.T.

La méthode de l'hydrogramme unitaire tient une place originale et inconfortable en hydrologie en ce sens qu'elle est considérée comme une modélisation conceptuelle mais qu'elle est définie par une approche statistique. Elle est conceptuelle (au sens de Clarke 1973) dans la mesure où elle est censée représenter les processus de transfert de l'eau sur un bassin; elle est statistique parce que les ordonnées de l'hydrogramme unitaire résultent d'une moyenne effectuée sur des hydrogrammes de crues. La DPFT, qui propose une technique habile pour réaliser cette moyenne, suscite d'une certaine manière la suspicion attachée au concept de transfert et à son apparentement à des processus hortonien. Nous essaierons de voir si cette méfiance se justifie et si oui, où et quand.

A Grenoble, et plus particulièrement au L.T.H.E., on ne présente plus la méthode DPFT, technique numérique permettant d'identifier simultanément la fonction de transfert d'un bassin et les pluies nettes sur un jeu d'épisodes pluies-débits. Elle a donné lieu à des travaux nombreux et récents qui nous serviront de référence. On rappelle néanmoins brièvement, ci-dessous, ses grands principes ainsi que l'historique de sa mise au point.

L'écriture de la relation linéaire entre débits rapides et pluies nettes résulte de la convolution de deux fonctions continues: l'intensité de la pluie en fonction du temps et l'hydrogramme lui-même que l'on discrétise. Le pas de temps optimum pour effectuer cette discrétisation dépend de la précision recherchée mais surtout de la qualité de la chronologie des mesures de temps dans la succession des données disponibles (le pas de temps adopté doit être nettement supérieur à la précision dans ces mesures de temps).

Les inconnues que cherche à identifier la DPFT sont les coefficients de la relation linéaire supposée entre débits rapides (connus moyennant certaines hypothèses sur les débits lents), et pluies nettes (inconnues puisque la pluie brute subit diverses absorptions). Plus exactement, elle recherche les "différences premières" de ces coefficients, les relations étant écrites avec les "différences premières" des débits (l'un des objectifs de ce travail en différences des variables est d'éliminer les débits lents qui sont supposés presque stables à l'échelle du pas de temps choisi). Le nombre des coefficients (des différences de coefficients) à identifier dépend de la durée de l'hydrogramme unitaire du bassin et du pas de temps choisi.

Pour parvenir à traiter ce système indéfini, la méthode considère d'abord les pluies brutes comme des pluies nettes et juxtapose plusieurs épisodes pluies-débits dans le même système d'équations de manière à ce que le nombre d'inconnues soit faible vis à vis du nombre des équations disponibles. Cette surdétermination est voulue, les erreurs dans les mesures comme les imperfections dans les schématisations (vision globale du bassin, linéarité de la relation etc...) rendant nécessaire une solution "moyenne" qu'une méthode des moindres carrés permet de fournir. La qualité de la solution est d'ailleurs d'autant meilleure que le nombre d'épisodes juxtaposés est élevé. Les coefficients identifiés de cette manière subissent alors quelques traitements, appelés "contraintes" (positivité, normalisation de la somme des coefficients, lissage des derniers coefficients etc).

A partir de la première approximation ainsi obtenue pour la fonction de transfert, on utilise le même système linéaire, les débits et les coefficients de la relation linéaire étant connus, pour calculer, par déconvolution, les pluies nettes de chaque épisode. Cette phase est plus délicate, le nombre des équations pour chaque épisode étant en général faiblement supérieur au nombre d'inconnues, ce qui provoque des instabilités numériques importantes dans les solutions. Des techniques numériques pour affaiblir ces instabilités sont nécessaires à ce stade (Ridge regression). Des conditions (des "contraintes") peuvent également être imposées aux pluies nettes (positivité, éventuellement borne supérieure imposée à la valeur des pluies brutes).

Les pluies nettes ainsi obtenues permettent de revenir à la phase initiale et on itère le processus jusqu'à obtenir la convergence pour la fonction de transfert et, en principe, également pour les pluies nettes.

On doit à Newton et Vinyard (1967) la première version d'un algorithme suivant une démarche de ce type pour identifier une fonction de transfert. Duband (1978) puis Guillot et Duband (1980) ont donné forme à la méthode DPFT elle-même (travail en "différence première", utilisation d'un jeu important d'évènements etc...). Versiani (1983) et Bastin (1983) l'ont complétée en testant différentes solutions numériques pour la résolution des phases successives de la méthode, notamment la déconvolution.

Plus récemment, des études se sont orientées sur l'analyse de la robustesse de la méthode vis-à-vis du schéma initial.

Nalbantis (1987) et Nalbantis et al. (1988) ont travaillé sur des données simulées obtenues en faisant subir à un jeu de hétérogrammes le passage au travers d'une fonction de production analytique (modèle de Lorent 1975) et d'une fonction de transfert linéaire de type fonction Gamma (les coefficients successifs de la fonction de transfert linéaire dessinent une fonction gamma). Ils ont pu ainsi étudier l'aptitude de la méthode DPFT à retrouver cette fonction de transfert dans différents contextes et en particulier en présence d'erreurs sur les données. Ils montrent que, même en l'absence de toute erreur sur les données, il faut un nombre d'épisodes important (supérieur à dix dans le contexte défini par les simulations de Nalbantis) pour obtenir un bon résultat; ils trouvent aussi que la "mémoire" de la fonction de transfert (sa longueur) ne doit pas être sous-estimée, faute de quoi des instabilités apparaissent. En présence d'erreurs gaussiennes de moyenne nulle sur les pluies, la méthode s'avère très robuste pour l'identification de la fonction de transfert. Ce n'est plus aussi vrai dans le cas où des erreurs autocorrélées

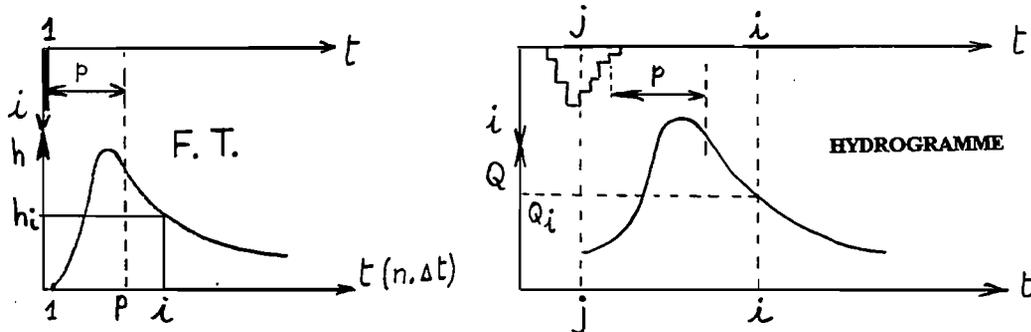
existent sur les données de débits: il est souhaitable alors que le nombre d'épisodes dont on dispose soit plus important encore, et que les épisodes soient courts (plus longs que la fonction de transfert mais pas trop...), enfin que les pluies nettes soient nettement inférieures aux pluies brutes. L'imposition de la contrainte de bornage des pluies nettes par les pluies brutes devient gênante, lorsque les erreurs sur les données sont fortes.

Rodriguez (1989) et Neyret-Gigot (1989) ont complété l'étude des performances de la méthode dans le cas d'une fonction de transfert non totalement invariante. Les données qu'ils simulent sont générées par passage au travers d'une fonction de transfert qui dépend de l'intensité de la pluie nette: elle est supposée plus rapide si l'intensité de la pluie est plus forte. Ils recherchent ensuite quelles sont les possibilités de reconstitution des débits en déconvoluant les pluies brutes au travers d'une fonction de transfert unique identifiée par la DPFT. Très logiquement ils montrent que les résultats sont corrects tant que l'évolution de la FT avec l'intensité des pluies n'est pas trop forte; en revanche lorsque la FT évolue plus fortement avec les pluies, les performances de la méthode chutent rapidement.

On devra se souvenir de ces résultats pour l'interprétation des fonctions de transfert que nous identifierons à l'aide de la méthode DPFT.

2-1-2 Analyse du coefficient de tarissement des crues:

La fonction de transfert d'un bassin, obtenue par le biais d'une moyenne, cache évidemment la variabilité des processus réels. C'est la raison pour laquelle on s'intéressera également à la forme de la fin de chacune des crues. On montre en effet ci-dessous, que si la fonction de transfert est réellement invariante, après l'arrêt des pluies les courbes de tarissement de toutes les crues ne dépendent que de la "queue" de la fonction de transfert. La démonstration est faite dans le cas particulier où la récession de la fonction de transfert a une allure exponentielle. Pereira et al.(1982), en analysant de nombreuses récessions, considèrent en effet que les réponses hydrologiques des bassins versants peuvent être reconstituées à l'aide de modèles exponentiels, éventuellement superposés.



La fonction de transfert discrétisée est représentée par une série de coefficients h_i tels qu'une pluie unitaire au pas de temps 1 provoque un débit $q_i = h_i$ à l'instant i . (le "coefficient" h_i est donc un débit correspondant à une pluie de volume unitaire).

Une pluie nette d'intensité PN_j à l'instant j provoque un débit q'_i à l'exutoire du bassin à l'instant i défini par:

$$q'_i = h_{i-j+1} \cdot PN_j$$

Le cumul à l'instant i des débits engendrés par les pluies nettes des pas de temps antérieurs donne le débit total Q_i par le biais de l'équation de convolution:

$$Q_i = \sum_{j=0}^{i-1} h_{i-j+1} \cdot PN_j$$

Si la fonction de transfert, à partir du pas de temps numéro p , peut être assimilée à une exponentielle décroissante, alors, pour un pas de temps $dt = 1$, on peut écrire:

$$h_{i+1} = h_i \cdot \exp(-a) \quad \text{pour tout } i-j > p$$

D'autre part, pour une crue quelconque, avec le même pas de temps $dt = 1$, on peut écrire, moyennant une approximation du premier ordre:

$$d(\ln Q_i) = \ln Q_i - \ln Q_{i-1}$$

soit:

$$d(\ln Q_i) = \ln \frac{\sum_{j=0}^{j=i} h_{i-j+1} \cdot PN_j}{\sum_{j=0}^{j=i-1} h_{i-j} \cdot PN_j}$$

Si, à l'instant i , la pluie est nulle depuis un nombre de pas de temps au moins égal à p , alors $PN_j = 0$ pour tout $j > i-p$ et dans ces conditions:

$$d(\ln Q_i) = \ln \frac{\sum_{j=0}^{j=i-p} h_{i-j+1} \cdot PN_j}{\sum_{j=0}^{j=i-p} h_{i-j} \cdot PN_j}$$

or pour j compris entre 0 et $i-p$ on a $j < i-p$ soit $i-j > p$ et donc:
 $h_{i-j+1} = h_{i-j} \cdot \exp(-a)$

ainsi

$$d(\ln Q_i) = \ln (\exp(-a)) = -a$$

ou

$$Q_i = Q_{i-1} \cdot \exp(-a) \quad \text{puisque } dt=1$$

La récession des crues est donc la même que celle de l'hydrogramme unitaire, si les pluies ont cessé depuis un nombre de pas de temps suffisant (" p " pas de temps au minimum). Ainsi, nous analyserons les courbes de tarissement des crues de Polaka et examinerons leur éventuelle variabilité.

.2-2 Résultats pour Polaka:

2-2-1 La fonction de transfert:

Comparaison de fonctions de transfert globales:

D'un point de vue strictement hydrologique, la zone sahélienne présente "l'avantage" que les rivières n'y ont pas de débit permanent. Une pluie y engendre un écoulement qui se tarit en général rapidement. L'origine de l'eau dans la rivière n'est pas vraiment mystérieuse et la notion d'hydrogramme unitaire semble pouvoir s'adapter facilement à ce contexte.

Ribstein (1990) a déjà utilisé l'algorithme de la DPFT pour les crues de Polaka. Pour ce faire, il a constitué un échantillon de douze crues importantes relevées entre 1976 et 1980; les débits maxima de ces crues sont compris entre 6.2 et 29.2 mètres cubes par seconde. Il utilise les données d'un pluviographe situé près de l'exutoire; le pas de temps de travail est de dix minutes; la version du modèle qu'il emploie impose que la longueur des crues soit de 70 pas de temps et la longueur des pluies de 42 pas de temps. Il identifie une fonction de transfert dont la mémoire, c'est-à-dire la longueur identifiée, est de 29 pas de temps. Les contraintes imposées sont les suivantes: positivité des coefficients, normalisation de la FT, lissage de la fin de la courbe par une exponentielle décroissante depuis le huitième pas de temps, pluie nette positive. La pluie nette n'a pas été bornée par la pluie brute.

la figure 2-3a montre la FT qu'il a identifiée ainsi que la sensibilité de la méthode à l'échantillon d'épisodes. On y voit en effet les FT obtenues en coupant l'échantillon aléatoirement en deux sous-échantillons de six épisodes chacun.

Avec Neyret-Gigot (1992), on utilise 47 crues d'importances beaucoup plus variables, prélevées sur les années 1978, 1979 et 1980 pendant lesquels les données sont probablement meilleures du fait de l'installation, début 1978, de deux pluviographes à vitesse de déroulement rapide. Les données de pluie proviennent de l'un de ces pluviographes, situé à moins de deux kilomètres de l'exutoire. La fourchette des débits maxima pour ces épisodes est beaucoup plus étendue que la précédente: elle se situe entre

140 litres par seconde et 27.9 mètres cubes par seconde. Le pas de temps est le même (dix minutes), la mémoire n'est que de quinze pas de temps, le lissage est effectué au quatorzième pas de temps, la contrainte de bornage des pluies nettes est imposée. La figure 2-3b montre la fonction de transfert identifiée de cette manière.

(x 0.1)

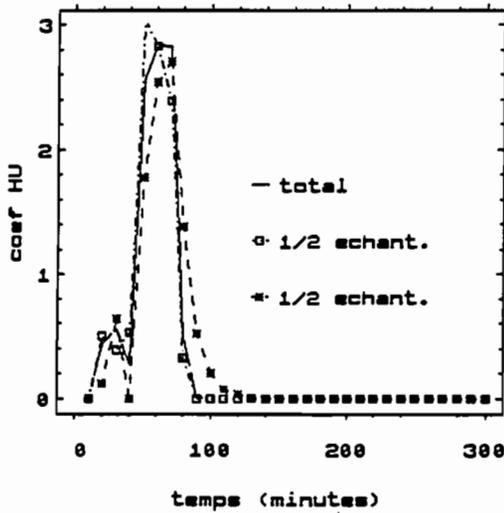


Figure 2-3a Fonction de transfert de Polaka identifiée par Ribstein (12 crues fortes, pas de bornage des pluies nettes)

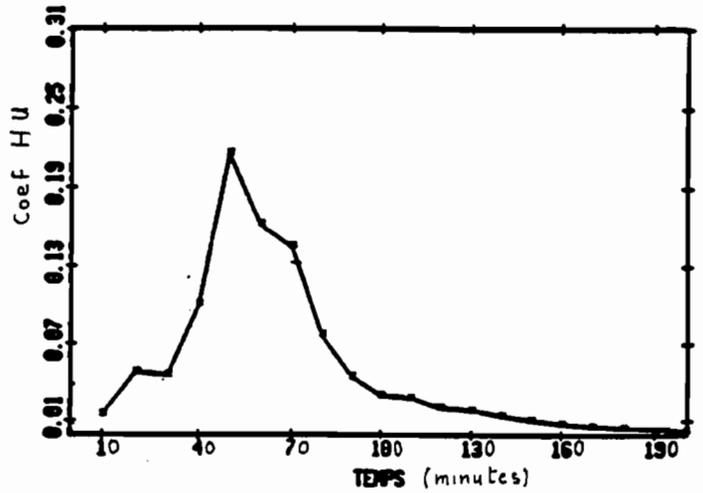


Figure 2-3b Fonction de transfert de Polaka identifiée par Neyret-Gigot (47 crues, contrainte de bornage imposée)

Sur un jeu de 39 épisodes de 1976 à 1980, nous avons également procédé à l'identification de la fonction de transfert de Polaka, avec des conditions pratiquement identiques à celles de Neyret-Gigot (cf figure 2-3c). Les débits maxima sont compris entre 1.2 et 23.8 mètres cubes/seconde. Toutefois, comme dans le cas de Ribstein, les pluies nettes sont autorisées à dépasser les pluies brutes.

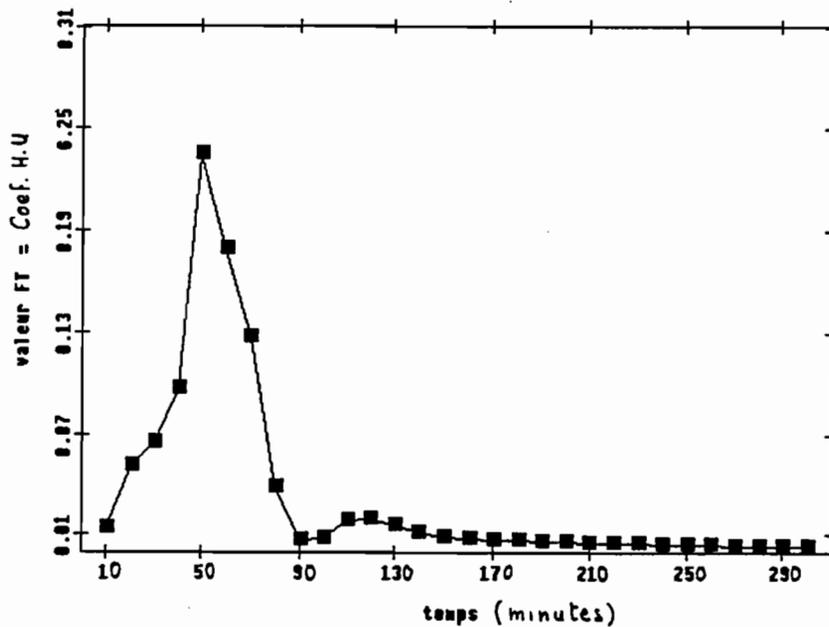


Figure 2-3c Fonction de transfert de Polaka (39 épisodes, pas de contrainte de bornage des pluies nettes par les pluies brutes)

Dans ce dernier cas où les pluies nettes sont pourtant autorisées à dépasser les pluies brutes, les qualités des reconstitutions des débits avec ces fonctions de transfert ne sont pas excellentes. En effet, les carrés des coefficients de corrélation que nous obtenons entre différences de débits observées et reconstituées n'excèdent pas 0.91 (ce coefficient de corrélation serait égal à 1 si la relation entre pluies nettes et pluies brutes était réellement linéaire et si les données ne comportaient aucune erreur). Neyret-Gigot, avec des données potentiellement meilleures, n'obtenait pas beaucoup mieux (0.92). La petitesse du pas de temps utilisé, qui constitue une contrainte très sévère car elle suppose une excellente connaissance de la chronologie des données, explique probablement en partie cette qualité moyenne dans la reconstitution des épisodes.

La comparaison de ces fonctions de transfert fait apparaître que la FT est plus "raide" pour le jeu d'épisodes le plus violent, celui de Ribstein. Il existe pourtant une concordance plutôt bonne pour l'instant du maximum qui se situe au cinquième ou au sixième pas de temps (sixième chez Ribstein) mais son ordonnée est comprise entre 0.22 (Neyret-Gigot-fourchette d'épisodes étendue) et 0.28 (Ribstein-crues violentes). D'autre part, la forme générale de l'hydrogramme n'est pas très stable entre les trois identifications. Ainsi la décroissance est rapide dans le cas de la sélection des fortes crues seules (Ribstein), moins rapide dans notre cas (fig.2-3c) et assez nettement plus lente dans le cas de l'échantillon le plus "ouvert" (Neyret). Il faut toutefois se garder de conclure trop vite à l'évolution de la FT. En effet les conditions d'utilisation de la DPFT ne sont pas les mêmes:

- la taille de l'échantillon chez Ribstein est un peu faible si l'on se réfère aux recommandations de Nalbantis, particulièrement si l'on se souvient que le pas de temps est très petit (dix minutes). La précision des mesures horaires avant 1978, était peut-être difficilement compatible avec ce pas de temps, ce qui rend probablement nécessaire l'utilisation d'un échantillon de grande taille.
- par ailleurs, et surtout, les contraintes imposées n'ont pas été identiques. En particulier le bomage des pluies nettes a été imposé dans les essais de Neyret-Gigot, pas dans les deux autres cas. Nous retrouverons au paragraphe suivant les effets de cette absence de contrainte sur la forme de la FT.

Partitionnement des épisodes:

On pourra peut-être mieux juger de la stabilité de la fonction de transfert à partir des différents partitionnements que nous avons réalisés sur l'échantillon des 39 épisodes.

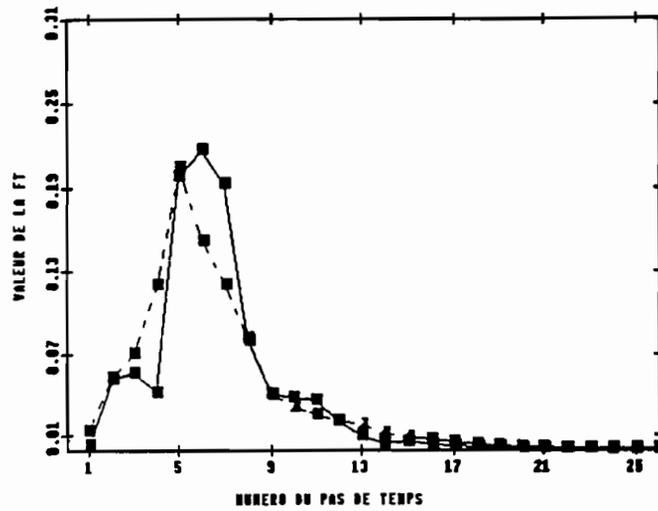
La faible longueur des pluies ayant été désignée par Nalbantis comme un critère permettant de parvenir à de bonnes performances dans l'identification de la fonction de transfert, on a séparé l'échantillon en deux parties: dans l'une, le nombre de pas de temps de pluie brute est inférieur à 15, dans l'autre, il est supérieur à 15.

La séparation a également été faite sur le critère de l'importance de la pluie: total pluviométrique inférieur ou supérieur à 20 millimètres; de même avec l'intensité maximale de pluie observée en dix minutes (seuil utilisé: 36 millimètres par heure). Dans tous ces partitionnements la contrainte de bomage des pluies nettes par les pluies brutes est imposée. Le tableau suivant résume les caractéristiques des divers échantillons.

Tableau II.1 Caractéristiques des échantillons d'épisodes de Polaka, après partitionnement

Critère de sélection	seuil utilisé	taille des deux échantillons
durée de la pluie	15 pas de temps	19 / 20
Total pluie	20 mm	22 / 17
Intensité max de pluie	36 mm/h	

Les figures 2-4, 2-5 et 2-6 permettent de comparer les fonctions de transfert identifiées de la sorte.



Figures 2-4 Partitionnement sur le critère de la durée de la pluie (supérieure à 150 minutes: traits pleins; inférieure à 150 minutes: traits pointillés)

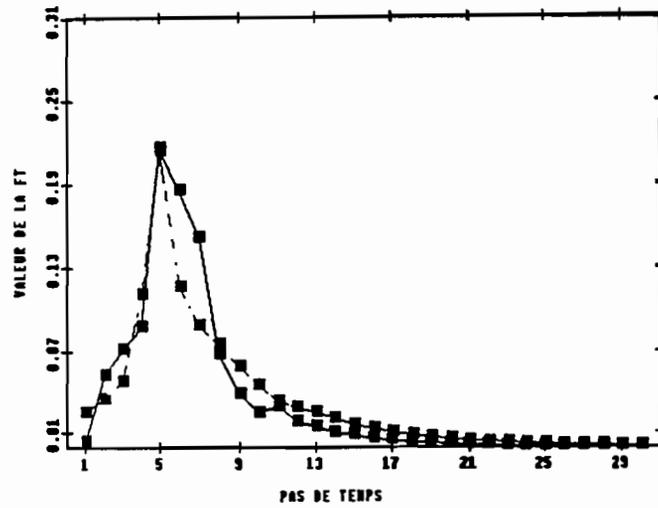
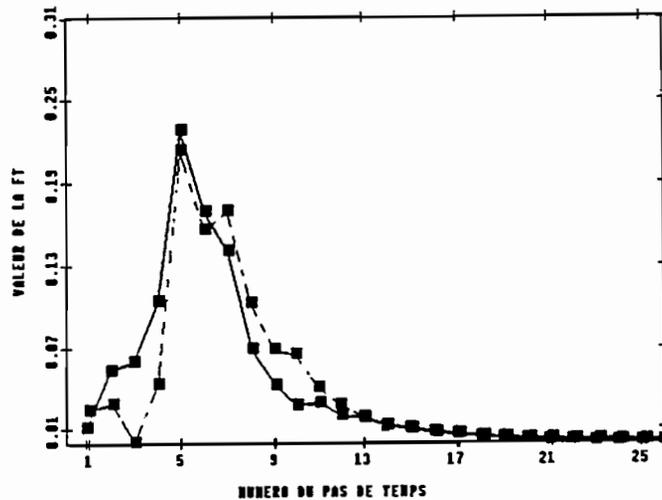


Figure 2-5 Partitionnement sur le critère de la quantité de pluie (supérieure à 20 mm: traits pleins; inférieure à 20 mm: traits pointillés)

Figure 2-6 (ci-dessous) Partitionnement sur le critère de l'intensité de la pluie (supérieure à 36mm/h en dix minutes: traits pleins; inférieure à 36 mm/h: traits pointillés)



On peut faire les commentaires suivants:

Effet d'un partitionnement des épisodes

C'est avec le critère de la durée de la pluie que la position du maximum de la fonction de transfert "bouge" le plus (fig. 2-4). Il est probable que l'échantillon des pluies de longue durée donne un résultat moins fiable. Les irrégularités dans la FT correspondante paraissent d'ailleurs suspectes, bien que l'allure générale de cette courbe soit semblable à celle de Ribstein.

La fonction de transfert n'est pas considérablement affectée par le critère du total pluviométrique des épisodes (fig.2-5). Le maximum de la FT est le même; seule la décroissance paraît plus rapide et moins régulière dans le cas des fortes pluies.

L'intensité maximale de la pluie ne semble pas non plus modifier drastiquement la fonction de transfert (fig. 2-6). Le maximum de la FT est toujours stable, la montée de la crue est plus régulière et le tarissement peut-être un peu plus rapide avec les intensités les plus fortes.

Dans le même ordre d'idée, Ribstein a procédé à une partition de son échantillon d'épisodes sur le critère de la date de la crue, afin de mettre en évidence un éventuel effet de la végétation dont la croissance est très rapide au Sahel; la date du 15 août sert de seuil de découpage de l'échantillon. Il montre qu'aucune modification vraiment significative ne peut être notée dans la fonction de transfert (identifiée, il est vrai, avec respectivement huit et quatre épisodes seulement).

Effet de la contrainte de bornage des pluies nettes par les pluies brutes:

Les partitionnements précédents (selon les durées, quantités et intensités des pluies) ont été effectués en n'imposant plus la contrainte de limitation des pluies nettes à la valeur de la pluie brute correspondante. On a déterminé ainsi les nouvelles fonctions de transfert dont les figures 2-7a et b donnent deux exemples. Elles mettent en évidence l'effet perturbateur de l'absence de cette contrainte: le maximum des Fonctions de Transfert est beaucoup plus haut et les courbes de récession sont nettement "raccourcies" en raison de la possibilité laissée aux traînes de pluies brutes d'être dépassées par les pluies nettes. Il faut donc être prudent avec la suppression de cette contrainte, pourtant recommandée en cas de doute sur la qualité des données. La chronologie réelle des pluies de Polaka justifie probablement ce doute, compte tenu du faible pas de temps utilisé, mais dans ce cas, la suppression de cette contrainte entraîne un raidissement de la Fonction de Transfert. La position du maximum de la FT de Ribstein et la rapidité de sa décroissance pourraient s'expliquer de cette manière.

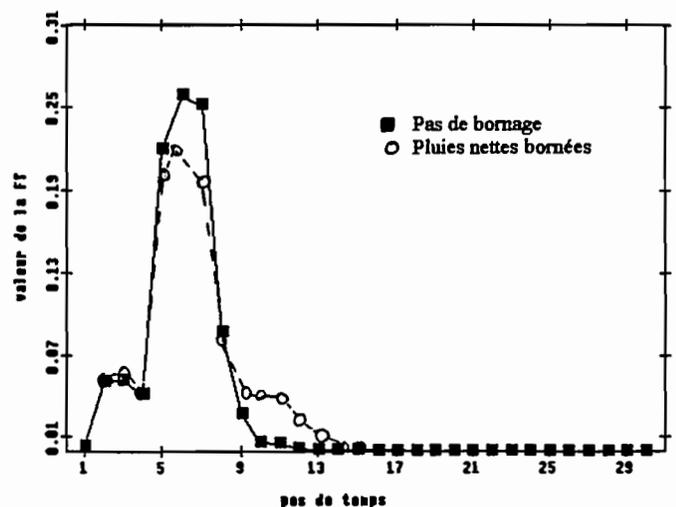
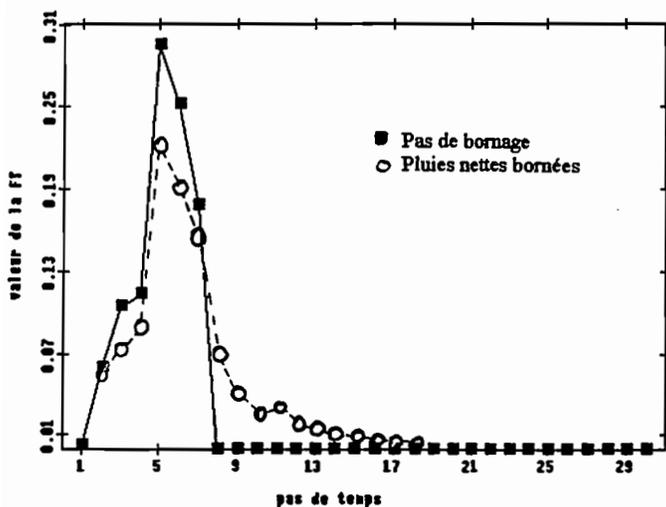


fig 2-7 a et b Effet de la contrainte de bornage des pluies nettes par les pluies brutes

2-7a Durée de pluie supérieure à quinze pas de temps

2-7b Total de pluie supérieur à 20 mm

Conclusion pour les fonctions de transfert de Polaka:

En conclusion, les fonctions de transfert que nous pouvons comparer sur Polaka permettent de noter:

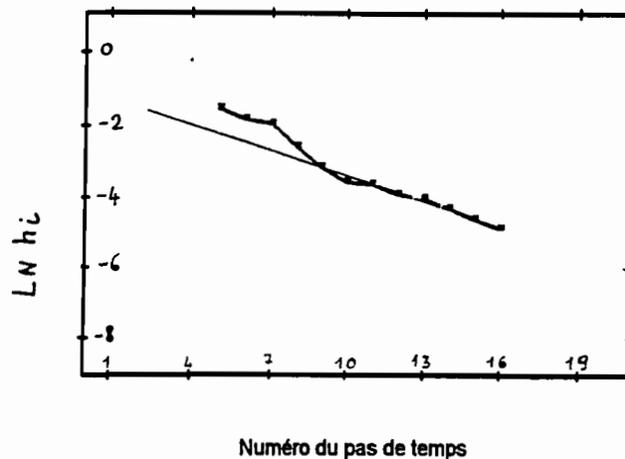
- une stabilité assez nette de la position du maximum de la FT. Ce maximum est obtenu après cinquante minutes;
- la fonction de transfert est très "pointue" (ordonnée du max entre 0.22 et 0.28).
- la "mémoire" de la FT est courte: après cent cinquante minutes tout l'écoulement est passé.
- il pourrait y avoir un léger effet de raidissement de la FT pour les épisodes les plus intenses, mais cet effet n'est pas certain, les résultats qui le montrent manquant de fiabilité, pour les raisons indiquées ci-dessus.

L'étude du tarissement des crues nous permettra peut-être de conclure plus clairement pour ce dernier point.

2-2-2 Etude du coefficient de tarissement à Polaka:

Les récessions de crues étant supposées de forme exponentielle (cf & 2-1-2), nous allons comparer, pour Polaka, le coefficient de tarissement de la fonction de transfert et celui de chacun des 47 épisodes étudiés par Neyret-Gigot. Ce coefficient est obtenu à partir du tracé du logarithme népérien des débits en fonction du temps, au delà du pic de crue.

La figure 2-8 représente cette courbe, tracée à partir du cinquième pas de temps pour l'hydrogramme unitaire.



*fig 2-8 Courbe de tarissement de l'hydrogramme unitaire de Polaka
(Logarithme des coefficients en fonction du temps, au delà du cinquième pas de temps)*

On peut constater qu'elle ne s'approche valablement d'une droite qu'au delà du neuvième pas de temps, c'est-à-dire quatre pas de temps après le pic de l'hydrogramme. Le coefficient de tarissement, calculé comme la pente d'une droite des moindres carrés, au delà de ce neuvième pas de temps est égal à $2.4 \cdot 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$.

La figure 2-9 montre deux exemples caractéristiques pour les courbes de tarissement obtenues avec les épisodes étudiés. On remarque la présence d'une rupture de pente située cinq ou six pas de temps après le pic de crue (qui correspond au premier pas de temps sur ces figures). On admettra qu'il s'agit de la même rupture que celle observée sur la FT et on analysera le coefficient de tarissement mesuré sur cinq points à partir de ce sixième pas de temps au delà du pic de crue.

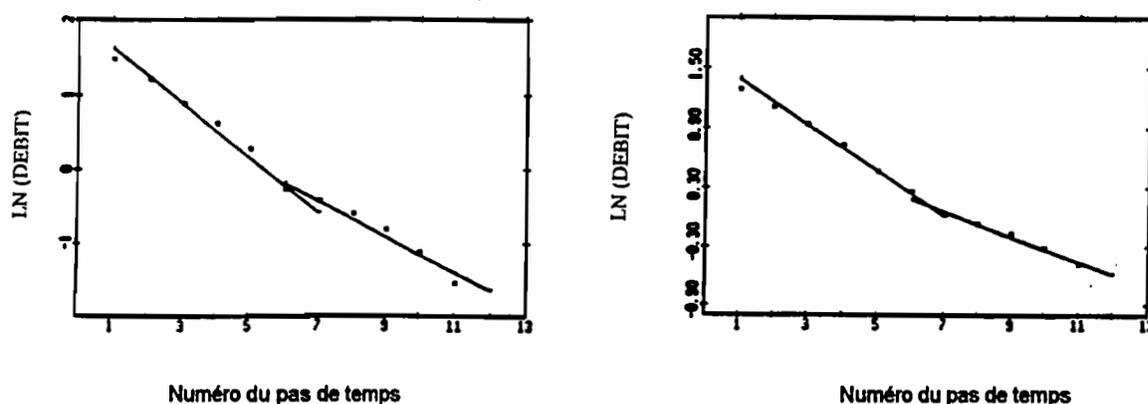


Figure 2-9 Exemples de courbes de tarissement pour deux épisodes particuliers de 1979

D'autre part, pour faire cette analyse, il faut que les pluies aient cessé depuis un nombre "p" de pas de temps (cf & 2-1-2), faute de quoi le tarissement est conditionné par ces pluies. On a vu qu'ici "p" doit être égal à neuf. Il faudrait donc que les pluies aient cessé trois pas de temps avant le pic de crue (9-6) pour pouvoir faire l'étude en toute rigueur. On se contentera d'éliminer tous les épisodes pour lesquels la pluie n'était pas tout-à-fait terminée au moment du pic de crue. Parmi les 47 épisodes ayant servi à la détermination de la fonction de transfert, seuls quinze sont dans ce cas, parmi lesquels treize coefficients de tarissement bien nets sont conservés.

La valeur moyenne de ces treize coefficients est de $2.7 \cdot 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$, c'est-à-dire à peine plus que celle qui a été mesurée sur la FT. Son écart-type est égal à $1.23 \cdot 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$. Il y a donc une variabilité de ce coefficient, mais elle n'est pas considérable (coefficient de variation 0.46).

tableau II.2 Coefficients de tarissement des crues de Polaka - Récapitulatif

coefficient de tarissement de la FT	2.4	10^{-4} sec^{-1}
moyenne des coef. de tarissement des épisodes	2.7	10^{-4} sec^{-1}
écart-type des coef. de tarissement des épisodes	1.23	10^{-4} sec^{-1}

Voyons si cette variabilité est aléatoire ou bien si elle a un sens.

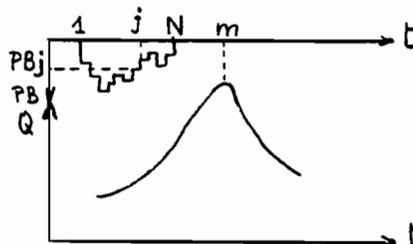
Pour faire cette analyse, nous essaierons de mettre les valeurs du coefficient de tarissement de chaque épisode en corrélation avec des variables représentatives:

- de l'importance de la pluie de l'épisode
- de sa répartition temporelle
- de l'importance de la crue
- des conditions initiales sur le bassin

- L'importance de la pluie de l'épisode est caractérisée par son total pluviométrique (PTOT), son intensité moyenne IMOY, c'est-à-dire le total précédent divisé par le nombre de pas de temps de pluie, et par l'intensité maximale de la pluie observée en dix minutes pendant l'épisode (IMAX),

-La répartition temporelle de la pluie, ou plus précisément, son centrage par rapport au pic de débit, est décrit par une variable, MOM, définie, pour chaque épisode, de la manière suivante:

$$MOM = \frac{\sum_{j=1}^{j=N} PB_j \cdot (m - j)}{PTOT \cdot m}$$



m est le numéro du pas de temps correspondant au maximum de la crue de l'épisode et PB_j la pluie brute du pas de temps j.

N est le numéro du pas de temps correspondant à la fin de la pluie

Cette variable tend vers 1 si toute la pluie est concentrée sur le premier pas de temps, elle décroît au fur et à mesure que les pluies se décalent vers le centre de gravité de la crue; (elle peut même avoir des valeurs négatives si les traînes de pluies sont très importantes),

-L'importance de la crue est représentée par le débit maximum QMAX de cette crue,

-Les conditions initiales sont représentées par le total pluviométrique, PSAI, depuis le début de la saison des pluies (à partir du 1er Avril). D'autres variables explicatives ont été testées sans succès (indices d'humidité du bassin).

Les corrélations:

Avec les variables simples ou avec leurs logarithmes, on arrive à expliquer respectivement 82 ou 94 pour cent de la variance du coefficient de tarissement en utilisant cinq des variables explicatives précédentes (il s'agit d'un R^2 non biaisé). On donne ci-dessous les valeurs des coefficients de corrélation partielle entre la variable à expliquer (le coefficient de tarissement) et les cinq variables explicatives retenues, compte tenu des autres.

Tableau II-3 Polaka - Valeur des coefficients de corrélation partielle entre le coefficient de tarissement et chaque variable explicative, compte tenu des autres

variable explicative	QMAX	PTOT	PSAI	IMOY	MOM
Coef. cor. partiel	0.93	-0.93	0.79	-0.59	0.53

On constate:

- que le coefficient de tarissement est fortement corrélé avec le débit maximum de crue, QMAX. Une crue forte a un tarissement rapide, ce qui ne nous surprend pas vraiment, les vitesses d'écoulements de surface étant croissantes avec les débits, pour des écoulements superficiels (Chezy). Le tarissement serait fortement influencé, au Sahel, par le ressuyage superficiel.
- en revanche, la corrélation négative également forte entre le coefficient de tarissement et la pluie totale de l'épisode paraît paradoxale: toutes choses étant égales par ailleurs, le tarissement est plus lent si la pluie de l'épisode est plus importante. L'intensité moyenne de la pluie, IMOY, intervient de la même manière.

L'interprétation de ce résultat peut donner lieu à quelques exercices intellectuels plus ou moins probants:

-Pour un débit de crue donné, entre deux épisodes, celui dont la valeur de PTOT est la plus élevée a le coefficient d'écoulement le plus faible, vraisemblablement parce que l'état initial du bassin est le plus sec. A un état initial sec correspondrait donc plutôt un tarissement lent, contrairement à ce qu'on imaginerait plutôt....

-A moins qu'il s'agisse plus simplement d'une "tautologie": Pour un débit de pointe donné, l'hydrogramme est d'autant plus arrondi que le volume de la crue est plus important; une pluie plus forte, soit un volume de crue plus important se traduit donc par un tarissement plus lent....

- La variable PSAI, est également explicative: le tarissement est plus rapide en fin de saison pluvieuse qu'en début. On attendait plutôt l'intervention du rôle ralentisseur de la végétation....

- Enfin, en dépit des précautions que nous avons prises en choisissant des épisodes où les pluies sont terminées bien avant les récessions, la position de la pluie par rapport au maximum de la crue conserve un petit rôle assez logique: une pluie proche de la décrue ralentit le tarissement.

Le nombre des variables explicatives étant élevé par rapport au nombre d'épisodes (le sens de l'influence de chaque variable conservée est néanmoins assuré - en théorie - à 95 chances sur cent ou plus), il n'est pas utile de chercher à interpréter davantage la signification de chaque variable. On retiendra surtout que, bien que l'hydrogramme unitaire de Polaka soit assez stable, le coefficient de tarissement des crues n'est pas vraiment invariant.

2-2-3 Conclusion, pour Polaka:

Dans le cas du bassin sahélien de Polaka, les résultats essentiels sont les suivants:

1- La caractéristique principale de cette fonction de transfert est sa rapidité: pour ce bassin de 9 km², trois heures après une pluie, le débit dans la rivière est redevenu nul; de même, la pointe de débit est atteinte quarante à cinquante minutes après la pluie et elle est très "pointue". (Les débits sont d'ailleurs très élevés sur ce bassin qui, en quatre ans, a connu six épisodes avec un débit supérieur à 20 mètres cubes par seconde).

2- La fonction de transfert n'est pas totalement invariante. Sa variabilité, qui n'est pas très forte, est surtout liée à l'importance de la pluie et du débit de l'épisode. Toutes choses égales par ailleurs, la fonction de transfert devient plus raide pour des débits plus forts, et plus douce pour des volumes de pluie plus importants.

3- La qualité assez moyenne des reconstitutions des épisodes que l'on a obtenue avec la DPFT peut être imputée aux deux causes suivantes:

- le choix d'un pas de temps de dix minutes qui nous est imposé par la rapidité de réaction du bassin n'est peut être pas compatible avec la précision réelle des mesures de temps (mais, selon Nalbantis (1987), ceci devrait surtout engendrer des erreurs sur les pluies nettes, pas tellement sur la fonction de transfert).

- à l'évolution de l'hydrogramme unitaire en fonction de l'importance de l'épisode. On se souvient en effet que l'analyse de Rodriguez (1989) montre le sensibilité de la méthode à la stabilité réelle de l'hydrogramme unitaire.

2-3 Résultats pour le Réal Collobrier:

Le contexte du bassin du Réal Collobrier est bien différent du précédent aussi bien pour la pluviométrie, qui est beaucoup plus importante en moyenne, que pour le relief, très accusé, et pour la végétation, qui est dense (cf Chapitre 1). De même, sur le Réal Collobrier, contrairement à Polaka, des débits permanents existent pendant une grande partie de l'année.

Nous examinerons donc si le contraste apparait aussi dans la réponse hydrologique d'un bassin à une pluie, et plus particulièrement du point de vue du transfert.

2-3-1 La fonction de transfert moyenne à Pont de Fer:

Sempere Torres (1990) a sélectionné un jeu de 27 crues de la période 1966-1984 pour déterminer la fonction de transfert du bassin de "Pont de Fer" (71 km²). Travaillant avec un pas de temps d'une demi-heure, il a calculé la pluie moyenne sur le bassin comme la moyenne arithmétique de cinq postes pluviométriques bien distribués sur le bassin.

La FT qu'il trouve (figure 2-10) l'a contraint à quitter l'orthodoxie définie par ses prédécesseurs:

- le nombre d'itérations nécessaires pour parvenir à la stabilisation de la fonction de transfert est nettement plus élevé que ce qu'indique la "norme" (six itérations au lieu de trois, d'après Nalbantis),
- la mémoire de la fonction de transfert est très longue (25 pas de temps), plus de six fois le temps de montée, au lieu de trois,
- la contrainte de limitation des pluies nettes par les pluies brutes a dû être supprimée,
- après l'arrêt de chaque averse et pendant quelques heures, les pluies nettes sont autorisées (on sort ici du schéma selon lequel la production pluie brute/pluie nette est instantanée....),
- les pluies du début de chaque épisode sont supprimées afin de faciliter la phase de déconvolution

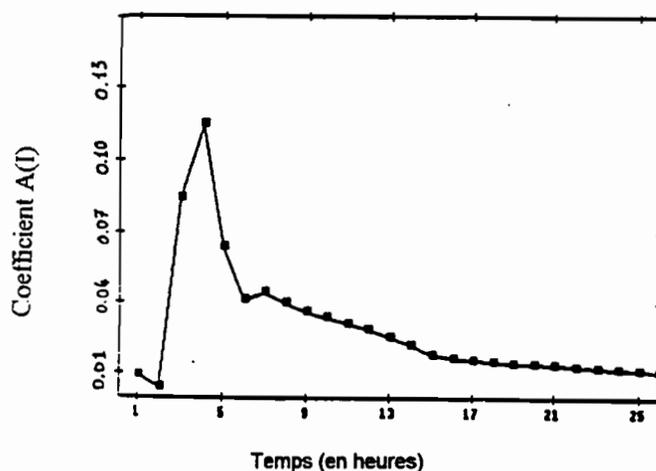


fig 2-10 Fonction de Transfert du Réal Collobrier identifiée par Sempere-Torres (FT n°1)

Moyennant toutes ces conditions, la qualité des reconstitutions des épisodes est très bonne (efficacité de Nash* = 0.98 en variations de débits, 0.97 en débits). En s'appuyant sur les travaux de Nalbantis, D.Sempere interprète les conditions difficiles de mise en oeuvre de la DPFT sur le Réal Collobrier de la manière suivante: "...nous considérons que le jeu de données disponible est significativement bruité".

*L'efficacité de Nash et Sutcliffe est définie comme

$$E = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} (Q_{obs_i} - \bar{Q})^2 - \sum_{i=1}^{i=N} (Q_{obs_i} - Q_{calc})^2}{\sum_{i=1}^{i=N} (Q_{obs_i} - \bar{Q})^2}$$

2-3-2 Analyse de la stabilité de la Fonction de transfert du R.C. à Pont-deFer:

Les difficultés d'identification de la fonction de transfert du Réal Collobrier nous paraissent plutôt traduire une non linéarité assez forte, la pluie de l'instant t , provoquant probablement une réponse différente selon les conditions dans lesquelles elle arrive. La longueur considérable de la fonction de transfert en est déjà un indice: après trente pas de temps, l'écoulement engendré par une pluie n'est pas terminé. Des écoulements aussi retardés n'obéissent probablement pas exactement aux mêmes lois de transfert que les écoulements rapides.

Aussi, avec J.M.Neyret-Gigot, avons-nous repris l'identification de la FT du Réal Collobrier à Pont de Fer, dans des conditions susceptibles de faire apparaître la variabilité que nous supposons.

La Fonction de Transfert moyenne:

On travaille d'abord sur la FT moyenne, mais sans s'autoriser les "facilités" précédentes relatives aux pluies (tolérance de plusieurs pas de temps sur la chronologie, dépassements de pluies brutes par les pluies nettes...). L'échantillon d'épisodes contient les mêmes 27 crues mais elles ne sont raccourcies, ni en début ni en fin de pluie. Toutes autres options étant identiques par ailleurs (lissage, ridge regression...), la DPFT identifie une fonction de transfert évidemment semblable à la précédente, mais avec un maximum encore un peu moins "pointu" (FT n°2 figure 2-11a): elle renvoie au delà du vingt cinquième pas de temps une proportion un peu plus importante de l'écoulement. Les reconstitutions d'épisodes sont correctes (efficacité de Nash égale à 0.96 en variation de débits, à 0.94 en débits).

Si, au contraire, on autorise le dépassement des pluies brutes par les pluies nettes et que l'on permet un décalage temporel systématique entre les pluies brutes et les pluies nettes correspondantes (en prolongeant artificiellement tous les épisodes de pluies), on obtient une FT beaucoup plus raide (figure 2-11b) qui ne se prolonge pas au-delà du vingtième pas de temps.

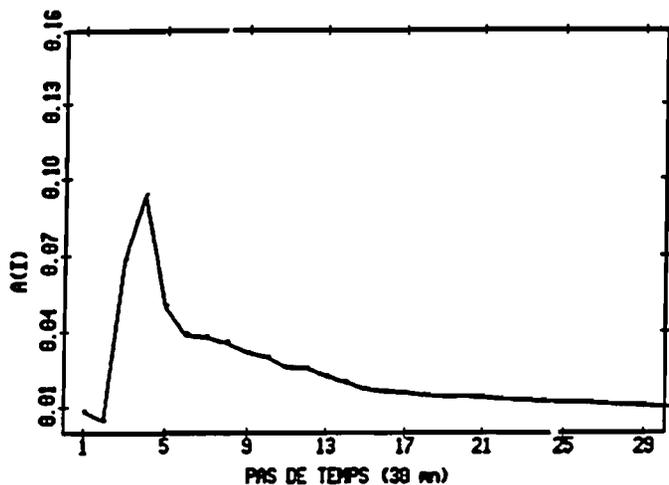


Figure 2-11 a Fonction de Transfert n°2 du Réal Collobrier. (contrainte de bornage des pluies nettes imposée, cf. texte)

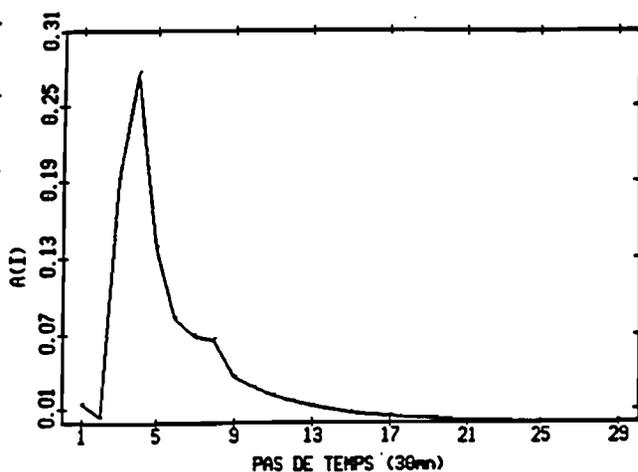


Figure 2-11 b Fonction de Transfert n°3 du Réal Collobrier. (pas de contrainte de bornage des pluies, cf. texte)

Les critères de qualité de la reconstitution des variations de débit avec cette FT n°3 sont excellents (efficacité 0.98), ils le sont moins en débits (efficacité de Nash: 0.89). Mais pour la prévision des fortes variations de débits, celles qui sont intéressantes pendant les crues, cette FT paraît l'une des meilleures bien qu'elle provienne d'un artifice qui ne peut pas être interprété comme provenant d'un défaut de qualité dans les données....

Partitionnement d'épisodes:

Une éventuelle variabilité de la FT est susceptible d'apparaître en sélectionnant les épisodes disponibles. En effet, comme à Polaka, la rapidité de la réponse du bassin peut dépendre, entre autres, de l'importance de la crue, des caractéristiques de la pluie de l'épisode et des conditions initiales d'humidité sur le bassin.

On utilise un jeu de 45 épisodes de crues à Pont de Fer (dont les 27 précédents font partie), et on effectue plusieurs partages de cet échantillon en deux parts de 22 et 23 épisodes selon les critères évoqués ci-dessus. Cinq partitions sont réalisées avec, pour seuil de classement, la médiane des grandeurs suivantes:

- la valeur maximale du débit de crue
- la durée de la pluie
- le total pluviométrique de l'épisode
- l'intensité maximale de la pluie enregistrée en un pas de temps pendant l'épisode
- le débit initial de la rivière avant la crue (comme marqueur des conditions initiales)

Bien entendu, selon le critère choisi, chaque crue appartiendra, selon les cas, à une famille située dans la catégorie supérieure ou bien inférieure à la médiane. Le tableau suivant définit le nombre d'épisodes situés à l'intersection de différentes catégories de familles (par différence à 22 ou 23 on peut déduire tous les autres).

Tableau II.4 Nombre d'épisodes situés à l'intersection des différentes familles

	Faible débit max	Pluie durée courte	Total pluie faible	Faible intensité pluie	Faible débit initial
Fort débit max	0	9	6	9	11
Pluie durée longue	9	0	5	11	13
Total pluie important	6	5	0	9	16
Forte intensité de pluie	9	11	9	0	18
Fort débit initial	12	13	16	18	0

On constate que certains regroupements ont un recouvrement important; par exemple, les faibles débits initiaux et les fortes intensités de pluie (18 épisodes communs), ce qui signifie que les pluies de début d'automne sont les plus violentes; de même, les totaux pluviométriques importants et les pluies de longue durée se recouvrent beaucoup (17 épisodes communs), ce qui est logique. Certaines similitudes de comportement s'expliqueront donc par ces recouvrements et il sera dans ce cas impossible de déterminer quelle variable intervient vraiment pour modifier les fonctions de transfert.

Les figures 2-12 a,b,c, et d illustrent les résultats obtenus en faisant subir l'algorithme de la DPFT aux échantillons partitionnés. Dans chaque cas, l'une des deux fonctions de transfert est très pointue, l'autre est plus arrondie; néanmoins l'une comme l'autre repousse une partie importante de l'écoulement au-delà du vingt cinquième pas de temps (environ 20%). la qualité des reconstitutions en débit est souvent médiocre, mais elle est correcte ou excellente en variations de débits. On résume ci-dessous les regroupements d'épisodes donnant lieu aux FT rapides et lentes:

Tableau II.5 Résumé des familles de fonctions de transferts rapides et lentes

Fonctions de transferts rapides:	Fonctions de transfert lentes
-Fort débit maximum de crue	-Faible débit max de crue
-Courte durée de précipitation	-Longue durée précipitation
-Fort volume de pluie	-Faible volume de pluie
-Forte intensité de pluie	-Faible intensité de pluie
-Faible débit initial	-Fort débit initial

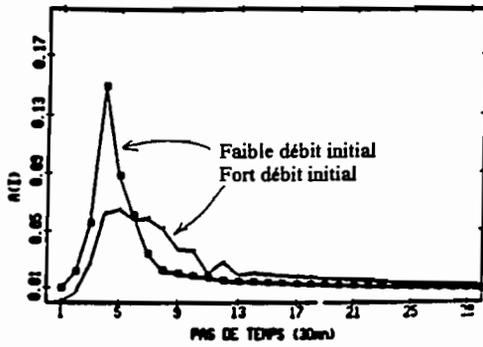


Figure 2-12 a FT identifiées avec un partitionnement sur le débit initial Q_0

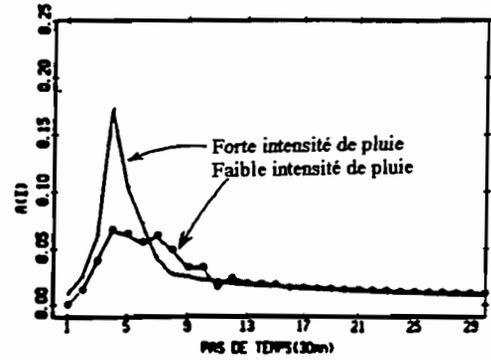


Figure 2-12 b FT identifiées avec un partitionnement selon l'intensité maximale des pluies

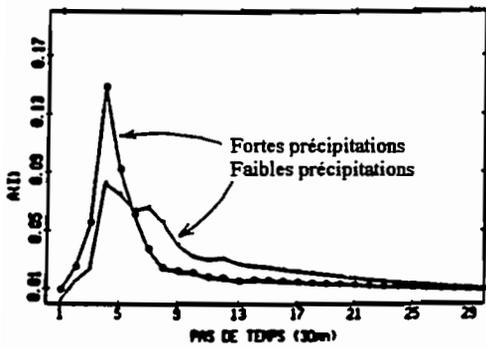


Figure 2-12 c FT identifiées avec un partitionnement selon le total pluviométrique de l'épisode

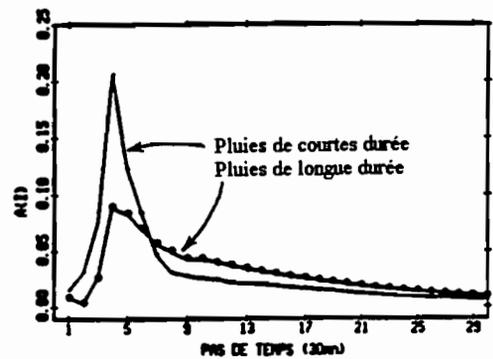


Figure 2-12 d FT identifiées avec un partitionnement selon la durée des pluies

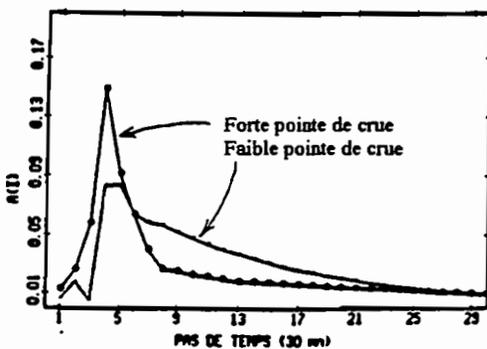


Figure 2-12 e FT identifiées avec un partitionnement selon la valeur maximale du débit de la pointe de crue

L'importante évolution de la fonction de transfert illustrée par les figures 2-12 traduit partiellement l'effet de normalisation de l'hydrogramme unitaire (somme des coefficients de la FT égale à l'unité). Cette normalisation étant faite sur une durée d'une centaine de pas de temps, la hauteur de la pointe de l'hydrogramme est fortement affectée par l'existence d'un écoulement lent se poursuivant au delà du vingt-cinquième pas de temps comme ici. Néanmoins la position de l'abscisse de ce maximum n'est pas contestable et l'étiquette de fonction de transfert "rapide" ou "lente" fera référence aussi bien à la position de son maximum sur l'échelle du temps (numéro du pas de temps) qu'à son ordonnée (coefficient).

La fonction de transfert rapide est donc favorisée par des pluies conséquentes, de forte intensité et de courte durée parvenant sur bassin sec, des pluies moins importantes mais plus longues sur un bassin plus humide générant des écoulements plus lents. Compte tenu de cette modification rapide de la FT, on peut être tenté de voir dans l'écoulement rapide un ruissellement hortonien et dans l'écoulement plus lent des cheminements partiellement souterrains. Une troisième composante, encore plus lente, provenant d'un système de nappe souterraine serait également activée par la pluie au-delà de vingt cinq pas de temps.

La FT moyenne du Réal Collobrier serait une superposition de ces trois composantes intervenant dans des proportions "médianes" et l'évolution de la FT serait le signe d'une évolution des proportions de chacune de ces composantes.

Pourtant, cette conclusion est peut-être trop hâtive pour deux raisons:

- les familles d'épisodes, comme on a vu, ne sont pas toutes assez disjointes et on associe peut-être trop vite les classes précédentes à des mécanismes: est-ce parce que le bassin est sec que sa FT est rapide ou est-ce parce que les pluies sont violentes? (On comprend bien la relation avec un mécanisme hortonien pour la deuxième hypothèse, moins bien pour la première)
- la forme de la fonction de transfert provient de l'optimisation d'un critère numérique (le coefficient de corrélation des variations de débits observées et reproduites). Nos résultats prouvent la sensibilité de ce critère numérique à la technique d'échantillonnage mais, entre ce critère et des mécanismes d'écoulement, la route est longue...

Conséquences sur les pluies nettes:

Les pluies nettes déconvoluées sont, bien sûr, fortement conditionnées par le choix de la FT. Les figures 2-13 et 2-14 illustrent, sur deux exemples, les différences que l'on peut observer sur les pluies nettes d'un même épisode selon les options choisies.

- Lorsqu'on utilise la FT moyenne (n°2) sans artifice et avec la contrainte de limitation des pluies nettes (fig.2-11a) ou bien la FT moyenne n°3, avec l'option de prolongation des pluies et sans limitation des pluies nettes (figure2-11 b): les figures 2-13 a et b montrent que les pluies nettes sont plus importantes en volume dans le premier cas. Ceci traduit le fait que la fonction de transfert, normée en tenant compte d'une centaine de pas de temps, renvoie dans ce cas une part importante des débits très longtemps après la pluie, ce qui permet de respecter assez correctement la reconstitution des volumes. Dans la seconde option, au contraire, le raccourcissement de la FT entraîne une meilleure reconstitution des variations de débit mais provoque un déficit en volume. On note aussi que les pluies nettes sont beaucoup plus étalées dans ce cas; elles dépassent les pluies brutes presque systématiquement en fin d'épisode.

- Lorsque la déconvolution des débits est effectuée avec une FT rapide ou une FT lente (cf. les figures 2-12), selon que l'épisode est classé dans la famille "faible débit initial" ou la famille "pluie de longue durée", on retrouve les mêmes caractéristiques que ci-dessus: les FT lentes ont tendance à donner des pluies nettes plus volumineuses, avec une meilleure reconstitution des volumes et une moins bonne reconstitution des variations de débits. D'autre part, les figures 2-14 a et b montrent que les pluies nettes sont plus instables dans le cas de la FT lente.

Ces quelques exemples montrent aussi que toute discussion sur la vraisemblance de la solution trouvée pour les pluies nettes déconvoluées est vaine lorsque la fonction de transfert réelle est évolutive. Le cas du bassin du Réal Collobrier n'étant sans doute pas isolé, il est probable que cette conclusion est valable aussi sur beaucoup d'autres bassins de tailles semblables.

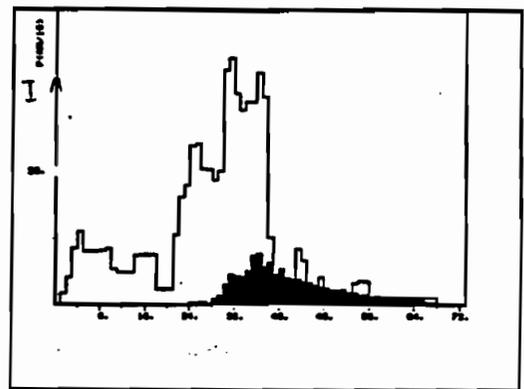
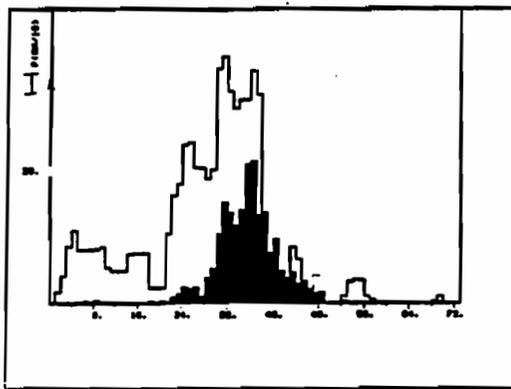
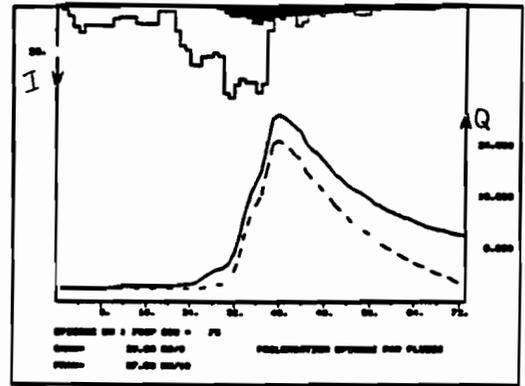


Figure 2-13 a Pluies nettes "déconvoluées" (en noir) et pluies brutes (en blanc) pour un épisode traité avec la FTn°2 représentée fig. 2-11a Reconstitution des débits sur la figure du haut.

Figure 2-13 b Pluies nettes "déconvoluées" (en noir) et pluies brutes (en blanc) pour le même épisode traité avec la FTn°3 représentée fig.2-11b Reconstitution des débits sur la figure du haut.

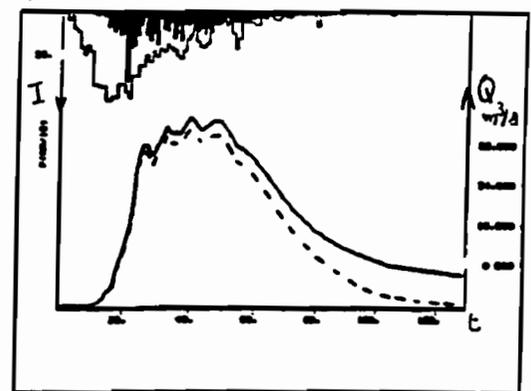
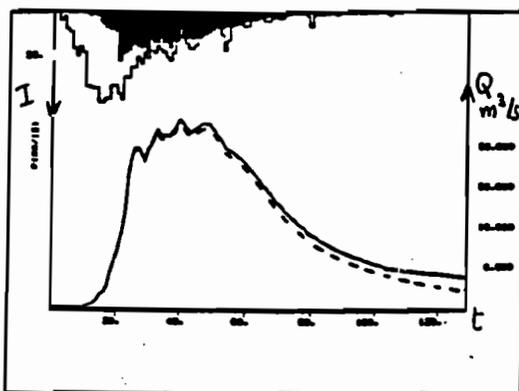


Figure 2-14 a Pluies nettes (en noir), pluies brutes et reconstitution des débits pour un épisode traité avec la FT de la famille "faible débit initial" (FT "courte" ou "pointue" de la fig. 2-12a)

Figure 2-14 b Pluies nettes (en noir), pluies brutes et reconstitution des débits pour le même épisode traité avec la famille "pluie de longue durée" (FT "longue" ou "molle" de la fig. 2-12d)

Partitionnement sur un critère hydrologique:

On a donc pu identifier des regroupements d'épisodes faisant apparaître une variabilité de la FT du Réal Collobrier; mais on a vu que, pour des raisons d'échantillonnage, il n'est pas vraiment possible de discerner la responsabilité de chacun des critères que nous avons choisis pour séparer nos échantillons d'épisodes. D'autre part, chaque famille que nous avons constituée contient nécessairement des épisodes qui "préfèrent" la fonction de transfert de la famille adverse.

Afin de mieux regrouper les épisodes sur le critère de leur fonction de transfert, avec J.M. Neyret-Gigot toujours, nous avons calculé un coefficient d'écoulement, $C(t)$, à tout instant pour tous les épisodes. On définit ce coefficient, qui évolue pendant un épisode de crue, comme le rapport, à l'instant t , du volume d'écoulement provoqué par l'épisode depuis son début, au volume de la pluie de l'épisode jusqu'à l'instant t .

$$C(t) = \frac{\text{Volume écoulé (t)}}{\text{volume précipité (t)}}$$

Le volume écoulé provoqué par l'épisode est calculé en faisant l'hypothèse qu'en l'absence de la pluie de l'épisode, le débit de base serait resté constant; on le retire donc du débit instantané pendant l'épisode. Ce coefficient $C(t)$, nul en début de crue, évolue rapidement pendant la pluie et tend vers une valeur limite après la pluie, K_r , qui est le coefficient d'écoulement de l'épisode. La figure 2-15 montre l'évolution du coefficient d'écoulement instantané pour tous les épisodes sur le Réal Collobrier.

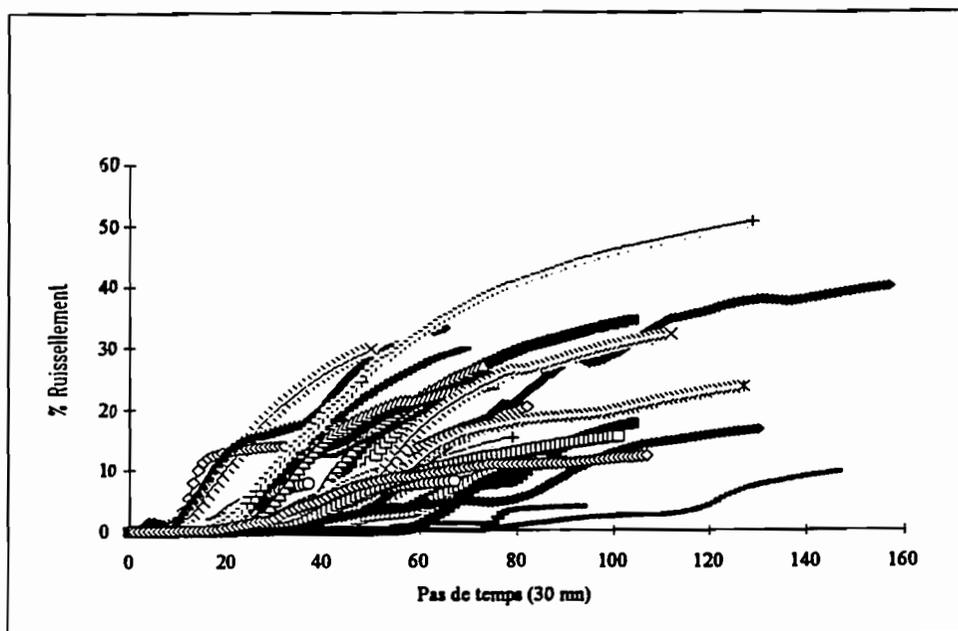


fig 2-15 Evolution du coefficient d'écoulement au cours des crues sur le bassin du Réal Collobrier

Les fonctions de transfert lentes se définissant par des écoulements différés, on a considéré que les épisodes qui s'y rattachent sont probablement ceux pour lesquels ce coefficient d'écoulement $C(t)$ progresse encore longtemps après les pluies. Nous avons donc distingué les épisodes en calculant, sur les derniers 20 % de pas de temps de chaque crue, la pente $d(C) / d(t)$ du coefficient d'écoulement instantané. Deux familles d'épisodes sont constituées, la médiane des valeurs de ces pentes étant la valeur pivot pour regrouper les épisodes.

Les deux FT identifiées de cette manière, avec des conditions identiques aux précédentes en ce qui concerne les contraintes, sont représentées à la figure 2-16. On observe à nouveau deux types de FT, une rapide et une lente. Toutefois l'une et l'autre sont plus "franches" que précédemment. Ainsi, la FT rapide, dont le maximum est toujours situé au quatrième pas de temps, monte beaucoup plus haut que les précédentes (max à 0.27 au lieu de 0.21 pour la plus aigue); d'autre part, les écoulements retardés sont presque inexistant, ce qui n'était pas le cas auparavant. De même, la FT lente est bien régulière, son maximum est au cinquième pas de temps et elle est très basse (max 0.08), ce qui signifie qu'elle renvoie les écoulements très loin dans le temps.

Sur le grand bassin de Pont-de-fer, il n'est malheureusement pas possible de relier à une explication claire la valeur de la pente du coefficient d'écoulement $C(t)$ qui nous a servi pour séparer les échantillons. Avec des bassins de plus petite taille, on y parviendra plus facilement.

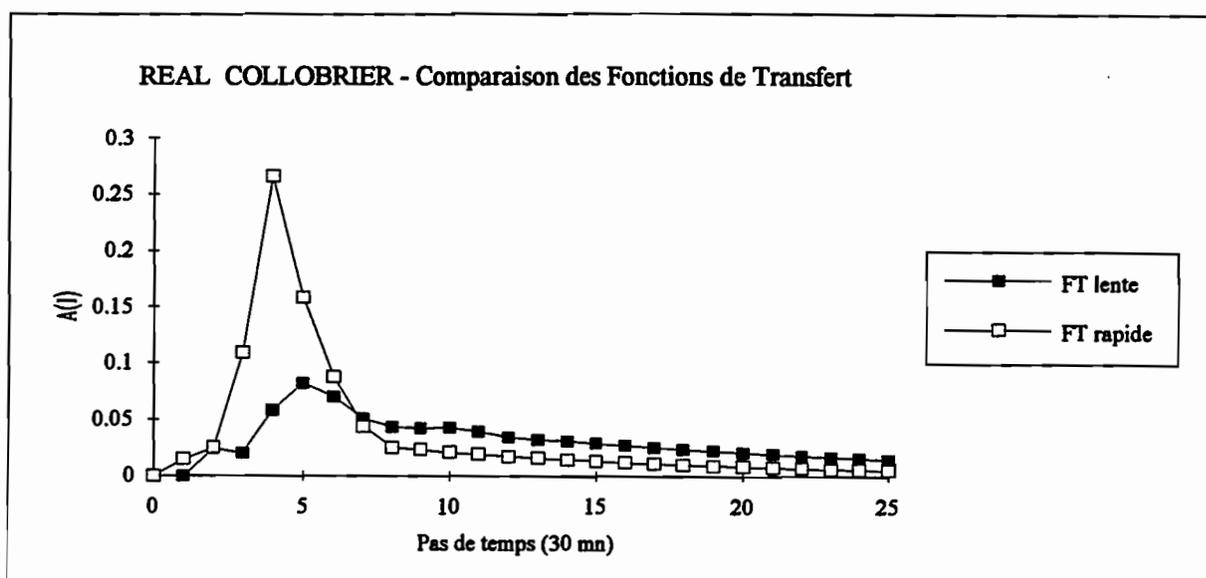
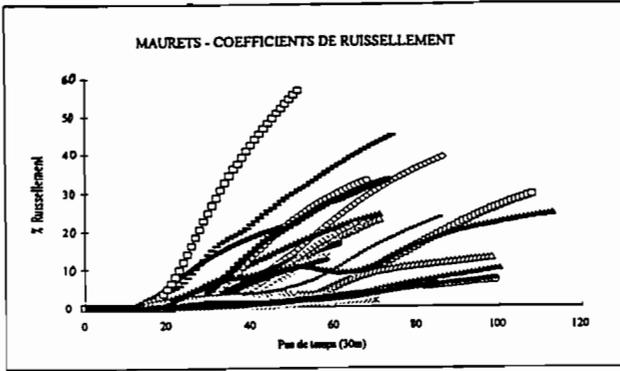


Figure 2-16 Fonctions de Transferts lentes et rapides sur le bassin du Réal Collobrier

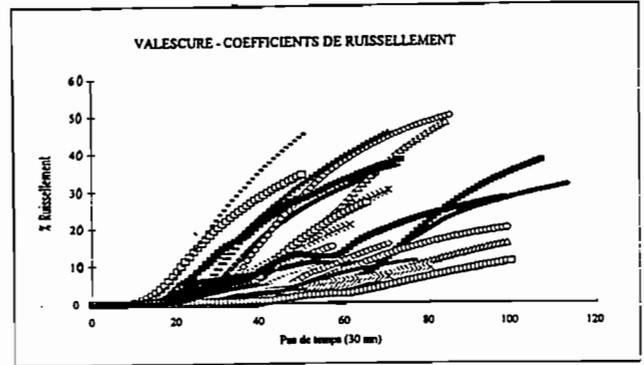
2-3-3 Analyse de la stabilité des FT des bassins de Valescure et des Maurets:

On procède à une étude semblable à la précédente sur les deux sous-bassins adjacents de Valescure et des Maurets. Leurs tailles (respectivement 8.4 et 9.4 km²) sont voisines, et de plus, très proches de celle de Polaka, ce qui rendra une comparaison plus indépendante des problèmes d'échelle.

Avec le même échantillon de trente épisodes, pour lesquels les pluies ont été respectivement calculées comme la moyenne de 5 pluviomètres sur Valescure comme sur les Maurets (dont un est commun), on a calculé les pentes, $dC(t)/dt$, à la fin des crues et séparé les échantillons en deux séries, l'une correspondant aux valeurs les plus fortes, l'autre aux valeurs les plus faibles de ces pentes. Les figures 2-17 a et b montrent l'évolution des coefficients d'écoulement instantanés sur les deux sous bassins pour tous les épisodes.



2-17 a Bassin des Maurets



2-17 b Bassin de Valescure

Figure 2-17 Evolution du coefficient d'écoulement au cours des crues sur les Maurets et Valescure

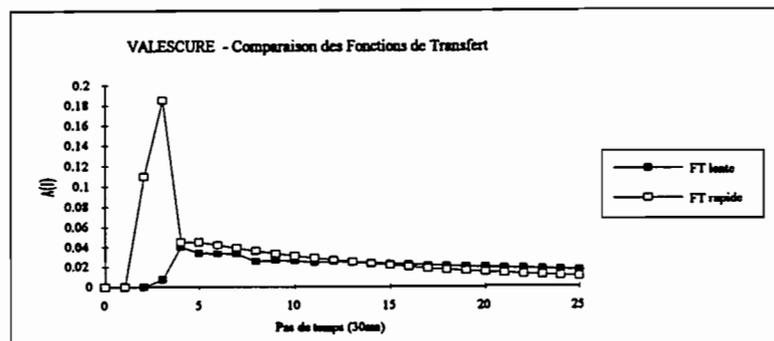
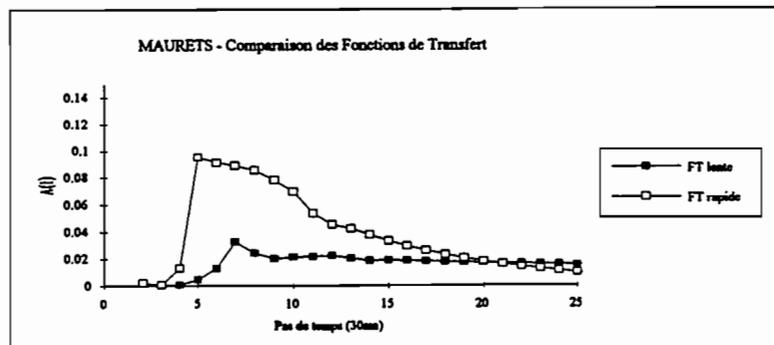
Les deux familles de FT identifiées sur chaque bassin sont représentées sur les figures 2-18 a et b. Elles montrent une évolution très forte de la fonction de transfert selon les épisodes pour les deux sous bassins. Cette différence apparaît probablement d'autant plus que la normalisation de la FT sur un grand nombre de pas de temps contribue à écraser les FT lentes qui repoussent les écoulements, mais la diminution du maximum et son décalage un ou deux pas de temps plus tard sont tout à fait évidents. Dans le cas des FT lentes, la pointe de l'hydrogramme a même pratiquement disparu, les coefficients de la FT restant pratiquement constants après le temps de montée.

On note aussi, à cette occasion, une différence très nette de réponse hydrologique entre les deux bassins. Valescure réagit vite puisque, pour la FT rapide, le pic de crue consécutif à une pluie instantanée est atteint une heure et demie après et qu'ensuite les coefficients de la FT redeviennent faibles immédiatement (mais non nuls, et pendant longtemps). Au contraire, aux Maurets, il faut attendre deux heures pour qu'on puisse observer un débit à l'exutoire après une pluie, et le pic de crue est atteint une demi-heure après, suivi par un étalement des débits assez peu courant. L'hydrogramme unitaire le plus rapide sur les Maurets est presque privé de véritable pointe, à l'inverse de celui de Valescure.

figures 2-18 Fonctions de Transferts lentes et rapides sur les Maurets et Valescure

2-18 a Les Maurets

2-18 b Valescure

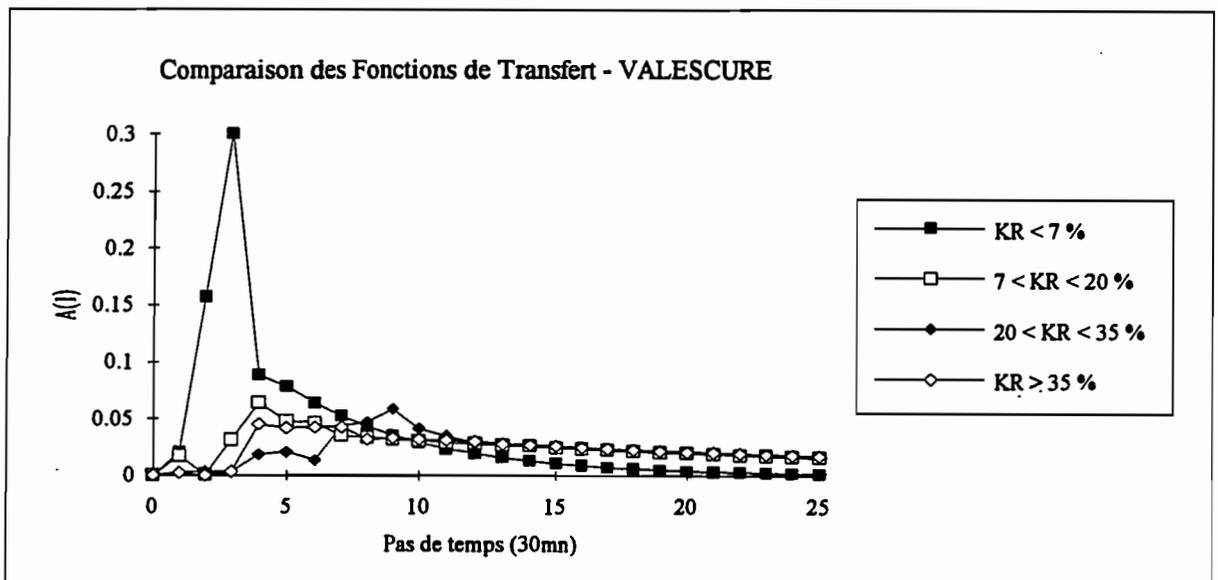
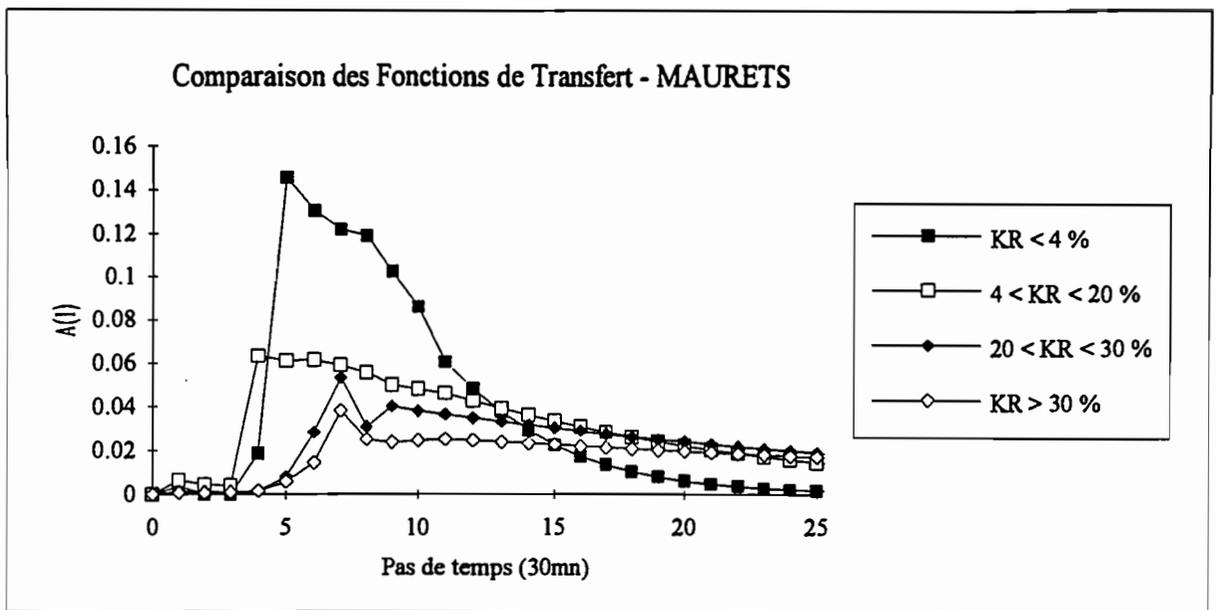


Il est intéressant de noter, sur ces deux sous bassins, que la corrélation entre la pente $dc(t)/dt$ en fin de crue et le coefficient d'écoulement K_r de l'épisode, est forte. Le coefficient de détermination R^2 entre ces deux grandeurs est égal à 0.74 à Valescure et à 0.85 aux Maurêts. Dans ces conditions, la forme de la FT du bassin serait liée à son coefficient d'écoulement.

On a donc procédé à des regroupements d'épisodes sur le critère du coefficient d'écoulement K_r . Quatre familles ont été constituées afin de vérifier l'existence d'une progressivité dans l'évolution des FT. Le tableau suivant précise les classes de coefficient d'écoulement retenues sur les deux bassins.

Tableau 11-6							
Sélection des crues en fonction de la valeur de leur ruissellement total							
MAURETS							
KR < 4 % $E_Q = 0.979$		4 < KR < 20 % $E_Q = 0.909$		20 < KR < 30 % $E_Q = 0.902$		KR > 30 % $E_Q = 0.981$	
KR	No épisode	KR	No épisode	KR	No épisode	KR	No épisode
0.015	6802	0.042	7936	0.245	6910	0.389	7216
0.033	7325	0.074	7937	0.221	6906	0.329	7612
0.026	7728	0.128	8358	0.243	7727	0.447	7322
0.029	8050	0.164	7940	0.228	7833	0.292	7324
0.016	8357	0.120	7114	0.233	7012	0.330	7328
0.017	7729	0.123	7611	0.217	7220	0.567	7721
VALESCURE							
KR < 7 % $E_Q = 0.924$		7 < KR < 20 % $E_Q = 0.971$		20 < KR < 35 % $E_Q = 0.975$		KR > 35 % $E_Q = 0.983$	
KR	No épisode	KR	No épisode	KR	No épisode	KR	No épisode
0.057	6802	0.074	7728	0.279	8358	0.500	7216
0.036	7325	0.092	7508	0.315	6910	0.482	7012
0.048	8050	0.158	7937	0.342	6906	0.383	7322
0.069	8357	0.112	7936	0.341	7612	0.379	7324
0.036	7729	0.181	7114	0.301	7833	0.364	7328
0.049	8047	0.110	7611	0.268	7220	0.450	7721

Ainsi, les FT sont identifiées sur des familles de très petite taille (six épisodes), ce qui n'est pas très orthodoxe, mais plus ou moins justifié par notre méthode, qui nous permet de compter sur des FT à peu près stables dans chacune des classes que nous avons retenues. Les figures 2-19 a et b montrent les FT ainsi obtenues.



Figures 2-19 a et b Evolution des Fonctions de Transferts avec le coefficient d'écoulement d'épisode sur les bassins "maurets" (2-19 a en haut) et Valescure (2-19 b en bas).

A Valescure, la FT semble changer considérablement entre les crues dont le coefficient d'écoulement est faible (inférieur à 7%) et toutes les autres. En revanche aux Maurets, il existe bien une certaine progressivité dans l'évolution de la FT lorsque le coefficient d'écoulement augmente. Toutefois, la petite taille de nos échantillons enlève probablement de la robustesse à nos FT et donc aussi à cette conclusion.

Dans le même ordre d'idées, on remarque qu'à Valescure comme aux Maurets, il existe une corrélation assez nette entre le coefficient d'écoulement K_r et le débit initial de la rivière avant l'épisode ($R^2 = 0.55$ et 0.69). Au contraire, avec la pluie totale de l'épisode comme avec l'intensité maximale de la pluie en trente minutes, la corrélation avec ce même coefficient d'écoulement est faible. Ceci confirme le rôle de l'état initial du bassin pour déterminer le type de réponse qu'il aura à une pluie, l'humidité initiale (ou le débit initial) rendant la réponse plus forte en volume (K_r élevé) et plus lente.

2-4 Comparaison entre Polaka et le Réal Collobrier - Conclusion:

Les différences de comportement entre les bassins de Polaka et du Réal Collobrier apparaissent bien réelles. Bien que l'interprétation de ces différences nécessite beaucoup de prudence, on peut les résumer et tenter de les comprendre, en mettant en comparaison les bassins de tailles semblables (Polaka, Valescure et Maurets).

Sur le bassin de Polaka, le transfert est très rapide: quarante à cinquante minutes pour le temps de montée, mais surtout, trois heures pour la durée totale de l'écoulement. Au lieu de cela, le temps de montée à Valescure est de une heure et demie et aux Maurets, il est de deux heures et demie. Sur ces deux derniers bassins, la fonction de transfert moyenne retarde une partie des écoulements au-delà de quinze heures après les pluies.

La FT n'est pas totalement stable à Polaka, le tarissement en particulier est sensible au débit et à l'importance de la pluie. Néanmoins, la variabilité du transfert est faible à Polaka et les hypothèses de l'hydrogramme unitaire y sont raisonnables, comme l'avait noté d'ailleurs Ribstein. Sur le Réal Collobrier au contraire, la FT évolue assez considérablement d'un épisode à l'autre. Sa forme dépend surtout du coefficient d'écoulement de l'épisode et, curieusement, l'hydrogramme est d'autant plus étalé que la proportion de la pluie parvenant à la rivière est plus forte.

En terme de mécanismes de génération d'écoulement, on avancera les commentaires suivants:

Dans les régions sahéliennes, l'imperméabilisation des sols sous l'effet mécanique de la pluie (la "battance") est facilitée par la rareté de la végétation. Le ruissellement de surface, visible d'ailleurs au moment des pluies violentes, semble pouvoir expliquer correctement la rapidité de la FT. Il s'agirait d'un mécanisme de refus d'infiltration, lié surtout à la présence d'une pellicule imperméable, et assez comparable à un mécanisme hortonien (bien que les lois de l'infiltration à travers cette pellicule ne soient probablement pas aussi simples que dans le milieu homogène supposé par Horton). La faible déformation de la FT selon les caractéristiques des épisodes est à peu près compatible avec les lois de l'hydraulique pour des écoulements de surface dont l'étendue géographique varie peu.

Au contraire, sur les bassins méditerranéens, où la végétalisation est importante; les écoulements sont beaucoup plus lents. La forte modification des caractéristiques du transfert selon les épisodes traduit le fait que les proportions d'apports superficiels et souterrains ne sont pas stationnaires. Ils évoluent d'un épisode à l'autre et peut-être aussi en cours d'épisode. L'existence d'un transfert relativement rapide lorsque le bassin est sec et le renforcement des écoulements différés au delà de quinze heures après la pluie lorsqu'il est humide peut donner lieu à diverses interprétations:

- les écoulements dans la rivière résulteraient de la superposition d'un apport de surface, dont le transfert est rapide (roche imperméable affleurante, routes etc...), et d'une contribution souterraine provoquée par l'élévation d'une nappe proche de la rivière selon le mécanisme décrit en 1-1-2 (figure 1-b). La part de cette seconde contribution croissant avec l'état d'humidification préalable du bassin, le ruissellement de surface resterait à peu près constant. Le transfert moyen serait donc d'autant plus influencé par les flux souterrains que le bassin est plus humide. Une variante de ce schéma consiste à remplacer la contribution en provenance d'une nappe proche de la rivière par celle d'un écoulement transitoire de "subsurface", parallèle aux versants, le principe de la superposition des apports restant le même. Cette conception des cheminements hydrauliques accorde un rôle important aux eaux profondes et suit les recommandations des spécialistes de la séparation isotopique des écoulements. Nous verrons si elle est capable d'expliquer les volumes d'apport ainsi mis en jeu sur les bassins du Réal Collobrier.

- un autre type de schéma est possible, plus progressif et conforme à l'idée des surfaces saturées contributives: les écoulements proviendraient, pour l'essentiel, d'un refus à l'infiltration dans des zones saturées proches de la rivière dont l'extension dépendrait surtout de l'état initial du bassin. Le ralentissement du transfert proviendrait dans ce cas de l'allongement du cheminement de l'eau à la surface (cf. & 1-2-1 fig.2).

2-5 La fonction de transfert associée à une production non instantanée:

La stabilité de l'hydrogramme unitaire apparaît donc contestable dans le cas des bassins du Réal Collobrier, et vraisemblablement ailleurs pour des conditions voisines en ce qui concerne la végétation et la pluviométrie. La question de la séparation entre production et transfert se pose donc. On a vu au début de ce chapitre, que dans le cas où la surface élémentaire que l'on considère sur le bassin est le versant et non plus la parcelle, on peut attribuer au transfert restant le seul rôle d'une propagation en rivière. Dans ce cas, la production est étalée dans le temps car les phénomènes de transfert sur le versant sont contenus dans la fonction de production. Ce type de séparation peut être intéressant si, comme sur le Réal Collobrier, les transferts sur le versant sont non stationnaires; ainsi, la nouvelle fonction de transfert, ne contenant plus que des phénomènes de propagation, peut retrouver une certaine stabilité. La fonction de production devra alors retarder les apports à la rivière de manière à rendre compte de la physique des écoulements sur le versant. Pour distinguer cette nouvelle fonction de transfert des précédentes, nous lui donnerons le nom de Fonction de Propagation (FPP).

On peut imaginer d'adapter l'algorithme de la DPFT pour identifier une FPP. En effet, si on autorise les pluies nettes très longtemps après les pluies brutes, moyennant certaines conditions, la production étant différée, le transfert ne correspondra plus qu'à un décalage entre l'apport moyen au bas des versants et le débit à l'exutoire. Ce décalage est alors une "propagation moyenne" dans le réseau hydrographique.

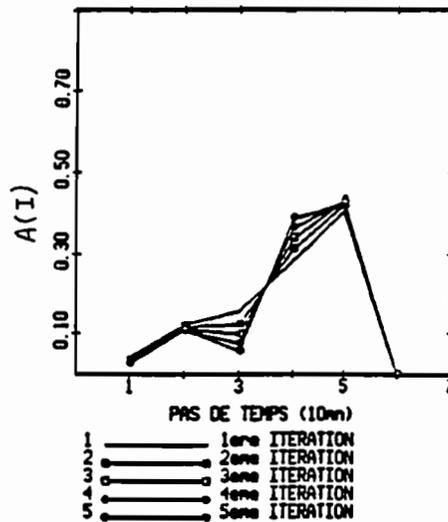
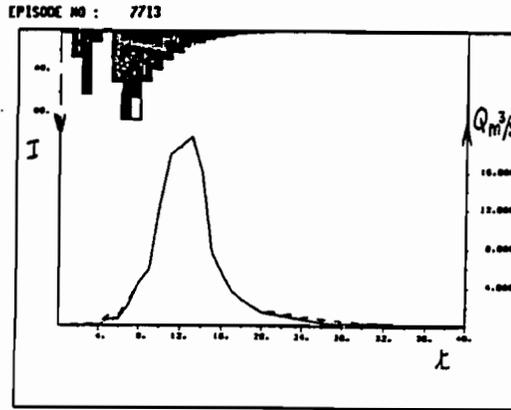
Mais l'identification d'une FPP, par une méthode dérivée de la DPFT est difficile. D'abord, cette méthode, qui alterne les phases d'identification et de déconvolution, perd une grande partie de sa robustesse si, dans l'une de ces deux phases, les équations sont très peu différentes les unes des autres ou bien si le nombre d'inconnues est voisin du nombre des équations. Or, la phase de déconvolution consiste, dans ce cas, à calculer presque autant de pluies nettes qu'il y a de débits pour chaque épisode puisqu'on suppose que les pluies brutes génèrent des pluies nettes longtemps après leur arrêt. Seules des "contraintes", telles que la positivité des pluies nettes, ou des traitements numériques, peuvent limiter les instabilités de ces systèmes de déconvolution. Ensuite, se pose le problème de son initialisation.

Néanmoins, avec J.M. Neyret-Gigot (1992), nous avons fait quelques tentatives d'identification d'une FPP, sur le bassin du Réal Collobrier à Pont-de-fer et aussi sur le bassin de Polaka.

Le problème consiste donc à autoriser les pluies nettes au-delà des pluies brutes. Pour ce faire, nous avons essayé deux types d'initialisation des pluies dans l'algorithme:

- D'abord, on utilise les pluies brutes observées, jusqu'à leur maximum d'intensité; au-delà de ce maximum, nous ajoutons des pluies fictives ayant une décroissance exponentielle ajustée sur celle des débits de l'épisode (figure 2-20 a). Les pluies sur le Réal Collobrier étant presque toutes de longue durée, ne se prêtaient guère à un tel traitement. En revanche, la structure des pluies à Polaka, nous a permis de réaliser cet essai sur les données des 47 épisodes disponibles. La FT identifiée de cette manière comporte cinq pas de temps, le quatrième et le cinquième étant les plus importants (figure 2-20 b). La qualité de reconstitution des épisodes avec cette FPP est bonne (efficacité de Nash pour les débits 0.97). On remarque que le nombre de pas de temps identifiés avec cette méthode correspond à celui du temps de montée de l'hydrogramme unitaire.

-Pour le Réal, on a utilisé une option plus simple qui consiste à garder les pluies brutes observées et à autoriser des pluies nettes pendant toute la durée de tous les épisodes (pour cela on remplace les pluies nulles par des pluies négligeables et on autorise leur dépassement). L'algorithme trouve de cette manière une FPP à quatre pas de temps, comme le temps de montée de l'hydrogramme unitaire. Les critères de qualité des reconstitutions des débits sont très bons avec cette FPP, malheureusement les valeurs des quatre coefficients sont instables et dépendent fortement des contraintes imposées et des méthodes numériques employées pour la résolution des différentes phases de l'algorithme.



Figures 2-20 a et b Polaka - un exemple de pluies fictives à décroissance exponentielle (2-20a en haut, en noir) et Fonction de Propagation (2-20b en bas) identifiée par une méthode dérivée de la DPFT

Une autre méthode a été tentée: elle consiste à rentrer dans l'algorithme DPFT non pas à la phase d'identification d'une FT à partir de certaines hypothèses sur les pluies nettes, mais à la phase de déconvolution en faisant, cette fois, une hypothèse sur la fonction de transfert. La méthode a été employée sur le Réal Collobrier en se donnant au départ une fonction de transfert de type "isochrone", calculée à partir d'un MNT du bassin (MNT fourni par le CEMAGREF de Montpellier). La conclusion est identique à la précédente: on peut facilement identifier ainsi une FPP, mais elle est instable et dépend des contraintes que l'on impose.

Pour finir, en imposant des FT initiales très diverses, nous avons cherché à savoir si n'importe quelle solution n'était pas acceptable par l'algorithme. On a pu vérifier de cette manière que la méthode "converge" en durée, c'est-à-dire que l'algorithme identifie quatre à cinq coefficients à la Fonction de Propagation et donne une valeur nulle aux coefficients des pas de temps suivants (figure 2-21). En revanche, il n'y a pas de convergence pour les valeurs numériques des quatre coefficients.

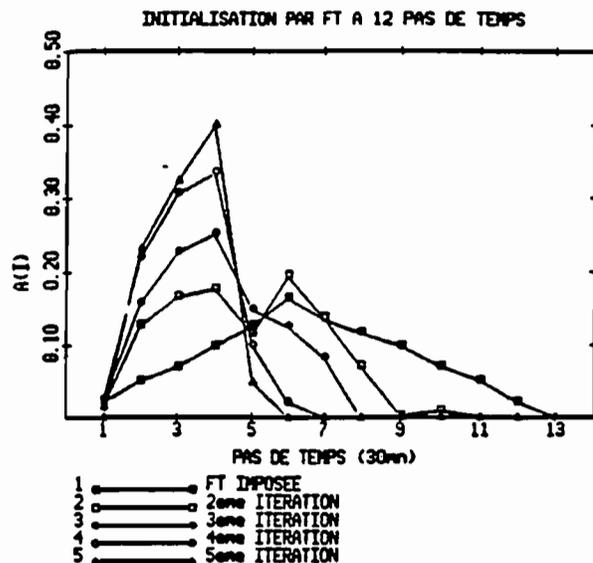


Figure 2-21 Recherche d'une Fonction de Propagation. Un exemple d'essai d'identification avec l'algorithme DPFT modifié, pour une fonction à 12 pas de temps imposée au départ. (Remarquer le resserrement à quatre pas de temps de la durée de la FPP).

En conclusion, l'identification d'une Fonction de Propagation associée à une fonction de production qui diffère les apports à la rivière n'a pas été réalisée de manière vraiment satisfaisante sur le Réal Collobrier; elle l'a été probablement davantage sur le bassin de Polaka du fait de la méthode employée. Néanmoins, on note que, pour les deux bassins testés, cette fonction de propagation a une "longueur" qui est celle du temps de montée de l'hydrogramme unitaire. Cette méthode associe donc en quelque sorte au temps de montée d'un hydrogramme la signification d'une durée de propagation.

On a utilisé cette Fonction de Propagation, ainsi que les pluies nettes qui lui sont associées, pour la mise au point d'un modèle de simulation/prévision des débits, le modèle STORHY, sur lequel nous travaillons avec A. Schober dans l'optique de la prédétermination des débits, dans un contexte de données rares (Grésillon & Neyret-Gigot 1993).

2-6 Conclusion générale à propos des Fonctions de Transferts:

Les résultats énoncés dans ce chapitre mettent partiellement en cause l'hypothèse de la stabilité d'une fonction de transfert pour un bassin versant. En effet, on a pu observer sur le bassin du Réal Collobrier, que les délais de transferts sont nettement instationnaires. En contradiction avec les résultats classiquement attendus, on remarque sur ce bassin un ralentissement du transfert lorsque les coefficients d'écoulements progressent, c'est-à-dire, en général, lorsque les crues sont plus importantes. En revanche, cette conclusion n'est pas valable sur le bassin sahélien de Polaka, bien que l'on y ait noté aussi un certain ralentissement de la vitesse de décrue lorsque la pluie augmente (cf p.34).

Avec les réserves de prudence exprimées précédemment (& 2-4), on est tenté de conclure, comme on l'a dit, que le ralentissement est dû à l'extension géographique des zones contributives. Nous analyserons plus loin (chapitre 5) si cette hypothèse est vraisemblable.

En ce qui concerne la notion d'hydrogramme unitaire elle-même, ces résultats sont certainement insuffisants pour que l'on soit fondé à la rejeter sans ménagement. D'une part, la variabilité de la fonction de transfert n'est établie que sur le bassin du Réal C. et sur ses sous-bassins (cf. les zones sahéliennes où elle ne l'est pas); d'autre part ce ralentissement pourrait être compensé, plus à l'aval, par une accélération d'origine hydraulique dans le réseau comme il le semble d'après les quelques essais de comparaison effectués sur d'autres bassins par J.P. Roux, à l'initiative de Ch. Obled (1993).

Après avoir analysé la partie "transfert" de la relation pluie débit sur un bassin, nous essaierons d'étudier la partie "production", plus difficile; ce sera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE 3

ANALYSE GLOBALE DES APPORTS A LA RIVIERE

A travers les résultats que nous avons eus au chapitre précédent à propos du Réal Collobrier, il est apparu que la contribution des eaux souterraines aux rivières est susceptible de jouer un rôle important, soit qu'elle alimente directement la rivière, soit qu'elle permette la formation d'une zone saturée "contributive".

Au cours du présent chapitre nous chercherons à savoir si une analyse spatiale et temporelle des apports peut nous permettre de mieux comprendre où et quand les eaux souterraines sont alimentées par les pluies ainsi que où et quand elles alimentent la rivière. Bien qu'orientée vers la spatialisation de l'information, cette étude s'intéresse à un pas d'espace qui reste de l'ordre du bassin ou du sous-bassin et nous la classons encore dans la catégorie "analyse globale". Il s'agira essentiellement d'un examen effectué sur le bassin du Réal Collobrier.

Plus généralement, nous chercherons aussi à déterminer si les contextes respectifs des bassins de Polaka et du Réal Collobrier sont originaux ou bien s'ils correspondent à des circonstances courantes. Nous tenterons pour cela une analyse statistique sur les bassins versants d'Afrique de l'ouest et du centre étudiés par l'ORSTOM.

3-1 Analyse des apports sur le Réal Collobrier:

3-1-1 Etude des capacités de stockage et d'écoulement au pas de temps annuel:

Analyse globale bassin par bassin:

A la fin de l'été, le bassin du Réal Collobrier est tout à fait sec et les pluies de l'automne s'infiltrent dans des proportions très importantes. En hiver et au printemps, au contraire, les pluies pénètrent relativement peu et la proportion de la pluie qui s'écoule est nettement plus élevée. La figure 3-1, due à Lavabre et al (1991) montre bien le retard qui intervient, à l'échelle de l'année, entre la pluie et les écoulements sur un sous bassin du RC. Il s'agit ici du bassin du "Rimbaud", pourtant peu propice au stockage de l'eau.

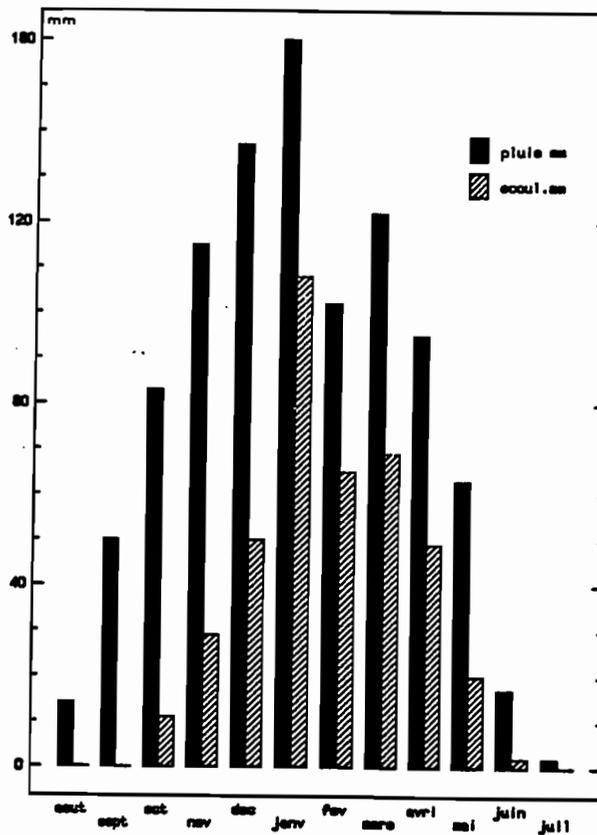


Figure 3-1 Pluies et écoulements mensuels sur le bassin du Rimbaud. Valeurs médianes pour la période Août 1967-Juillet 1990 (d'après Lavabre et al.)

Les pluies d'automne et d'hiver remplissent donc d'abord un réservoir que l'évaporation et l'évapotranspiration vident à un rythme en opposition de phase avec les pluies. Selon la quantité et la répartition temporelle des pluies et des évapotranspirations, le remplissage de ce réservoir prioritaire sera plus ou moins rapide et complet. Les pluies susceptibles de s'écouler en hiver et au printemps, après remplissage de ce réservoir, varieront donc d'une année à l'autre. Une schématisation très grossière, assimilant un bassin versant à un réservoir de volume V_0 , que doit remplir la pluie P_i , chaque année i avant que puissent apparaître les écoulements en rivière Q_i , permet d'exprimer le coefficient d'écoulement Ce_i de chaque année comme:

$$Ce_i = Q_i/P_i = 1 - V_0/P_i \quad (\text{si } P_i > V_0)$$

Ce "réservoir" V_0 , représentatif du bassin, caractérise les sols et sous-sols du bassin mais il contient également l'évapotranspiration que l'on suppose, en première approximation, peu variable sur chaque bassin d'une année à l'autre. On imagine, dans ce schéma, qu'il est vide à la fin de l'été, date

de début pour un cycle annuel. Selon cette expression, le coefficient d'écoulement au pas de temps annuel est une fonction croissante de la pluie de l'année, nul pour P_i inférieur ou égal à V_0 .

En prenant le 1^{er} Août comme début de l'année hydrologique, U.Weesakul (1992) montre que le coefficient d'écoulement annuel sur le Réal Collobrier progresse en effet avec la pluie moyenne annuelle. Elle ajuste entre ces deux grandeurs une loi linéaire de la forme:

$$(3.1) \quad C_{e_i} = \alpha (P_i - R)$$

dans laquelle: - C_{e_i} est le coefficient d'écoulement de l'année i
 - P_i est la pluie de l'année i (mesurée à partir du tracé des isohyètes annuelles sur le bassin et en utilisant une technique d'interpolation spatiale)
 - α est le coefficient de régression de la loi linéaire
 - R est un paramètre, issu de la loi linéaire, qui s'interprète comme le seuil de pluie annuelle, au-dessous duquel il n'y a pas d'écoulement sur le bassin. C'est une grandeur dont la signification est proche de celle du volume de réservoir V_0 associé au bassin.

Ce modèle linéaire donne des résultats convenables sur le bassin du RC à Pont de fer, mais également sur ses sous-bassins, comme le montrent les coefficients de corrélation de chacune des relations linéaires ajustées pour la période 1970 à 1983. Le tableau III.1 suivant fournit les paramètres des lois linéaires et les coefficients de corrélation obtenus par U.Weesakul pour chaque bassin.

tableau III.1 Paramètres des lois linéaires $C_{e_i}(P_i)$ de chaque sous-bassins du R.C. (Weesakul)

bassin	α ($\cdot 10^4$)	R (mm)	coef corrélation r
Pont de fer	3.78	321	0.88
Collobrières	3.66	266	0.89
La Mallière	3.77	138	0.82
Valescure	3.34	91	0.87
Maurets	5.27	436	0.93
Vaubarnier	4.75	287	0.90
Rimbaud	2.85	-661	0.77

Les volumes des réservoirs associés à chaque bassin sont donc bien différenciés et leurs différences ne traduisent pas seulement des écarts dus aux évapotranspirations. Si l'on excepte le Rimbaud, qui coule beaucoup mais pour lequel la liaison linéaire est manifestement inadaptée pour les années sèches, ces volumes sont compris entre 91 millimètres (Valescure) et 436 millimètres (Maurets). Ils traduisent surtout les différences de rendement hydrologique des bassins pendant les années sèches. On constate toutefois que le coefficient α , plutôt fort lorsque le volume du réservoir est élevé (sauf Vaubarnier), vient corriger ces différences en année humide. Ceci signifie qu'à l'automne, les bassins à grand réservoir -type Maurets- absorbent beaucoup, mais qu'en revanche à la fin de l'hiver et au printemps ils transforment une grosse part de la pluie en débit.

On retrouve donc, à propos de la production à l'échelle de l'année, l'intervention des eaux infiltrées que nous avons identifiée à propos du transfert à l'échelle de l'épisode. Elles jouent ici un rôle pour réguler la proportion de la pluie qui s'infiltré. On peut remarquer, à l'occasion, qu'entre les deux bassins voisins, Maurets et Valescure, il y a simultanément opposition entre la capacité de stockage (forte aux Maurets, faible à Valescure) et rapidité du transfert comme on a vu au chapitre précédent (faible aux Maurets, forte à Valescure). Cette simultanéité n'est peut-être pas tout à fait fortuite.

Essai d'analyse spatiale plus précise:

On s'interroge maintenant sur la localisation plus précise de ces capacités de stockage. En utilisant deux types de techniques pour la résolution spatiale, télédétection et MNT, U.Weesakul (1992) ainsi que C.Puech (1993) ont cherché à déterminer l'influence hydrologique de la végétation et du relief ainsi que de la géologie. Les figures 1-4, et 1-6 du premier chapitre montrent "les zones homogènes" de pente et de végétation qu'ils identifient et prennent en compte. Les classes "géologie" sont établies à partir de la carte reportée à la figure 1-5.

La méthode qu'ils utilisent est fondée sur l'hypothèse que, comme pour les bassins, il existe une relation entre coefficient d'écoulement et pluie annuels caractéristique de chacune des zones homogènes de végétation, de géologie ou de pente. En utilisant les données des écoulements annuels de neuf sous-bassins du RC pendant une douzaine d'années, ils cherchent à déterminer les paramètres des lois en question pour chacune de ces zones homogènes afin de comparer leurs aptitudes à l'écoulement.

Pour cela, les hypothèses suivantes sont nécessaires: rôle hydrologique identique, chaque année, pour tous les éléments de surface d'une même zone homogène, additivité des écoulements en provenance de chaque parcelle dans une zone et de chaque zone dans un bassin, identité des pluies et des évapotranspirations entre toutes les zones homogènes. Compte tenu des gradients de pluviométrie et de température avec l'altitude sur le RC, cette dernière hypothèse est contestable si les zones homogènes correspondent à des catégories d'altitude.

Dans ces conditions, les auteurs précédents expriment les coefficients d'écoulements annuels de chaque sous-bassin du RC sous la forme:

$$(3.2) \quad C_{e_{in}} = \sum_k (\mu_{kn} \cdot S_{ki})$$

- Où: - $C_{e_{in}}$ est le coefficient d'écoulement du bassin n° i, pour l'année n
 - μ_{kn} est le coefficient d'écoulement de la zone homogène n° k, pour l'année n
 - S_{ki} est la proportion de l'aire du bassin n° i occupée par la zone homogène n° k

Les inconnues μ_{kn} de ce système linéaire sont au nombre de $K \cdot N$, inférieur à celui des équations ($I \cdot N$) à condition que le nombre de zones homogènes (K) soit inférieur à celui des sous-bassins jaugés (I). La résolution est faite sous contraintes ($0 \leq \mu_{k,n} \leq 1$) par une technique des moindres carrés. Les coefficients μ des N années pour chaque zone homogène, solutions de ce système linéaire, sont ensuite mis en corrélation avec les pluies correspondantes.

En supposant que cette relation obéit à un modèle linéaire identique à celui qui a été utilisé pour les bassins (relation 3-1), U.Weesakul obtient des résultats corrects, en terme de coefficient de corrélation, pour certaines zones homogènes. On a transcrit au tableau III.2 ci-dessous les valeurs des paramètres α et R de ces lois, ainsi que les coefficients de corrélation permettant de donner une idée de la qualité de cette représentation linéaire.

Tableau III.2 Paramètres des lois, supposées linéaires, $\mu_{ki}(P_i)$ pour chaque zone homogène

Zône homogène	r coef de cor	α (*10 ⁴)	R (mm)
-zone couverte de châtaigners	0.90	9.89	415
- " " " pins	0.81	6.75	413
- " " " chêne	0.67	1.80	755
- " de pentes comprises entre 0 et 5%	0.91	9.84	600
- " " " " 5 et 10%	0.63	2.07	-3525
- " " " " 20 et 40%	0.87	6.49	416
- " géologique classée "Gneiss"	0.82	3.19	-592
- " " " " "phyllades"	0.84	3.25	443
- " " " " "mélange"	0.88	4.65	243

Ne figurent pas dans ce tableau les catégories pour lesquelles la qualité de la corrélation est mauvaise (r inférieur à 0.6). Parmi elles: les "zones couvertes de vigne", pour lesquelles le coefficient μ est souvent nul, les "sols nus et maquis" où, au contraire, μ est souvent égal à 1 mais aussi les "pentes comprises entre 10 et 20%" pour lesquelles aucune tendance claire n'est décelable. Dans le tableau précédent, les classes de végétation ont été calculées en forçant à 0 et 1 respectivement les coefficients d'écoulement des zones "vignes" et "sol nus".

A partir de ces résultats, on peut opposer dans la catégorie végétation:

- les "sols nus et maquis" qui semblent transformer presque toute la pluie brute en débit;

- les châtaigners, et à un moindre degré, les pins, qui ont un bon rendement hydrologique (α est fort ou assez fort);
- les chênes, qui absorbent beaucoup dans tous les cas (R est élevé et α faible);
- Les vignes qui semblent absorber encore davantage

Dans la catégorie "pentes":

- les pentes intermédiaires (entre 5 et 10%), qui restituent toujours environ 90% de la pluie ($\alpha = 2.10^{-4}$ et $R = -3500$)
- les pentes douces (inférieures à 5%) et les pentes fortes (entre 20 et 40%), qui coulent peu en année sèche (R = 600 ou 416 mm) mais beaucoup (α fort) en année humide.
- En revanche, on ne peut rien dire de la catégorie de pentes comprises entre 10 et 20%.

Dans la catégorie "géologie":

- les "Gneiss" qui coulent bien, même en année sèche (volume du réservoir R négatif)
- les "phyllades", qui donnent peu d'écoulement
- la catégorie "mélange", qui comprend essentiellement des micachistes et des amphibolites, correspond à un type de réponse intermédiaire.

Critique de ces résultats:

Les résultats relatifs aux pentes sont les moins clairs: aucune progressivité de l'aptitude à l'écoulement avec les pentes ou corrélation inexistante avec la pluie annuelle. Certes, Puech montre que la précision dans la mesure des pentes avec un MNT est souvent insuffisante, mais cette imprécision ne paraît pas suffisante pour expliquer cet échec. Plus probablement, le bassin du Rimbaud, dont les pentes appartiennent à la catégorie des "pentes intermédiaires" et recouvert de Gneiss imperméables et peu recouverts, pourrait avoir joué un rôle excessif pour déterminer la caractérisation hydrologique de cette catégorie.

Ils sont en revanche assez nets pour les classes "géologie" et "végétation" dont les comportements hydrologiques paraissent cohérents.

Toutefois, la catégorie "géologie" est douteuse en raison de la position des différentes formations sur le bassin du RC: les "Gneiss" sont tous situés à l'Est du bassin, en altitude et dans les zones les plus arrosées; au contraire, les "phyllades" se trouvent plutôt en partie Ouest, à basse altitude et reçoivent des pluies moins importantes. L'hypothèse d'uniformité des pluies et évapotranspirations sur les zones géologiquement homogènes est donc contestable et le classement des formations géologiques vis-à-vis des écoulements ne paraît donc pas pertinent.

A un degré moindre, le même type de suspicion affecte les résultats relatifs à la végétation. Pourtant, les altitudes moyennes de toutes les zones homogènes de végétation sont assez proches si l'on excepte les vignes. Elles sont comprises entre deux cent quatre vingt mètres (pins) et trois cent quatre vingt mètres (châtaigners), les vignes étant plus basses (cent soixante mètres). Néanmoins, le critère de l'altitude moyenne d'une zone homogène n'est pas nécessairement suffisant pour écarter la possibilité d'un biais dans les résultats en provenance d'un effet orographique. On constate en effet qu'il existe une assez nette corrélation entre les proportions de bassins occupées par certaines catégories végétales et l'altitude moyenne du bassin (tableau III.3 obtenu à partir d'informations extraites de U.Weesakul).

Tableau III.3 Coefficient de corrélation entre altitude moyenne d'un bassin et proportion de ce bassin occupée par chaque catégorie végétale.

catégorie végétale	châtaigners	chêne	pin	sols nus	vignes
coefficient de corrélation entre proportion d'aire de la catégorie végétale et altitude du bassin	0.25	-0.62	0.24	0.69	-0.68

Ainsi, les vignes et les chênes occupent des proportions importantes des bassins dont les altitudes moyennes sont basses, les sols nus des proportions importantes des bassins plus élevés. On peut donc également craindre que les classements d'aptitude aux écoulements établies pour les catégories végétales soient influencés par l'altitude (écoulements plus forts en altitude en raison d'une pluviométrie supérieure et peut-être d'une évapotranspiration plus faible).

Afin de vérifier la pertinence des classements précédents tout en réduisant l'effet des évapotranspirations, C.Puech (1993) reprend la comparaison des classes végétales mais avec un pas de temps plus court, trimestriel, mensuel et même à l'échelle de l'épisode. Il suit une méthode dérivée de la précédente et confirme, pour ces pas de temps plus courts, les classements d'aptitude au stockage et à l'écoulement observés au pas de temps annuel pour les diverses catégories végétales. Il retrouve d'autre part ce que le comportement annuel nous avait suggéré, c'est-à-dire que les écoulements d'automne sont beaucoup moins importants que ceux d'hiver et de printemps. A titre d'exemple, les figures 3-2a et b montrent l'effet saisonnier sur la catégorie végétale "pin" et les différences de comportement des divers végétaux en automne.

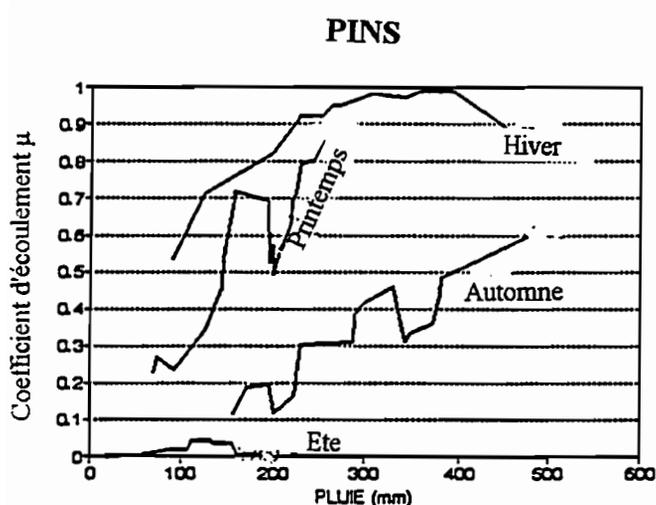


Figure 3-2a Coefficient d'écoulement en fonction de la pluie pour la catégorie "Pins". Effet saisonnier

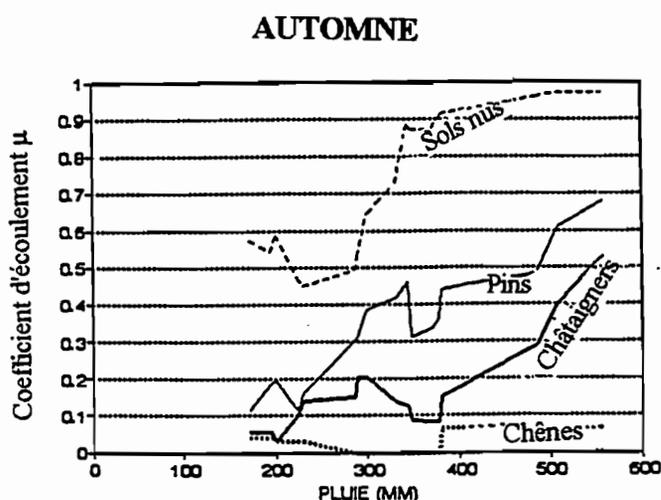


Figure 3-2b Coefficient d'écoulement en fonction de la pluie pour la saison d'Automne. Effet de la catégorie végétale.

En conclusion, l'aptitude à l'absorption du bassin du Réal Collobrier comporte un cycle annuel parfaitement net. D'un point de vue spatial, que ce soit à l'échelle annuelle, trimestrielle ou mensuelle, les capacités de stockage sur le bassin semblent se situer surtout dans les zones aval, à l'Ouest; tandis que les capacités d'écoulement seraient plutôt à l'Est et sur les reliefs. Les diverses catégories végétales traduisent en partie cette forte différenciation, et il n'est pas impossible que leurs rôles disparaissent si l'effet d'altitude est pris en compte dans les précipitations.

Afin de lever les doutes exprimés ci-dessus à propos du rôle de l'orographie dans l'étude spatiale des apports sur le RC, une analyse plus fine est en cours dont le principe est le suivant: Les mêmes hypothèses d'additivité des écoulements en provenance de toutes les zones homogènes sont faites, mais on fait intervenir aux différents pas de temps, les pluies moyennes sur chaque zone, dans chaque bassin, et non pas la pluie moyenne de l'ensemble des bassins. On impose dès le départ, pour chaque zone homogène une forme linéaire à deux paramètres pour la relation entre coefficient d'écoulement et pluie et on cumule les contributions de toutes les zones homogènes sur tous les bassins. De la sorte, on obtient un système linéaire dont les inconnues sont les paramètres des lois linéaires de chaque zone homogène et qui peut être traité directement (sous contrainte de positivité et de bornage à 1 pour les coefficients d'écoulement qui s'en déduisent). L'objectif de cette étude est de définir quel type de zonage dans chaque bassin est le plus pertinent pour faire apparaître des différences d'aptitude à l'écoulement. La distinction selon les catégories végétales est

évidemment candidate mais également, si possible, une classification fondée sur la proximité du réseau hydrographique (dans l'optique d'une analyse des processus de type "surfaces saturées contributives").

3-1-2 Etude des capacités de stockage et d'écoulement au pas de temps de l'épisode:

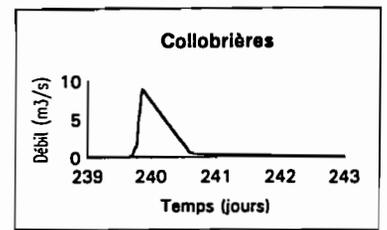
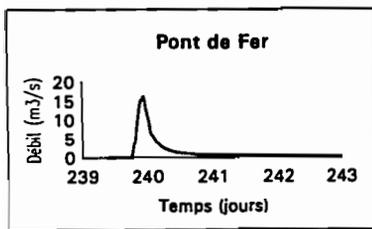
Analyse spatiale:

Il s'agit maintenant d'analyser, sous-bassin par sous-bassin, quelle proportion de la pluie est absorbée et quelle autre est transformée en débit à l'occasion d'un épisode pluvieux. Pour y parvenir, avec F. Le Meillour, nous avons sélectionné un jeu de neuf épisodes bien marqués, représentatifs d'une gamme étendue de types de réponse hydrologique. Leur choix a été conduit en particulier par la forme de l'hydrogramme provoqué par l'épisode au Pont de fer. On a cherché ceux dont la forme est bien nette, non perturbée par des pluies ultérieures. Le tableau III.4 suivant décrit quelques caractéristiques pluviométriques des dix épisodes sélectionnés, ainsi que les débits maxima correspondants enregistrés à Pont de fer. La figure 3-3 donne l'allure des hydrogrammes enregistrés à Pont de fer ainsi que sur six sous-bassins à l'occasion de deux épisodes importants, l'un d'hiver (Février 73) et l'autre d'été (Août 81).

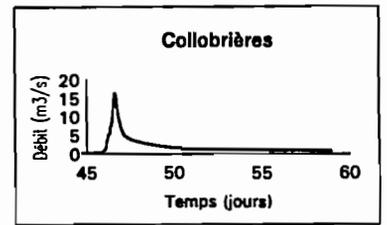
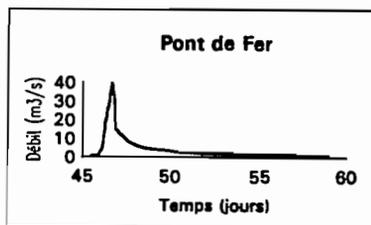
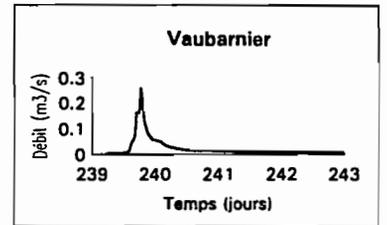
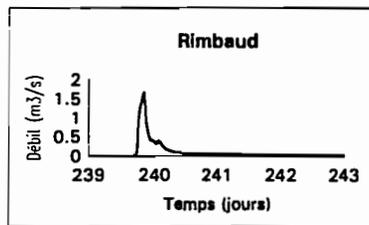
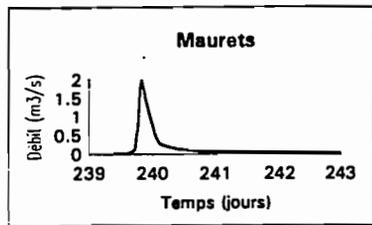
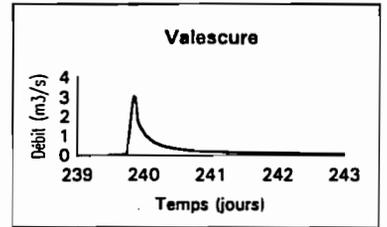
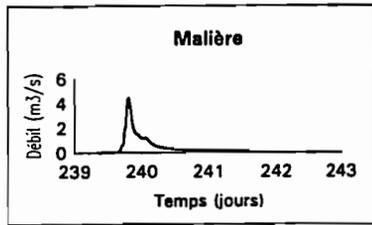
Tableau III.4 Présentation des crues sélectionnées. Caractéristiques des pluies (moyennes spatiales) et débits à Pont de Fer

	Date	Pluie totale de l'épisode au Pont de Fer (mm)	Débit max au Pont de Fer (m3/s)	Intensité moyenne de pluie (Pont de Fer) (mm/h)	Intensité max de pluie sur une heure (Pont de Fer) (mm/h)
Crue 01	décembre 72	284	112	1.95	15.6
Crue 02	janvier 73	127	25.5	1.41	21.9
Crue 04	janvier 73	33	5.0	1.04	5.6
Crue 05	février 73	105	39.5	0.58	11.0
Crue 06	octobre 76	61	6.5	0.78	15.7
Crue 07	octobre 76	30	4.0	1.11	14.3
Crue 08	décembre 76	74	10.3	1.15	31.0
Crue 09	janvier 77	81	34.2	1.08	12.0
Crue 10	janvier 77	45	8.3	0.30	9.6
Crue 11	août 80	140	16.1	7.40	33.3

Le coefficient d'écoulement $C(t)$ que nous avons défini au chapitre précédent, est calculé à chaque pas de temps pour tous les bassins et tous les épisodes. Les pluies étant calculées bassin par bassin (par la moyenne des données des pluviomètres situés sur chaque bassin) et le débit initial sur chaque bassin étant retiré du débit mesuré, ce coefficient est déterminé au minimum pendant les trois ou quatre jours qui suivent les pluies qui sont à l'origine des épisodes (figures 3-4 pour les mêmes épisodes que ceux de la figure 3-3 précédente).



Crue 05: février 73
épisode très marqué.
(105 mm)



Crue 11 aout 80
épisode de courte durée
(140 mm)

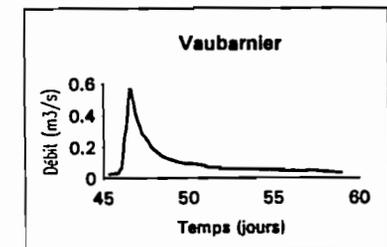
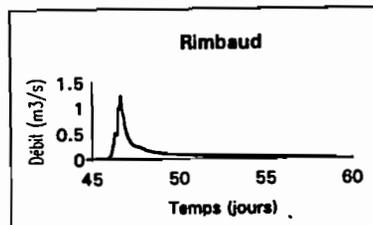
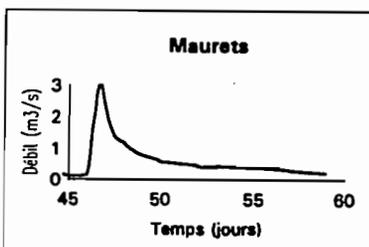
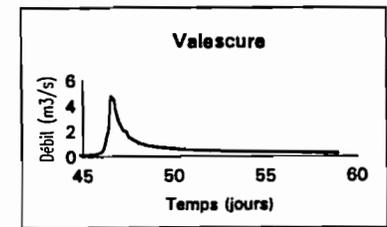
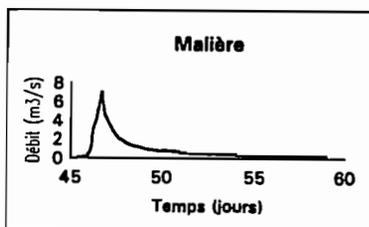


Figure 3-3 Hydrogrammes enregistrés au Pont de Fer et sur chacun des sous-bassins pour un épisode d'hiver (Février 73 - en haut) et un épisode d'été (Août 80 - en bas)

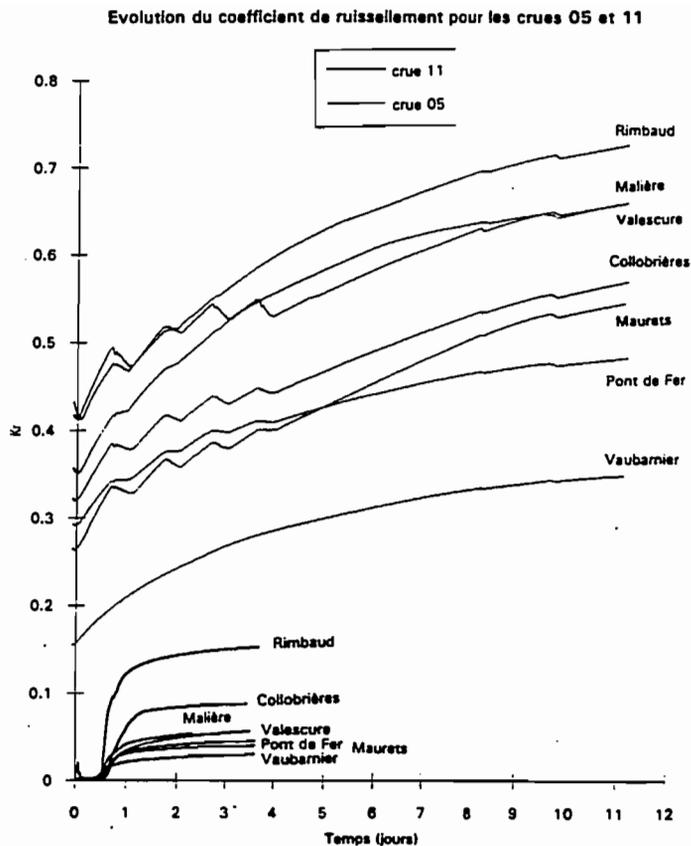


Figure 3-4 Evolution du coefficient d'écoulement sur chacun des bassins versants pendant les épisodes de Février 73 et d'Août 80

Bien que les épisodes soient très divers, la hiérarchie des bassins reste sensiblement la même entre tous les épisodes. Comme pour ceux qui sont montrés à la figure 3-4, le bassin du Rimbaud restitue toujours à la rivière une proportion de pluie plus importante que les autres. Les bassins de 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 à un moindre degré, se distinguent parce que leurs coefficients d'écoulement sont très faibles pendant les épisodes d'été et d'automne mais qu'ils peuvent atteindre de fortes valeurs en hiver. Pour les Maurets, de plus, l'évolution du coefficient d'écoulement est très lente pendant les épisodes d'hiver. Le caractère particulier de ce bassin, capable, plus que les autres, de stocker puis de restituer lentement les eaux excédentaires, se confirme au pas de temps de l'épisode comme à celui de l'année.

Pour chacun des neuf épisodes sélectionnés et pour chaque bassin, on a déterminé un coefficient d'écoulement de fin d'épisode. Il correspond à une valeur prise au minimum trois jours après la pluie, parfois beaucoup plus (treize jours pour l'épisode d'hiver présenté) (tableau III.5). Par différence entre les volumes écoulés aux différentes stations de mesure, on en a déduit des coefficients d'écoulements d'épisodes pour les zones aval des bassins de Collobrières et de Pont de Fer. Dans tous les cas, ces coefficients d'écoulement sont très nettement inférieurs à ceux qui correspondent aux têtes de bassins. Certes, la durée à laquelle est déterminé le coefficient d'écoulement de fin d'épisode de chaque bassin aurait mérité d'être ajustée selon sa taille.

Néanmoins, ces résultats montrent de manière claire que, pour le bassin du Réal Collobrier, la génération des écoulements rapides de crue a lieu à l'amont et non pas à l'aval. Ce résultat est vrai en toutes saisons, il est un peu moins net dans le cas de l'épisode le plus violent. Ici, le relief apparaît comme favorable à la génération des écoulements. Pour les deux épisodes précédents, la figure 3-5 illustre les différences de rendements hydrologiques des différents bassins.

Tableau III.5 Coefficient d'écoulement pour neuf crues sur huit sous-bassins ou parties de bassins.

	Pont de Fer	Collobr.	Malière	Valescu.	Maurets	Vaubar.	Rimb.	partie basse
Crue 01	0.56	0.58	0.47	0.62	0.49	0.59	0.72	0.44
Crue 04	0.14	0.22	0.17	0.27	0.60	0.18	0.42	0.03
Crue 05	0.57	0.64	0.76	0.73	0.60	0.54	0.87	0.30
Crue 06	0.05	0.08	0.05	0.16	0.07	0.04	0.27	0.006
Crue 07	0.09	0.11	0.17	0.17	0.08	0.12	0.60	0.02
Crue 08	0.22	0.41	0.44	0.42	0.51	0.38	0.70	-0.11
Crue 09	0.30	0.44	0.31	0.34	0.38	0.33	0.36	0.11
Crue 10	0.25	0.35	0.39	0.35	0.38	0.42	0.46	0.01
Crue 11	0.05	0.09	0.05	0.06	0.04	0.03	0.15	-0.008
Moyen.	0.25	0.32	0.31	0.35	0.35	0.29	0.51	0.09

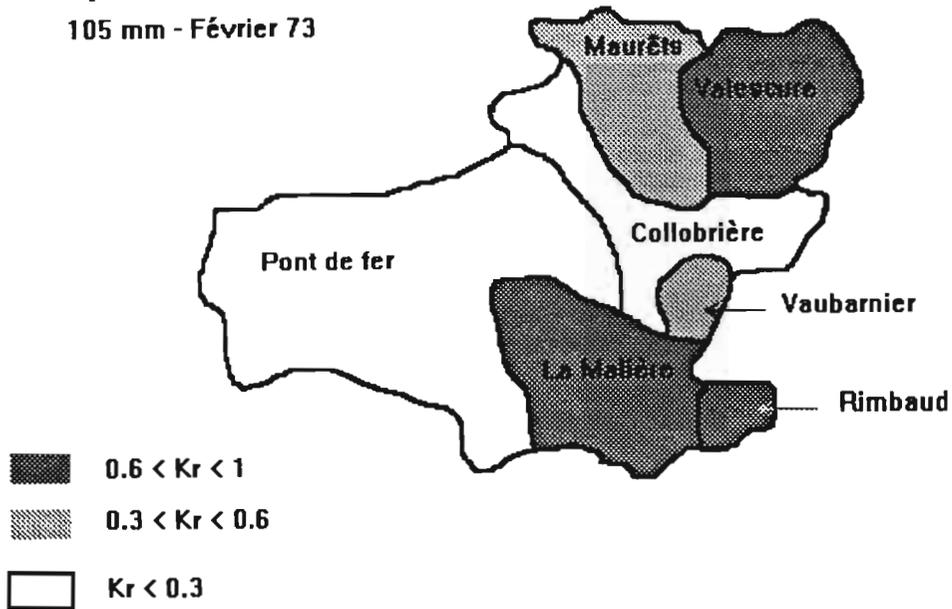
Ainsi, les zones plates alluviales de la partie aval du bassin ne sont pas très productives à l'échelle de temps de l'épisode: les pluies s'y infiltrent en grande part. En terme de mécanisme de génération des écoulements, on en tire une conclusion apparemment triviale: la contribution aux écoulements rapides est faible, et donc probablement les infiltrations importantes, dans les parties les plus basses du bassin. Cette apparente banalité signifie tout de même que les apports principaux pour les crues ne proviennent pas d'un effet de surélévation de nappe au voisinage de la rivière en zone aval (mécanisme de la figure 1-1b du chapitre premier). Cela montre aussi que, si la contribution prépondérante aux crues provient des aires saturées voisines de la rivière (mécanisme de la figure 1-2 du chapitre1), celles-ci se développent principalement dans les zones amont et non aval. En dépit d'une importante infiltration dans les zones alluviales, l'intersection d'une nappe "profonde" avec la surface du sol ne paraît pas intervenir, ou bien, si elle intervient, elle ne provoque pas ou peu d'écoulements vers la rivière. Au contraire, si ce mécanisme (surfaces saturées contributives) doit être retenu comme explicatif sur le Réal Collobrier, il faut considérer que, directement ou indirectement, le relief favorise l'apparition des zones saturées, ou au moins ne s'y oppose pas.

Analyse de l'absorption en début d'épisode:

Nous avons analysé ci-dessus la part de la pluie qui parvient à la rivière et celle qui n'y parvient pas, pendant la durée d'un épisode. Nous nous intéressons maintenant à l'absorption qui intervient en début d'épisode, avant que les écoulements n'apparaissent. Pour ce faire, avec A.Schober, nous avons supposé que toutes les pluies d'un épisode qui précèdent la première

Episode d'hiver

105 mm - Février 73



Episode d'été

140 mm - Août 80

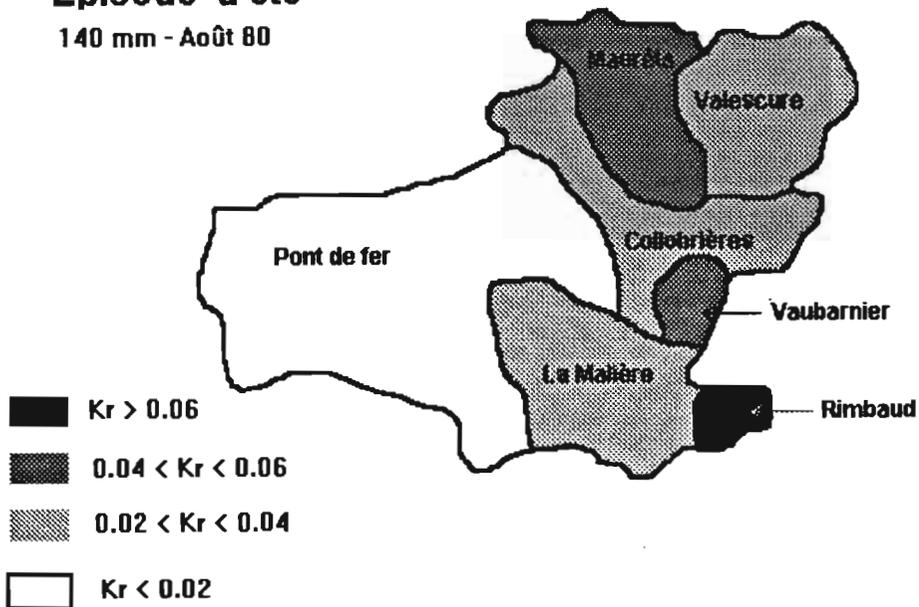


Figure 3-5 Illustration des différents rendements hydrologiques des sous-bassins du Réal Collobrier pour un épisode d'hiver (Février 73 - en haut) et un épisode d'été (Août 80 - en bas) (Kr sur chaque sous-bassin représente le coefficient d'écoulement de la crue)

augmentation de débit à l'exutoire d'un bassin, se sont infiltrées ou évaporées. C'est ce volume PSUM, que nous avons calculé pour quarante quatre épisodes sur le bassin de Pont de Fer, comme l'intégrale dans le temps de l'intensité de la pluie (moyenne spatiale sur le bassin), depuis le début de la pluie jusqu'au début de la crue. La valeur moyenne de ces quarante quatre mesures de PSUM est égale à 17.6 mm, son écart-type à 15.7 mm. Il existe donc un "petit réservoir", proche de la surface, mobilisé au moment de chaque pluie et dont la taille est très variable. Nous avons cherché à comprendre cette variabilité du réservoir "PSUM". Pour cela, on a utilisé une méthode corrélatrice, en prenant deux types de variables explicatives: celles qui décrivent l'état antérieur du bassin et celles qui représentent la pluie qui précède les écoulements:

- Q_0 le débit de la rivière juste avant l'épisode
 IND un indice (l'indice de Kohler) des pluies antérieures défini à chaque début d'épisode d'indice n de la manière suivante:

$$IND(n) = [IND(n-1) + P(n-1)] e^{-\alpha T}$$
 où $P(n-1)$ est la précipitation de l'épisode précédent (d'indice n-1)
 T est l'intervalle de temps en jours séparant la fin de la pluie d'indice n-1 du début de la pluie d'indice n.
 Selon cette expression, le rôle sur IND des pluies anciennes est d'autant plus important que le coefficient α est plus petit. On a pris $\alpha = 0.5$ c'est-à-dire une valeur telle que $e^{-\alpha T}$ étant inférieur à 10% après 5 jours, on ne conserve la mémoire des pluies que sur une durée de quelques jours.
- I_M l'intensité moyenne (moyenne temporelle) de la pluie avant que l'écoulement intervienne
 Pas le nombre de pas de temps de pluie avant la montée des crues

La corrélation simple de PSUM avec chacune des variables précédentes est décevante; en revanche, avec le logarithme de Q_0 , la corrélation devient significative ($R^2 = 0.67$) ce qui signifie que les nombreuses valeurs faibles du débit initial de la rivière ont beaucoup de poids. Le débit Q_0 , surtout s'il est faible, est donc une variable réellement explicative pour le "petit réservoir" activé au début des crues. Même en période d'étiage, l'importance de ce réservoir n'est pas indépendante du débit de la rivière. Symétriquement, on peut en déduire que le débit d'étiage n'est pas indépendant de certains volumes d'eau stockés à proximité de la surface. On est tenté de conclure que ce petit réservoir est localisé à proximité de la rivière et à profondeur réduite, et que l'alimentation "lente" de la rivière lui est connectée directement ou indirectement. On s'approche ici d'une notion de surface contributive proche de la rivière.

Entre PSUM et I_M , le carré du coefficient de corrélation a pour valeur 0.31; entre PSUM et $\text{Log}(IND)$, il a pour valeur 0.24; la variable "Pas" n'introduit aucune valeur explicative. L'intensité de la pluie intervient donc peu, de même que l'indice des pluies antérieures. Aucune corrélation multiple ne permet d'améliorer le pourcentage de la variance de PSUM expliquée par $\text{Log}(Q_0)$.

Curieusement, la corrélation entre IND et Q_0 est significative ($R^2=0.72$), mais IND n'explique presque pas PSUM bien que $\text{Log}(Q_0)$ y parvienne. Cette assez bonne corrélation étant due aux fortes valeurs de Q_0 (et de IND), on retrouve ici la constatation précédente: le débit Q_0 et PSUM ne sont corrélés que pour les faibles valeurs du débit initial. Le réservoir dont on parle ici (de surface, proche de la rivière, alimentant les débits d'étiage et plus ou moins plein selon ce débit d'étiage), est donc peu dépendant des pluies des quelques jours précédents. Un découpage saisonnier confirme ce résultat, la corrélation entre PSUM et le logarithme de Q_0 étant nettement meilleure de Mars à Novembre où les débits initiaux sont plus faibles ($R^2=0.85$) que de Décembre à Février ($R^2=0.52$).

En bref, à Collobrières sur le grand bassin, avant que la rivière ne soit alimentée à l'occasion d'une crue, il faut une pluie initiale d'importance variable: de l'ordre de 15 à 20 millimètres en moyenne pour les épisodes plutôt violents qu'on a utilisés, et parfois beaucoup plus. Il semble que cette pluie initiale participe au remplissage d'un volume de surface (puisque la durée de son remplissage est courte) et contribuant à l'alimenter pendant les étiages. L'hypothèse d'un rôle particulier, pour la génération des écoulements rapides, des zones où l'on rencontre des "sources", paraît donc fondée.

La séparation des écoulements:

La technique de la séparation des écoulements par traçage chimique et isotopique a été mise en oeuvre sur le RC par nos collègues de l'Université d'Avignon. Les deux sous-bassins "Maurets" et "Rimbaud" ont été instrumentés pour permettre cette analyse et quelques épisodes de crue ont été saisis. Des résultats sont disponibles et publiés pour le bassin du Rimbaud, notamment pour un épisode de Décembre 1990 (Travi et al. Lavabre et al. 1993). Ils montrent que, même pour ce bassin possédant très peu de sol, une proportion importante de la crue (45% environ) est formée d'une eau dite "ancienne", c'est-à-dire présente sur le bassin avant l'épisode. Ce résultat, plutôt choquant pour un bassin entièrement situé sur des gneiss recouverts d'une très faible épaisseur de sol (30 centimètres en moyenne), mérite que nous nous y arrêtions.

L'épisode analysé (9 Décembre 1990) a lieu sur un bassin qui a subi un incendie durant l'été précédent. Les auteurs utilisent cette circonstance qui a détruit la végétation à 85%, pour comparer les résultats donnés par une séparation isotopique à l'oxygène 18 avec ceux qui peuvent être déduits d'une séparation chimique utilisant les chlorures comme traceur. En raison de la proximité de la mer, la végétation, qui intercepte les chlorures de l'air et les reconcentre, rend normalement impossible l'utilisation de ce traceur pour la décomposition des écoulements sur le bassin du Réal Collobrier. En détruisant la végétation, l'incendie supprime le risque des "pluiolessivats" chargés de chlorures et autorise la comparaison des deux types de séparation (en l'absence de végétation, les chlorures ne sont plus interceptés ni "lessivés" par les pluies).

La pluie du 9 Décembre 90 représente un total de 44.4 millimètres; vingt quatre heures après la pluie, un volume équivalent à plus de 80% de cette pluie s'est écoulé dans la rivière. L'écoulement dans le ruisseau avant l'épisode contient 18.6 mg.l^{-1} de chlorures; sa teneur en ^{18}O , exprimée en $\delta^{18}\text{O}$, c'est-à-dire en écart relatif du rapport isotopique de l'échantillon (proportion d'oxygène 18 par rapport à l'oxygène 16 ordinaire) avec celui qui correspond à une valeur considérée comme une moyenne pour les eaux des océans [$^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$]SMOW est égale à -6.66‰ . Ces valeurs mesurées sur l'eau de la rivière avant la pluie, sont considérées comme représentatives de l'eau "ancienne". Les teneurs correspondantes pour la pluie sont respectivement 2 mg.l^{-1} pour les chlorures et -12.47‰ pour $\delta^{18}\text{O}$; il s'agit de mesures faites sur un échantillon recueilli au pluviographe après la pluie. Ainsi, la pluie de l'épisode est bien marquée chimiquement comme isotopiquement et les deux approches peuvent être comparées pour la décomposition des écoulements. Les figures 3-6 a et b montrent les résultats de ces deux décompositions qui diffèrent légèrement sur la chronologie, mais très peu sur les valeurs moyennes des volumes "anciens" et "nouveaux" (43% d'eaux anciennes selon la décomposition par les chlorures, 47% avec l'oxygène 18).

Les auteurs déduisent de la similitude des deux types de décomposition que l'eau de la zone non saturée joue un rôle négligeable dans les apports à la rivière. Leur argumentation est la suivante: dans la zone non saturée, les marquages en O^{18} et en chlorures n'ont aucune raison d'être dans le même rapport que ceux de l'eau qui coule dans la rivière avant l'épisode, en raison des processus très différents qui conditionnent ces différents marquages. Si cette troisième composante intervenait contrairement à l'hypothèse faite pour mener les calculs, la décomposition effectuée en la négligeant ne donnerait pas le même résultat avec les deux marqueurs différents.

On peut se demander au contraire, si le contexte du bassin du Rimbaud, avec très peu d'épaisseur de sol, n'est pas favorable à l'interprétation suivante: L'eau qui coule dans la rivière avant la pluie provient du cumul des maigres écoulements qui existent au contact du substratum rocheux, à la base des quelques centimètres de sol du bassin. L'alimentation de ces écoulements est assurée par la migration lente des eaux de la petite zone non saturée qui les surmonte et qui a subi quelques pluies la veille et surtout une grosse pluie dix jours auparavant. Le marquage des eaux de la rivière, avant la pluie, est alors étroitement corrélé avec celui des eaux sous tension dans les couches du dessus. Dans ce cas, les eaux "anciennes" ont au contraire pour origine principale la zone non saturée.

Cette hypothèse pour le bassin du Rimbaud est en conformité avec la conclusion que nous avons tirée au paragraphe précédent à propos du bassin de Pont-de-Fer, selon laquelle les débits dans la rivière, en dehors des crues, sont conditionnés par le niveau de remplissage d'un réservoir de surface. L'interprétation des résultats de la séparation isotopique ou chimique des écoulements semble plutôt devoir se diriger vers une révision de l'idée que l'on se fait des apports à l'étiage: ils

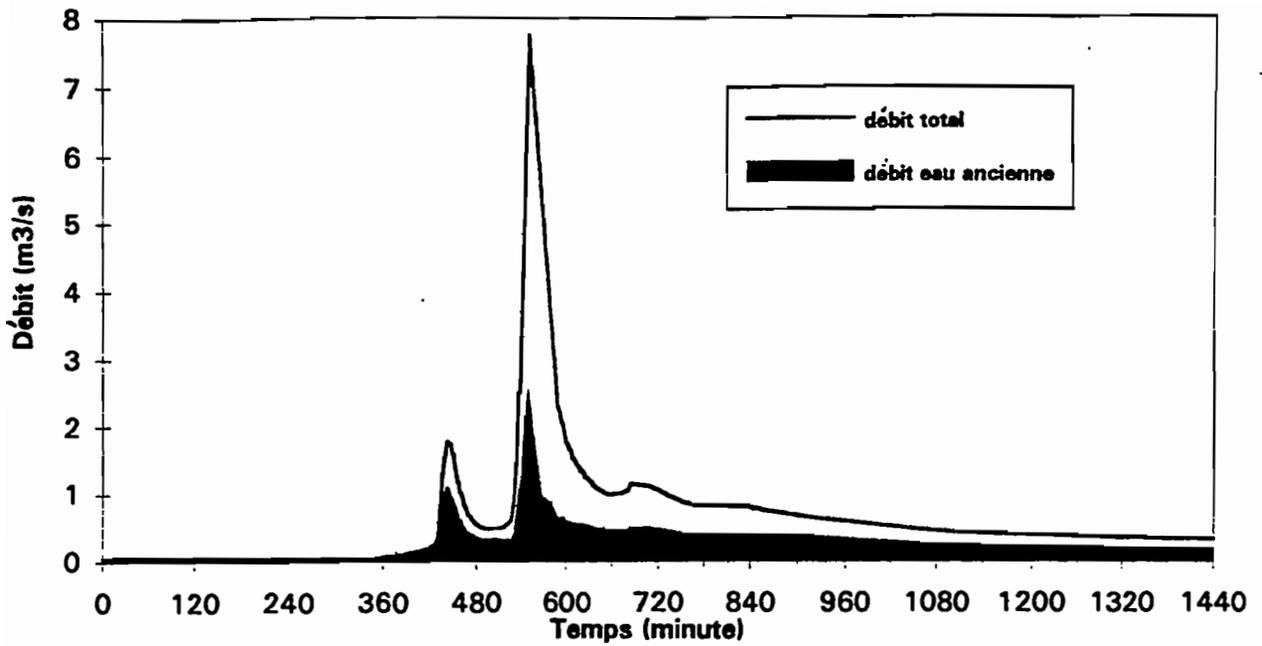


Figure 3-6 a Crue du 9 Décembre 1990 sur le Rimbaud. Décomposition entre eaux anciennes et nouvelles par les chlorures (Travi et al. 1993)

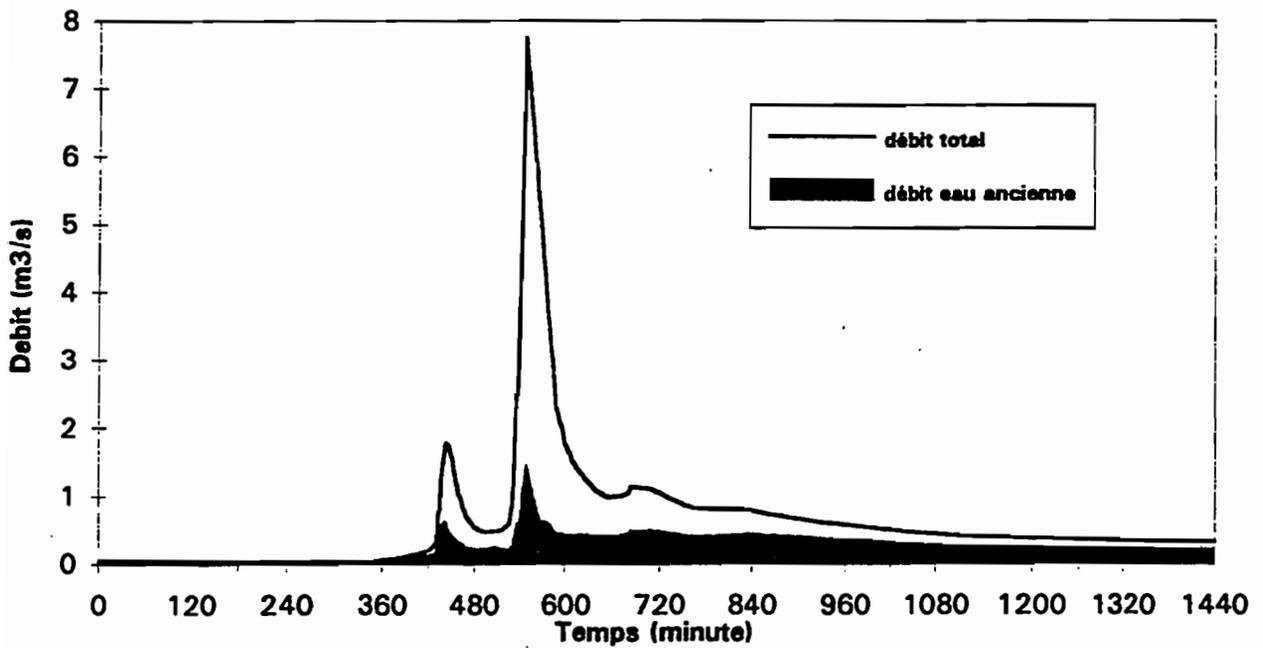


Figure 3-6 b Crue du 9 Décembre 1990 sur le Rimbaud. Décomposition entre eaux anciennes et nouvelles par l'Oxygène 18. (Travi et al. 1993)

seraient fortement influencés eux-mêmes par l'eau contenue dans la zone non saturée, autant et peut-être davantage que par des eaux "profondes". On rejoint d'ailleurs ici une idée évoquée par Kennedy et al. à propos de la séparation isotopique (cf analyse bibliographique du chapitre 1).

En corollaire à cette explication, les écoulements de crue sur le Rimbaud seraient un mélange entre des eaux de la pluie et des eaux antérieurement présentes dans les trente premiers centimètres. Ce réservoir de surface est en effet fort capable de stocker le volume des eaux anciennes qui ont coulé à l'occasion de la crue du 9 Décembre 1990 (exprimé en hauteur d'eau, ce volume représente 20 millimètres). Il reste à s'interroger sur le type de cheminement de ces eaux "vieilles" pour parvenir à la rivière. Bien entendu, il ne s'agit pas d'un écoulement souterrain, en milieu homogène sur un socle imperméable de pente régulière etc. mais plutôt d'une succession de phases d'écoulement en charge dans le sol, de mini-résurgences à la surface suivies de cheminements à l'air libre, que poursuivent encore de nouveaux cycles d'infiltration et de retour à la surface... Les temps de transfert pour ce genre d'écoulement peuvent être rapides, sans rapport avec ceux que l'on attendrait d'un cheminement en milieu poreux sous un gradient de charge imposé par la pente.

Une telle interprétation est facile à concevoir dans le cas du bassin du Rimbaud dans lequel les sols sont très peu profonds. Elle n'est pas nécessairement extrapolable à d'autres, recouverts d'altérations plus profondes. Pourtant, des proportions du même ordre de grandeur, ou même supérieures, semblent être obtenues pour les eaux anciennes sur le bassin des Maurets (communication orale de Marc V. et Travi Y.). Nous verrons dans la seconde partie de ce travail si un mécanisme semblable au précédent peut être envisagé, même lorsque les profondeurs de sols sont importantes.

Selon le schéma que nous proposons, la mise en mouvement, à l'occasion d'une crue, des eaux stockées dans la zone non saturée, à faible profondeur dans le sol entraîne la question suivante: ces eaux ont-elles une composition chimique et isotopique stables, ou bien leur "signature" évolue-t-elle en particulier à cause de l'évaporation? En ce qui concerne l'oxygène 18, Bishop (1991), dans un contexte différent, montre que l'évaporation provoque un fractionnement isotopique très net, la concentration en isotope étant rendue plus forte à la surface et décroissant dans les quarante premiers centimètres d'un sol profond sur un bassin suédois ("Svartberget", 64° de latitude nord). On reporte à la figure 3-7 les résultats qu'il donne pour la moyenne, pendant un mois d'août, des teneurs en ^{18}O mesurées à différentes profondeurs.

Pour ce bassin très humide, Bishop concluait néanmoins que ce fractionnement isotopique ne remettait pas en cause les proportions d'écoulements obtenues à l'aide de la méthode isotopique. Pourtant, les proportions d'eaux anciennes qu'il calcule sont très fortes, presque toujours supérieures à 80% et parfois même à 100%... On peut imaginer transposer à ce bassin un type de mécanisme d'écoulement semblable à celui qu'on a décrit pour le Rimbaud, c'est-à-dire que l'eau du sol, à proximité de la surface, est mise en mouvement par les pluies. Dans ce cas, la charge en isotopes des eaux recueillies dans la rivière peut être artificiellement relevée du fait d'un enrichissement dû à l'évaporation de surface. Si la charge en isotopes de la pluie est plus faible que celle des eaux de la rivière avant l'épisode, les proportions d'eaux anciennes calculées sont alors exagérées. Il se trouve en effet que l'épisode, décrit par Bishop, pour lequel l'eau ancienne représente, d'après les calculs, un peu plus de cent pour cent du total (!) correspond à cette situation où la pluie est pauvre en ^{18}O par rapport aux écoulements de la rivière.

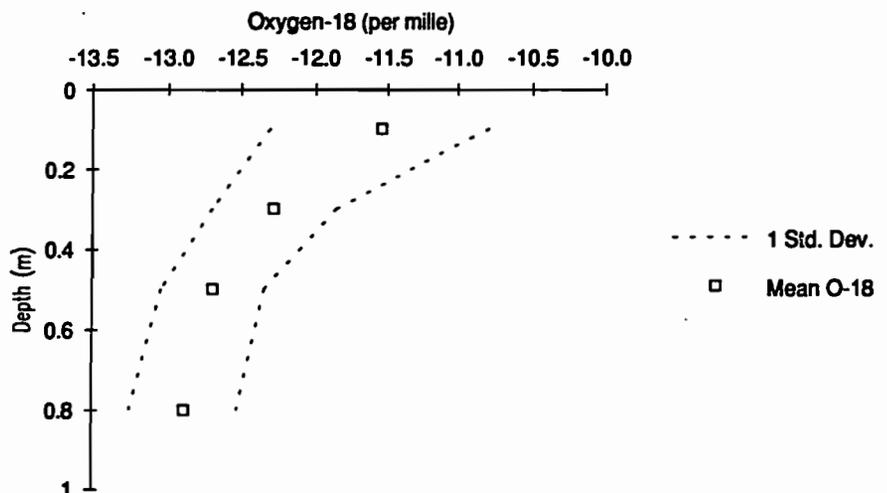


Figure 3-7 Evolution de la teneur en Oxygène 18 avec la profondeur sur un bassin Suédois. (valeurs moyennes, et écart-types de mesures faites en Juillet 1987, en différents emplacements) d'après Bishop

Sur le Réal Collobrier, les différences dans les teneurs en isotopes sont souvent dans ce même sens. Dans un climat où l'évaporation compte certainement davantage qu'en Suède, ce biais pourrait fort bien altérer sérieusement les proportions des différentes composantes de l'écoulement, en exagérant la part des eaux anciennes lorsque la pluie est plus légèrement marquée que la rivière et lorsque l'évaporation a pu se manifester depuis la pluie précédente. L'inverse est également envisageable.

Jordan (1992) montre d'ailleurs sur le bassin de la Haute-Mentue, en Suisse, que la décomposition des composantes de l'écoulement par la méthode isotopique identifie aussi des proportions d'eaux anciennes très élevées lorsque la pluie est plus riche en isotope que l'eau du sol. Il remarque, d'autre part, que la contribution des eaux nouvelles est forte lorsque la pluie tombe sur un bassin sec et attribue cette réaction à des écoulements par les macropores. Il est évidemment tentant de faire le rapprochement entre la faible proportion d'eaux anciennes qu'il trouve dans ce cas, et la rapidité du transfert que nous mettons en évidence pour des conditions initiales sèches.

Lorsque les conditions d'humidité sont plus élevées, les proportions d'eaux anciennes mises en évidence par Jordan sont beaucoup plus importantes, surtout en début d'épisode. Il évoque un effet de "pression" chassant l'eau des nappes. On peut aussi s'interroger sur le rôle des eaux de subsurface dans l'alimentation des débits "permanents" dans ce cas. L'eau de la pluie accélérerait le mouvement de cette eau très proche de la surface du sol et déjà responsable du marquage isotopique des débits antérieurs à l'épisode (?)

En bref, une analyse de la relation qui existe entre l'eau du sol, notamment à proximité de la rivière, et celle de la rivière y compris pendant les écoulements lents, nous paraît utile. Une étude de cet aspect de la décomposition des hydrogrammes a été proposée à nos collègues de l'Université d'Avignon et devrait intervenir rapidement. En s'intéressant à la charge en isotopes des eaux situées dans les premiers centimètres du sol et à son évolution temporelle, elle aura pour objectif de vérifier si elles entrent pour une part importante dans ce qu'on appelle les eaux anciennes.

3-1-3 Synthèse provisoire:

Sur le bassin du Réal Collobrier, à l'échelle de temps de l'année, comme à celle de l'épisode, les zones situées en bordure de rivière, dans le bas du bassin, absorbent les eaux de pluie. A l'inverse, les apports à la rivière proviennent surtout de l'amont, aux différentes échelles de temps. En début d'épisode, il semble que certaines zones de surface, jouant un rôle dans l'alimentation de la rivière à l'étiage, absorbent les pluies puis contribuent aux apports à la rivière. A l'occasion des crues, une alimentation par ruissellement sur des surfaces saturées paraît donc tout à fait possible et cohérente avec les observations décrites ci-dessus. Les données de la séparation isotopique suggèrent tout de même que ce "ruissellement" n'est pas vraiment "de surface". Dans le cas du bassin du Rimbaud, on comprend que les écoulements puissent alterner entre la surface et les premiers centimètres de sol. On consacra la seconde partie de ce travail à l'analyse des écoulements dans un contexte moins simple et plus représentatif que celui du Rimbaud. Elle nous dira si un tel schéma y est encore possible et si il est compatible avec les résultats, vus au chapitre 2, relatifs à l'évolution des fonctions de transferts avec l'importance des épisodes.

Auparavant, on réalisera une brève analyse statistique sur les données hydrologiques en provenance de bassins africains ayant fait l'objet d'études de la part de l'ORSTOM. On cherchera en particulier à savoir si l'hydrologie de ces bassins possède des traits caractéristiques de mécanismes plutôt hortonien, comme à Polaka, ou, au contraire, si on a affaire à un contexte qui évoque les observations faites sur le Réal Collobrier.

3-2 Analyse statistique des apports sur bassins versants d'Afrique:

Dans ce paragraphe, nous utiliserons les données en provenance des "bassins représentatifs et expérimentaux" mis en oeuvre et exploités par l'ORSTOM dans les années 60 (cf chapitre 1 paragraphe 1-2-2, référence: Recueil des données de base... de Dubreuil). Au travers d'une analyse corrélative, nous chercherons à en tirer quelques informations, ou plus modestement quelques indices d'informations, sur les mécanismes d'écoulement associés aux régimes climatiques. Pour y parvenir, nous nous intéresserons particulièrement aux variables représentatives des volumes d'eau qui s'écoulent (de la "production") et à celles qui peuvent nous renseigner sur les temps de transfert sur le bassin. On cherchera en particulier à savoir si on retrouve des comportements semblables à ceux que l'on a pu identifier sur les bassins analysés dans les paragraphes ou chapitres précédents

3-2-1 Les données:

Les données que nous utilisons sont celles qui sont indiquées au premier chapitre (& 1-2-2 bassins versants d'Afrique). Nous distinguerons les données hydrologiques, celles que l'on cherchera à comprendre, et les autres.

Les données hydrologiques:

Afin d'analyser les volumes des apports aux rivières, nous avons étudié le coefficient dit de "ruissellement", K_r , qu'on devrait plutôt appeler "coefficient d'écoulement d'épisode" pour éviter l'évocation d'un mécanisme. Il s'agit du rapport entre le volume écoulé dans la rivière et celui qui a été précipité sur son bassin à l'occasion d'un épisode. Afin de pouvoir comparer les coefficients K_r des différents bassins, on se rapporte pour chacun, à un épisode d'une même durée de retour de dix ans (on suppose implicitement que les coefficients d'écoulement d'épisodes décennaux correspondent à des pluies de différentes durées ont tous le même coefficient d'écoulement ou bien que le coefficient dont on parle est celui qui correspond à la crue de durée de retour dix ans, pour autant qu'il n'y ait qu'une valeur possible pour ce coefficient pour la crue "décennale..."). On appelle $K_{R_{10}}$ le coefficient correspondant, fourni dans l'ouvrage de Dubreuil pour un bon nombre de bassins. Il s'agit malheureusement d'une donnée provenant d'une extrapolation puisque les bassins ont été observés pendant moins de cinq années en général. Cette extrapolation est réalisée par l'auteur du recueil des données en question ou par ses collègues, à partir des valeurs mesurées sur le bassin pendant les quelques années d'observation. Pour ce faire, ont été utilisées les caractéristiques des pluies des épisodes enregistrés et l'état d'humidité antérieure du bassin, défini dans chaque cas, comme une fonction de la pluie précédente, de l'intervalle de temps séparant l'épisode de la pluie précédente et éventuellement d'autres grandeurs pertinentes, ajustées à chaque cas. Compte tenu de l'extrapolation faite, on devra s'interroger sur la qualité de cette donnée.

Pour représenter le transfert, nous avons introduit les deux variables suivantes:

-le temps de montée de la crue t_m , considéré comme une caractéristique du bassin

-le coefficient caractéristique de la décrue, DS . Sa valeur $-d(\ln Q)/dt$ est celle qui rend compte de la décroissance exponentielle du débit après la pointe de crue (coefficient de tarissement):

$$Q = Q_0 \cdot e^{-DS \cdot t}$$

Ces deux variables ont été mesurées sur l'hydrogramme fourni pour chaque bassin, correspondant en général à l'épisode le plus violent enregistré pendant la période d'observation.

Les variables explicatives:

On tentera d'expliquer les variables hydrologiques ci-dessus par les caractères physiques et morphologiques de chaque bassin, ainsi que par des variables descriptives de la pluviométrie. Ce sont:

- l'aire du bassin S (km²)
- sa densité de drainage Dd (km/km²). Elle est déterminée à partir de documents cartographiques (IGN) d'échelles diverses, complétées éventuellement, par des photographies aériennes, elles aussi d'échelles diverses (l'appréciation de cette grandeur manque donc d'homogénéité)
- sa pente exprimée par l'indice global de pente Ig (m/km) (défini par Roche)
- la pluviométrie interannuelle du lieu P, telle que définie dans l'ouvrage de Dubreuil (mm)

Faute d'un meilleur estimateur, cette dernière variable constitue un indice du taux de couverture végétale, en même temps qu'une mesure imparfaite de la pluie provoquant la crue décennale (la corrélation entre cette pluie interannuelle et la pluie décennale de vingt quatre heures est forte dans toute la région qui nous intéresse).

Toutes les autres grandeurs descriptives des bassins versants se sont révélées sans réelle signification (indice de compacité par exemple) ou déjà contenues dans une autre (longueur du rectangle équivalent...)

On sait que les variables hydrologiques décrites auparavant ont été déterminées soit par extrapolation (KR10), soit sur un épisode particulier, en général le plus intense observé sur le bassin (tm et DS). Aussi la qualité de leur valeur pour un épisode décennal dépend vraisemblablement de l'importance de cet épisode maximal à partir duquel elles ont été mesurées ou extrapolées. C'est la raison pour laquelle on a noté les caractéristiques de cet épisode, afin de tester la qualité des extrapolations faites selon le critère de la violence de l'épisode maximal relevé.

Ainsi, ont été notées ou calculées pour chaque bassin:

- La durée de cet épisode pluvieux DP (durée de la pluie en heures)
- Le rapport RA entre le total pluviométrique de l'épisode (P_{obs}) et celui qu'il aurait fallu saisir pour qu'il s'agisse d'un épisode décennal. On a déterminé cette dernière valeur à partir de celle de la pluie décennale de vingt quatre heures du lieu P_{10} , du temps de montée tm, considéré comme la durée de pluie la plus sévère pour un bassin versant, d'une loi de Montana ($n=0.12$ dans cette région) et d'un abattement spatial A fonction de la superficie du bassin (formule de Vuillaume). De cette manière:

$$RA = P_{obs} / A.P_{10}.(tm/24)^{0.12}$$

Le découpage des épisodes:

Les bassins sur lesquels on a pu déterminer les variables hydrologiques sont au nombre de cent un (fichier HYDRAF). Ce sont des bassins appartenant à des zones climatiques étendues depuis le nord du Sahel jusqu'aux régions équatoriales (valeurs extrêmes pour la pluie interannuelle: 95mm et 2500mm). On a distingué deux zones climatiques selon le critère de cette pluviométrie moyenne interannuelle. En abusant un peu du langage, on a appelé tropicaux (TRO) les bassins pour lesquels $P > 1000$ mm et sahélien (SAH) ceux pour lesquels $P \leq 1000$ mm. Parmi ces derniers on a retranché les bassins dont la superficie est supérieure à 400 Km² afin que les échantillons soient semblables selon le critère de la superficie des bassins versants, dans les deux régions climatiques.

En utilisant les variables décrivant la pluie maximale enregistrée, on a écarté les bassins pour lesquels cet épisode maximal disponible est faible ($RA < 0.8$) et donc pour lesquels l'extrapolation des grandeurs hydrologiques a été importante. On a écarté également les quelques bassins où l'épisode était très violent ($RA > 1.8$) qui sont également susceptibles de biaiser les estimations. On a obtenu ainsi les fichiers "réduits": RHYDRAF, RTRO et RSAH.

Les caractéristiques des fichiers utilisés sont résumées au tableau III.6 suivant.

Tableau III.6 Contenu des fichiers d'étude

FICHER	Contenu du fichier	Nombre d'éléments
HYDRAF	Tous les bassins	101
RHYDRAF	Bassins tels que $0.8 < RA < 1.8$	45
TRO	Bassins tels que $P > 1000$ mm	57
RTRO	Bassins tels que $P > 1000$ mm et $0.8 < RA < 1.8$	25
SAH	Bassins tels que $P \leq 1000$ mm	39
RSAH	Bassins tels que $P \leq 1000$ mm et $0.8 < RA < 1.8$	17

On a testé l'hypothèse d'appartenance à une même population pour les variables dans les différents fichiers, en comparant leurs valeurs moyennes (tableau III-7 suivant). On observe ainsi:

Dans les fichiers "tropicaux" et "sahéliens", qu'ils soient complets ou réduits aux bassins ayant subi des pluies fortes, les variables suivantes peuvent être considérées comme appartenant à la même population:

- Superficie du bassin
- Rapports RA
- Durée de pluie DP

Toutes les autres variables, c'est-à-dire: densité de drainage, coefficient d'écoulement Kr, temps de montée t_m et coefficient de tarissement DS, présentent des différences entre fichiers tropicaux et sahéliens qui sont hautement significatives (seuil de signification inférieur ou égal à 1%). Les pentes sont également différentes entre les bassins tropicaux et sahéliens avec un seuil de signification de 3%: les zones sahéliennes ont un relief généralement plus doux que les zones tropicales. Ce sont les temps de montée et les coefficients de tarissement qui présentent les différences les plus significatives ($\text{écart } t_{m_{tro}} - t_{m_{sah}} > 4 * \text{écart-type d'échantillonnage}$).

Entre les fichiers complets et leurs correspondants réduits aux bassins ayant subi des pluies fortes, les différences entre les diverses variables ne sont pas hautement significatives; toutefois, en zone sahélienne, le coefficient de tarissement est plus fort et les temps de montée plus courts sur les bassins sahéliens réduits (seuil de signification entre 5 et 10%). Ceci confirme que, en zone sahélienne, le transfert est plus rapide lorsque les pluies sont plus fortes et que cette évolution est moins nette en zone tropicale.

Les différences entre fichiers montrent:

Que les temps de montée sont plus longs en zone tropicale qu'en zone sahélienne, bien que les pentes y soient en moyenne plus fortes. Ainsi, le temps de montée, qui présente pourtant une corrélation négative avec la pente, est plus fortement influencé par la zone climatique (par la végétation?) que par la pente. De la même façon, le coefficient de tarissement DS est plus fort en moyenne en zone sahélienne. Les durées d'écoulement en phase de montée, comme en phase de tarissement, sont donc prolongées en zone humide (à cause de la présence de la végétation?). Les parcours correspondants ne contiennent donc probablement pas que des tronçons de rivière (les lits des rivières sont supposés comparables).

Les valeurs moyennes, écart-types, valeurs minimales et maximales pour toutes les variables dans les différents fichiers sont indiquées au tableau III.7 suivant

tableau III.7
Statistiques des différentes variables dans chaque fichier

FICHER		HYDRAF	TRO	SAH	RHYDRAF	RTRO	RSAH
VARIABLE							
	Valeur moyenne	75.21	50.52	94	81.7	52.48	101.9
	Ecart type	77.25	55.8	80	79	58.7	78.1
Q10	Valeur min	0.30	0.3	8	0.3	0.3	8
(m ³ /s)	Valeur max	326	285	326	300	200	300
	Valeur moyenne	92.9	39.51	45.1	98.9	27.1	35.9
S	Ecart type	265.5	46.4	57.2	324	31.7	67.5
(km ²)	Valeur min	0.56	1.44	0.56	0.56	1.44	0.56
	Valeur max	2120	204	294	2120	119.8	294
	Valeur moyenne	2.08	1.79	2.57	2.53	2.1	3.41
Dd	Ecart type	1.5	1.4	1.54	1.78	1.64	1.72
(km/km ²)	Valeur min	0.09	0.09	0.56	0.09	0.09	0.56
	Valeur max	8.8	8.8	6.8	8.8	8.8	6.8
	valeur moyenne	14.52	18.55	10.2	19.4	25.95	12.9
lg	Ecart type	17.45	21.0	8.6	23	27.7	10.7
m/km	Valeur min	1	3.3	2.02	1	3.58	3.04
	Valeur max	109	109	50	109	109	50
	Valeur moyenne	1089	1452	591	1104	1510	547
P	Ecart type	508	321	255	567	378	283
(mm)	Valeur min	95	1060	95	100	1070	100
	Valeur max	2500	2500	920	2500	2500	920
	Valeur moyenne	31.5	27.57	37.6	32.6	24.34	44.4
Kr	Ecart type	17.7	17.32	16.9	18.5	14.13	18.8
(%)	Valeur min	0.50	0.5	4.5	0.5	0.5	20.6
	Valeur max	82	75	82	82	54	82
	Valeur moyenne	5.16	5.59	2.37	4.17	3.9	1.37
tm	Ecart type	6.16	5.01	2.57	6.4	3.98	1.77
(heures)	Valeur min	0.23	0.66	0.23	0.23	0.66	0.23
	Valeur max	36.0	20	12	36	16	8
	Valeur moyenne	0.75	0.49	1.2	1.04	0.59	1.86
DS	Ecart type	0.87	0.49	1.1	1.03	0.48	1.14
(heure ⁻¹)	Valeur min	0.013	0.013	0.072	0.025	0.031	0.072
	Valeur max	3.81	2.25	3.8	3.8	1.6	3.8
	Valeur moyenne	0.97	0.815	1.1	1.07	1.06	1.07
RA	Ecart type	0.55	0.41	0.62	0.23	0.24	0.22
	Valeur min	0.23	0	0.23	0.8	0.8	0.85
	Valeur max	2.88	2.23	2.88	1.75	1.75	1.56
	valeur moyenne	0.69					
DP	Ecart-type	0.69					
	Valeur min	0.03					
	Valeur max	3.58					

Que la densité de drainage est plus importante en moyenne en zone dite sahélienne: la végétation, en protégeant les sols, diminue l'importance du réseau hydrographique visible (sur les documents utilisés...).

Que le coefficient d'écoulement est en moyenne plus fort aussi en zone sahélienne. La présence de la végétation favorise donc aussi les déficits d'écoulement, c'est-à-dire sans doute les infiltrations, s'agissant d'épisodes de courte durée. Les différences entre coefficients d'écoulement en zone sahélienne (valeur moyenne 37.6%) et tropicale (valeur moyenne 27.6%), ne paraissent pas avoir pour origine une nature géologique systématiquement plus imperméable dans les zones sahéliennes. On aura l'occasion de s'interroger plus loin sur le rôle de la végétation dans l'infiltration.

3-2-2 Les corrélations et leur interprétation:

Le tableau III.8 montre la matrice des corrélations simples entre tous les logarithmes des variables. Les corrélations sont en effet plutôt meilleures avec les logarithmes des variables qu'avec les variables simples; d'autre part, on recherche des liaisons entre variables de type multiplicatif qui sont plus logiques dans la plupart des cas. Dans ce tableau figurent toutes les variables annoncées avant, mais également P₁₀, la pluie décennale de vingt quatre heures.

On constate:

-que P₁₀ et P sont fortement corrélés ($r = 0.93$). Il est inutile de les conserver toutes deux; on enlève P₁₀ qui a probablement été utilisé pour réaliser les extrapolations nécessaires pour parvenir à l'épisode décennal (sa présence dans les corrélations proviendrait alors de la loi supposée pour l'extrapolation et non d'une dépendance physique réelle),

Tableau III.8
Matrice des corrélations simples entre les logarithmes de toutes les variables

	S	Dd	Ig	P	P10	KR	tm	DS	RA	DP	Q10
S	1										
Dd	-0.19	1									
Ig	-0.64	0.35	1								
P	0.10	-0.24	0.19	1							
P10	0.12	-0.22	0.15	0.93	1						
KR	0.01	0.38	-0.06	-0.29	-0.34	1					
tm	0.77	-0.38	-0.55	0.37	0.37	-0.09	1				
DS	-0.73	0.44	0.55	-0.33	-0.35	0.15	-0.89	1			
RA	0.08	-0.03	-0.12	-0.15	-0.14	0.06	-0.11	-0.03	1		
DP	-0.52	0.23	0.46	-0.08	-0.06	0.00	-0.72	0.58	0.33	1	

-que le temps de montée et le coefficient de tarissement sont également fortement corrélés ($r = -0.89$). Ces deux grandeurs, mesurées avec une certaine imprécision sur les hydrogrammes, semblent en fait représenter la même chose. Si l'une des deux est suffisante, on s'interrogera plus loin pour savoir laquelle est préférable à l'autre,

-que le temps de montée, comme le coefficient de tarissement sont assez fortement expliqués par la taille du bassin versant, ce qui paraît accréditer la notion de distance parcourue pour expliquer ces temps caractéristiques,

-que la pente est également assez fortement liée à la taille du bassin ($r = -0.64$), ce qui est logique (en moyenne, les pentes décroissent de l'amont à l'aval d'un bassin).

L'analyse multivariée des grandeurs K_r , t_m et DS doit nous permettre de mettre mieux en évidence quelles sont les grandeurs physiques et morphologiques qui les expliquent, mais aussi quelle dépendance elles ont vis-à-vis de la violence des épisodes sur lesquels elles ont été mesurées.

Le coefficient d'écoulement:

Le tableau III.9 donne les coefficients de corrélation partielle (r) entre K_r et chacune des variables, compte tenu des autres. On donne les résultats obtenus sur chaque fichier pour la meilleure corrélation multiple expliquant K_r par les autres variables. Les variables explicatives retenues sont celles pour lesquelles la valeur du coefficient de corrélation partiel est significative au seuil de 5%.

tableau III.9

Meilleures corrélations expliquant le coefficient d'écoulement K_{r10}
Le tableau donne les coefficients de corrélation partielle, avec leurs signes, entre K_r et chaque variable, compte tenu des autres, ainsi que le coef. de détermination non biaisé R2NB.

Variable expliquée	Fichier	S	Dd	Ig	P	RA	DP	R2NB
K_{r10}	HYDRAF		0.43	-0.23				0.18
K_{r10}	RHYDRAF		0.65	-0.31		0.46		0.46
K_{r10}	TRO		0.47	-0.23				0.20
K_{r10}	RTRO		0.75			0.67	-0.50	0.64
K_{r10}	SAH	-0.31			-0.50		0.43	0.27
K_{r10}	RSAH				-0.51			0.26

On constate que la qualité des "explications", évaluée par le coefficient de détermination non biaisé, R2NB, est fortement améliorée si l'on réduit les échantillons de données aux seuls bassins pour lesquels l'épisode le plus violent enregistré est proche de l'intensité décennale. Ce n'est pas aussi net pour la zone sahéenne, mais il faut bien noter qu'en raison de la faible taille de l'échantillon (17 bassins), une seule variable explicative intervient pour expliquer K_r dans le fichier RSAH, au lieu de trois dans le fichier SAH.

Cette amélioration de la qualité de la corrélation peut signifier qu'il existe un lien physique entre K_r et ses variables explicatives non pris en compte dans l'extrapolation effectuée pour estimer sa valeur. On en déduit que la qualité de cette estimation est vraisemblablement meilleure dans le cas où les épisodes enregistrés ont atteint des valeurs proches de l'épisode décennal. Pourtant, dans le cas des bassins tropicaux, les variables RA et DP, liées à cet épisode maximum enregistré, expliquent K_r , ce qui crée un doute sur sa valeur réelle: l'estimation de K_r est d'autant plus élevée que cet épisode a été violent, au contraire elle a été d'autant plus basse que la durée de cet épisode était plus grande. Ainsi, la qualité de la corrélation expliquant K_r dans le cas des bassins tropicaux est probablement fallacieuse.

Néanmoins, on remarque que:

-en zone tropicale, c'est la densité de drainage qui explique le mieux le coefficient d'écoulement K_{r10} : les écoulements sont favorisés par la présence des drains visibles.

-en zone sahéenne, c'est la pluie interannuelle qui est la plus explicative: les écoulements sont réduits lorsque P augmente dans cette région. Encore une fois, la végétation s'oppose aux écoulements.

le temps de montée et le coefficient de tarissement:

Le tableau III.10, prenant t_m et DS comme variables à expliquer donne aussi les coefficients de corrélation partielle entre ces deux grandeurs et chaque variable, compte tenu des autres. Comme dans le cas précédent une variable explicative n'est introduite que si le sens de sa liaison avec la variable à expliquer (exprimé par le signe du coefficient de corrélation partielle) est significatif au seuil de 5%.

tableau III. 10

Meilleures corrélations expliquant le temps de montée ou le coefficient de tarissement
Le tableau donne les coefficients de corrélation partielle, avec leurs signes, entre t_m ou DS et chaque variable, compte tenu des autres, ainsi que le coef. de détermination non biaisé R2NB

Variable expliquée	Fichier	S	Dd	Ig	P	RA	DP	R2NB
t_m	HYDRAF	0.62	-0.20	-0.25	0.37	-0.32	0.19	0.75
DS	HYDRAF	-0.52	0.30	0.20	-0.28		-0.20	0.67
t_m	RHYDRAF	0.71	-0.40			-0.33	0.57	0.78
DS	RHYDRAF	-0.59	0.47				-0.47	0.71
t_m	TRO	0.53		-0.42		-0.48	0.40	0.68
DS	TRO	-0.43		0.41			-0.39	0.54
t_m	RTRO	0.60		-0.49			0.57	0.62
DS	RTRO	-0.42		0.64			-0.57	0.61
t_m	SAH	0.70	-0.38	-0.36				0.77
DS	SAH	-0.59	0.61	0.38				0.78
t_m	RSAH	0.67	-0.78				0.71	0.92
DS	RSAH	-0.62	0.57					0.70

La similitude entre les deux grandeurs temps de montée t_m et coefficient de tarissement DS est évidemment remarquable et confirme les indications données par la matrice des corrélations simples. La question de la dépendance totale de l'une et de l'autre semble même posée ($t_m = 1/DS?$).

Ces deux variables sont nettement mieux expliquées que le coefficient d'écoulement. La taille du bassin joue un rôle majeur dans cette explication. Il est certainement beaucoup plus facile de déterminer les temps caractéristiques d'un bassin que son coefficient d'écoulement.

L'explication de t_m et DS est en général améliorée, mais faiblement, lorsqu'on réduit les échantillons aux épisodes proches de la durée de retour dix ans. En revanche, pour expliquer le temps de montée t_m mais aussi le coefficient de tarissement DS, la variable DP, durée de la pluie ayant provoqué la crue sur laquelle t_m et DS ont été mesurés, joue un rôle important: l'hydrogramme "s'amollit" lorsque cette durée augmente (prévisible pour le temps de montée t_m , ce résultat ne l'était pas pour DS, cf. l'analyse du coefficient de tarissement p.26). En revanche le rapport RA semble moins important et n'intervient pas sur l'explication du coefficient de tarissement DS. Cette variable DS, moins sensible que t_m à l'épisode sur lequel il est mesuré, semble donc plus intéressante pour caractériser un hydrogramme.

En zone sahélienne, la densité de drainage accélère les écoulements, en zone tropicale la pente a le même effet (la densité de drainage, en zone tropicale et la pente en zone sahélienne jouent probablement un effet aussi, mais il est moins net puisqu'il n'apparaît pas si on veut un seuil de signification de 5%).

Conclusion pour les bassins Africains:

La séparation -arbitraire- que nous avons faite entre bassin recevant plus de 1000 millimètres et moins de 1000 mm de pluie a permis de mettre en évidence des différences significatives entre les comportements hydrologiques des bassins selon leurs caractéristiques pluviométriques.

Lorsque la pluviométrie moyenne annuelle n'est pas très forte ($P < 1000\text{mm}$), les proportions d'écoulements parvenant aux rivières à l'occasion des épisodes de crues exceptionnelles sont d'autant plus importantes que cette pluie interannuelle P est faible. On est tenté d'y voir un effet indirect de la végétation dont la densité est croissante avec la pluie interannuelle, dans cette tranche de pluviométrie: la végétation favorise des infiltrations qui ne rejoindront pas la rivière. A l'échelle de temps d'un épisode, les volumes des apports aux rivières semblent donc dépendant des infiltrations, dans cette zone climatique (comportement hortonien, comme à Polaka?).

Lorsque la pluviométrie est plus élevée, la pluie n'influence plus le coefficient d'écoulement mais c'est la densité du réseau de drainage qui devient pertinente pour déterminer les volumes d'écoulement. Pour comprendre cet effet du réseau il faut supposer que les apports sont d'autant plus importants que les distances aux drains sont faibles. On a ici, pour ces bassins très arrosés, un indice en faveur d'un comportement de type surfaces saturées contributives, à l'occasion des épisodes de crues. On observe d'ailleurs dans ces zones climatiques un effet de stockage saisonnier des eaux de pluie et de décalage temporel des volumes écoulés par rapport aux pluies et même aux excès de pluies sur les évapotranspirations, qui semble cohérent avec un mécanisme d'écoulement sur surfaces saturées. Le stockage des eaux de pluie près de la surface en début de saison des pluies peut expliquer l'apparition de zones contributives en fin de saison pluvieuse. La figure 3-8 montre le décalage entre les débits moyens interannuels et les excédents des pluies par rapport aux évaporations sur un bassin situé au Bénin (bassin sur la rivière "Omini", où nous avons réalisé des mesures de débits). Elle illustre le rôle joué par un réservoir souterrain, comme sur le Réal Collobrier.

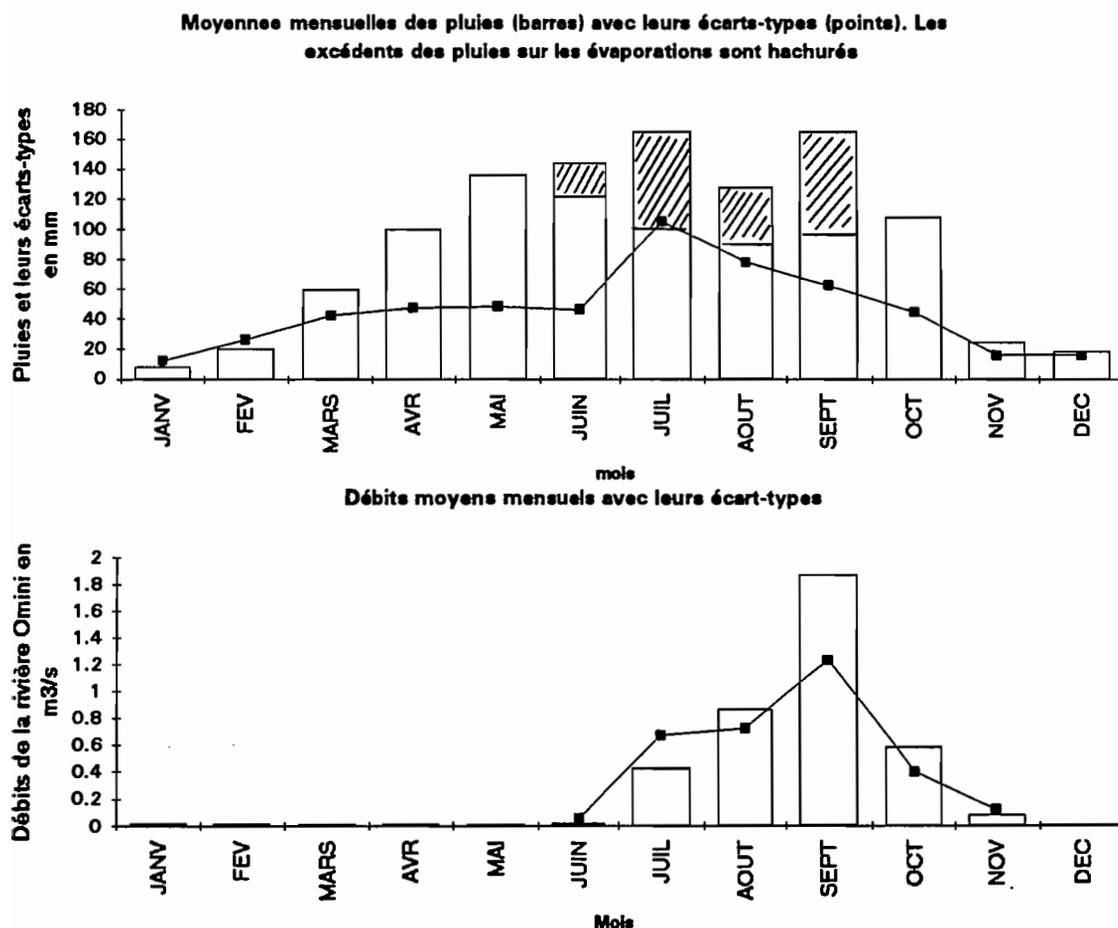


Figure 3-8 Un exemple de décalage entre excédents mensuels de pluie sur l'évaporation et débits mensuels sur une rivière de la zone tropicale (Rivière Omini-Bénin - période de référence 1955-1974)

Conclusion pour le chapitre 3 et pour la première partie

Au cours du chapitre 3, nous avons pu préciser un peu la localisation des apports sur le bassin versant du Réal Collobrier. Pour les bassins africains, nous avons réuni aussi quelques indices à ce sujet. En terme de génération des écoulements de crue, on peut trouver une certaine cohérence à ces divers résultats venant se greffer sur les précédents, relatifs à l'évolution des fonctions de transferts. Quelques conséquences peuvent également être tirées dans le domaine de la modélisation des crues.

A l'échelle de temps d'une crue, pour les durées de retour moyennes à fortes que nous avons pu observer, les apports sur le Réal Collobrier semblent plutôt provenir de la tête des bassins versants et les premiers écoulements semblent générés par des zones proches des rivières. La puissance des nappes phréatiques aux abords des rivières dans les sous-bassins amont étant très faible comparativement à celle de la nappe alluviale de la partie aval du bassin, ceci semble infirmer l'hypothèse d'un rôle majeur et direct joué par les eaux des nappes pour la génération des écoulements de crue (mécanisme illustré par le schéma de la figure 1-1b). En revanche, le rôle des zones proches de la rivière semble assez net dans le déclenchement des écoulements (cf 3-1-2). Ceci, en complément de l'évolution des fonctions de transfert sur ces bassins (chapitre 2), évoque une contribution s'étendant progressivement depuis ces aires géographiques concentrées au départ sur le réseau hydrographique. Les nappes semblent jouer plutôt un rôle indirect dans ce déclenchement, par le biais de leur niveau de remplissage. Il s'agit donc d'un type de fonctionnement proche de celui de l'extension des zones saturées contributives. Pourtant, on s'étonne que des aires saturées puissent prendre de grandes extensions depuis les rivières précisément là où les nappes sont presque inexistantes. Ce sera l'une des questions que nous devons éclaircir au cours des chapitres suivants.

Si l'on cherche à rapprocher ces conclusions de celles que nous avons tirées de l'examen des bassins africains, on observe que les bassins "tropicaux", c'est-à-dire ceux qui sont couverts d'une végétation dense, ont des points communs avec le Réal Collobrier. En effet, en dépit d'un manque probable d'homogénéité dans l'appréciation de sa valeur, le rôle de la densité de drainage dans la génération des écoulements y est très net. Il semble donc que des surfaces saturées proches des rivières soient également souvent déterminantes dans la génération des écoulements de crues dans ces régions. Le Réal Collobrier étant lui aussi largement couvert de végétation, on peut imaginer que la végétation joue un rôle particulier dans la création des zones saturées. Nous retrouverons cette question également aux chapitres suivants. Toutefois, en région aride (Sahel), il semble que la végétation soit plutôt un frein à la transformation de la pluie en débit; le sens de son effet pourrait donc dépendre de conditions climatiques ou bien, plus simplement de sa densité. Les conséquences de sa présence pourraient être fortement "non linéaires" (à cause d'un changement de prédominance de mécanismes d'écoulements?).

En ce qui concerne la modélisation des crues, ces deux derniers chapitres nous permettent de proposer les quelques conclusions suivantes:

- Pour certains bassins versants très fortement couverts de végétation, l'emploi d'une fonction de transfert unique pour toutes les catégories d'épisodes n'est peut être pas très adapté. Comme on l'a déjà vu, la modification du transfert est inverse de celle que l'on attend généralement: il est ralenti lorsque les apports augmentent, probablement en raison d'un accroissement de l'extension géographique des zones d'apport. Il est possible que ce résultat soit moins net lorsque la taille du bassin grandit. Une telle évolution ne semble pas concerner les bassins des régions arides.

- Pour la modélisation des crues à partir d'un schéma utilisant les zones saturées contributives, les modèles devraient probablement prendre en compte, mieux qu'ils ne le font à l'heure actuelle, le fait que ces zones saturées peuvent se développer davantage à l'amont des bassins qu'à l'aval.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES PREMIERE PARTIE

- Bastin G.** 1983 "Identification de modèles de prévision du débit du Gardon d'Anduze"
Rapport interne. Institut de Mécanique de Grenoble
- Bishop K.H.** 1991 "Episodic increases in stream acidity, catchment flow pathways and hydrograph separation"
Doct. dissertation. - Department of Geography - University of Cambridge U.K. 246 p.
- Clarke R.T.** 1973 "A review of some mathematical models used in hydrology with observations on their calibration and use."
Journal of Hydrology, 19 pp 1-20
- Duband D.** 1978 "Fonction de transfert pluie-débit sur des bassins versants de l'ordre de 1000 km²"
Rapport interne EDF - DTG. Grenoble
- Duband D., Obled C. & 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
- Dubreuil P.** 1972 "Recueil des données de base des bassins représentatifs et expérimentaux -Années 1951-1969-"
ORSTOM Editeur.
- Grésillon J.M. & Neyret-Gigot J.M.** 1992 "Analyse de la stabilité des Fonctions de Transfert identifiées par la méthode DPFT pour deux petits bassins versants méditerranéens."
European Geophysical Society HS1 Edinburgh, Avril 1992
- Grésillon J.M. & Neyret-Gigot J.M.** 1993 "STORHY: Un modèle de prévision fondé sur la séparation entre écoulement de versants et propagation dans le réseau hydrographique"
Hydrologie continentale, VIII,1
- Grésillon J.M & Schober A.** 1992 "Formation des débits urbains sous l'effet des précipitations extrêmes dans le cas de la zone nord de Nîmes: Analyse des mécanismes prépondérants et test d'adéquation d'un modèle pluie-débit"
Rapport d'un contrat d'étude
- Guillot P. & Duband D.** 1980 "Une méthode de transfert pluie-débit par régression multiple"
Proceedings of Oxford Symposium on Hydrological Forecasting, Avril 1980. IAHS Publication n° 129 pp 177-186
- Kennedy V.C & al** 1986 "Determination of the components of stormflow using water chemistry and environmental isotopes, Mattole River Basin, California"
Journal of Hydrology 84, 107-140
- Kohler M.A. & Linsley R.K.** 1951 "Predicting the runoff from storm rainfall"
U.S. Weather Bureau Res. Pap. 34
- Lavabre J., Sempere-Torres D. & Cernesson F.** 1991 "Etude du comportement hydrologique d'un petit bassin versant méditerranéen après la destruction de l'écosystème forestier par un incendie. Premières analyses"
Hydrologie continentale vol 6 n° 2 1991 pp 121-132
- Lavabre J. Travi Y. et Marc V.** 1993 "Traçage chimique et isotopique (Cl⁻, ¹⁸O) d'une crue d'automne sur un petit bassin versant méditerranéen incendié. II. Incertitudes liées aux traceurs et aux modes de décomposition."
soumis à Journal des Sciences Hydrologiques IAHS

- Le Meillour F.** 1992 "Analyse spatiale et temporelle des apports à la rivière Réal Collobrier"
Mémoire de DEA Sept 1992 Université Joseph Fourier U.F.R. de Mécanique 48 p
- Lorent B.** 1975 "Tests of different rivers flow predictors" G.C. Vansteenkiste (ed.). Modeling and simulation of water resources systems, North-Holland Publishing company, Amsterdam (Pays-Bas) pp 233- 241
- Nalbantis I.** 1987 "Identification de modèles pluie-débit du type hydrogramme unitaire. Développement de la méthode DPFT et validation sur données simulées avec et sans erreurs"
Thèse doctorat INPG Grenoble 492 p.
- Nalbantis I., Obled C. & Rodriguez Y.** 1988 "Modélisation pluie-débit: validation par simulation de la méthode D.P.F.T."
La Houille Blanche, 5/6 pp 415-424
- Nash J.E. & Sutcliffe J.V.** 1970 "River flow forecasting through conceptual models 1. A discussion of principles"
Journal of hydrology 10, pp 282-290
- Neyret-Gigot J.M.** 1989 "Test sur l'inadéquation de la méthode DPFT. Cas des fonctions de transfert non stationnaires. Cas du filtrage du débit de base"
Mémoire de DEA Université Joseph Fourier Grenoble
- 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 doctorat Université Joseph Fourier Grenoble 239p.
- Newton D.W. & Vinyard J.W.** 1967 "Computer determined unit hydrograph from flows"
Journal of Hydrology vol 32 pp 139-163
- Obled C. & Rodriguez J.Y.** 1988 "La distribution spatiale des précipitations et son rôle dans la transformation pluie-débit"
La Houille Blanche, 5/6 pp 467-474
- Obled C. & Grésillon J.M.** 1992 "Prévision des crues. Expérimentation et modélisation cognitive de petits bassins versants de montagne"
Rapport d'activité - Contrat Etat-Région Rhône-Alpes 36p Oct 1992
- Pereira L.S. & Keller H.M.** 1982a "Factors affecting recession parameters and flow components in 11 small Pre-alp basins"
Hydrological aspects of Alpine and high mountain areas (Proc. Exeter symposium)
AIHS Publ. n° 38 pp 233-242
- Pereira L.S. & Keller H.M.** 1982b "Recession characterisation of small mountain basins, derivation of master recession curves and optimisation of recession parameters"
Hydrological aspects of Alpine and high mountain areas (Proc. Exeter symposium)
AIHS Publ. n° 38 pp 243-255
- Puech C.** 1993 "Détermination des états de surface par télédétection pour caractériser les écoulements des petits bassins versants. Application à des bassins en zone méditerranéenne et en zone tropicale sèche"
Thèse doctorat Université Joseph Fourier Oct 1993 214 p.
- Ribstein P.** 1990 "Modèles de crues et petits bassins versants au Sahel"
Thèse doctorat Université des Sciences et Techniques du Languedoc Montpellier 317p.

- Rodriguez J.Y.** 1989 "Modélisation pluie-débit par la méthode DPFT: développements de la méthode initiale et extension à des cas bi-entrées"
Thèse doctorat INPG Grenoble 280 p.
- 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 versants du Gardon d'Anduze et du Réal Collobrier"
Thèse doctorat INPG Grenoble 310 p.
- Travi Y., Lavabre J., Blavoux B. & Martin C.** 1993 "Traçage chimique et isotopique (Cl⁻, ¹⁸O) d'une crue d'automne sur un petit bassin versant méditerranéen incendié. I
Fonctionnement hydrologique du bassin"
Soumis à Journal des sciences hydrologiques AIHS
- Versiani B.** 1983 "Modélisation pluie-débit pour la prévision des crues"
Thèse doctorat INPG Grenoble 241 p.
- Vuillaume** 1974 "L'abattement des précipitations journalières en Afrique Inter Tropicale. Variabilité et précision du calcul"
Cahier ORSTOM Hydrologie vol XI n°3
- Weesakul U.** 1992 "Apports de la télédétection et de l'information géographique numérique dans la compréhension du fonctionnement hydrologique de bassins versants méditerranéens."
Thèse Université des Sciences et Techniques du Languedoc Montpellier 280 p.
- 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 Institut National Polytechnique Grenoble

DEUXIEME PARTIE

MESURES HYDRODYNAMIQUES ET MODELISATION PHYSIQUE A L'ECHELLE D'UN VERSANT OU D'UNE PARCELLE

Au cours des chapitres précédents et au travers d'un regard hydrologique classique sur les bassins versants, nous avons cherché à "faire parler" des données globales (débits et pluies surtout). L'échelle spatiale de nos analyses était dominée par la taille des bassins. En ce qui concerne les mécanismes de génération des écoulements de crues en région méditerranéenne, avec cette échelle d'analyse, nous avons pu dégager un faisceau de présomptions en faveur d'écoulements se produisant à la surface ou à proximité de la surface. A l'inverse des régions sahéliennes pauvres en couvertures végétales, la "production" nous a paru conditionnée par l'extension de zones contributives se développant à partir du réseau hydrographique. Toutefois, une présomption n'est pas une accusation et la charge de la preuve, si elle est possible, revient à cette seconde partie au cours de laquelle nous choisirons une échelle spatiale d'étude adaptée à l'observation des processus supposés.

Cette nouvelle échelle spatiale d'étude sera d'abord celle d'un "versant". La logique de cette unité hydrologique est de mettre en évidence des effets susceptibles de se manifester en raison d'une certaine dissymétrie des écoulements sur les pentes d'un bassin pour lesquels une vision monodimensionnelle est trop réductrice. Pour prendre un exemple: les pentes qui dominent une rivière constituent des axes drainants qui paraissent assez simples en première analyse (vision monodimensionnelle). Pourtant, les conditions aux limites de ces axes drainants ne sont pas uniformes en terme d'humidité: elles sont plutôt humides en bas de versant à cause de la rivière, et sèches en haut. De ce fait, les écoulements souterrains, d'une part, et de surface par voie de conséquence, ne sont pas aussi simples qu'on l'imagine d'abord. A l'aide d'un examen dans un espace schématiquement supposé bidimensionnel (c'est-à-dire en admettant la prépondérance des pentes transversales sur un bassin versant, mais en tenant compte de l'épaisseur des sols et de leurs humidités initiales), notre étude s'intéresse aux effets hydrodynamiques de cette dissymétrie. Sur un bassin, le "versant" est ainsi la plus petite unité spatiale adaptée à la mise en évidence de mécanismes liés à la différence entre amont et aval. En termes de mécanique, le versant représente l'échelle minimale permettant de prendre en considération des conditions aux limites pertinentes sur un bassin versant si on s'intéresse à la formation des débits.

Nous effectuerons donc un "zoom" sur un versant dans un bassin particulier: le bassin des Maurets. Sur ce versant nous chercherons si possible à observer les écoulements ou sinon, à les modéliser à partir d'une représentation aussi fine que possible des caractéristiques hydrodynamiques des sols et de la surface qui les surmonte. Nous adoptons donc ici une démarche expérimentale: mesures de niveaux piézométriques, d'humidité des sols, d'écoulements de surface, mesures de conductivités hydrauliques, de rugosités superficielles, etc...(chapitre 4). En parallèle à ces mesures et avec celles-ci comme données, on développe une modélisation des écoulements souterrains, sur la base des équations des écoulements en milieu poreux et, de la même façon, une modélisation des écoulements de surface de mince épaisseur pendant et après la pluie (chapitre 5). Ces deux chapitres sont nourris des travaux menés en collaboration avec Ammar Taha, d'une part, et Françoise Le Meillour, d'autre part, dans le cadre de la préparation de leur thèse en cours.

Pour l'étude de l'infiltration sur le versant, nous avons rencontré certaines difficultés liées à la présence de la végétation. Des difficultés semblables ayant été notées par d'autres avant nous, il nous a paru nécessaire de chercher à mieux les comprendre. Pour cela, le versant ne constitue pas l'échelle pertinente pour le moment, dans la mesure où le problème n'est pas bien compris à une échelle plus fine. Nous présentons donc aussi une analyse des mécanismes liés à l'infiltration sur un sol couvert d'herbe, menée à l'échelle d'une parcelle de un mètre carré (chapitre 6).

Compte tenu du caractère probablement singulier de notre terrain d'analyse, notre étude ne constitue pas vraiment une tentative de modélisation hydrologique du bassin des Maurets, mais plutôt une analyse locale de mécanismes en rapport avec la génération des écoulements à l'occasion des crues. Il s'agit pour le moment d'une étude plus orientée sur une typologie de fonctionnement que sur la simulation ou la prévision des apports.

Chapitre 4

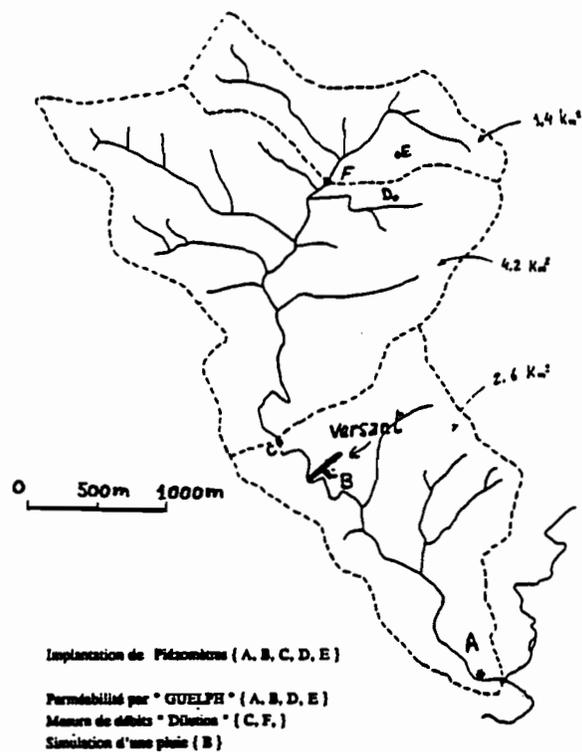
DESCRIPTION PHYSIQUE ET HYDRODYNAMIQUE DU VERSANT

4-1 Implantation et description générale du versant:

4-1-1 Choix du site:

Pour le choix de l'implantation du versant, nous avons cherché à comparer les contributions des zones situées dans les parties hautes et basses du bassin des Maurets. En effet, les formations géologiques en tête de bassin (phyllades) diffèrent de celles du bas du bassin (micaschistes, gneiss et surtout amphibolites) et peuvent être responsables d'une différenciation hydrologique importante. Aussi, afin de choisir un emplacement susceptible d'être réellement "contributif" pour notre versant, avons-nous réalisé quelques mesures de débits par la méthode de dilution en deux points du bassin (points C et F sur la figure 4-1) délimitant respectivement des surfaces drainées égales à 5.6 km² (point C) et 1.4 km² (point F).

Figure 4-1 le bassin des maurets et les sites de mesures



Cinq épisodes couvrant des débits à l'exutoire compris entre 1 et 400 litres par seconde ont été saisis au printemps et en début d'été 1991. En C et en F, la mesure est faite au bichromate de sodium. A l'exutoire, il s'agit d'une lecture de niveau d'eau au-dessus d'un seuil déversant triangulaire. Toutefois, pour les très faibles débits, cette mesure limnimétrique introduisait des erreurs relatives importantes et la mesure a dû être réalisée au chronomètre et au

seau... Le tableau IV.1 suivant fournit les valeurs des débits mesurés ainsi que les débits spécifiques correspondants.

*Tableau IV.1
Nos mesures de débits en trois sites sur le bassin des Maurets*

date	exutoire		site C		site F	
	débit (l.s ⁻¹)	débit spécifique (l.s ⁻¹ .km ²)	débit (l.s ⁻¹)	débit spécifique (l.s ⁻¹ .km ²)	débit (l.s ⁻¹)	débit spécifique (l.s ⁻¹ .km ²)
25/04/91	43	5.2	23	4.11	6.3	4.5
27/04/91	399	48.7	250	44.6		
17/05/91	136	16.6	77	13.7	16.7	11.9
9 et 10/07	7	0.83	3.7	0.66	1.87	1.33
16 et 17/07	1.8	0.22	2.6	0.46	1.8	1.29
26/07/91	0.96	0.12	0.8	0.14		

On a comparé sur la figure 4-2 les débits spécifiques mesurés en C ou en F (valeur de l'ordonnée) avec ceux qui sont mesurés à l'exutoire. Cette figure fait apparaître que, en période d'étiage, les débits proviennent de l'amont, et sont parfois absorbés plus en aval (il existe une ferme active, équipée d'un forage, vers le bas du bassin). En revanche, pour les écoulements de crue, les contributions de toutes les zones du bassin semblent également mobilisées (il n'est pas certain que la précision de nos mesures permette d'affirmer que le bas contribue plus que le haut comme le suggère la figure). A la suite de ces mesures, une station limnimétrique a été implantée sur le site C dont les données seront exploitées prochainement pour compléter la comparaison entre les zones amont et aval du bassin (en terme de volumes d'apport et de rapidité de transfert).

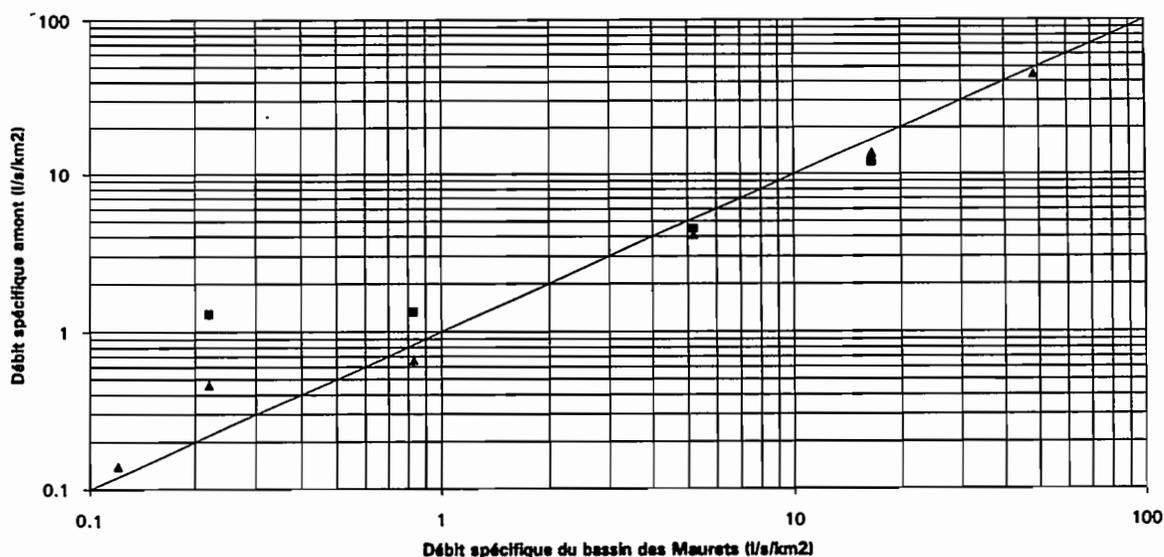


Figure 4-2 Comparaison des débits spécifiques amont (en ordonnée) en F (carrés) ou en C (triangles) avec ceux du bassin complet à l'exutoire A (en abscisse)

D'autre part, une première reconnaissance des propriétés hydrodynamiques des sols du bassin effectuée en 1991 avec A. Taha (perméabilité à saturation mesurée avec l'appareil de Guelph dont nous reparlerons) nous a permis de voir que si la variabilité spatiale de ces propriétés est grande, elle ne paraît pas refléter un fort systématisme lié aux différences géologiques. Le tableau IV.2 suivant donne les valeurs des perméabilités mesurées à faible profondeur en cinq points du bassin indiqués sur la figure 4-1.

Tableau IV.2 Quelques conductivités hydrauliques sur le bassin

emplacement	profondeur (cm)	conductivité (mm.h ⁻¹)
A	30	130
B5	30	54
B1	30	6
D	50	13
E	35	45

En conséquence, le versant que nous avons équipé a été implanté en milieu de bassin, sur la rive gauche, dans la formation amphibolitique (site B de la figure 4-1).

4-1-2 Topographie, profondeur de sols, végétation:

On s'intéresse, comme on l'a dit, à un versant, ou plus précisément à une partie d'un versant de la rive gauche limitée à l'amont par la route du col "des Fourches", considérée comme une sorte de barrière hydrologique. La figure 4-3 présente le profil de cette portion de versant qui s'étend sur cent cinquante mètres de longueur, dans une représentation plane. La dénivellation entre le point le plus haut et la rivière est de quarante huit mètres. La figure représente également les profondeurs de sols déterminées à la tarière à main: il s'agit donc de la profondeur des sols qui acceptent de se laisser traverser à l'aide d'un outil actionné par un moteur de cent watts...L'altération de la roche sous-jacente semble rapide comme le montrent les coupes visibles sur les talus routiers, mais les profondeurs indiquées dans nos schémas sont tout de même approximatives. Elles sont comprises entre 0.4 mètre et 2 mètres sur la pente, un peu plus profondes sur la terrasse.

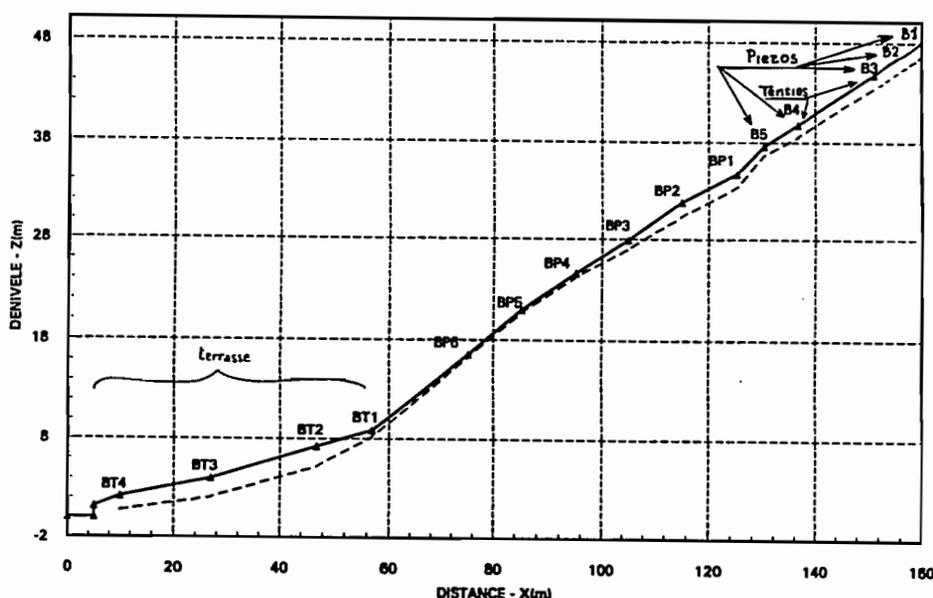


Figure 4-3 coupe du versant (BT) avec position des piézomètres et tensiomètres de la pente

On distingue sur cette coupe deux domaines clairement séparés: l'amont du versant avec des pentes soutenues (20 degrés environ ou 35%) que nous appellerons "la pente"; et le bas où l'inclinaison du versant n'est que de 10 degrés (18%) et parfois moins; nous appellerons "la terrasse" cette partie proche de la rivière.

En ce qui concerne la végétation, on doit distinguer la pente et la terrasse. Sur la première, on trouve des arbres, surtout des chênes mais, par une translation latérale vers l'aval d'une vingtaine de mètres on rencontre également une châtaigneraie. Au pied des arbres une

herbe assez épaisse constitue un tapis régulier. Sur la seconde, des broussailles d'épineux et quelques joncs disputent l'espace à une herbe foisonnante qui domine. Cette végétation développe un système racinaire de relativement faible épaisseur, du moins dans la terrasse. La figure 4-4 représente l'évolution de l'importance de ces racines avec la profondeur. Il s'agit d'un comptage effectué sur une coupe verticale dans la terrasse; les valeurs numériques données en abscisse sont assez imprécises, elles permettent néanmoins de se faire une idée de l'évolution de ce système racinaire avec la profondeur, lorsque l'herbe domine.

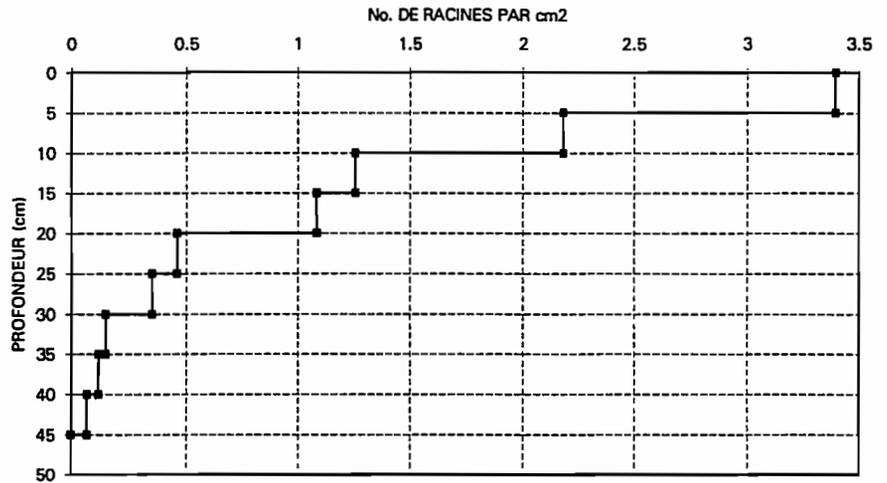


Figure 4-4 évolution du nombre des racines apparentes avec la profondeur (nombre par cm²)

4-1-3 Description de l'équipement sur le versant:

Les dispositifs de mesure que nous avons mis en place (ou plutôt contribué à mettre en place, A. Taha en ayant la plus grosse part et F. Le Meillour une autre...) concernent:

- la mesure des niveaux piézométriques
- la mesure tensiométrique
- la mesure des écoulements de surface

La figure 4-5 indique les emplacements de ces divers équipements, sur la terrasse. La coupe représentée à la figure 4-3 situe ces équipements sur la pente.

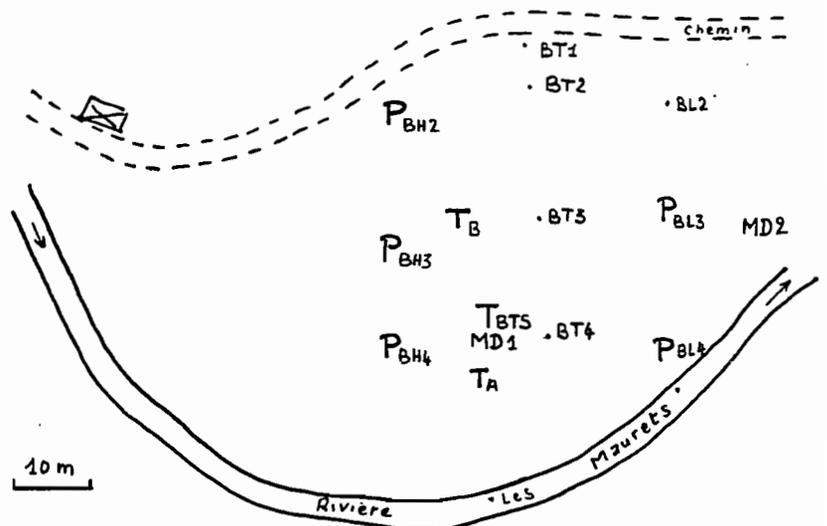


Figure 4-5 Vue en plan de la terrasse.
Emplacement des piézomètres et tensiomètres

P = Piézomètres
T = Tensiomètres
MD = emplacements des mesures faites au "TRIMS"

Les piézomètres:

Il s'agit de tubes en PVC de 40 millimètres de diamètre, obturés à leur extrémité basse et percés d'orifices (traits de scie) sur une hauteur variable comme l'indique le schéma de la figure 4-6.

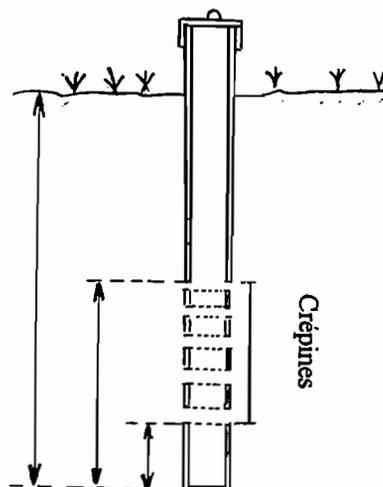


Figure 4-6 Schéma des piézomètres

Le tableau IV.3 suivant donne les profondeurs de chaque piézomètre installé ainsi que l'extension de la zone de crépinage qui a été réalisée sur chacun:

Tableau IV.3 Description des piézomètres

Piézomètre N°	Profondeur depuis la surface (en cm)	Hauteur de crépinage depuis la base du piézomètre (en cm)
B1	173	de 14 à 72
B2	88.5	de 14.5 à 44.5
B3	132	DE 3 à 53
B4	127	de 7 à 57
B5	101	de 7 à 47
BL3	205	de 5 à 45
BL4	144	de 5 à 45
BH2	374	de 5 à 45
BH3	135	de 5 à 45
BH4	180	de 5 à 45

Les tensiomètres:

Deux "nids" de tensiomètres à mercure ont d'abord été implantés sur la pente à l'automne 1991. Ils sont repérés sur la coupe 4-3 par les notations B3 et B4. Ils sont distants de quinze mètres et leur dénivellation est de cinq mètres. Il s'agit de bougies poreuses de 22 millimètres de diamètre. En B3, ils sont au nombre de sept, répartis tous les 20 centimètres et étalés depuis 0.2 jusqu'à 1.4 mètre de profondeur. En B4, ils sont cinq, de la profondeur 0.2 jusqu'à 1 mètre.

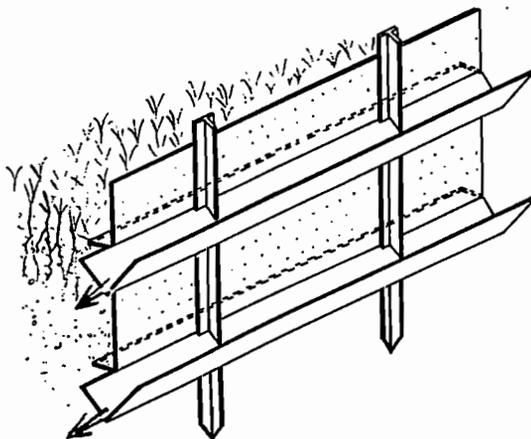
Durant l'été 1992 un autre nid de trois tensiomètres à mercure a été installé dans la terrasse (repéré par la notation "BTS" figure 4-5). Ils sont respectivement à 20, 40 et 60 centimètres de profondeur.

Enfin, compte tenu de la difficulté que nous avons à être présents pour saisir des épisodes de crue, deux derniers nids de tensiomètres enregistreurs ont été mis en place sur la terrasse à l'automne 1993 (repérés TA et TB sur la figure 4-5). Il s'agit des mêmes bougies poreuses, mais la mesure est faite à l'aide d'un capteur de pression placé dans la tête de la canne du tensiomètre et qui transmet toutes les heures un courant électrique (de 4 à 20 mA) à une centrale de mesure. L'un d'eux est proche de la rivière (quinze mètres), l'autre se trouve vingt mètres plus loin; ils remplacent désormais le site BTS.

La mesure des écoulements de surface et de subsurface:

Afin de déterminer les proportions d'écoulement qui empruntent des cheminements superficiels ou subsurface, nous avons mis en place, au printemps 1993, un dispositif de captage des écoulements, selon le schéma de la figure 4-7. Une gouttière recueille les écoulements superficiels et une autre, située 20 centimètres plus bas, collecte des eaux dont le cheminement peut être supposé subsurface, en première approximation.

Figure 4-7 schéma du dispositif de collecte et de mesure des écoulements de surface et de subsurface

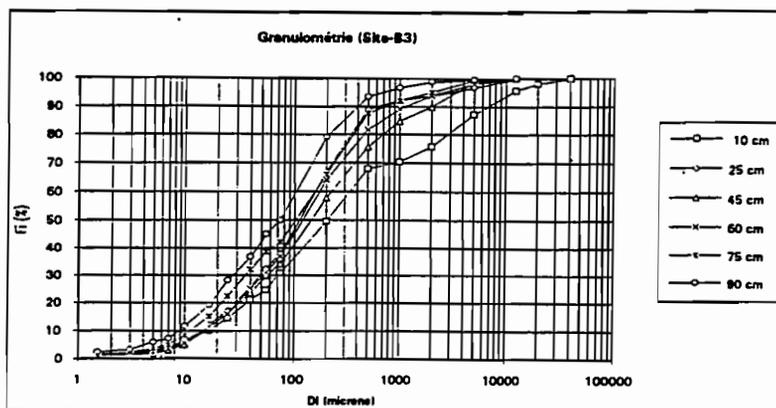


4-1-4 Analyse des sols du versant:

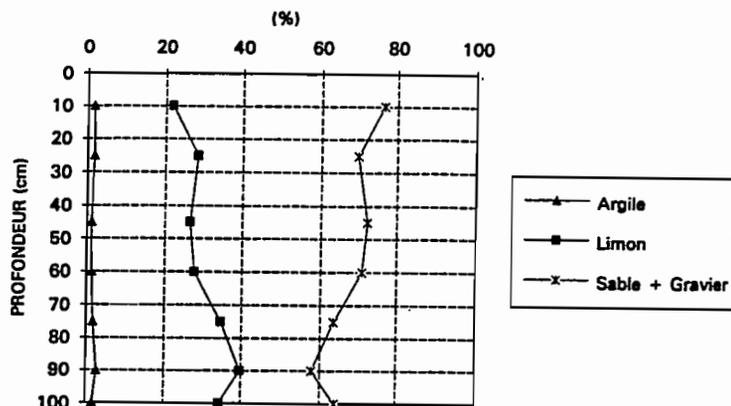
Texture:

De nombreuses analyses granulométriques ont été effectuées sur les échantillons prélevés à l'occasion de l'implantation des piézomètres. Les figures 4-8a et 4-8b donnent un exemple des courbes granulométriques obtenues sur la pente (site B3) et leur traduction en trois catégories hydrodynamiquement intéressantes: argiles, limons, sables + graviers. On utilise pour cela l'échelle texturale du Département Américain de l'Agriculture (USDA), qui sépare les argiles et les limons à 2 microns, les limons et les sables à 50 microns. Selon ce même USDA, il s'agit de sables limoneux en surface qui deviennent des limons sableux en-dessous. Cette étiquette de limons sableux convient d'ailleurs pratiquement à l'ensemble des sols de notre versant, pente comme terrasse, sauf en quelques occasions où il s'agit plutôt de sables limoneux. Les sols sont donc assez homogènes du point de vue de leur texture. Le tableau IV.4 synthétise les proportions des trois catégories argile, limon et sable + gravier rencontrées dans chaque sondage ayant donné lieu à une analyse texturale.

**Figure 4-8a Granulométries
au site B3
Evolution avec la profondeur**



**Figure 4-8b Présentation
schématique des sols
au site B3**



**Tableau IV.4
Proportions d'argiles, limons et sables + graviers
dans les sols du versant**

SUR LA PENTE

NOM DU SITE	ARGILE [%]	LIMON [%]	SABLE + GRAVIER [%]
B3	1.2-2.7	21.8-39.6	57.7-76.5
B4	0.3-1.2	13.9-28.3	70.8-85.7
PENTE	0.3-2.7	13.9-39.6	57.7-85.7

DANS LA TERRASSE

NOM DU SITE	ARGILE [%]	LIMON [%]	SABLE & GRAVIER [%]
BL2	1.5-4.0	22.4-32.2	63.8-76.1
BL3	3.0-5.6	18.6-24.1	71.8-78.4
BL4	1.0-3.9	12.9-28.6	67.4-86.0
BT1	1.7-3.0	16.1-27.9	69.0-82.3
BT2	1.7-4.0	15.5-25.4	70.8-82.8
BT3	1.0-5.8	14.3-29.2	66.2-84.6
BT4	2.2-6.4	14.4-29.5	64.2-82.9
BH2	3.1-9.4	21.5-41.2	49.4-75.4
BH3	5.9-8.2	24.6-33.6	58.1-69.6
BH4	0.4-8.9	5.2-33.7	58.4-94.4
TERRASSE	0.4-9.4	5.2-41.2	58.1-94.4

Porosités:

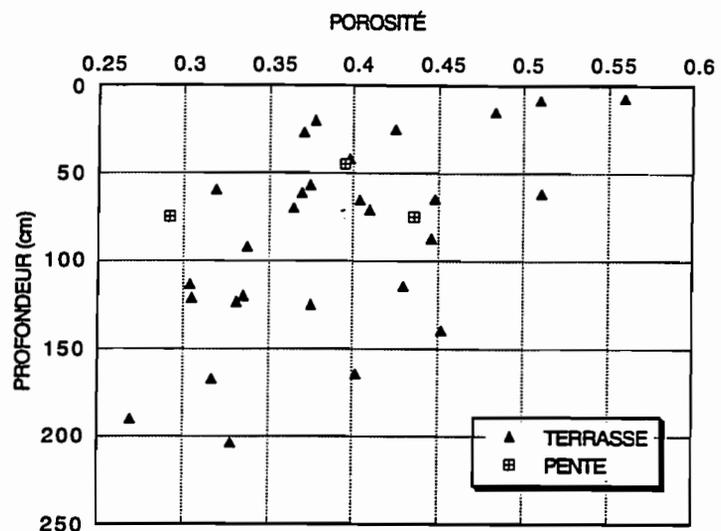
La mesure de la porosité des sols a été effectuée à différentes profondeurs dans les sondages. Cette mesure a été faite par prélèvement d'échantillons "intacts" dans des tubes cylindriques de 35 millimètres de diamètre enfoncés en force. Les valeurs extrêmes relevées sont les suivantes:

Tableau IV.5 Valeurs extrêmes des porosités

lieu	valeur min m ³ /m ³	valeur max m ³ /m ³	nombre de mesures
sur la pente	0.292	0.436	3
sur la terrasse	0.269	0.511	21

Ces mesures ont été complétées avec quelques prélèvements d'échantillons découpés horizontalement à profondeur faible (de 7 à 25 cm). Les porosités mesurées sur ces échantillons sont plus élevées que les précédentes (de 0.37 à 0.56). La figure 4-9 regroupant toutes les mesures de porosité montre une certaine diminution de celle-ci avec la profondeur, bien que le foisonnement des mesures soit important pour une profondeur donnée. La technique de prélèvement dans des tubes cylindriques de petit diamètre étant probablement responsable d'une compression des échantillons, des mesures complémentaires seront effectuées sur échantillons découpés dans une tranchée.

Figure 4-9 Evolution de la porosité en fonction de la profondeur



4-2 Les caractéristiques hydrodynamiques des sols du versant:

L'étude des écoulements dans les sols du versant nécessite la connaissance de leurs conductivités hydrauliques ainsi que celle de leurs courbes caractéristiques de succion.

4-2-1 Conductivités hydrauliques:

Elles ont été mesurées sur le terrain, en utilisant deux types d'appareils: le perméamètre de Guelph (P de G) et l'infiltromètre multidisques à succion contrôlée, appelé TRIMS (Triple Ring Infiltrometers at Multiple Succions). (Ces mesures doivent beaucoup à A.Taha, comme bien d'autres d'ailleurs...)

Les mesures avec le perméamètre de Guelph:

L'appareil de Guelph est une forme améliorée de la méthode, déjà ancienne, consistant à mesurer la chronique des flux infiltrés dans un trou cylindrique (méthode Porchet) pour en déduire la conductivité des sols saturés. En mesurant l'infiltration à partir d'un trou semblable, cet appareil a pour ambition de permettre le calcul de cette même conductivité, mais aussi de la sorptivité et de la relation conductivité - succion du sol en place. L'une des qualités de ce perméamètre réside en effet dans la solution analytique, "livrée" avec l'appareil, pour résoudre le problème de l'écoulement depuis un trou cylindrique vers un milieu poreux homogène, non saturé. Sur le plan pratique, l'amélioration consiste en un dispositif de Mariotte assurant un niveau d'eau constant dans le trou cylindrique et autorisant la mesure des flux infiltrés par une simple lecture de niveau d'eau dans un tube transparent.

Ce problème théorique de l'infiltration depuis un trou cylindrique avait déjà été examiné par Stephen et Neuman (1982) qui, les premiers, avaient pris en compte l'effet de la succion capillaire sur le débit d'infiltration permanent dans la zone non saturée en provenance d'un trou.

Philip (1985) et simultanément Reynolds et Elrick (1985) ont repris le même problème. Ces derniers ont produit à la fois le perméamètre dont on parle, et une solution analytique approchée des équations de Richards pour l'écoulement autour du trou cylindrique. Leur solution approchée distingue trois termes dans l'expression de ce débit lorsqu'un régime permanent est atteint (cf relation 1 suivante). Le premier terme du membre de droite représente la contribution de la hauteur d'eau constante dans le trou, le suivant, celle de la gravité et le dernier, celle de la succion capillaire.

$$(1) \quad Q = \frac{\pi}{C} * (2H^2K_s + Ca^2K_s + 2H\phi_m)$$

dans cette relation:

H est la profondeur de l'eau dans le trou

K_s , la conductivité à saturation du sol

a, le diamètre du trou

C, un coefficient de forme, fonction surtout du rapport entre le diamètre du trou a et la hauteur H, mais également, dans une moindre mesure, de la nature du sol. A la suite d'une analyse de sensibilité, Reynolds considère que la valeur de ce coefficient de forme peut être prise constante, pour une charge H donnée

ϕ_m est le potentiel de flux matriciel, défini comme

$$(2) \quad \phi_m = \int_{\psi_i}^0 K(\psi) d\psi$$

avec $K(\psi)$, la conductivité hydraulique pour la succion capillaire ψ , et ψ_i la valeur de la succion qui correspond à l'état initial, supposé uniforme autour du trou.

L'équation (1) ci-dessus comporte deux inconnues, K_s et ϕ_m . La solution exige donc, à priori, deux mesures dans le même trou, sous deux charges H différentes. C'est cette solution que nous avons adoptée. Toutefois, dans le cas de certaines hétérogénéités, cette démarche conduit à des conductivités négatives et, récemment, Elrick et Reynolds (1992) suggèrent d'utiliser plutôt une solution approchée dans laquelle la conductivité hydraulique non saturée s'exprime, en fonction de la succion ψ , sous la forme de la relation empirique de Gardner (1958).

$$(3) \quad K(\psi) = K_S \exp(\alpha\psi)$$

α est le paramètre de la relation de Gardner, il constitue une grandeur caractéristique du sol

Ceci permet d'exprimer simplement ϕ_m en fonction de K_S , à travers l'équation (2)

$$\phi_m = K_S / \alpha [1 - \exp(\alpha\psi_i)]$$

que l'on simplifie sous la forme $\phi_m = K_S / \alpha$ dans le cas où la teneur en eau initiale n'est pas trop proche de la saturation [$\exp(\alpha\psi_i)$ est négligeable devant 1 si la succion initiale ψ_i est importante].

ϕ_m est ainsi fonction de la conductivité K_S cherchée et du coefficient α , et peut être exprimé de cette manière dans l'équation (1)

Reynolds donne des ordres de grandeur pour le coefficient α qui varie entre 1 (argiles compactes) et 36 (sables grossiers).

Inversement, au cas où on utilise deux charges pour avoir accès à la perméabilité à saturation, l'appareil permet, en théorie, de déterminer aussi le potentiel de flux matriciel ϕ_m auquel sont liés la sorptivité ainsi que le coefficient α de Gardner qui nous renseigne sur la variation de la conductivité avec la succion capillaire. En pratique, nous n'avons pas utilisé ces grandeurs, dont il semble que la précision de leur estimation ne soit pas bonne. C'est en tout cas l'opinion de Paige et Hillel (1993) qui, pour deux types de sols de textures comparables aux nôtres (limons sableux), comparent les résultats fournis par le perméamètre de Guelph avec ceux de deux autres méthodes (mesures de laboratoire sur échantillons non remaniés et méthode "du profil hydrique instantané"). Ils trouvent que le perméamètre de Guelph sous-estime d'un ordre de grandeur environ la valeur de la conductivité à saturation, mais que cette sous-estimation s'aggrave fortement en s'éloignant de la saturation; l'estimation du paramètre α de la loi de Gardner ne serait donc pas bonne. Aussi avons-nous restreint notre utilisation du Perméamètre de Guelph à la détermination de la conductivité à saturation.

Les résultats de nos mesures figurent au tableau IV.6 suivant pour la pente et sont regroupés sur la figure 4-10 pour la terrasse sur laquelle nous avons effectué des mesures beaucoup plus nombreuses et réparties sur l'ensemble de la terrasse.

tableau IV.6
Conductivités mesurées sur la pente

Lieu	Profondeur (en cm)	Conductivité (en mm/heure)
B1	30	5.7
B1	50	0.5
B1	75	0.38
B5	30	53.9
B5	50	36.3
B5	68	4.8

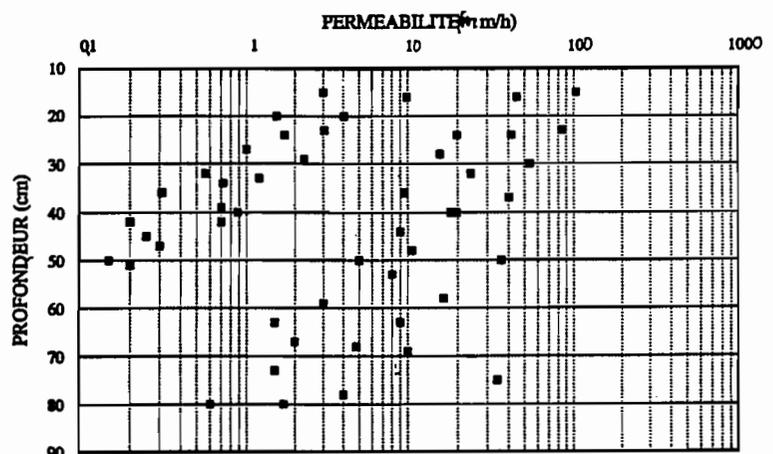


Figure 4-10 Evolution de la conductivité à saturation mesurée au Perméamètre de Guelph avec la profondeur sur la terrasse

Cette figure 4-10 met en évidence une forte diminution de la conductivité à saturation avec la profondeur.

On remarque d'autre part la présence de deux nuages de points bien distincts sur cette figure. Malheureusement, cette différence ne semble pas pouvoir s'expliquer par une différence de texture des sols, comme le montre l'exemple illustré par le tableau IV.7 suivant, relatif à deux sites voisins:

Tableau IV.7 Un exemple de comparaison texture-conductivité

site	proportion d'argile	proportion de limon	proportion de sable et gravier	conductivité mesurée (mm/h)
BH4	8%	32%	60%	9.50
BT4	5%	20%	75%	0.31

Ces résultats nous amènent à nous interroger sur la fiabilité de la méthode de mesure. Sur ces graphiques, nous n'avons évidemment pas fait figurer les quelques conductivités négatives que nous avons trouvées, et qui proviennent d'une trop faible différence de flux infiltrés entre les deux charges imposées (5 cm et 10 cm). Si plusieurs points ont dû être annulés en raison d'un résultat aberrant, il est probable que d'autres sont également faux.

On remarque en effet que la relation (1) fait intervenir trois termes qui ne sont pas nécessairement du même ordre de grandeur et dont l'un (le terme de "gravité") ne dépend pas de la hauteur de charge H. L'évaluation de K_s qui en découle peut donc faire intervenir des différences de nombres voisins (notamment si les sols sont humides, auquel cas le terme de gravité est prépondérant), ce qui ne peut qu'engendrer des erreurs importantes... La sensibilité de la méthode à la différence entre les mesures de flux sous les deux charges hydrauliques est trop grande, tandis que les deux charges habituellement réalisées dans le trou sont trop proches (5cm et 10 cm). Il se trouve qu'une sous-estimation de la différence des flux entre les deux charges imposées entraîne une forte sous-évaluation de la conductivité (cf. Elrick et Reynolds eux-mêmes 1992). L'inverse en revanche (surestimation de cette différence) semble entraîner une surévaluation nettement moins grave de cette conductivité. La différenciation sous forme de deux familles de résultats pourrait provenir de cette dissymétrie dans la sensibilité à la différence des flux mesurés: en terme d'estimation de la conductivité à saturation, les conséquences d'une sous-estimation de cette différence sont lourdes, elles sont moins graves dans le cas d'une surestimation. D'ailleurs, l'hypothèse selon laquelle la teneur en eau est uniforme autour du trou et identique dans les deux cas de charge, n'est peut-être pas bien vérifiée puisque la première charge a humidifié l'espace, ce qui pourrait conduire à une sous-estimation des flux dans le deuxième essai, à charge plus élevée. Il est possible également qu'un phénomène de "glaçage" des parois du trou intervienne dans certains cas, en raison de l'effet mécanique de la tarière utilisée pour creuser le trou (?).

Un contrôle des valeurs du potentiel de flux matriciel en chaque point, effectué à la lumière des doutes exprimés ci-dessus, nous a montré que l'ensemble des points (sauf un) de la famille suspecte présente des valeurs négatives pour ce potentiel, ce qui confirme leur invalidité...

La recommandation récente des auteurs de l'appareil d'utiliser de préférence la méthode approchée, plutôt que celle qui utilise deux équations, semble donc justifiée en théorie comme en pratique, compte tenu de nos résultats.

Sur le plan pratique, nous sommes conduits à interpréter -provisoirement et dans l'attente d'une réinterprétation après utilisation de la méthode approchée recommandée par Elrick et Reynolds- les résultats illustrés par la figure 4-10 de la manière suivante: les conductivités à saturation des sols de la terrasse sont définies par la famille des valeurs les plus fortes (avec peut-être une certaine surestimation); l'autre famille correspondrait à des sous-estimations graves.

Les mesures avec L'infiltromètre Multi-disques TRIMS:

L'infiltromètre multi-disques permet la détermination in situ, des caractéristiques hydrodynamiques des sols non saturés dans le voisinage de la saturation. On a utilisé un dispositif construit au Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (Thony, Vachaud et al 1991, Vauclin et al 1991,1992 et 1993) sur le modèle de Perroux et White (1988) qui, eux-mêmes, s'inspiraient du dispositif de Clothier et White (1981).

L'appareil est constitué, lui aussi, d'un dispositif de Mariotte imposant une pression constante, mais négative, sur une surface plane en forme de disque. La figure 4-11 représente une vue schématique de l'un des disques constitutifs de l'appareil, comprenant, outre son embase circulaire, un réservoir gradué d'alimentation et un deuxième réservoir de "dépressurisation". Celui-ci sert à régler la valeur de la pression négative que l'on impose sur l'embase, au moyen d'un tube capillaire d'aération coulissant. La pression négative est transmise par un deuxième tube fin mettant en communication les réservoirs d'alimentation (à sa base) et de dépressurisation (en haut). Pour un site de mesure, plusieurs diamètres de disques (deux au minimum) sont nécessaires.

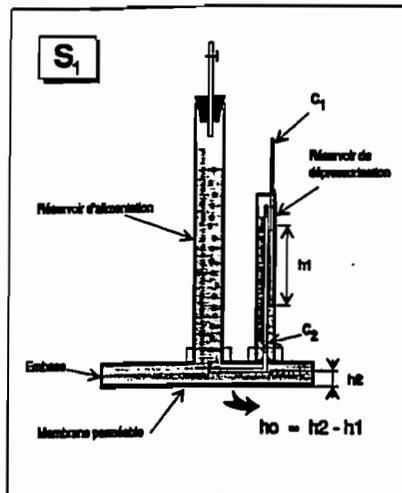


Figure 4-11 Schéma de l'un des disques de l'infiltromètre (diamètre de l'embase 250 mm)

Wooding (1968) a proposé une solution au problème de l'infiltration en régime permanent, dans un sol homogène, en provenance d'une surface circulaire horizontale de rayon r sur laquelle la pression est constante (positive ou négative). Le flux d'infiltration tend vers une valeur q_0 , fonction de l'état initial du sol, qui s'exprime:

$$(4) \quad q_0 = K_0 + \frac{4\phi_0}{\pi r}$$

K_0 est la conductivité hydraulique correspondant à la succion $\psi_0 = -h_0$ imposée par l'appareil
 ϕ_0 est le potentiel de flux matriciel, défini comme:

$$(5) \quad \phi_0 = \int_{h_i}^{h_0} K(h).dh = \int_{\theta_i}^{\theta_0} D(\theta).d\theta$$

h_i étant la valeur de la pression initiale (négative) dans le sol, conditionnée par sa teneur en eau volumique θ_i

h_0 , la valeur de la pression, négative aussi, imposée par le disque et à laquelle correspond la teneur en eau volumique θ_0 (il s'agit de l'état final).

$K(h)$, la conductivité hydraulique pour la valeur h de la pression capillaire

$D(\theta)$, la diffusivité apparente du sol (rapport de la perméabilité à la capacité capillaire)

L'expression (4) comprend aussi deux inconnues, K_0 et ϕ_0 qui nécessitent deux essais avec deux disques de rayons r_1 et r_2 , ou davantage. L'infiltromètre donne donc les conductivités K_0 sous succion ψ_0 contrôlée ainsi que le potentiel ϕ_0 , auquel on peut faire correspondre la

sorptivité capillaire S_0 en admettant une forme exponentielle pour la relation entre la diffusivité D et la teneur en eau θ .

Plusieurs grandeurs également intéressantes peuvent en être déduites. Parmi elles, le "temps géométrique" et le temps "gravitaire" (Philip 1969). Le premier définit la durée minimale à partir de laquelle l'effet de la géométrie de l'écoulement l'emporte sur celui de la capillarité; c'est donc, en théorie, une durée minimale de l'essai pour un régime permanent. Le second donne la durée au delà de laquelle la gravité l'emporte sur la capillarité dans un essai d'infiltration verticale. De même pour la "longueur capillaire" et la dimension moyenne des pores hydrauliquement fonctionnels (Philip 1987 et White & Sully 1987). Cette dernière indique un diamètre moyen des pores dans lesquels l'eau circule (intéressant surtout pour le domaine d'intervention des macropores).

Nous avons utilisé l'infiltromètre multi-disques en deux emplacements sur la terrasse, indiqués sur la figure 4-5 par le repère "MD" (Multi-Disque). Les mesures ont été faites à différentes profondeurs depuis la surface jusqu'à 45 centimètres de profondeur; deux disques sont utilisés (diamètres 250 et 80 mm). Le tableau IV.8 présente les valeurs obtenues dans l'un de ces sites (MD1) pour la conductivité K_0 mesurée sous une pression négative, très proche de zéro ($h_0 = -10$ millimètres d'eau), le potentiel de flux matriciel ϕ_0 , l'écart entre teneurs en eau finale θ_0 et initiale θ_i , la sorptivité S_0 mesurée dans ces conditions, les temps gravitaires, t_{grav} , et géométriques, t_{geom} (un temps géométrique pour chacun des disques, de diamètres respectifs 250 et 80 mm), les longueurs capillaires, λ_c , et dimensions moyennes des pores hydrauliquement fonctionnels, λ_m .

tableau IV.8
Caractéristiques hydrodynamiques "in situ" du sol "MD 1"
pour une pression négative h_0 de -10 millimètres d'eau

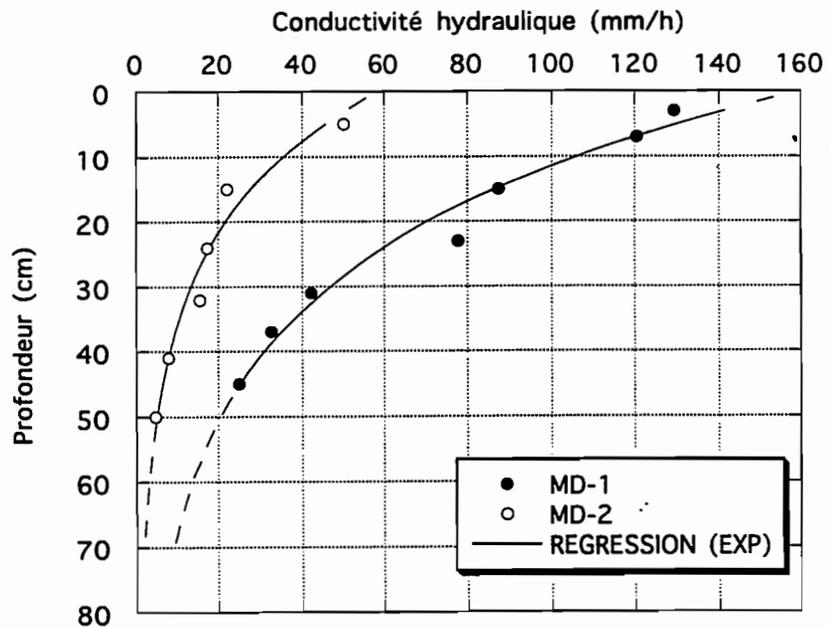
Profondeur cm	K cm.h ⁻¹	ϕ_0 mm ² .s ⁻¹	$\theta_0 - \theta_i$ m ³ .m ⁻³	S_0 mm.s ^{-0.5}	T_{grav} minute	λ_c mm	λ_m mm	$T_{geom-S1}$ heure	$T_{geom-S2}$ heure
3	12.92	0.17	0.41	0.36	1.63	4.70	1.58	5.83	0.6
7	12.04	0.06	0.32	0.18	0.48	1.67	4.46	13.5	1.38
15	8.73	3.45	0.24	1.22	42.30	142.32	0.05	0.164	0.02
23	7.78	0.03	0.29	0.12	0.51	1.27	5.84	24.93	2.55
31	4.21	0.18	0.24	0.28	9.56	15.35	0.48	3.19	0.33
37	3.27	0.79	0.15	0.47	43.85	87.12	0.09	0.46	0.05
45	2.51	0.41	0.14	0.33	36.54	59.07	0.13	0.83	0.08

Les résultats paraissent homogènes, sauf peut-être en ce qui concerne la profondeur 15 cm pour laquelle le potentiel de flux matriciel ϕ_0 , et les grandeurs associées semblent anormalement élevées par rapport aux autres profondeurs. On note aussi que les temps géométriques sont élevés dans certains cas avec le disque de gros diamètre, ce qui jette un doute sur les valeurs que nous calculons dans ce cas, et notamment pour celle de la conductivité, puisque la durée effective de chaque essai a été de l'ordre de l'heure. Seules les profondeurs 15, 37 et 45 centimètres ne souffrent pas de cette suspicion. Néanmoins, les valeurs des conductivités calculées de cette manière semblent tout à fait cohérentes, comme l'illustre la figure 4-12 montrant l'évolution de cette conductivité sous succion de 10 millimètres d'eau avec la profondeur: les valeurs correspondant à toutes les profondeurs semblent bien appartenir à la même famille.

On note également sur cette figure 4-12 la progression rapide de cette conductivité hydraulique avec la profondeur, faisant évoluer sa valeur d'une puissance de dix sur une cinquantaine de centimètres d'épaisseur aussi bien sur le site "MD1" que sur l'autre (MD2). Ce résultat nous "dérange" dans la mesure où la solution de Wooding suppose un milieu homogène,

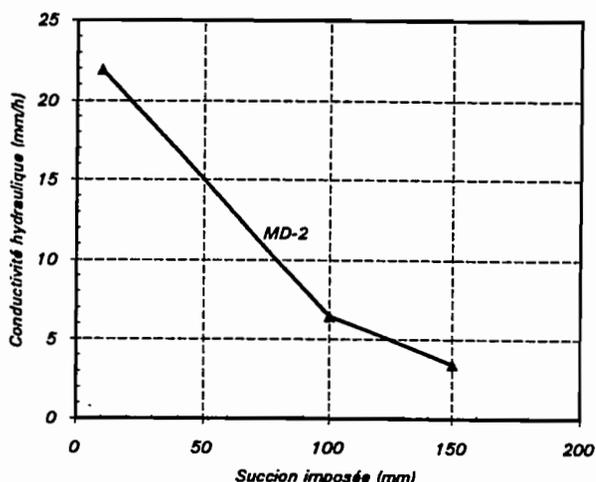
ce qu'il n'est manifestement pas. Les valeurs des grandeurs que l'on calcule sont donc toutes biaisées par l'effet de cette évolution, non prise en compte, des caractéristiques hydrodynamiques avec la profondeur. Si cet effet n'est pas trop grave pour le plus petit disque, il n'en est peut-être pas de même pour celui qui mesure 25 centimètres de diamètre. Cette remarque, il est vrai, concerne toutes les méthodes de mesure des caractéristiques hydrodynamiques "in situ". Celle-ci a l'avantage sur les autres de mettre en évidence le problème là où il est le plus net, c'est-à-dire au voisinage de la surface. D'autre part, la méthode expérimentale paraît nettement plus robuste que la précédente (Guelph). En effet les différences entre les flux obtenus avec chacun des disques sont suffisamment importantes pour empêcher l'apparition de difficultés semblables à celles observées avec le Guelph. Contrairement aux résultats précédents, et à l'avantage de l'infiltromètre multi-disque, on ne constate pas une grande variabilité aléatoire de la valeur de la conductivité hydraulique.

Figure 4-12 Evolution de la conductivité hydraulique avec la profondeur. Mesures avec l'infiltromètre multi-disques "TRIMS"



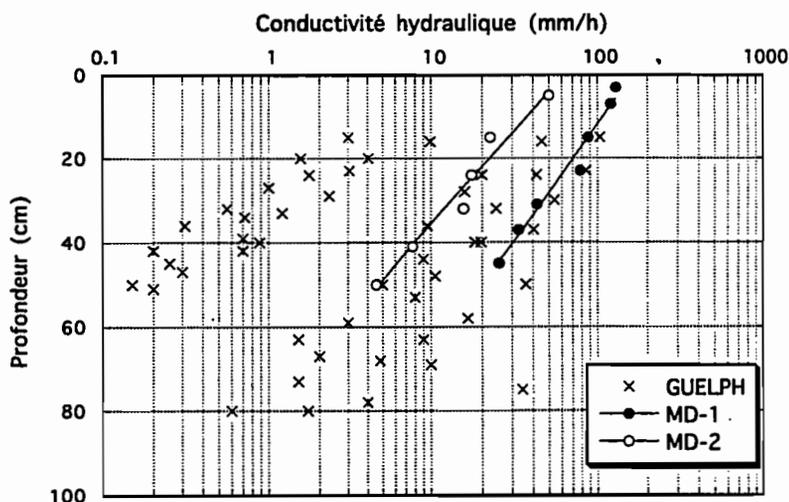
Une question mérite également d'être analysée: la conductivité hydraulique sous 10 millimètres de succion représente-t-elle une bonne approximation de la perméabilité à saturation? Vauclin et Chopart (1992) notent en effet des variations dans un rapport 20 entre les conductivités mesurées sous -20 et +20 millimètres dans des sols composés de sables grossiers et d'argile. Ils attribuent ces différences à l'existence d'une macroporosité de surface importante, ce qui peut exister aussi dans notre cas, bien qu'il ne s'agisse pas du même type de sol. La figure 4-13 montre la variation de la conductivité hydraulique mesurée sur le même site, à la profondeur 15 cm, pour différentes valeurs de la succion imposée. On constate une variation importante de cette conductivité dans une plage de succions comprise entre 10 et 150 millimètres d'eau, mais rien ne nous permet de nous prononcer pour les pressions positives, si ce n'est les mesures faites avec l'appareil de Guelph.

Figure 4-13 Variation de la conductivité hydraulique avec la valeur de la succion imposée (Infiltromètre TRIMS)



La figure 4-14 superpose les conductivités hydrauliques mesurées avec les deux appareils et montre une bonne concordance entre les deux types de résultats. Bien qu'elle soit rassurante, cette concordance ne prouve pas que la conductivité à saturation soit égale à celle qui est mesurée sous 10 millimètres de succion. Nous adopterons néanmoins ces valeurs pour nos modèles, en notant bien la sensibilité de cette conductivité hydraulique à la méthode utilisée pour la mesurer et en particulier à la valeur de la pression imposée. Dans les conditions naturelles, sous pluie, cette pression est proche de zéro et il est possible que l'on sous-estime la valeur de la conductivité hydraulique avec les valeurs que nous avons mesurées.

Figure 4-14 Comparaison des conductivités hydrauliques:
 -A saturation, avec le Guelph
 -Sous succion de 10 mm, avec le TRIMS



Mesures effectuées sur échantillons remaniés au laboratoire:

Comme mesures de contrôle, nous avons effectué quelques essais en laboratoire, avec un perméamètre à charge variable. Les échantillons n'étant pas d'un diamètre convenable pour le perméamètre dont nous disposons, nous les avons reconstitué dans le perméamètre avec une porosité identique à celle de départ. Les conductivités ainsi mesurées sont indiquées au tableau IV.9 sur lequel figurent aussi les porosités reconstituées.

Tableau IV.9
Conductivités mesurées en laboratoire

Porosité	Conductivité mm.h ⁻¹
0.56	63
0.48	7.2
0.38	0.52

Ces résultats confirment que la conductivité est très sensible à la densité du matériau. Ces valeurs sont peut-être inférieures à celles qui sont obtenues "in situ", pour une même porosité (destruction d'une certaine organisation anisotrope des porosités ?). Toutefois les ordres de grandeur indiqués par la figure 4-14 (évolution des conductivités avec la profondeur) associée à la figure 4-9 (évolution de la porosité avec la profondeur) sont sensiblement respectés.

4-2-2 Les mesures de teneurs en eau:

L'état initial d'humidité d'un bassin est un des paramètres essentiels conditionnant sa réponse hydrologique. On a vu aux chapitres 2 et 3 que le débit initial en est un des meilleurs indicateurs, mais sa valeur n'étant pas toujours accessible, nous nous intéressons à la mesure de la teneur en eau des sols sur un bassin.

D'autre part, la modélisation des écoulements dans les sols est très sensible, comme on le verra, aux caractéristiques de succion des sols, aussi avons-nous cherché à mesurer simultanément, dans les conditions en place, la succion et l'humidité des sols. Pour la mesure des teneurs en eau volumiques, nous avons utilisé un appareil du type TDR (Time Domain Reflectometry).

Il s'agit d'un dispositif relativement récent, qui commence à se répandre en raison de sa souplesse d'utilisation (par comparaison avec les autres méthodes). Il repose sur un principe décrit et testé par Topp et al (1980), selon lequel la constante diélectrique de l'eau étant vingt fois supérieure à celle des minéraux, celle d'un sol est presque uniquement fonction de sa teneur en eau. D'après leur analyse, cette constante diélectrique serait peu sensible à la densité du sol en place, à la composition minéralogique des grains ou même à la salinité de l'eau, de sorte que la mesure de cette constante diélectrique fournit la teneur en eau sans avoir à recourir à un étalonnage. L'appareil qu'ils proposent mesure la vitesse de propagation d'une onde électromagnétique dans le sol. Une impulsion brutale de tension électrique est propagée le long d'une paire de baguettes de transmission parallèles enfoncées dans le sol. Les baguettes servent de guides d'onde et le signal se propage comme une onde plane dans le milieu diélectrique constitué par le sol. Une réflexion partielle de l'onde se produit à la jonction du câble avec les guides d'onde (donc à l'entrée du sol) et une autre à l'extrémité de ces mêmes guides dont la conductance est plus forte que celle du sol. On mesure l'intervalle de temps séparant l'entrée de l'onde dans le sol de sa réflexion à l'extrémité du guide d'onde dont la longueur est connue, ce qui permet d'en déduire une vitesse de propagation de l'onde dans le sol, et donc la constante diélectrique moyenne de ce sol sur une épaisseur définie par la longueur des guides d'onde. Topp et al fournissent une relation empirique entre cette constante diélectrique mesurée k et la teneur en eau volumique du sol θ , applicable à "presque tous les sols":

$$(6) \quad \theta = -0.053 + 0.0292k - 5.5 \cdot 10^{-4} k^2 + 4.3 \cdot 10^{-6} k^3$$

Plus récemment, Roth et al (1990) proposent une loi plus complète provenant d'une modélisation d'un mélange de milieux diélectriques. Ils montrent que la relation de Topp convient bien pour les milieux usuels sans anisotropie, et pour des teneurs en eau pas trop élevées (jusqu'à 40% environ).

Néanmoins, compte tenu du caractère délicat de certaines phases de la manipulation de cet appareil (surtout au niveau de la mise en place des guides d'ondes et de l'interprétation du signal), nous avons effectué quelques essais préalablement à son utilisation (avec J. Leonard 1992). Ces essais ont porté sur la reproductibilité de nos propres mesures, l'indépendance du signal mesuré par rapport à la porosité du sol et la qualité de la relation empirique de Topp dans notre contexte.

La figure 4-15 illustre les résultats relatifs à la reproductibilité des mesures. Dans un sable propre, à teneur en eau contrôlée en laboratoire, un même opérateur trouve une teneur en eau qui peut varier de $0.01 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ au cours de quatre lectures consécutives pour un emplacement donné des guides d'ondes (la différence provient alors seulement de l'interprétation du signal fourni par l'appareil, sous forme d'une courbe à "lire"). En revanche, les valeurs moyennes déduites de quatre lectures ne diffèrent pas significativement, même lorsque les mesures sont faites par deux opérateurs successifs, avec la même position des guides d'onde. L'incertitude liée à l'interprétation visuelle du signal n'est donc pas considérable et la reproductibilité de la mesure paraît plutôt bonne.

Néanmoins, on montre sur l'ensemble de nos essais de laboratoire, que pour réduire dans une bande de $0.01 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ l'intervalle de confiance à 95% pour la teneur en eau volumique mesurée avec cet appareil, il faut réaliser la moyenne de quatre lectures (quatre enfoncements de guides d'ondes) dans les conditions d'une teneur en eau théoriquement contrôlée (mais en fait pas forcément parfaitement homogène). Cette incertitude provient de la difficulté d'implantation des guides d'ondes (défauts sur le parallélisme ou sur la longueur d'enfoncement).

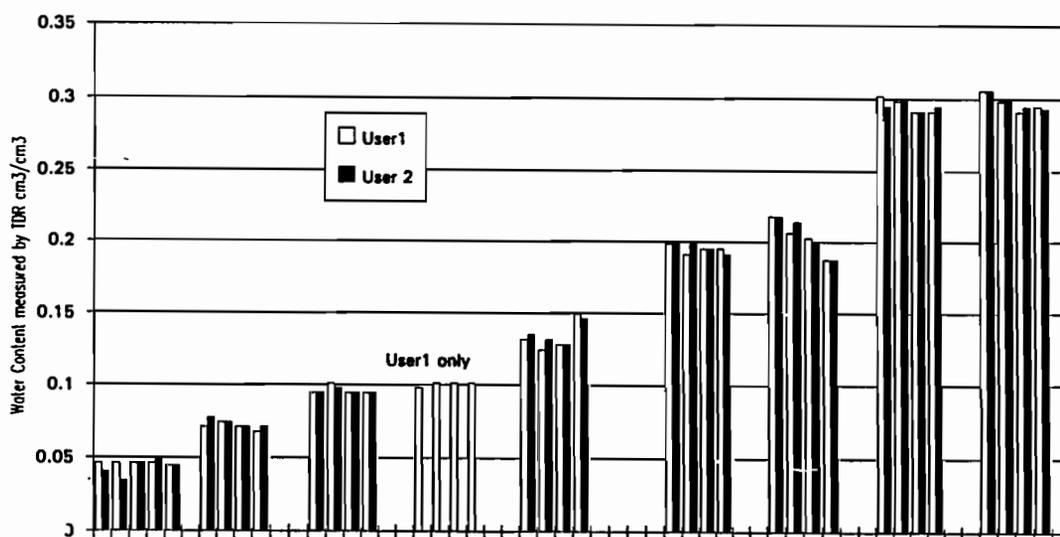


Figure 4-15 Reproductibilité des mesures TDR.

Comparaison des mesures pour un utilisateur et comparaison des utilisateurs. (chaque groupe de mesures représente un sol à teneur en eau constante).

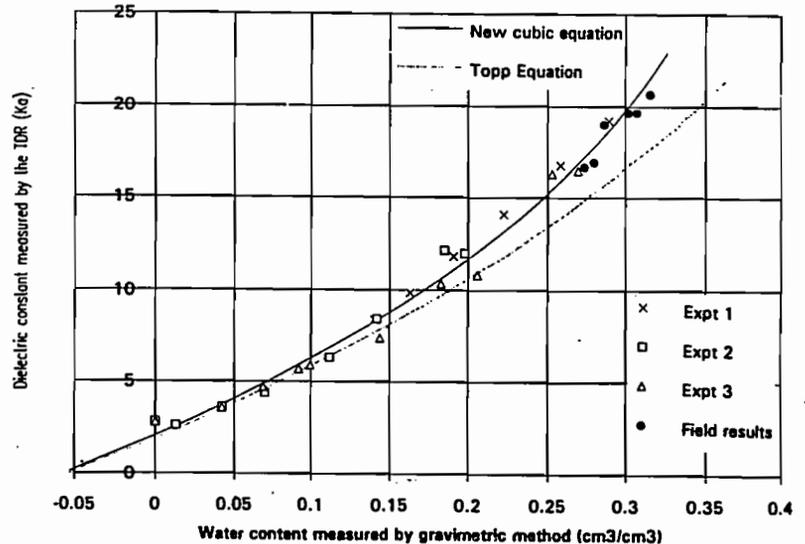
En ce qui concerne la stabilité de la relation entre le signal TDR et la teneur en eau du sol, nos mesures sur sable dans trois conditions différentes de compactage, mettent en évidence que la teneur en eau TDR, fournie par la relation de Topp, surestime la valeur vraie (mesurée par méthode pondérale après prélèvement d'échantillon) lorsque la teneur en eau est forte et que la porosité du sol est élevée. Ce résultat est confirmé par des essais in situ, faits à Collobrières sur notre versant dans des conditions de teneur en eau élevées, en comparant les valeurs provenant du TDR et celles qui résultent d'une mesure pondérale. La figure 4-16 montre la relation que nous obtenons entre les valeurs de la constante diélectrique mesurée dans le sol et celles de la teneur en eau volumétrique acquise par méthode pondérale, tous les points expérimentaux étant réunis. Elle illustre l'exagération de la valeur de la teneur en eau, notamment lorsqu'elle est élevée, que provoque la relation de Topp. L'écart que nous observons (jusqu'à 15 à 20%) est trop important pour pouvoir s'expliquer par une erreur systématique que nous ferions sur la

densité des grains ou sur toute autre grandeur. Aussi avons-nous ajusté sur nos points de mesure, par une méthode des moindres carrés, une relation du troisième degré, semblable à celle de Topp, exprimant θ en fonction de la constante diélectrique k . Elle est représentée sur la figure 4-16 et a pour expression analytique:

$$(7) \quad \theta = -0.056 + 0.0287 k - 6.4 \cdot 10^{-4} k^2 + 4.9 \cdot 10^{-6} k^3$$

On utilise cette relation pour le calcul de nos teneurs en eau sur le terrain.

Figure 4-16 Relation expérimentale entre constante diélectrique et teneur en eau mesurée par méthode pondérale. Comparaison entre la loi empirique ajustée et celle de Topp.



4-2-3 Les courbes caractéristiques de succion:

En associant des mesures de succion lues aux tensiomètres et de teneur en eau faites au TDR, nous avons cherché à définir une courbe caractéristique de succion expérimentale pour les sols que nous rencontrons sur notre versant.

Résultats expérimentaux:

La figure 4-17a montre les valeurs des couples succion-teneur en eau mesurés, sur la pente, avec un tensiomètre situé à 20 centimètres de profondeur et au TDR dont les guides d'onde mesurent 30 centimètres de longueur (il y a donc un petit décalage entre le niveau de la mesure tensiométrique et celui de la mesure de teneur en eau).

La figure 4-17b donne les mêmes résultats pour un sol de la terrasse (site "MD1" déjà vu). Ici, on a distingué deux niveaux de sols: celui de la surface, à dix centimètres de profondeur et un autre à soixante centimètres de profondeur. Deux tensiomètres ont été installés à cet effet et, partant d'un état sec, la teneur en eau a été imposée en humidifiant lentement le sol. Un trou d'accès, proche du tensiomètre profond, permettait d'introduire les guides d'onde TDR.

On remarque les fortes valeurs de succion qui sont observées sur notre versant.

On observe d'autre part que, pour une teneur en eau donnée, la succion dans la couche de surface est plus faible qu'en dessous. En pratique, ce résultat signifie que l'équilibre des sols du versant requiert une teneur en eau plus élevée à soixante centimètres de profondeur qu'à proximité de la surface (sauf lorsque les sols sont très humides).

Figure 4-17a Courbes caractéristiques de succion expérimentales pour les sols de la pente.

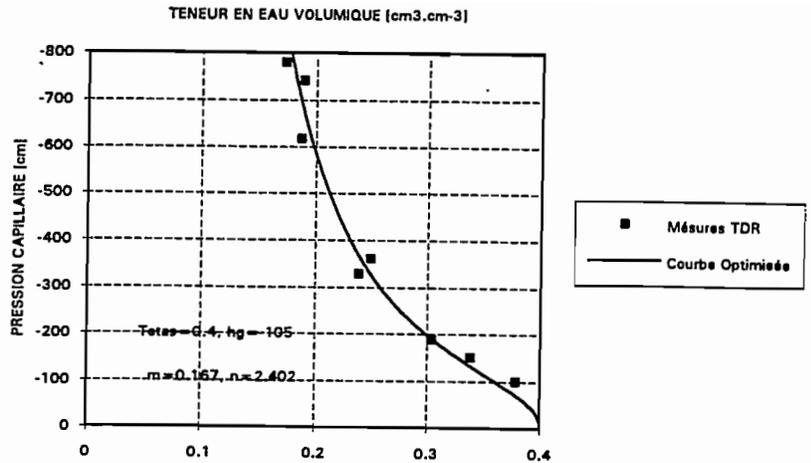
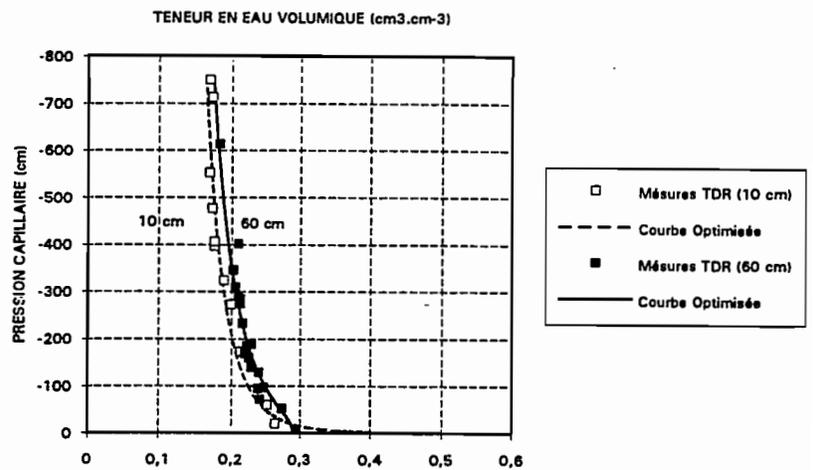


Figure 4-17b Courbes caractéristiques de succion expérimentales pour les sols de la terrasse.



Expression analytique de ces courbes caractéristiques de succion:

Pour exprimer analytiquement ces résultats pour les sols de notre versant, nous avons admis que l'expression fournie par Van Genuchten (1980) était appropriée. Ce choix résulte d'abord de la bonne qualité de l'ajustement de nos mesures expérimentales que cette expression permet. D'autre part, elle nous intéresse aussi pour la possibilité, proposée par Haverkamp et Parlange (1982 et 1986) et confirmée par Fuentes et al (1992), d'établir une liaison simple entre l'expression analytique d'une courbe granulométrique d'un sol et celle de sa courbe caractéristique de succion exprimée par la relation de Van Genuchten.

La courbe granulométrique d'un sol étant exprimée sous une forme analytique symétrique de celle qui est proposée par Van Genuchten pour la succion:

$$(8) \quad F_i = \left[1 + \left(\frac{d_g}{d_i} \right)^N \right]^{-\left(1 - \frac{2}{N} \right)}$$

F_i représentant la fréquence ou le pourcentage en poids des grains dont le diamètre est inférieur à d_i .

d_g et N sont des paramètres qui doivent être optimisés pour chaque courbe granulométrique.

la relation $h(\theta)$ s'exprime, selon l'expression de Van Genuchten:

$$(9) \quad \frac{\theta}{\theta_s} = \left[1 + \left(\frac{h}{h_g} \right)^n \right]^{-\left(1 - \frac{2}{n}\right)}$$

θ est la teneur en eau volumique, θ_s la teneur en eau volumique correspondant à la saturation (ou à 90% de la saturation)

h , la pression de l'eau (ou la succion)

h_g et n des paramètres qui doivent être optimisés

Haverkamp et al (1986) relient la valeur du paramètre n de la relation de Van Genuchten avec celle de N de la courbe granulométrique et celle de la porosité du sol. Ils proposent également une relation permettant d'en déduire le paramètre β de l'expression analytique de Brooks & Corey (1964) reliant la conductivité hydraulique et la teneur en eau:

$$(10) \quad K/K_s = \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\beta$$

$$(11) \quad \beta = \frac{2}{n-2} + 3$$

Enfin, ils proposent une méthode appropriée pour l'ajustement des courbes analytiques sur les résultats expérimentaux, les paramètres estimés au départ par la méthode exposée ci-dessus étant corrigés pour tenir compte des valeurs expérimentales qui restent dominantes.

Dans ces conditions, on dispose d'un outil capable d'estimer la courbe de succion d'un sol, sur la base de sa granulométrie et de quelques points de mesure, mais améliorant l'estimation au fur et à mesure de l'introduction de données expérimentales. Dans notre cas, puisque nous avons pu réunir des valeurs expérimentales relativement nombreuses, la méthode exposée ci-dessus prend plus valeur de méthode d'ajustement que d'extrapolation. Les courbes optimisées sur les figures 4-17a et 4-17 b correspondent à cet ajustement.

4-3 Caractéristiques de rugosité de surface:

En principe, les contributions des aires saturées proches de la rivière, si elles existent, rejoignent le réseau hydrographique sous la forme d'écoulements de surface. L'étude mécanique de ces contributions nécessite donc celle des états de surface sur les plans inclinés vers le réseau que constitue le bassin, notamment celle des rugosités. Les très faibles épaisseurs probables 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. Avec F. Le Meillour, nous avons entrepris cette étude sur notre versant; elle en est à ses débuts mais néanmoins nous livre quelques informations.

4-3-1 Quelques données bibliographiques:

Cette sorte d'analyse a déjà été réalisée par de nombreux auteurs dans le passé, mais l'intérêt qu'elle suscite dans nos climats a décliné parallèlement à l'abandon progressif de notre vision hortonienne des apports. Emmett (1978) donne une synthèse de mesures expérimentales de laboratoire et de terrain effectuées sur la question par lui-même ou par d'autres.

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'écoulements laminaire et turbulent.

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

$$(12) \quad q = \frac{g \cdot S \cdot y^3}{3 \cdot \nu} \quad \text{c'est-à-dire} \quad y \propto q^{1/3}$$

avec: g : accélération de la pesanteur
 S : pente du plan incliné
 ν : viscosité cinématique de l'eau

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

$$(13) \quad q = k_{stri} \cdot y^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{c'est-à-dire} \quad y \propto q^{3/5}$$

k_{stri} : le coefficient de Strickler

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

$$(14) \quad C_{DW} = \frac{8 \cdot g \cdot y \cdot S}{V^2} \quad V \text{ étant la vitesse moyenne de l'écoulement } (q/y).$$

A un terme multiplicatif près, il s'agit d'un coefficient semblable à celui de Moody pour les pertes de charge en conduites. En combinant l'expression de C_{DW} avec les deux relations précédentes, on montre qu'en régime laminaire C_{DW} est inversement 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 utilise plutôt le nombre de Reynolds (qui permet la comparaison de mesures faites à températures différentes):

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

Dans ces conditions, les paramètres des lois: profondeur y , fonction du nombre de Reynolds et Coefficient de frottement C_{DW} , fonction du même nombre de Reynolds ont pour valeurs dans les deux régimes (tableau IV.10):

Tableau IV.10 Caractéristiques des lois $y(Re)$ et $C_{DW}(Re)$

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

Les valeurs expérimentales de α et de β mesurées par Emmett sont en bonne concordance avec celles du tableau IV.10 ci-dessus pour l'écoulement sur plan incliné, à rugosité contrôlée, sans pluie. Une rupture assez nette entre les deux régimes est décelable 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 l'écoulement étant provoqué par une pluie, les rugosités sont plus fortes qu'en l'absence de pluie (deux fois plus). Pour un même débit, les profondeurs d'eau sont donc plus importantes, en raison 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 profondeur 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 (notamment celle de Poiseuille) 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 -0.80 et 1. C'est-à-dire 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 (lorsque $\alpha > 0.6$). D'autre part, une augmentation du coefficient de frottement avec le nombre de Reynolds ($\beta > 0$) est possible. Ici, le comportement des écoulements semble proche d'un régime turbulent (mais la remarque précédente sur l'intervention d'un effet instationnaire dû à la pluie reste valable).

4-3-2 Nos mesures:

Nous avons entrepris la mesure des mêmes caractéristiques de surface en quatre emplacements sur notre versant. La technique que nous utilisons est la simulation de pluie physique. Il s'agit d'un dispositif expérimental comprenant un gicleur, suspendu en haut d'un bâti de 3.5 mètres de hauteur, qui envoie au sol des gouttes simulant celles d'une pluie dont on contrôle l'intensité. La superficie arrosée déborde une parcelle de un mètre carré, délimitée au sol par un cadre métallique enfoncé de quelques centimètres. Le côté aval de ce cadre métallique est percé d'orifices qui permettent de recueillir dans une goulotte les eaux de ruissellement. On peut ainsi mesurer les débits d'écoulement de surface correspondant à une pluie imposée. Cet outil est intéressant en particulier pour l'analyse de l'infiltration dans les sols (cf chapitre 6), nous l'utilisons ici pour l'étude des vitesses d'écoulement de surface, lorsqu'un régime permanent est atteint sur chaque parcelle.

Pour réaliser cette mesure, nous employons un colorant (la fluorescéine), injecté en haut de la parcelle, et un chronomètre. Nous mesurons une vitesse ($V = L/t$ avec $L=1$ mètre, la longueur du parcours mesuré sur la ligne de pente et t la durée de l'écoulement sur cette distance) qui correspond à une valeur moyenne spatialement mais probablement maximale sur chaque profil, puisque notre chronomètre est arrêté dès que la première trace de colorant arrive au bas de la parcelle (distance parcourue: 1 mètre). De cette vitesse, on déduit une hauteur d'eau moyenne y , définie comme le rapport du débit unitaire q recueilli dans la goulotte, à la vitesse V . Il s'agit d'une hauteur fictive, celle qui correspondrait à un écoulement uniformément réparti sur la parcelle, ce qui n'est pas le cas compte tenu des micro-reliefs sur la parcelle. On peut penser que la hauteur moyenne " y " est sous-estimée comme la vitesse V est surestimée. Pour deux raisons, les hauteurs "vraies" sont donc supérieures à celles que l'on calcule.

On déduit enfin de ces grandeurs, celles du nombre de Reynolds ($4q/v$) et du coefficient de Darcy-Weisbach ($8gyS_p/V^2$).

Les quatre parcelles que nous avons soumises à la pluie sont toutes couvertes d'une herbe plutôt dense, comme l'ensemble du versant. Le tableau IV.11 suivant donne les valeurs extrêmes mesurées ou calculées sur ces parcelles (débit q , vitesses V , hauteurs d'eau y).

Tableau IV.11 Valeurs extrêmes des débits, vitesses et hauteurs d'eaux mesurés

Identification de la parcelle	pente S de la parcelle	débits q (valeurs extrêmes) (mm/h)	Vitesses V (valeurs extrêmes) (mètres/heure)	profondeurs y (valeurs extrêmes) (mm)
MH1 (sur la pente)	0.309	de 5 à 33.6	de 24 à 55.5	de 0.2 à 1.4
MH2 (sur la pente)	0.314	de 13.2 à 40.5	de 12.5 à 38.9	de 0.8 à 2.3
MB1 (terrasse)	0.115	de 23.8 à 79.4	de 16.6 à 32.1	de 0.8 à 3.2
MB2 (terrasse)	0.101	de 16 à 103	de 3 à 22.4	de 2.5 à 5.8

Les vitesses sont en moyenne plus fortes et les profondeurs plus faibles sur les parcelles MH1 et MH2, situées sur la pente, ce qui est logique.

On remarque que, pour la tranche des pluies qu'on a imposées, les vitesses d'écoulement mesurées (de 3 à 55.5 mètres par heure) sont très faibles. Pour peu que les zones contributives soient étendues (pour un coefficient d'écoulement élevé - cf chapitre 2), on comprend que de telles vitesses puissent provoquer des retards importants entre la pluie et les apports correspondants à la rivière.

On a représenté sur les figures 4-18 et 4-19 les profondeurs moyennes y et coefficient de frottement C_{DW} en fonction du nombre de Reynolds pour chacun des essais sur chacune des parcelles. Les résultats sont parfois déroutants (parcelle MB2) mais dans l'ensemble, cohérents.

Figure 4-18 Essais de pluie simulée. Evolution de la profondeur moyenne de l'écoulement en fonction du nombre de Reynolds

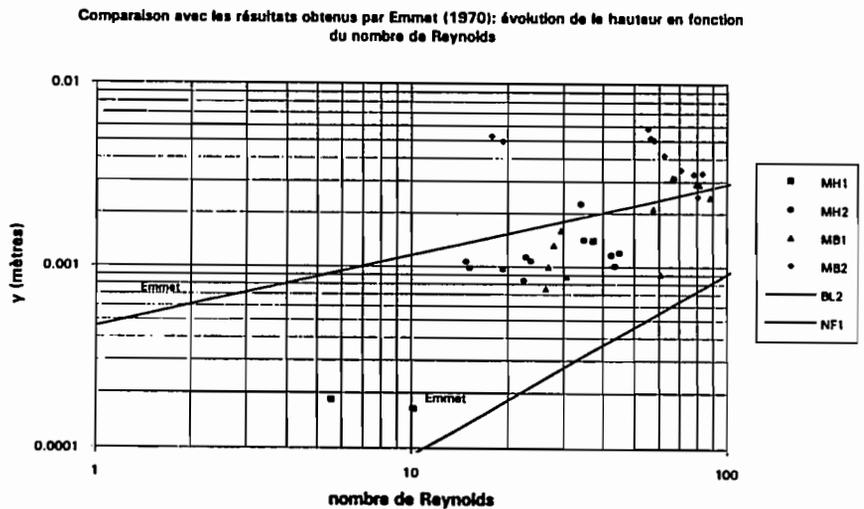
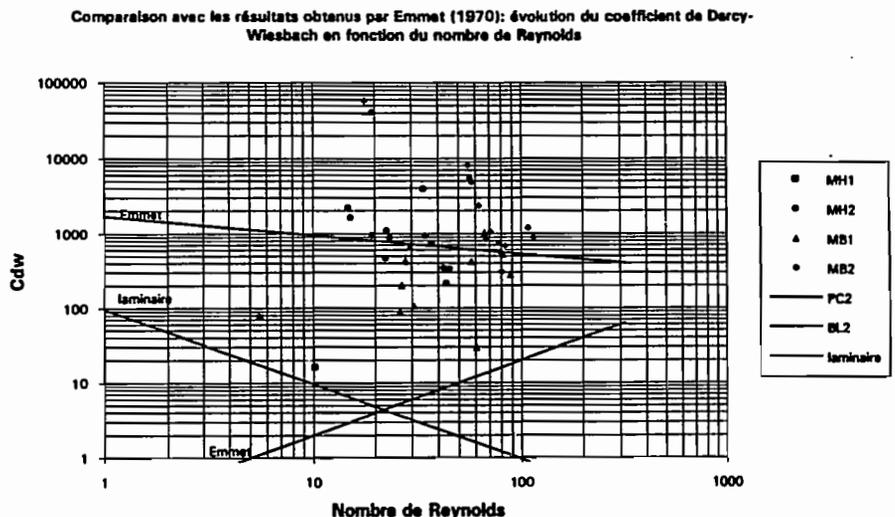


Figure 4-19 Essais de pluie simulée. Evolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de Reynolds.



La variabilité des coefficients α et β que nous mesurons pour les relations $y(R_e)$ et $C_{WD}(R_e)$ est plus forte encore que celle que rapporte Emmett. Le tableau IV.12 suivant résume les valeurs déduites de nos mesures.

Tableau IV.12 Coefficients α et β des lois expérimentales $y(R_e)$ et $C_{DW}(R_e)$

Parcelle	α	β
MH1	1.16	1.48
MH2	0.26	-1.22
MB1	0.84	0.52
MB2	-0.19	-2.57

Cette forte variabilité de nos valeurs reflète en partie une certaine imprécision de nos mesures. Néanmoins elle confirme, en l'exagérant, la tendance indiquée par Emmett. Dans ces conditions, la question de savoir si l'écoulement de surface peut être considéré comme turbulent ou laminaire est bien délicate...

En adoptant l'hypothèse turbulente, on a calculé les valeurs du coefficient de Strickler, K_{stri} ($=1/n$, n étant le coefficient de Manning), qui peuvent être déduites de nos expériences à partir de la relation (13) (tableau IV.13)

Tableau IV.13 Coefficients de Strickler observés

Parcelle	Valeurs du coefficient de Strickler (S)
MH1	de 1 à 9.4
MH2	de 0.9 à 1.5
MB1	de 0.7 à 5.2
MB2	de 0.1 à 0.9

Comme on peut le constater, ces valeurs sont très basses, traduisant une très forte rugosité, particulièrement pour la parcelle MB2 de la terrasse.

En conclusion, pour la modélisation mécanique des écoulements de surface sur les versants, dans des conditions semblables à celles que nous rencontrons sur notre terrain d'étude, on devra tenir compte de la variabilité que nous avons indiquée pour la loi exprimant le débit en fonction de la hauteur d'eau. Si on fait confiance à une expression du type de celle de Manning-Strickler, les valeurs des coefficients de frottement que nous devons adopter seront très faibles.

4-4 Quelques résultats de mesures de terrain:

Nous donnons ci-dessous quelques résultats des mesures de tensiométrie et piézométrie relevées sur notre versant, ainsi que les premières données en provenance du dispositif de collecte des écoulements de surface que nous avons mis en place sur la terrasse.

4-4-1 Tensiométrie et piézométrie:

Les figures 4-20 et 4-21 montrent une chronique des mesures de pluies, de tensiométrie et piézométrie relevées entre les mois de Février et Mai 1993 sur la terrasse et sur la pente du versant, (avec la collaboration du CEMAGREF d'Aix-en-Provence).

Sur la terrasse (figure 4-20), les résultats sont parfaitement clairs; ils mettent en évidence le rôle essentiel de l'état antérieur du bassin sur la réaction des piézomètres. Tant que la succion dans le sol n'était pas nulle jusqu'à 60 centimètres de profondeur et au-delà probablement, les piézomètres n'enregistraient aucun mouvement à l'occasion d'une pluie. En revanche, la pluie de la fin d'Avril, pourtant modeste, a provoqué une élévation conséquente du niveau d'eau dans trois piézomètres proches de la rivière (de trente à plus de cinquante centimètres). Cette élévation paraît bien due à l'absence de succion dans le sol, jusqu'au niveau phréatique. Il semble donc que ce niveau

phréatique à cet endroit réagisse à la pénétration verticale de la pluie dans les sols lorsqu'ils sont très humides. L'hypothèse d'apports souterrains latéraux responsables des mouvements de nappe ne semble pas la plus vraisemblable. Ce jugement, qui ne repose que sur une mesure (celle du 28 Avril), est bien sûr à confirmer.

Sur la pente en revanche (figure 4-21), l'un des piézomètres au moins (B1 pourtant profond - 1,73 mètre) réagit à la pluie bien que le sol soit encore très sec. Deux autres réagissent également un peu (B2 et B3) dans les mêmes conditions. Néanmoins, le 28 Avril, date à laquelle tous les tensiomètres mesurent une succion nulle, le piézomètre B3 réagit vivement (élévation brutale de 5 centimètres). B5 enregistre aussi un niveau d'eau à partir de cette date. L'interprétation peut être la suivante: La pénétration verticale de l'eau dans les sols très humides est bien nette, mais sur la pente, des apports latéraux souterrains interviennent peut-être aussi localement pour provoquer l'apparition de petites nappes au contact du socle rocheux où se trouvent les crépines de nos piézomètres. Le piézomètre B1 est d'ailleurs situé non loin d'un affleurement rocheux relativement important dont l'impluvium pourrait servir à alimenter des écoulements souterrains même lorsque les sols sont encore secs. Il faut tout de même être prudent dans cette interprétation, des écoulements le long du piézomètre ne sont pas à exclure totalement...D'ailleurs aucun de nos tensiomètres profonds n'a vraiment enregistré une diminution de succion, comme on pourrait normalement l'attendre d'un écoulement de ce type. Pour le moment, il semble plutôt, d'après ces résultats, que les écoulements souterrains au contact du socle rocheux soient assez peu actifs.

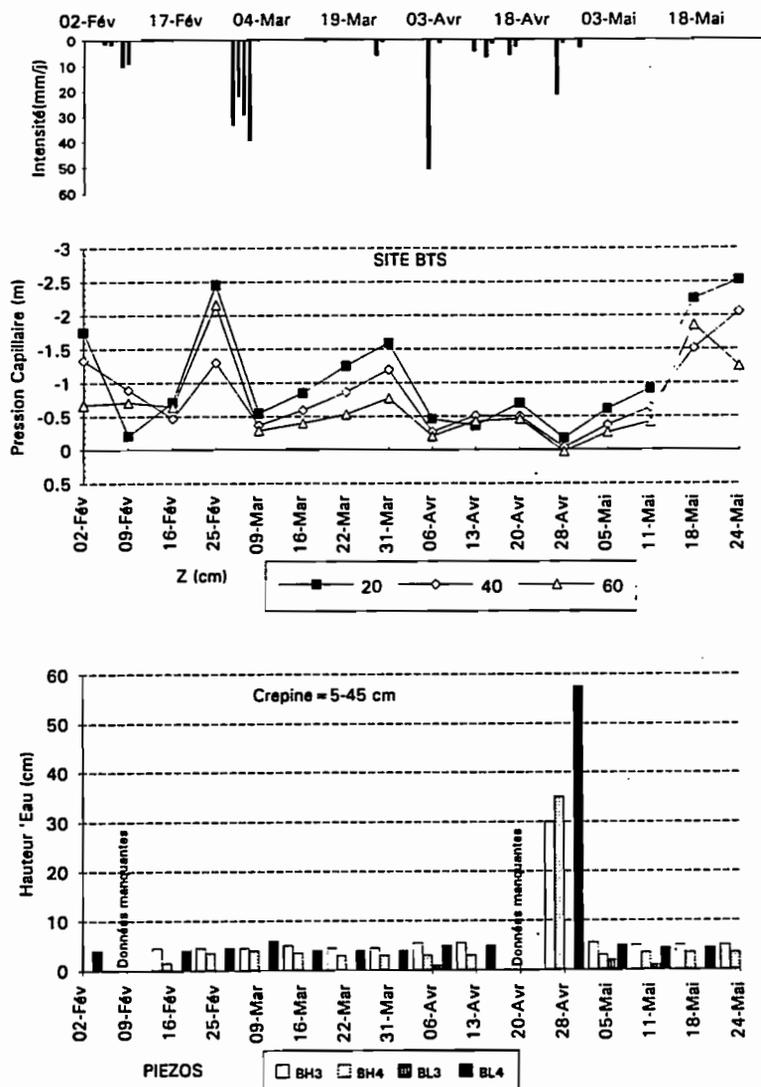


Figure 4-20 Chronique des mesures de pluies, tensiométrie et piézométrie de Février à Mai 1993 Sur la terrasse

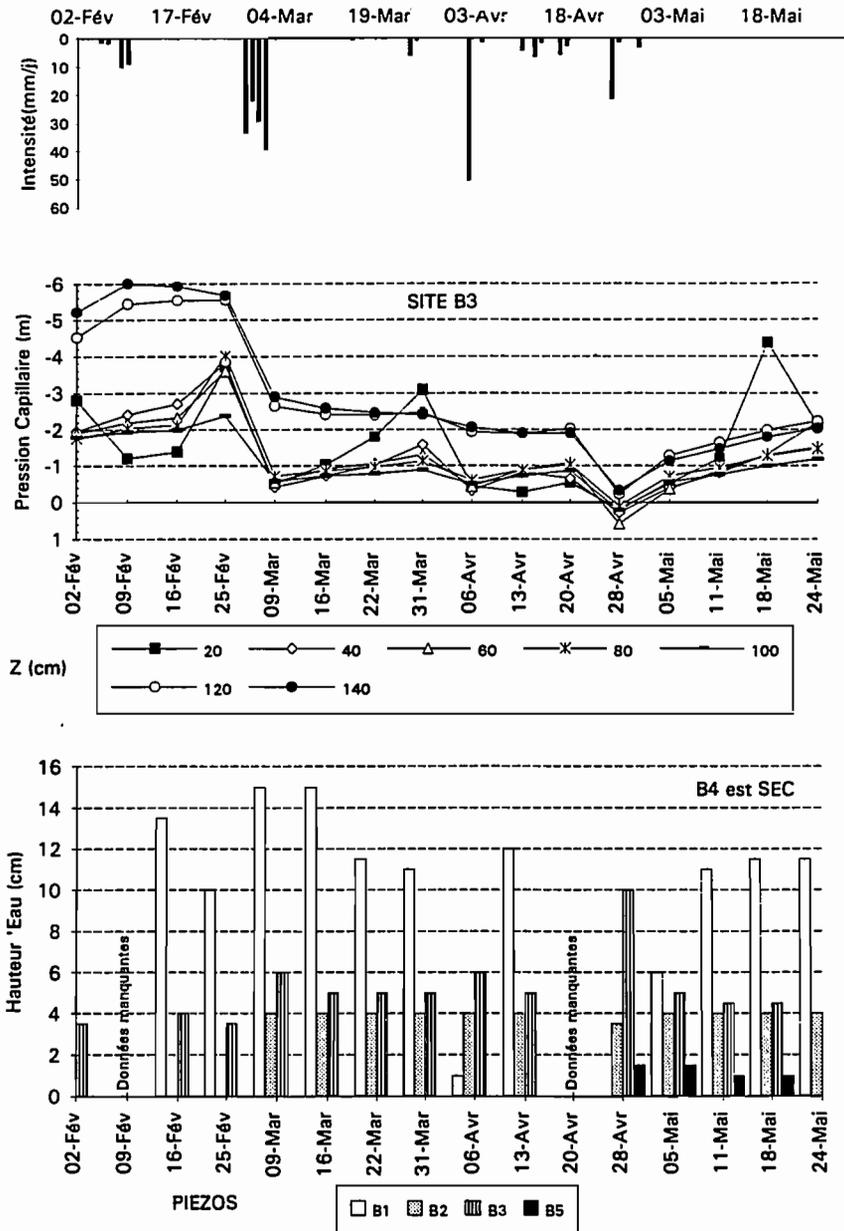


Figure 4-21 Chronique des mesures de pluies, tensiométrie et piézométrie de Février à Mai 1993
Sur la pente

4-4-2 Collecte des écoulements superficiels:

Le dispositif de collecte des écoulements superficiels que nous avons mis en place a déjà subi quelques pluies à l'automne 1993. Quatre relevés de volumes d'écoulements ont été réalisés en Octobre et en Novembre. Ils montrent que les apports sont plus importants dans le sol qu'à la surface du sol (tableau IV.14).

Tableau IV.14 Résultats de la collecte des écoulements de surface et de subsurface

Date du relevé	Volume d'eau en provenance de la surface (litres)	Volume d'eau en provenance de la gouttière située à 20 centimètres de profondeur (litres)
28 Sept 93	32.4	118.6
7 Oct 93	10.7	81.4
8 Oct 93	6.0	2.2
9 Nov 93	9.9	21.9
<i>Cumul</i>	59.0	224.1

Les relevés sont effectués en général bien après les pluies, sauf le 8 Octobre où la mesure a pu être effectuée moins de vingt quatre heures après une pluie. Dans ce cas, et dans ce cas seulement, les écoulements de surface sont les plus importants, ce qui signifie probablement que les écoulements dans les premiers centimètres du sol se poursuivent bien au-delà de vingt-quatre heures (ce qui rappelle les fonctions de transferts "lentes" vues au chapitre 2).

Ces premiers résultats suggèrent donc que le cheminement des eaux a lieu dans le sol mais à très faible profondeur. Les écoulements sur les surfaces saturées ne seraient pas de véritables ruissellements de surface mais plutôt des cheminements subsurfaciques ou hypodermiques. L'étude des écoulements sur le versant devra probablement être complétée par une analyse de ces cheminements dont les lois sont peut-être à étudier plus en détail.

4-5 Conclusions pour le chapitre 4:

Les caractéristiques granulométriques des sols de notre versant nous sont apparues comme assez homogènes. En revanche la variabilité des conductivités hydrauliques semble très nette. Néanmoins, en raison notamment d'un certain défaut de fiabilité que nous avons cru percevoir pour les mesures de conductivités mesurées avec l'appareil de Guelph, cette variabilité dans les conductivités hydrauliques des sols du versant n'est peut-être pas celle qu'illustre la figure 4-14. Il semble pourtant que le systématisme de sa réduction avec la profondeur soit pertinent et nous analyserons ses effets.

Si notre description des perméabilités manque de précision, à fortiori celle qui concerne les courbes caractéristiques de succion ne peut pas prétendre à un haut degré de justesse. Nos mesures nous ont permis de comprendre que les succions sont fortes pour des teneurs en eau qui restent élevées et d'en déduire une forme pour ces courbes caractéristiques. Toutefois, les porosités étant assez fortement variables, leur précision auprès de la surface (où la courbe est fortement conditionnée par cette porosité) n'est peut-être pas bien grande.

De la même manière, les rugosités de surface semblent très fortes et variables sur le versant, mais on n'a pas la certitude que la traduction de ces rugosités sous forme d'un coefficient de Strickler soit vraiment fondée. Dans un premier temps toutefois nous utiliserons des lois d'écoulement de surface de ce type.

En bref, la modélisation des écoulements souterrains et de surface qui sera abordée au chapitre suivant ne pourra pas prétendre à une grande précision. La simulation des mouvements de l'eau à l'échelle du mètre carré ne constituera donc pas notre objectif. Nous essaierons, en revanche, de conserver le point de vue de l'échelle du versant comme outil de compréhension pour le bassin versant. Ce point de vue explique les schématisations que nous serons amenés à proposer.

CHAPITRE 5

MODELISATION DES ECOULEMENTS SUR LE VERSANT

Comme on l'a indiqué au chapitre précédent, pour parvenir à modéliser les écoulements sur et dans le versant, nous considérons les propriétés hydrodynamiques du versant comme spatialement homogènes dans un déplacement parallèle à la pente, mais pas forcément selon un axe vertical. C'est du moins une hypothèse simplificatrice que nous faisons, révélatrice du compromis que nous recherchons entre le point de vue des prévisionnistes qui souhaitent une conductivité hydraulique pour un bassin versant, et celui des physiciens du sol pour lesquels les micropores ou les macropores peuvent varier considérablement d'un mètre carré à son voisin. Notre étude suppose donc que la variabilité que nous avons observée pour les grandeurs hydrodynamiques n'intervient qu'au deuxième ordre des processus mis en jeu et qu'on peut représenter valablement ces grandeurs hydrodynamiques par leurs valeurs moyennes.

Ainsi, nous essaierons de modéliser l'effet d'une pluie sur une portion de notre versant, en distinguant les deux composantes souterraine et de surface. Compte tenu de nos objectifs de compréhension des cheminements hydrauliques à l'occasion des crues, nous privilégions l'étude des écoulements dans les zones où les écoulements peuvent intervenir rapidement pendant et après une pluie. Dans l'attente de résultats précis en provenance des mesures à pas de temps fin que nous faisons à propos de la réponse du versant à une pluie (rappelons que l'enregistrement des données tensiométriques n'est effectif que depuis Octobre 1993), les objectifs que nous nous sommes fixés au travers de ce travail de modélisation, sont les suivants:

- Définir si, sur une portion de versant fortement incliné, la composante parallèle à la pente des forces gravitaires sur les eaux infiltrées peut provoquer des flux importants dans le sens de la pente, dans la zone non saturée. A l'occasion d'une pluie en effet, la forte teneur en eau dans la zone non saturée délimitée vers le bas par le front humide provoque une augmentation de la conductivité hydraulique. Il s'agit de savoir si des flux parallèles au versant peuvent y apparaître et s'ils sont capables d'expliquer ceux que l'on trouve en rivière à l'occasion des crues. (Ces flux sont supposés dans ce cas alimenter une nappe de bas de versant).

- Modéliser les mouvements de la nappe souterraine, à proximité de la rivière, à l'occasion des pluies. On s'interroge sur la question de la réalité d'une surélévation de ce niveau de nappe et, si cette surélévation existe, sur la possibilité qu'elle puisse entraîner des débits souterrains importants vers la rivière (mécanisme illustré au chapitre 1 par la figure 1-1b). De même, on cherche à savoir si cette surélévation peut parvenir à créer une zone saturée à la surface du sol et quelle extension elle peut avoir (mécanisme des surfaces saturées contributives fig.1-2).

- Modéliser aussi les écoulements de surface qui sont susceptibles d'intervenir sur les surfaces saturées, si on les observe réellement. Sur la base des mesures exposées au chapitre précédent en ce qui concerne les lois d'écoulements superficiels, on s'intéresse à la question des durées d'écoulement. On cherche en effet à savoir si on est en mesure d'expliquer en partie la déformation des fonctions de transferts que l'on a décrite au chapitre 2 (allongement des durées d'écoulements lorsque les coefficients d'écoulements augmentent), au moyen de l'extension des zones d'écoulement.

Nous distinguons donc deux modélisations, celle qui intéresse les écoulements souterrains (les résultats que nous présentons à ce sujet sont issus des travaux menés en collaboration avec A. Taha) et celle qui concerne les écoulements en mince nappe de surface (études réalisées dans le cadre du travail de F. Le Meillour).

5-1 Modélisation des écoulements souterrains

5-1-1 Schématisation du problème:

Il ne nous est malheureusement pas possible actuellement de construire un modèle d'écoulement souterrain intégrant la totalité du sous-sol de notre versant d'étude. Les modèles que nous employons utilisent en effet une expression en différences finies des équations différentielles représentant les écoulements souterrains. Pour des questions de convergence des calculs, la taille des mailles nécessaires pour ces modèles est petite, trop petite pour nous autoriser à représenter davantage qu'une modeste partie du versant. C'est la raison pour laquelle nous avons distingué deux types de domaines, censés représenter deux régions bien distinctes sur le versant: l'un représente un tronçon de pente, l'autre un espace proche de la rivière et en relation avec elle. Nous précisons ci-dessous la géométrie, les conditions initiales et aux limites que nous avons considérées (schémas des figures 5-1a et 5-1b), ainsi que les équations du mouvement et les caractéristiques prises en compte pour les sols.

Géométrie et conditions initiales:

-Schématisation de la pente (figure 5-1a):

Elle est caractérisée par une inclinaison de vingt degrés et des profondeurs de sols d'environ 1.5 mètres, comme sur le site où ont été installés les tensiomètres B3 et B4 (cf. figure 4-3 et tableau IV-3 pour la profondeur des piézomètres -et donc des sols- de la pente). Notre but n'étant pas, pour le moment, la simulation d'un épisode particulier mais l'étude des flux souterrains à l'occasion d'une pluie dans un contexte représentatif, l'état initial que nous considérons pour ce domaine est également schématique: nous supposons que la teneur en eau du domaine est homogène. La chronique des données tensiométriques relevées sur la pente de Février à Mai 1993 (cf figure 4-21) confirme d'ailleurs que cette hypothèse est vraisemblable puisque, depuis la surface jusqu'à un mètre de profondeur les suctions sont très proches, du moins pendant cette période. En dessous de un mètre, pendant cette même période, les teneurs en eau sont plus faibles, ce qui confirme que le contact entre le sol et la roche sous-jacente ne constitue pas une zone humide. En cet endroit (site B3) et pendant cette période (Février-Mai 1993), on ne décèle pas de trace d'une nappe souterraine dans le sol. Il ne semble donc pas nécessaire d'étudier le cas d'une teneur en eau croissante avec la profondeur pour représenter la pente.

-Schématisation de la terrasse (figure 5-1b):

C'est la relation entre la terrasse et la rivière voisine qui nous intéresse ici, notamment sous l'effet d'une pluie. Nous représentons donc ce domaine par un terrain exposé à la pluie avec une pente de dix degrés jusqu'à une rivière dont le niveau définit celui d'une nappe horizontale (à l'état initial). Au point de vue des conditions initiales, nous supposons donc que l'équilibre hydrostatique constitue un état représentatif de ce que l'on peut y observer assez couramment. Cet état d'équilibre suppose que les teneurs en eau sont croissantes avec la profondeur (à cause des remontées capillaires depuis la nappe). Les observations de Février à Mai 1993 sur la terrasse ne contredisent pas cette hypothèse, comme on peut s'en rendre compte sur la figure 4-20: après une période de pluie, les teneurs en eau évoluent en général de telle manière qu'elles deviennent plus faibles en surface qu'en profondeur (période du 9 au 31 Mars par exemple). On se souviendra que cet état initial (équilibre hydrostatique) correspond à une situation, peut-être réaliste, mais qui n'est pas représentative de conditions humides propices à l'apparition des crues importantes.

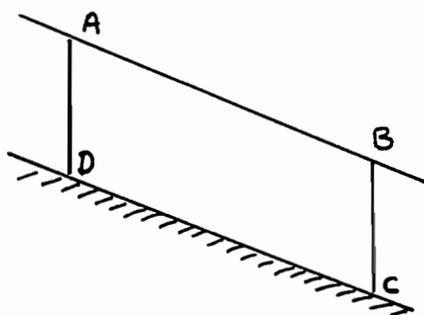


Figure 5-1a Schématisation de la pente

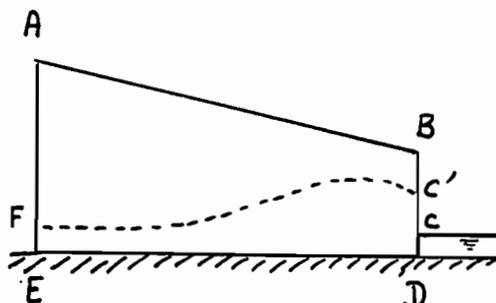


Figure 5-1b Schématisation de la terrasse

Conditions aux limites sur les domaines d'étude:

Pour les deux domaines, les conditions aux limites sont identiques à la surface du sol où on suppose une pluie uniforme. Au cours de ce chapitre, la pluie appliquée sur la face AB (figures 5-1a et b), est presque toujours supposée uniforme et d'intensité égale à 30 millimètres par heure.

Sur la pente: La frontière du dessous (DC) est supposée imperméable (le contact avec la roche). Pour les deux faces latérales AD et BC, nous serons amenés à faire deux types d'hypothèses: soit que cette frontière ne soit traversée par aucun débit (frontière imperméable), soit au contraire qu'on y suppose un débit dont on discutera.

Sur la terrasse: La frontière du bas (ED) est également supposée imperméable ainsi que la frontière latérale amont (EA). Pour la frontière latérale aval, les conditions sont classiques: au contact entre la rivière et le massif poreux (DC), la charge hydraulique est constante; sur la surface de suintement (CC'), la charge est égale à l'altitude z ; au-dessus de la surface de suintement (BC'), le flux est nul (conditions d'une paroi étanche).

Equations du mouvement et caractéristiques des sols:

On utilise l'équation générale des transferts de l'eau en milieu poreux non compressible, connue sous le nom d'équation de Richards (1931).

$$(15) \quad C(h) \frac{\partial H}{\partial t} = \text{div} [K(h) \cdot \overline{\text{grad} H}]$$

dans laquelle:

H est la charge hydraulique que nous définissons comme $H = h + z$

h étant la hauteur piézométrique ($p/\rho g$ avec p , la pression de l'eau, ρ sa masse volumique et g , l'accélération de la pesanteur)

z étant la cote du point comptée selon un axe vertical ascendant

$K(h)$ est la conductivité hydraulique pour la valeur h de la pression de l'eau exprimée en hauteur d'eau.

$C(h)$, la capacité capillaire du sol pour la même pression d'eau h

Les coefficients non constants, $C(h)$ et $K(h)$, de cette équation aux dérivées partielles, représentent les caractéristiques hydrodynamiques des sols.

- En ce qui concerne la capacité capillaire $C(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h}$, on admet que sa valeur est parfaitement définie pour tout h , c'est-à-dire que l'on néglige les effets d'hystérésis pour la relation $h(\theta)$. Cette hypothèse est d'ailleurs contenue dans le choix de l'expression de la loi de Van Genuchten que nous avons retenue (cf. chapitre 4) et à partir de laquelle $C(h)$ est calculé par dérivation.

- Nous avons vu au chapitre précédent qu'on évalue $K(h)$ à partir de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation $K_s = K(h=0)$, et en admettant la loi de Brooks et Corey pour l'évolution de K avec θ , c'est-à-dire avec h . On admet aussi, comme on l'a dit au chapitre précédent, que les paramètres de cette loi dérivent de celle de Van Genuchten, comme exprimé ci-après.

On rappelle ci-dessous les expressions des lois de Van Genuchten (9) et de Brooks & Corey (10) que nous avons utilisées:

$$(9) \quad \frac{\theta}{\theta_s} = \left[1 + \left(\frac{h}{h_s} \right)^n \right]^{-\left(1 - \frac{2}{n}\right)}$$

$$(10) \quad \frac{K}{K_s} = \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\beta \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{2}{n-2} + 3$$

La teneur en eau volumique θ que l'on utilise dans ces relations est rapportée à θ_s , teneur en eau volumique correspondant à la saturation. La valeur de cette teneur en eau, dite de saturation, est égale à celle de la porosité, ou plutôt à une proportion de la porosité qui dépend de la quantité d'air qui peut rester piégé dans le sol. Dans le cas présent, la variabilité expérimentale de la porosité de

notre versant nous a amenés à choisir pour teneur en eau maximale une valeur moyenne de la porosité censée tenir compte de cet effet d'air piégé.

L'expression complète de la loi de Van Genuchten fait généralement intervenir une teneur en eau résiduelle θ_r , pour laquelle $d\theta/dh$ devient nul (côté sec). Nous n'avons pas fait intervenir cette teneur en eau résiduelle, dont le rôle dans la qualité des ajustements ne semble pas s'imposer.

En dépit de la variabilité des caractéristiques des sols avec la profondeur, nous avons fait le choix d'une schématisation consistant à remplacer le sol réel par un sol homogène fictif ou bien par la superposition de deux couches de sols homogènes fictifs. En ce qui concerne $C(h)$ comme $K(h)$, on a défini des caractéristiques uniformes dans trois types de sols: sol de la pente, sol de la terrasse à la profondeur de 60 centimètres et sol de surface sur la terrasse.

Les valeurs de $C(h)$ pour ces trois sols sont celles qui proviennent des courbes caractéristiques de succion représentées aux figures 4-17a et b et dont l'expression sous forme d'une courbe de Van Genuchten fait intervenir les paramètres θ_s , h_g et n qui sont donnés au tableau V-1.

Les valeurs des conductivités à saturation que nous adoptons pour chacun de ces trois sols sont indiquées également au tableau V-1. Pour la terrasse, nous prenons celles qui sont mesurées, interpolées ou extrapolées en MD1 aux profondeurs 60 centimètres et 10 centimètres. Pour la pente, nous avons pris la moyenne des trois conductivités mesurées en B5 (tableau IV-6), les valeurs mesurées en B1 ont été considérées comme suspectes pour les raisons évoquées en 4-2-1 à propos de la mesure avec l'appareil de Guelph.

Le tableau suivant définit les valeurs des paramètres θ_s , h_g , n , K_s et β que nous utilisons dans la suite. La figure 5-2 illustre la schématisation faite pour la conductivité hydraulique à saturation dans la terrasse, en comparaison des valeurs mesurées.

Tableau V-1 Paramètres des lois de Van Genuchten et de Brooks & Corey utilisés dans nos modèles

	θ_s	h_g (cm)	n	K_s (mm.h ⁻¹)	β
Sol de la pente	0.4	-105	2.402	31	8.0
Sol de la terrasse (mesuré à 60cm de profondeur)	0.29	-47	2.183	13	13.9
Sol de surface sur la terrasse	0.51	-0.5	2.155	108	15.9

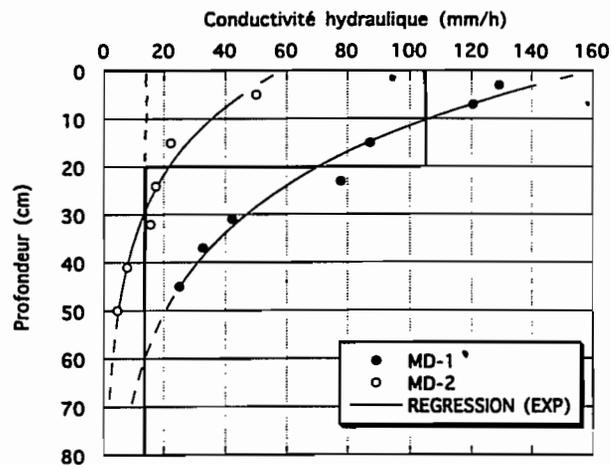


Figure 5-2 Schématisation pour la conductivité hydraulique sur la terrasse.

5-1-2 Résolution numérique du problème:

Le problème que nous avons à résoudre est celui des écoulements dans les deux domaines décrits ci-dessus (pente et terrasse) à l'occasion d'une pluie. On rappelle qu'on étudie un problème supposé plan, l'expression de l'équation de Richards est donc la suivante, les axes x et z étant respectivement horizontaux et verticaux:

$$(16) \quad C(h) \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(h) \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \frac{\partial H}{\partial z} \right]$$

Pour la résolution numérique de cette équation, nous suivons une méthode bien décrite par Vauclin (1975) et par Khanji (1975) qui, les premiers, ont fait subir aux calculs numériques des écoulements souterrains, le test de la comparaison précise avec des résultats expérimentaux. Avant eux, quelques auteurs dont Rubin (1968), puis Freeze (1969) ont traité des problèmes numériques semblables avec une approche légèrement différente, en ce qui concerne les méthodes de discrétisation ou la détermination des caractéristiques hydrodynamiques. Nous ne ferons donc que décrire rapidement la méthode, renvoyant le lecteur aux deux premiers ouvrages cités pour les détails de mise en oeuvre, et en faisant mention des très légères modifications que nous avons dû introduire (changement d'orientation de l'axe oz).

Nous faisons donc appel à une expression en différences finies pour les dérivées par rapport à l'espace et au temps qui interviennent dans l'équation de Richards. Lorsque le domaine est réellement non saturé, cette équation parabolique peut être traitée avec une méthode implicite directe. En revanche, lorsque la pression de l'eau devient positive, la capacité capillaire est nulle et l'équation prend une forme elliptique qui nécessite pour sa résolution une méthode implicite itérative, plus lourde. Selon que l'on cherche à coupler l'infiltration avec une zone saturée ou pas, nous utiliserons donc deux méthodes différentes. En l'absence de zone saturée, la transformation de Kirchhoff (Rubin 1968) permet de résoudre l'équation parabolique avec des temps de calcul raisonnables. Si on doit assurer le couplage entre une zone non saturée et une nappe, il faut recourir à la méthode itérative. Dans les deux cas, nous suivons la méthode des directions alternées (A.D.I.), due à Peaceman et al (1955), pour la résolution du système linéaire auquel aboutit l'équation implicite.

La transformation de Kirchhoff pour un domaine sans nappe:

On se souvient que, sur la pente, on cherche à déterminer quelles sont les quantités d'eau qui peuvent atteindre indirectement la rivière par le biais d'un cheminement souterrain dans la zone non saturée (en alimentant une nappe de terrasse). La transformation de Kirchhoff est donc indiquée. On a pu remarquer d'ailleurs au chapitre précédent (figure 4-21) que l'apparition d'un domaine saturé dans la pente est rare. Cette transformation est définie par un changement d'inconnue (cf Khanji 1975). Au lieu de résoudre l'équation de Richards en charge H, on la résout avec la variable U déterminée par le changement de variable suivant:

$$(17) \quad U(h) = \int_{h_0}^h K(\zeta) d\zeta$$

où h_0 est une pression arbitraire de référence telle que U soit toujours positif.

On montre que, avec le système d'axes choisi (oz orienté vers le haut), l'équation de l'écoulement (16) devient alors:

$$(18) \quad F(U) \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} + G(U) \frac{\partial U}{\partial z}$$

$$avec F(U) = \frac{1}{K(U)} \frac{d\theta}{dh}$$

$$et G(U) = \frac{1}{K(U)} \frac{dK}{dh}$$

A toute valeur de h correspond une valeur de U, une valeur de F(U) et une valeur de G(U) et réciproquement.

L'équation différentielle (18) est également à coefficients non constants, mais les variations de F et de G sont moins vives que celles de C et de K.

Les flux selon ox et oz ont pour expression:

$$(19) \quad q(x) = -\frac{\partial U}{\partial x}$$

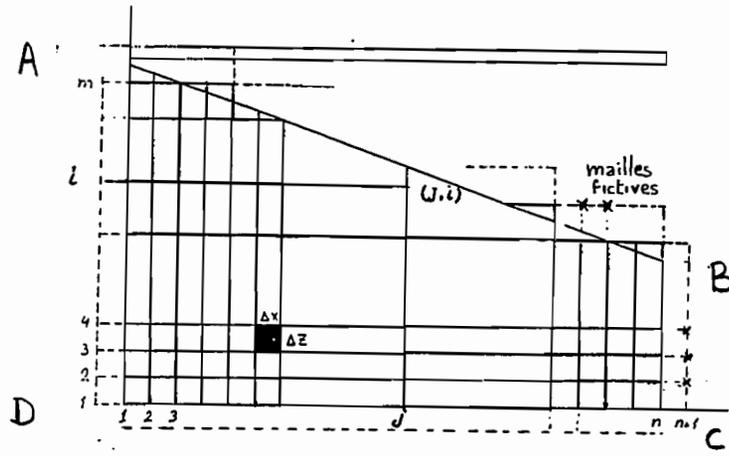
$$q(z) = -\frac{\partial U}{\partial z} - K$$

Les conditions initiales et aux limites du domaine, exprimées en débits q ou bien en pression h doivent donc être traduites en valeurs de U, en utilisant (17) et (19).

Discrétisation du problème:

Le domaine défini par la figure 5-1a est divisé en mailles Δx et Δz . Sa face inclinée (AB) est donc représentée par un "escalier", comme indiqué sur la figure 5-3. Il s'agit d'une contrainte liée à l'emploi de la méthode des différences finies dont on peut craindre qu'elle ait des conséquences sur la facilité de résolution du système. En revanche, pour éviter la même difficulté sur le fond et compte tenu du fait que la zone extérieure au front d'infiltration ne participe pas au problème, la limite (DC) imperméable est représentée horizontale et non pas inclinée. Les mailles mesurent 5 cm selon oz, tandis que la mesure de Δx , voisine de 5 cm, est ajustée de manière à réaliser la pente de 20 degré, de sorte que la maille n'est pas exactement carrée. La largeur DC du domaine est de 5 mètres; la hauteur BC a été généralement prise égale à 1.2 mètre. Afin de pouvoir imposer une condition à la limite de flux sur les différentes faces du domaine, des mailles fictives sont ajoutées à côté de chacune d'elles.

Figure 5-3 Discrétisation spatiale du domaine sur la pente.



La discrétisation par rapport au temps fait intervenir un pas de temps Δt , à l'intérieur duquel les coefficients non constants $F(U)$ et $G(U)$ de l'équation (18) sont supposés constants. A chaque pas de temps ils sont calculés par le biais d'une discrétisation explicite de l'équation (18), permettant d'obtenir leur valeur approchée au milieu de l'intervalle de temps considéré.

Ainsi, si l'indice i représente le numéro de ligne, j le numéro de colonne et k le numéro du pas de temps, on a besoin, pour faire le calcul de $U_{i,j,k+1}$, connaissant $U_{i,j,k}$ d'utiliser une valeur approchée de $U_{i,j,k+1/2}$ permettant de calculer F et G . Cette valeur, que nous appelons $W_{i,j,k+1/2}$ est obtenue par l'équation (20), dérivée de (18).

$$(20) \quad W_{i,j,k+1/2} = U_{i,j,k} + \frac{\Delta t}{2F_{i,j,k}} \left[\Delta_x^2 (U_{i,j,k}) + \Delta_z^2 (U_{i,j,k}) + G(U_{i,j,k}) \Delta_z (U_{i,j,k}) \right]$$

La méthode des directions alternées:

F et G étant connus, on traite l'équation (18) à l'aide du procédé implicite des directions alternées, qui exige deux pas de temps. De l'instant k à l'instant $k+1$, on procède à un "balayage par colonne", de $k+1$ à $k+2$, à un "balayage par ligne".

Balayage par colonne: La solution $U_{i,j,k}$ étant connue, pour passer à l'instant $k+1$, on donne une expression explicite aux dérivées par rapport à la direction x , en utilisant la solution trouvée au temps k . En revanche, les dérivées par rapport à z sont exprimées implicitement en fonction des valeurs inconnues de U à l'instant $k+1$. L'équation (21) en est la traduction:

$$(21) \quad F_{i,j,k+1/2} \frac{U_{i,j,k+1} - U_{i,j,k}}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta z^2} [U_{i-1,j,k+1} - 2U_{i,j,k+1} + U_{i+1,j,k+1}] + G_{i,j,k+1/2} \frac{1}{2\Delta z} [U_{i+1,j,k+1} - U_{i-1,j,k+1}] + \Delta_x^2 (U_{i,j,k})$$

Cette équation contient trois termes inconnus $U_{i-1,j,k+1}$, $U_{i,j,k+1}$ et $U_{i+1,j,k+1}$. L'ensemble des équations de ce type relatives aux points situés sur la même verticale (même indice j) constitue un système linéaire dont le nombre d'équations comme le nombre d'inconnues (les $U_{i,j,k+1}$ pour toutes

les valeurs de i est égal au nombre de lignes. L'écriture de ce système pour chaque verticale conduit, après arrangement, à une équation matricielle:

$$[A] [U_{j,k+1}] = [D]$$

dans laquelle:

$[U_{j,k+1}]$ est une matrice colonne contenant les inconnues

$[A]$ est une matrice tri diagonale contenant des termes constants calculables à partir de l'éq. (21)

$[D]$ est une matrice colonne de termes constants (déduts aussi de l'équation 21)

Pour chaque verticale, on résout ce système qui donne ainsi une valeur "biaisée" de $U_{i,j,k+1}$.

Balayage par ligne: L'équilibre du procédé est rétabli au second pas de temps, pendant lequel les dérivées par rapport à z sont exprimées explicitement au pas de temps $k+1$ et les dérivées par rapport à x implicitement, en fonction des valeurs inconnues de $U_{i,j,k+2}$. Ceci conduit à une expression (22) en différences finies de l'équation (18), symétrique de la précédente:

$$(22) \quad F_{i,j,k+\frac{1}{2}} \frac{U_{i,j,k+2} - U_{i,j,k+1}}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta x^2} [U_{i,j-1,k+2} - 2U_{i,j,k+2} + U_{i,j+1,k+2}] + \Delta_z^2 (U_{i,j,k+1}) + G_{i,j,k+\frac{1}{2}} \Delta_z (U_{i,j,k+1})$$

L'écriture de cette même équation en tous les points d'une même ligne conduit aussi à un système linéaire tridiagonal qui se résout aussi ligne par ligne pour donner tous les $U_{i,j,k+2}$, d'où l'on peut déduire les valeurs de $h_{i,j,k+1}$.

Le modèle couplant zones saturées et non saturées:

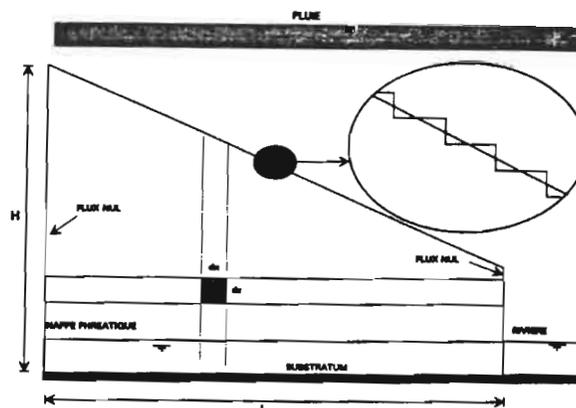
Lorsque l'on s'intéresse à la terrasse, les questions qui sont posées concernent les débits en provenance de la nappe vers la rivière et le développement des zones saturées. Le domaine comprend donc cette fois des zones saturées comme des zones non saturées et on doit utiliser une méthode itérative (Vauclin 1975).

L'équation de Richards (16) est maintenant traitée sans changement de variable, l'inconnue est donc la charge H à laquelle est liée la hauteur piézométrique h ($=H-z$).

Discretisation du problème

Le domaine (figure 5-3) est découpé en mailles de 5 cm par 5 cm approximativement, comme précédemment (avec un ajustement de la dimension Δx autour de 5 cm pour permettre à la pente du terrain d'avoir la valeur voulue). La pente de la terrasse est encore remplacée par une ligne brisée, comme sur la figure 5-4. Des mailles fictives sont également nécessaires le long des faces sur lesquelles la condition imposée est une condition de flux, c'est à dire sur toutes les faces sauf celle qui est en contact avec la rivière où une condition de charge est imposée. Ainsi sur DC, la charge est constante, sur CC', elle est définie par la cote du point, et au dessus (C'B), on retrouve une condition de flux nul.

Figure 5-4 Discretisation spatiale sur la terrasse



La discrétisation temporelle du problème est réalisée en adoptant un pas de temps Δt pendant lequel on admet que les coefficients C et K gardent une valeur constante. Pour cela, la valeur du coefficient C , qui multiplie une charge moyenne entre le début et la fin du pas de temps, est prise au temps moyen $k+1/2$. Par contre la conductivité K , est prise à l'instant k . En effet, on verra que K multiplie des termes qui sont exprimés au temps $k+1$, et qu'ainsi un certain déséquilibre est évité.

Le procédé itératif des directions alternées (A.D.I.P.IT.):

Lorsque le premier terme de l'équation de Richards est non nul, un traitement identique à celui qui a été décrit au paragraphe précédent est possible; il devient impossible si ce terme est nul. Dans ce cas, la solution pour trouver H , à l'instant $k+1$ connaissant sa valeur à l'instant k exige une méthode itérative qui est conduite de la manière suivante: la solution $H_{i,j,k}$ étant connue, un terme additif est introduit dans l'équation de Richards (terme dit "de convergence") de manière à ce qu'une solution approchée puisse être trouvée. On traite le système par la méthode des directions alternées, c'est-à-dire en le résolvant colonne par colonne d'abord (balayage vertical) puis ligne par ligne (balayage horizontal). Dans le premier cas, l'expression des dérivées par rapport à x est explicite (au temps k) et celle des dérivées par rapport à z est implicite (exprimées au temps $k+1$); on résout ainsi un premier système d'équation sur la verticale j pour la première itération, qui donne une première solution pour les charges $H_{i,j}$ à l'instant $k+1$.

Dans le balayage horizontal, on alterne les rôles de x et de z pour les dérivées qui deviennent implicites selon ox et explicites selon oz , la solution trouvée à l'instant $k+1$ par le balayage vertical servant d'origine connue pour ce balayage horizontal. La solution du balayage horizontal (par ligne) constitue le résultat de la première itération donnant la charge H , en tout point, à l'instant $k+2$. Cette solution, biaisée par l'introduction du terme additif dans l'équation de Richards est corrigée au cours d'une seconde itération au cours de laquelle le terme additif est diminué, le résultat de l'itération $N^{\circ}1$ servant pour l'expression des termes calculés explicitement. Une série d'itérations (comprenant chacune balayage vertical puis horizontal) est effectuée au cours desquelles le terme de convergence tend vers zéro. Lorsque, pour deux itérations successives, les solutions pour $H_{i,j,k+2}$ sont très voisines, on arrête le calcul.

Si on appelle m le numéro de l'itération et que l'on affecte l'indice $m1$ au balayage vertical et l'indice $m2$ au balayage horizontal, le système à résoudre se compose des équations suivantes:

Balayage vertical:

$$C_{i,j,k+\frac{1}{2}}^{m-1} \frac{H_{i,j,k+1}^m - H_{i,j,k}}{\Delta t} + \text{Im} \overline{K}_k (H_{i,j,k+1}^m - H_{i,j,k+1}^{m-1}) =$$

$$(23) \frac{1}{\Delta x^2} \left[K_{i,j+\frac{1}{2},k} (H_{i,j+1,k+1}^{m-1} - H_{i,j,k+1}^{m-1}) - K_{i,j-\frac{1}{2},k} (H_{i,j,k+1}^{m-1} - H_{i,j-1,k+1}^{m-1}) \right]$$

$$+ \frac{1}{\Delta z^2} \left[K_{i+\frac{1}{2},j,k} (H_{i+1,j,k+1}^m - H_{i,j,k+1}^m) - K_{i-\frac{1}{2},j,k} (H_{i,j,k+1}^m - H_{i-1,j,k+1}^m) \right]$$

avec $C_{i,j,k+\frac{1}{2}}^{m-1} = \left(\frac{d\theta}{dH} \right) \left(\text{pour } H = \frac{1}{2} (H_{i,j,k} + H_{i,j,k+1}^{m-1}) \right)$

$$\overline{K}_k = K_{i+\frac{1}{2},j,k} + K_{i-\frac{1}{2},j,k} + K_{i,j+\frac{1}{2},k} + K_{i,j-\frac{1}{2},k}$$

et $\text{Im} = R^m$ avec $R < 1$

Le second terme du membre de gauche de la relation (23) (celui qui contient Im) constitue le terme additif de "convergence".

S'il s'agit de la première itération, les valeurs explicites (celles qui sont repérées ci-dessus par l'indice d'itération $m-1$) sont remplacées par les valeurs correspondantes au pas de temps k .

Les inconnues de l'équation (23) sont au nombre de trois: $H_{i-1,j,k+1}^{m1}$, $H_{i,j,k+1}^{m1}$ et $H_{i+1,j,k+1}^{m1}$

Cette équation linéaire à trois inconnues, combinée avec ses semblables en provenance des noeuds situés sur la même verticale fournit un système tri-diagonal qui se résout comme avant.

Balayage horizontal:

$$(24) \frac{C_{i,j,k+\frac{1}{2}}^{m1}}{\Delta x^2} \frac{H_{i,j,k+1}^{m2} - H_{i,j,k}^{m2}}{\Delta t} + \text{Im} \overline{K}_k (H_{i,j,k+1}^{m2} - H_{i,j,k+1}^{m1}) =$$

$$\left[K_{i,j+\frac{1}{2},k} (H_{i,j+1,k+1}^{m1} - H_{i,j,k+1}^{m1}) - K_{i,j-\frac{1}{2},k} (H_{i,j,k+1}^{m1} - H_{i,j-1,k+1}^{m1}) \right]$$

$$+ \frac{1}{\Delta z^2} \left[K_{i+\frac{1}{2},j,k} (H_{i+1,j,k+1}^{m2} - H_{i,j,k+1}^{m2}) - K_{i-\frac{1}{2},j,k} (H_{i,j,k+1}^{m2} - H_{i-1,j,k+1}^{m2}) \right]$$

Ici, les valeurs repérées par l'indice d'itération m1 sont connues, les inconnues sont celles dont l'indice d'itération est m2. Pour Im , K_k et C , les expressions sont similaires aux précédentes, à condition de remplacer l'indice m-1 par m1 (pour C), et m1 par m2 (pour Im).

Les inconnues de cette équation (24) sont: $H_{i,j-1,k+1}^{m2}$, $H_{i,j,k+1}^{m2}$ et $H_{i,j+1,k+1}^{m2}$. La méthode de résolution est la même que pour l'équation (23).

En pratique, le nombre m augmente d'une unité en passant du balayage vertical au balayage horizontal et donc de deux unités d'une itération à la suivante. D'autre part, le nombre d'itérations est limité et, si la convergence n'est pas obtenue, on poursuit le calcul comme indiqué ci-dessus mais en réinitialisant le numéro d'itération à zéro (pour redonner à Im une valeur non négligeable et accélérer la convergence), tout en calculant les dérivées explicites à partir des valeurs trouvées à l'itération précédente.

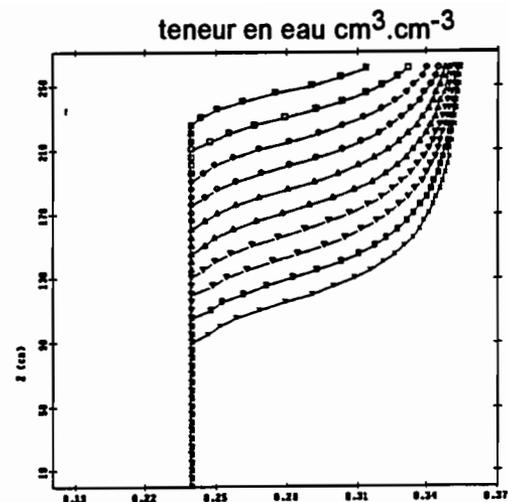
5-1-3 Résultats pour les flux dans la pente:

Les calculs ont donc été faits ici avec la méthode des directions alternées (A.D.I.) après transformation de Kirchhoff. Le pas de temps de calcul est compris entre trente secondes et une minute. Un essai de validation testant notre capacité à mettre en œuvre correctement la méthode a été effectué (Taha 1991) en simulant l'expérience réalisée par Khanji (recharge de nappe par infiltration sur une partie de la surface horizontale d'un sable). Après ajustement de la définition de la position du front d'infiltration, la concordance de nos calculs pour cette position avec les mesures expérimentales de Khanji étant bonne, nous avons considéré que nos calculs ne sont pas en défaut dans les conditions de cette expérience. Une véritable validation reste à faire dans les conditions exactes du versant. Elle sera tentée, à partir des résultats de tensiométrie enregistrés depuis peu.

Calcul des flux en zone non saturée, avec une condition de flux nul sur les faces latérales:

Un premier cas de conditions aux limites a été étudié: il correspond à un flux nul imposé sur les faces latérales AD et BC. Les conditions initiales sont, comme on a dit, une teneur en eau constante dans le domaine. La figure 5-5 représente l'évolution de la position du front d'infiltration pendant une pluie de 30mm.h^{-1} imposée sur le domaine. La vitesse de pénétration de ce front dépend bien entendu de la teneur en eau initiale considérée.

Figure 5-5 Exemple de profil hydrique sur la pente à différents instants pour une intensité de pluie de 30mm.h^{-1} et une teneur en eau initiale $\theta = 0.24 \text{ cm}^3.\text{cm}^{-3}$. (dans cet exemple la teneur en eau de saturation est de 0.36)



En choisissant la verticale située au milieu du domaine, nous pouvons calculer les divers flux dans le sol sur cette verticale (flux verticaux, horizontaux, parallèles à la surface). La figure 5-6 montre l'évolution des débits parallèles à la pente (ceux qui nous intéressent) obtenus dans ces conditions, pendant et après une pluie de 30mm.h^{-1} qui dure deux heures (points en noirs sur cette figure). Deux sortes de teneur en eau initiale sont considérées: des conditions sèches ($h=-5$ mètres, c'est-à-dire $\theta = 0.22 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$) et des conditions plus humides ($h=-2$ mètres soit $\theta = 0.3 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$). Les débits en question sont rapportés à ceux de la pluie qui parvient à la surface (après l'arrêt de la pluie, on rapporte toujours les débits à ceux de la pluie avant qu'elle ne cesse). On constate ainsi que, dans la zone non saturée, les débits parallèles à la pente représentent une faible proportion de la pluie, dans les cas que nous avons traités. Les trois pour cent lus sur le graphique doivent être ramenés à 1.5%, en tenant compte de la valeur initiale, avant la pluie, provenant de la forte teneur en eau. Toutefois, après l'arrêt des pluies, les écoulements se poursuivent longtemps et peuvent représenter finalement des volumes importants.

Calcul des flux, avec une condition à la limite "itérative" sur les faces latérales:

Cette proportion, relativement faible ne peut pas rendre compte d'une augmentation substantielle des niveaux de nappe en bas de versant. Toutefois, la condition de flux nul imposée sur les faces latérales AD et BC n'est pas réaliste, la taille du domaine que nous considérons étant beaucoup trop faible en comparaison de celle du versant réel. Pour mieux prendre en compte la grande dimension du versant, nous avons repris le calcul précédent avec un procédé itératif relatif aux conditions aux limites. En effet, à chaque pas de temps, la solution que nous avons trouvée sur la verticale du milieu du domaine, avec les conditions aux limites précédentes, a été appliquée sur les deux faces AD et BC pour une deuxième itération (en AD, on prolonge vers le bas, puisque la verticale AD est plus haute que celle du milieu; cette prolongation ne présente pas de difficulté puisque la zone extérieure au front d'infiltration n'est pas affectée par la pluie). Avec cette nouvelle condition à la limite, une nouvelle solution (en terme de charge) est trouvée sur la verticale au milieu du domaine, que l'on réinjecte sur AD et BC etc., jusqu'à convergence du processus. Cette procédure nous permet d'espérer nous affranchir de la limitation due à la faible largeur de notre domaine. Par rapport au résultat précédent, cette technique de calcul met en évidence une augmentation des flux parallèles à la pente. Ceux-ci progressent, comme l'illustre la figure 5-6, mais cette progression est surtout importante lorsque la teneur en eau est faible; autrement dit, lorsque les conditions sont favorables aux crues, la proportion de pluie qui transite parallèlement à la pente en zone non saturée reste faible (moins de 2.5% dans les circonstances que nous avons simulées, en tenant compte de la correction indiquée avant). Les débits qui transitent dans la zone non saturée ne peuvent donc représenter une contribution significative aux écoulements qu'après la pluie.

Comparaison avec d'autres études:

Deux études comparables, sur sols homogènes, ont été menées récemment. L'une est due à Philip (1991), qui propose une solution analytique pour résoudre un problème semblable au nôtre. Ses conclusions sont du même ordre: pendant l'infiltration, les flux perpendiculaires à la pente ne sont pas très altérés par l'existence de la pente (corrélativement, les flux parallèles à la pente sont faibles). Rhett Jackson (1992) aborde le problème numériquement (éléments finis) et conclut que les

flux parallèles à la pente peuvent représenter des volumes intéressants après l'arrêt de la pluie, mais pas pendant la pluie.

Figure 5-6a Proportions des débits d'écoulements parallèles à la pente, en zone non saturée, par rapport à ceux de la pluie sur le versant. Conditions initiales sèches ($\theta=0.22 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$).

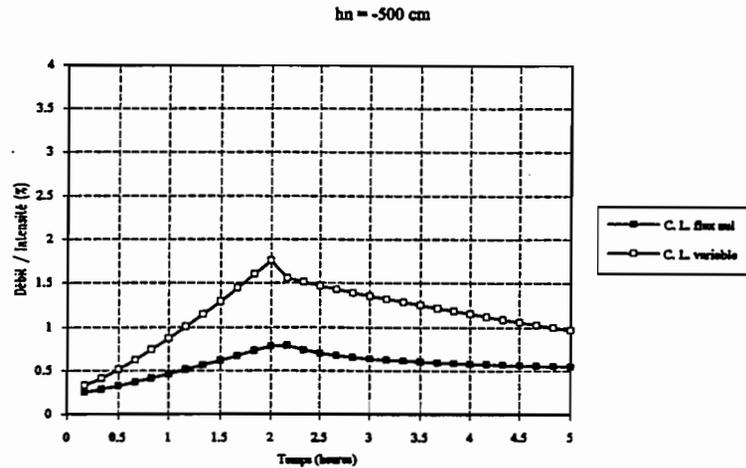
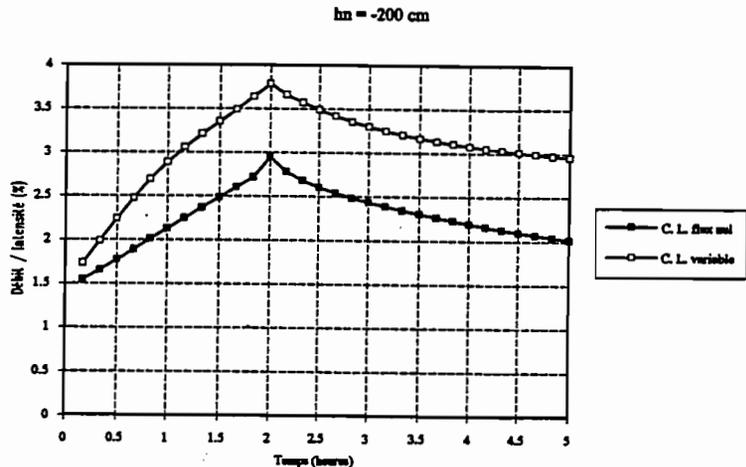


Figure 5-6b Proportions des débits d'écoulements parallèles à la pente, en zone non saturée, par rapport à ceux de la pluie sur le versant. Conditions initiales humides ($\theta=0.30 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$).



La conclusion que nous tirons de cette analyse est la suivante:

L'alimentation d'une nappe proche de la rivière, à l'occasion d'une pluie, peut être en partie due à des mouvements gravitaires dans la zone non saturée sur les pentes du versant. Mais cette alimentation ne représente pas des débits considérables, capables d'expliquer ceux que l'on observe dans la rivière en cas de crue.

En revanche, ces apports se poursuivent après la pluie et peuvent représenter des volumes non négligeables, après la pluie. Il semble que ce type d'alimentation puisse contribuer à l'alimentation des nappes pendant les phases de décrue.

En conséquence, il est possible que cette alimentation latérale pour une nappe de bas de versant (nappe de terrasse) joue un rôle pour conditionner les mouvements de la surface de cette nappe, notamment en fin de crue. La prise en compte de ces apports latéraux devra sans doute être envisagée comme condition à la limite du domaine d'étude dans la terrasse.

5-1-4 Résultats de la modélisation sur la terrasse:

Dans ce cas, en raison de la présence de la nappe, on utilise le "procédé implicite itératif des directions alternées" que l'on a décrit avant. La position de la nappe est suivie à chaque pas de temps et les conditions sur la frontière en contact avec la rivière sont réexaminées à chaque fois (notamment pour définir la position de la surface de suintement qui demande un soin particulier). Le pas de temps de calcul dépend du problème traité mais il est nettement plus faible qu'avec la méthode de Kirchhoff (compris entre 3 et 12 secondes) et les durées de calcul sont longues. La

valeur du paramètre de convergence, R est également ajustée à chaque cas, elle est comprise entre 0.2 et 0.5. Pour les mêmes raisons que celles que l'on a évoquées pour la pente, la validation de nos calculs n'est pas faite pour le moment.

Résultats dans le cas d'un sol considéré comme homogène:

Si on considère le sol de la terrasse comme homogène, quelles caractéristiques hydrodynamiques faut-il choisir pour le représenter valablement? Le problème se pose en particulier pour la conductivité hydraulique à saturation et la teneur en eau de saturation qui varient beaucoup avec la profondeur. Nous avons fait le choix de considérer les caractéristiques du sol situé à 40 centimètres de profondeur, dont la conductivité hydraulique à saturation est approximativement de 30 mm.h^{-1} (cf. figure 5-2). La porosité de ce sol est prise égale à 0.4 (cf. figure 4-9). Ces caractéristiques correspondent à celles que nous avons mesurées sur la pente; aussi, afin de garder des valeurs réalistes pour les propriétés des sols que nous modélisons, avons-nous effectué cette simulation en utilisant toutes les propriétés de ce sol telles que définies au tableau V-1.

Dans ces conditions, la progression du front humide est plus rapide à l'aval du domaine qu'à l'amont en raison de la plus forte valeur de la teneur en eau qui s'y trouve. Cette dissymétrie se reflète dans l'évolution de la position de la nappe pendant une pluie de cinq heures, d'intensité 30 mm/h , que la figure 5-7 met en évidence. On constate que cette nappe atteint la surface du sol après deux heures et quart de pluie, soit après une précipitation de 67 millimètres. Ce n'est qu'au-delà de ce total pluviométrique qu'une zone saturée, susceptible de générer des écoulements de surface, se développe lentement. On a calculé l'évolution des débits transitant dans le sol et rejoignant la rivière dans ces conditions (sous le niveau de la rivière et au travers de la surface de suintement), ainsi que les flux de surface en supposant que la pluie qui tombe sur la zone saturée rejoint immédiatement la rivière. La figure 5-8 met en évidence que les débits en provenance de la pluie sur les zones saturées deviennent vite plus importants que les débits souterrains.

Les flux générés de cette manière permettent d'expliquer des crues qui paraissent vraisemblables. En effet, après cinq heures de pluie, le débit de pointe de 120 litres par mètre de rive et par heure (cf. figure 5-8) correspond sur le bassin des Maurets où la densité de drainage (mesurée sur une carte au $1/25.000^{\text{ème}}$) est de l'ordre de deux km^2/km^2 , à un débit de pointe de 1.1 mètre cube par seconde dans la rivière (en supposant que la situation de la terrasse est représentative de l'ensemble des bords de rivière sur le bassin...). Cette valeur est un peu faible mais "raisonnable" pour une pluie de cette importance. La figure 5-8 montre que dans ce cas, les écoulements de surface représentent une proportion importante des débits de pointe (les deux tiers). Après la pluie, les écoulements souterrains subsistent seuls.

Néanmoins, ce résultat est un peu "miraculeux". D'une part il est sensible à de nombreuses variables dont la combinaison pourrait être étudiée: hauteur du talus BC (si sa hauteur augmente l'apparition de la zone saturée est retardée), conductivité hydraulique du sol saturé (le choix de 30 mm/h est très contestable). Le résultat ci-dessus est vraisemblablement très instable par rapport à cette combinaison de variables. D'autre part, si l'on peut expliquer ainsi un ordre de grandeur cohérent pour des débits de pointe en cas de pluie très exceptionnelle (150 mm), on n'arrive pas, en revanche, à comprendre comment des écoulements rapides peuvent parvenir à la rivière pour des pluies plus réalistes. Certes, la condition initiale (équilibre hydrostatique) est défavorable et on peut imaginer un épisode parvenant sur une terrasse dont les conditions d'humidité sont plus importantes. Toutefois, l'aspect "tout ou rien" de ce type d'apparition des zones saturées est en contradiction avec l'analyse que nous avons faite au chapitre 2 à propos de l'évolution des fonctions de transfert. On a vu qu'elles s'amollissent lorsque les écoulements augmentent, contrairement à ce que l'on attend du mécanisme illustré par la figure 5-7, qui devrait plutôt provoquer une accélération des transferts lorsque la pluie augmente, permettant à la nappe d'atteindre le bord du talus.

Il paraît donc nécessaire d'approfondir l'analyse, en examinant, en particulier, le rôle de la couche de surface, plus perméable.

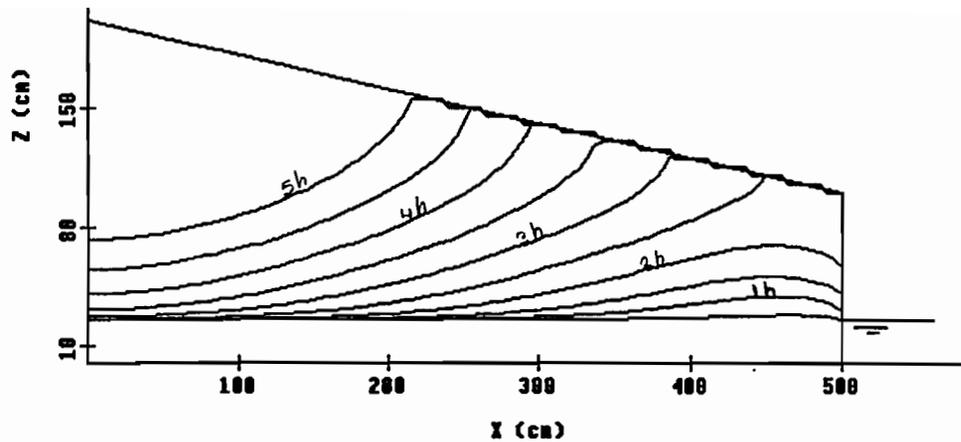


Figure 5-7 Evolution de la position de la surface libre dans la terrasse, pendant une pluie de 30mm/h. Le sol est supposé homogène.

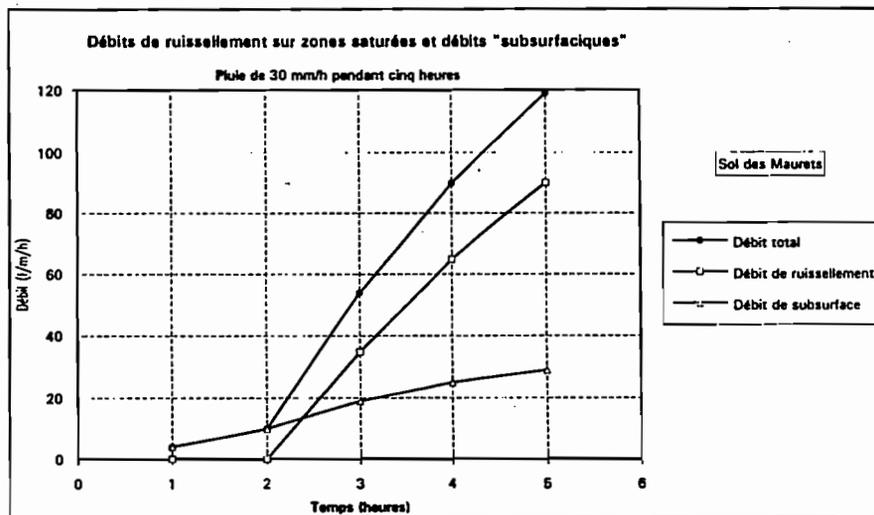


Figure 5-8 Débits d'écoulements parvenant à la rivière, en provenance des eaux souterraines et des écoulements de surface et cumul des deux débits.

Résultats de la modélisation avec deux couches de sols:

On considère maintenant la terrasse comme constituée de la superposition des deux couches de sols décrits au tableau V-1. Sur une épaisseur de 20 centimètres, les caractéristiques sont celles du sol "de surface". Au-dessous, on suppose le sol homogène et défini par les caractéristiques mesurées à 60 centimètres de profondeur. Sous une pluie de 30 mm/h, avec les mêmes conditions initiales et aux limites que dans le problème précédent, l'évolution de la nappe est très différente de la précédente (figure 5-9). Plusieurs éléments méritent attention:

- Avec cette superposition de deux couches, deux domaines saturés peuvent coexister, en communication l'un avec l'autre en bordure de rivière mais bien distincts vers l'amont.
- On ne parvient véritablement à faire tangenter à la surface du sol une zone saturée qu'après des durées de pluies peu réalistes (entre 5 et 6 heures soit après 180 mm de pluie...). En revanche,

une nappe "de surface" de faible épaisseur intervient à partir d'une durée de pluie de trois heures trente. Cette nappe, qui s'épaissit lentement, s'étend au contraire rapidement vers l'amont.

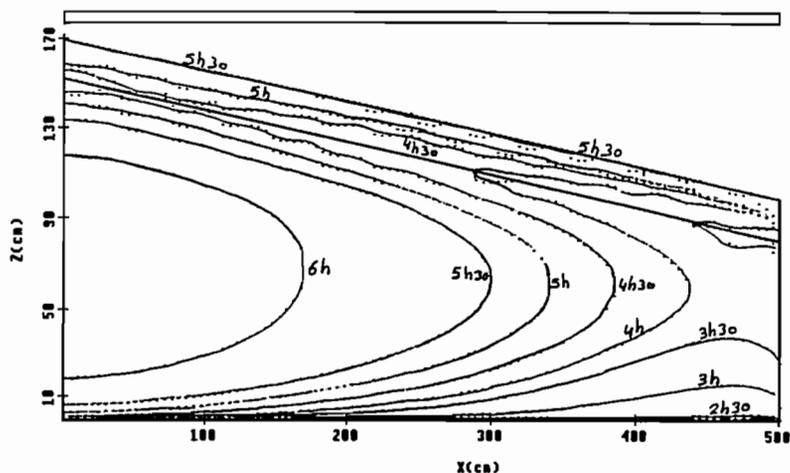


Figure 5-9 Evolution de la position de la surface libre pendant une pluie de 30 mm/h. Modélisation avec deux couches superposées.

La figure 5-10 montre le profil des flux souterrains qui rejoignent la rivière dans cette configuration, à différents moments. Deux zones fournissent des débits: le bas, où les conductivités sont relativement faibles mais où les épaisseurs et les gradients peuvent être importants, la couche de surface où c'est l'inverse.

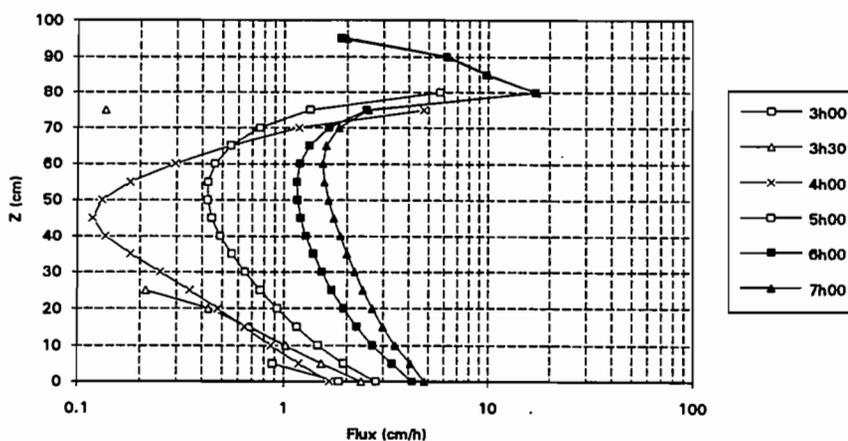


Figure 5-10 Profil des vitesses d'écoulement souterrain vers la rivière dans le cas d'un modélisation avec deux couches superposées

Les débits que l'on peut calculer de cette manière ne sont pas très forts. La figure 5-11 montre l'évolution de ces débits avec le temps. On a distingué ceux qui proviennent de la nappe "permanente" (en bas) et ceux qui apparaissent dans la couche du haut. On constate que ces deux composantes représentent des valeurs comparables. Mais les valeurs des débits ainsi atteints sans aucune composante de surface, ne sont pas considérables: 30 litres par heure et par mètre de rive après sept heures de pluie violente...Si l'on traduit cela en débit dans la rivière comme précédemment, on atteint 280 litres par seconde (soit environ dix fois moins que ce que la rivière a déjà débité avec des pluies deux à trois fois plus faibles).

Débits souterrains (en l/h/m) vers la rivière - sols superposés - pluie de 30mm/h

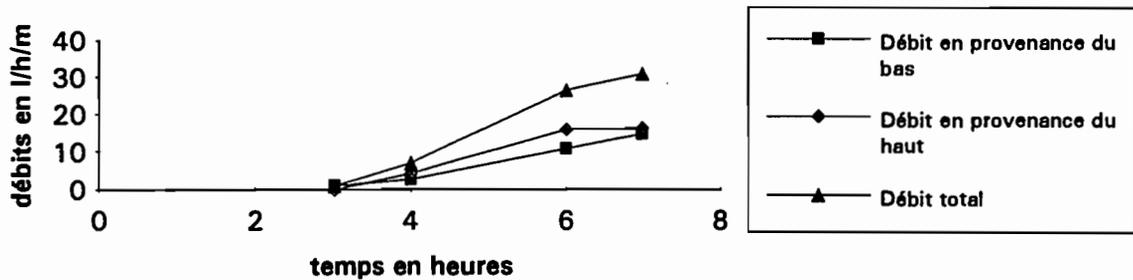
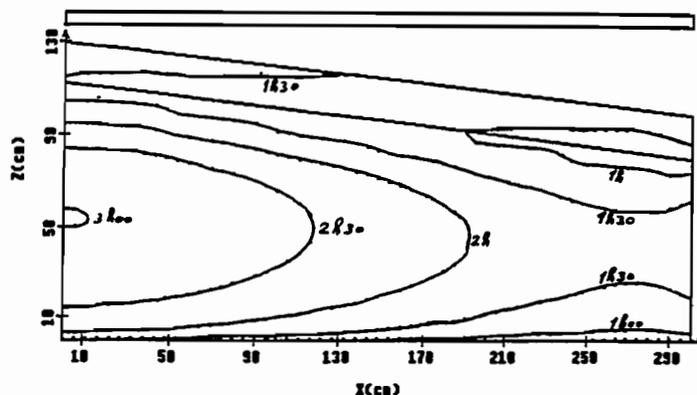


Figure 5-11 Débits d'écoulements souterrains parvenant à la rivière. Modélisation avec deux sols superposés. Pluie de 30 mm/h pendant sept heures. (On distingue les débits qui proviennent de la couche du bas et ceux qui proviennent de la couche du haut)

Le résultat précédent est très sensible à l'épaisseur de la couche de surface, aux propriétés hydrodynamiques des sols que l'on fait intervenir ainsi qu'à la pente du terrain, à la hauteur du talus BC et à l'intensité de la pluie, évidemment. L'exemple présenté à la figure 5-12 donne une idée de cette sensibilité. Il s'agit d'un calcul du même type que le précédent, mais effectué avec une pente légèrement plus faible (6 degrés), un sol de surface dont les suctions sont plus élevées pour la même teneur en eau et une pluie d'intensité double de la précédente (60 mm/h). On remarque que la saturation est obtenue plus rapidement, ce qui est normal compte tenu de l'augmentation de l'intensité de la pluie. Mais on constate aussi que la nappe de la couche supérieure atteint la surface du sol et qu'elle se développe vers l'amont, permettant l'apparition d'une zone saturée contributive. Un calcul des débits d'écoulements souterrains et de surface, dans les mêmes conditions que plus haut, permettrait de trouver des valeurs compatibles avec les observations dans la rivière des Maurets.

Figure 5-12a Analyse de la sensibilité de l'évolution de la position de la surface libre. Pluie de 60 mm/h. Sols superposés, pente douce et fortes suctions dans la couche supérieure.



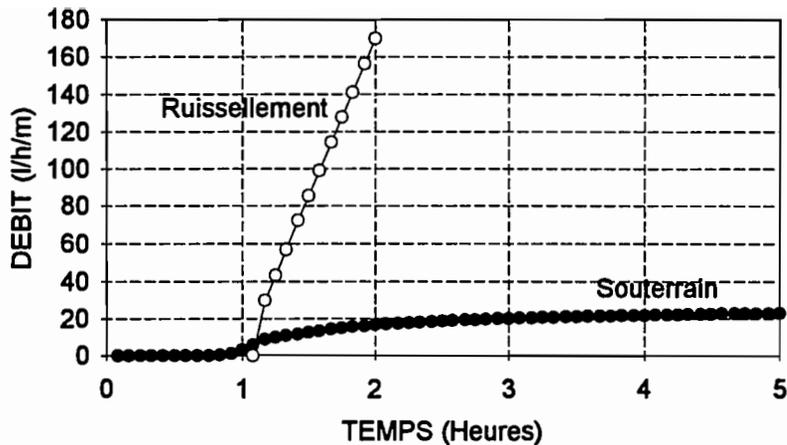


Figure 5-12b Comparaison des débits souterrains et de surface à l'occasion de la pluie de 60 mm/h sur les deux sols superposés, dans les mêmes conditions qu'à la figure 5-12a.

5-1-5 Conclusion pour les écoulements souterrains:

Si l'on admet que le versant que nous étudions peut être considéré comme ayant une certaine représentativité, au travers de l'analyse exposée ci-dessus, on est tenté de tirer les conclusions suivantes:

- d'une part, les écoulements souterrains ne peuvent pas représenter à eux seuls des débits suffisants pour expliquer les hydrogrammes observés à l'occasion d'une crue. Bien que les mouvements de la nappe à l'occasion d'une pluie puissent être notables, ce n'est qu'indirectement que l'on peut en déduire des débits conséquents pour les apports à la rivière,
- pourtant, l'apparition de surfaces saturées, susceptibles d'engendrer des contributions directes à la rivière, semble nécessiter des pluies vraiment très importantes. On n'a pas expliqué les crues "ordinaires", celles qui arrivent chaque année.

Certes, ces premières conclusions nécessitent des confirmations. La représentativité du versant que nous avons étudié peut être mise en cause et tous les aspects du problème n'ont pas encore été analysés, notamment en terme de conditions initiales et aux limites. Par exemple, comme on l'a déjà souligné, les conditions initiales que nous avons imposées dans nos calculs sont trop peu propices aux crues exceptionnelles et on devra chercher à en proposer de plus réalistes. D'autre part, les modélisations précédentes n'ont pas encore pris en considération l'apport de débit latéral qui provient du versant (cf. l'étude du domaine de la pente & 5-1-3), apport qui pourrait accroître le dynamisme des mouvements de nappe.

Néanmoins, les résultats que nous avons obtenus avec la modélisation qui respecte le mieux les caractéristiques mesurées sur le terrain (figure 5-9), méritent peut-être d'être considérés en détail.

Tout d'abord, ils sont en bon accord qualitatif avec les premiers résultats de mesures que nous avons eus à propos des écoulements sur notre parcelle de mesure (& 4-4-2 et tableau IV-14). Les écoulements sont importants dans les premiers centimètres du sol: le modèle permet de rendre compte d'une certaine prépondérance de cet écoulement sub-superficiel.

D'autre part, la position exacte que l'on obtient pour la surface libre (de la zone saturée de la couche supérieure) est certainement très sensible à diverses variables comme on a pu le vérifier sur un exemple. Les positions successives de la nappe indiquées par cette modélisation à la figure

5-9 méritent donc d'être interprétées. On conçoit par exemple que la profondeur de la couche de surface (qui résulte ici d'une schématisation) est certainement déterminante pour l'apparition de zones réellement saturées à la surface. Compte tenu de la sensibilité que l'on pressent à cette profondeur comme à beaucoup d'autres variables, les fluctuations de ces dernières jouent probablement un rôle important sur le versant. On imagine que cette épaisseur de la couche perméable de surface connaît une variabilité spatiale importante, tout comme sa conductivité hydraulique d'ailleurs, mais aussi sa porosité, ses caractéristiques de succion etc., et il en est de même pour le sol sous-jacent. La conséquence de cette variabilité est nécessairement une certaine irrégularité dans la position de la surface libre de la nappe superficielle par rapport au sol et donc l'existence de contacts locaux entre cette surface libre et la surface du sol. On voit le type de schéma de génération d'écoulements qui s'en déduit: des écoulements de surface apparaissent sur des zones saturées qui ne sont pas toutes en relation directe avec la rivière. Le cheminement pourrait donc alterner entre la surface et les premiers centimètres du sol.

En bref, le mécanisme des écoulements sur des surfaces saturées serait réellement activé, mais de manière plus progressive et continue que ne le suggèrent les figures issues de nos calculs. L'une des hypothèses que nous avons émises au début de ce chapitre est probablement fautive: la variabilité que nous avons observée (mais pas encore suffisamment mesurée...) pour les grandeurs hydrodynamiques, géométriques (etc.) n'intervient pas qu'au deuxième ordre des processus mis en jeu... Les conséquences de ces fluctuations restent au contraire à analyser de près.

5-2 Modélisation des écoulements de surface:

En dépit de problèmes non encore résolus, l'étude précédente nous a permis de comprendre que les écoulements de surface participent nécessairement à la génération des écoulements de crue. Le modèle de la terrasse avec deux couches superposées (figure 5-9) nous a d'ailleurs suggéré que ces écoulements de surface peuvent provenir d'une distance assez éloignée de la rivière, puisque les zones saturées semblent prendre de grandes extensions selon ce schéma. Au cours de ce paragraphe, nous analyserons les durées d'écoulements qui peuvent être attendues de la part de ces écoulements de surface. On cherche en particulier à savoir si, en dépit de l'existence de tels écoulements, on peut comprendre le ralentissement de l'hydrogramme unitaire lorsque progressent les proportions de pluie qui s'écoule. Cette étude entre dans le cadre plus vaste, que nous ne décrivons pas ici, d'une analyse de la signification des paramètres descriptifs des hydrogrammes (temps de montée, coefficients de tarissement...) au travers d'une modélisation des composantes essentielles de l'écoulement.

Nous ne décrivons donc que le module "écoulement sur versant" de ce travail. Il repose, pour le moment, sur une démarche classique avec les schématisations usuelles d'écoulement en mince nappe uniforme sur des plans inclinés. La logique de la démarche fait suite au travail présenté avant: les écoulements superficiels ont lieu sur les surfaces saturées qui se développent sur le versant à partir de la rivière jusqu'à une distance qui dépend des conditions d'humidité initiale et de l'importance de la pluie de l'épisode. Il s'agit d'un écoulement plan sur une surface inclinée recevant une pluie qui ne s'infiltré pas. La surface du sol saturé est donc considérée comme n'absorbant ni ne rejetant aucun débit. Cette dernière hypothèse est bien sûr contestable, la saturation du sol n'empêchant pas les vitesses d'écoulement d'avoir une composante normale à la surface. Toutefois, dans les trois cas que nous avons analysés au paragraphe précédent et qu'illustrent les figures 5-7, 5-9 et 5-12, les gradients de charge perpendiculairement à la surface sont faibles (figure 5-7) ou très faibles (5-9 et 5-12) et l'hypothèse selon laquelle les zones saturées se comportent comme des surfaces imperméables peut être faite sans trop d'erreur. Au delà des zones saturées, la pluie est supposée s'infiltrer totalement.

On néglige enfin la présence du micro-relief, de même qu'on ne tient compte d'aucune concentration d'écoulement sur les plans inclinés. Cette schématisation ne se justifie que si les vitesses sont lentes et si les longueurs d'écoulements sont faibles.

A l'heure actuelle, le couplage avec le modèle d'écoulement souterrain n'est réalisé que de manière très approximative et l'étude porte sur l'analyse de l'influence de certains paramètres tels que la rugosité de surface (rôle de la végétation) ou l'extension des surfaces saturées.

5-2-1 Description du modèle:

Les hypothèses:

L'écriture des équations du mouvement fait appel aux hypothèses de Barré de Saint Venant: Ecoulement unidimensionnel, vitesses uniformes, pentes "faibles", répartition hydrostatique des pressions, frottements équivalents à ceux de l'écoulement uniforme "tangent".

La largeur du plan sur lequel a lieu l'écoulement est supposée grande par rapport à la profondeur de l'eau, on admet enfin que l'approximation de l'onde cinématique peut être faite (accélérations locales et convectives négligeables, surface libre presque parallèle au fond).

L'écriture et la résolution des équations dans le cadre de l'hypothèse de l'onde cinématique sont déjà anciennes. Wooding (1965) considère que l'approximation est fondée si le nombre de Froude reste inférieur à 2. Woolhiser (1975) montre qu'une condition sur le "nombre d'écoulement cinématique" est peut-être préférable. Il s'agit d'une grandeur adimensionnelle, χ , définie comme:

$$\chi = \frac{S_0 L_0}{F_0^2 H_0}$$

Avec: S_0 la pente du plan incliné
 L_0 la longueur du plan incliné
 H_0 la hauteur normale au bas du plan (en $x = L_0$)
 F_0 le nombre de Froude de l'écoulement au même endroit

Tant que ce nombre est supérieur à 25, l'approximation donne des résultats très proches de ceux que l'on obtient avec l'équation de Barré de Saint Venant complète.

Pour les écoulements sur le versant, les deux conditions ($F_0 < 2$ et $\chi > 25$) sont probablement toujours vérifiées simultanément. A titre d'exemple d'ordre de grandeur, au cours de nos essais de pluie simulée, les nombres de Froude étaient compris entre 0.004 et 0.1, et les nombres adimensionnels d'écoulement cinématique entre $2 \cdot 10^5$ et $2.5 \cdot 10^6$.

Les équations du mouvement:

Les inconnues du problème monodimensionnel que nous traitons sont, au point d'abscisse x et à l'instant t :

- la hauteur d'eau $h(x,t)$
- le débit par unité de largeur $q(x,t)$

En fait, on s'intéresse à ces grandeurs à l'abscisse L_0 , c'est-à-dire au bas du versant, là où le débit parvient à la rivière (on travaille aussi à la modélisation de la propagation de ces débits dans la rivière). Notre résolution est donc effectuée en ce point.

Les deux équations nécessaires à cette résolution sont:

l'équation de continuité:

$$(25) \quad \frac{\partial q(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial h(x,t)}{\partial t} = I(t)$$

$I(t)$ est l'intensité de la pluie

et l'équation "dynamique":

$$(26) \quad q(x,t) = \beta \cdot h(x,t)^m$$

β et m sont des constantes.

Cette deuxième équation est la forme que prend l'équation de la conservation de la quantité de mouvement dans le cadre de l'approximation de l'onde cinématique.

Les valeurs de β et de m dépendent du type d'écoulement sur le plan incliné:

- si on admet la loi de Manning-Strickler, alors $\beta = k_{stri} \cdot (S_0)^{0.5}$ et $m = 5/3$
- pour une loi laminaire et un écoulement de Poiseuille, il faudrait prendre $m = 3$ et une valeur de $\beta = g \cdot S_0 / 3 \cdot \nu$ (g l'accélération de la pesanteur, ν la viscosité cinématique). En réalité, l'écoulement n'étant pas de type Poiseuille, la valeur de β et de m doit être déduite de nos mesures à la parcelle (cf. chap.4).

Nous nous plaçons pour le moment dans l'hypothèse où la loi de Manning-Strickler est valable. Pour que le coefficient β soit constant, il faut que la rugosité k_{stri} le soit, ainsi que la pente S_0 .

Résolution du système par la méthode des caractéristiques:

La combinaison de (25) et de (26) donne:

$$(27) \quad \frac{\partial h}{\partial t} = I(t) - \beta \cdot m \cdot h(x,t)^{m-1} \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

Or

$$(28) \quad dh = \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt$$

d'où:

$$(29) \quad \frac{dh}{dt} = \left[\frac{dx}{dt} - \beta \cdot m \cdot h(x,t)^{m-1} \right] \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + I(t)$$

La méthode des caractéristiques consiste à suivre le chemin sur lequel la partie entre crochets est nulle, et à exprimer l'équation (29) sur ce chemin:

$$(30) \quad \text{Sur: } \frac{dx}{dt} = \beta \cdot m \cdot h(x,t)^{m-1}$$

$$(31) \quad \frac{dh}{dt} = I(t)$$

L'équation (30) représente celle des lignes "caractéristiques", c'est-à-dire le lieu des points, dans l'espace x, t sur lesquels la relation (31) est vérifiée.

La résolution de ce système, pour des conditions initiales et aux limites diverses, a été effectuée numériquement (F. Le Meillour 1993). Nous présentons ci-dessous les principes de la méthode et les applications que nous en avons faites pour le moment.

On considère deux types de conditions initiales et aux limites: soit la zone saturée est de longueur constante pendant la pluie, soit elle évolue régulièrement au cours de la pluie en prenant une extension croissante. Dans les deux cas, on considère que la pluie est uniforme, elle a la forme d'un "créneau" tel que:

$$\begin{aligned} I(t) &= 0 && \text{Si } t < 0 \\ I(t) &= I_0 && \text{Si } 0 \leq t \leq t_p \\ I(t) &= 0 && \text{Si } t > t_p \end{aligned}$$

Longueur du plan incliné constante:

On étudie ici le cas d'une surface saturée dont la longueur n'évolue pas au cours d'une pluie. Elle est supposée définie par les conditions d'humidité du bassin avant la pluie (le schéma de la figure 5-9 correspond assez bien à un tel cas).

Les conditions initiales sont alors:

$$h(x, 0) = 0 \text{ pour tout } x \text{ (pas d'eau de surface avant la pluie)}$$

Les conditions à la limite amont (seule nécessaire dans le cadre de l'approximation de l'onde cinématique):

$h(0, t) = 0$ quel que soit t (l'eau peut toujours s'écouler en haut du plan incliné)

Nous cherchons la solution au bas du plan incliné, soit $h(L_0, t)$. L'équation (26) permettra de convertir cette hauteur d'eau en débit $q(L_0, t)$. Il faut distinguer les deux intervalles de temps:

$0 \leq t \leq t_p$ pendant lequel la caractéristique qui parvient en L_0 peut provenir d'un point défini par:
 x quelconque et $t = 0$
 ou bien par:
 $x = 0$ et $t < t_p$

et $t > t_p$ pendant lequel, la caractéristique provient nécessairement d'un point situé en:
 $t = t_p$ et x quelconque (cf figure 5-13)

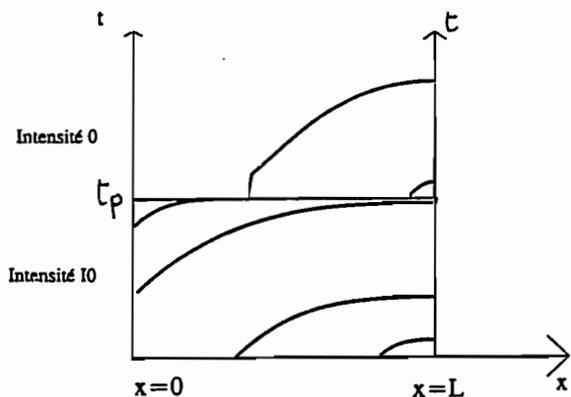


Figure 5-13: Domaine de solution dans le plan x, t pour une pluie uniforme de durée t_p et une longueur L_0 de plan incliné constante.

La solution pour $0 \leq t \leq t_p$ est simple, parce que les conditions initiales et aux limites le sont (la condition à l'origine de chaque caractéristique est toujours $h = 0$).

Pour $t > t_p$ en revanche, il faut d'abord définir la solution $h(x, t_p)$ qui constitue l'origine des caractéristiques relatives à cet intervalle de temps.

Dans le cas particulier d'un créneau de pluie de durée t_p avec les conditions initiales et aux limites que nous considérons, il existe une solution analytique au problème:

Si on appelle t_e , le temps tel que:

$$t_e = \left(\frac{L_0}{\beta \cdot I_0^{m-1}} \right)^{\frac{1}{m}}$$

alors:

$$(32) t < t_e \rightarrow q = \beta \cdot I_0 \cdot t^m$$

si:

$$(33) t_e \leq t \leq t_p \rightarrow q = I_0 \cdot L_0$$

et si $t > t_p$ alors q est solution de:

$$(34) q - I_0 \cdot L_0 + I_0 \cdot m \cdot \beta^{\frac{1}{m}} \cdot q^{\frac{m-1}{m}} \cdot (t - t_e) = 0$$

Longueur croissante du plan incliné contributif:

Désormais on considère que le plan incliné est de longueur croissante avec le temps, pendant la pluie. Bien entendu, on cherche à représenter un versant sur lequel les surfaces saturées contributives se développent depuis l'instant initial, début de l'apparition de ces zones saturées, jusqu'à la fin de la pluie (selon un schéma proche de celui qu'illustrent les figures 5-7 et 5-12). A l'amont de ces zones saturées, la pluie s'infiltré totalement.

On appelle L_t la longueur du plan saturé à l'instant t, et on oriente l'axe x depuis le bas du versant vers le haut: $L_t = a \cdot t$ tant que $t < t_p$ et $L_t = a \cdot t_p$ au delà

Dans ce cas, les conditions initiales et aux limites deviennent:

Condition initiale:

$$h(x=0,0) = 0$$

Condition à la limite amont:

- $h(x=L_t, t) = 0$ pour $t < t_p$

- La condition à la limite pour $t > t_p$ doit être calculée à partir de la précédente pour tout $x < a \cdot t_p$ et $t = t_p$

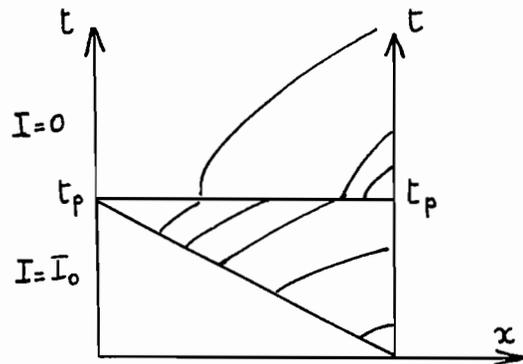


Figure 5-14 Domaine de solution dans le plan x,t pour une pluie uniforme de durée t_p et une longueur croissante du plan incliné contributif

L'intégration des équations (30) et (31) avec une pluie d'intensité constante, donne:

Si $t < t_p$:

$$(35) - A(x) - \frac{\beta}{I_0} \cdot h^m = C$$

$$(36) h - I_0 \cdot t = C'$$

et si $t \geq t_p$:

$$(37) - A(x) - \beta \cdot m \cdot h^{m-1} \cdot t = C''$$

$$(38) h = C'''$$

où $A(x)$ représente la longueur du plan "mouillé" à l'amont du point que l'on considère. ($A=0$ au point $x=L_t$ -départ d'une caractéristique si $t < t_p$ -, ou encore $a \cdot t_p - x$ en tout point x pour $t = t_p$). C, C', C'' et C''' sont des constantes.

Les équations (35) ou (37) combinées respectivement à (36) ou (38) permettent de résoudre le système sachant que la condition à la limite amont, à partir de laquelle partent les caractéristiques

connues, provient ou bien de la droite $X = a.t$ pour $t < t_p$ (et dans ce cas, $h=0$), ou bien de $t=t_p$ et x quelconque, et dans ce cas il faut d'abord déterminer les valeurs de h en tout point x à cet instant par l'intermédiaire des équations 35 et 36 (cf. figure 5-14).

On vérifie en fin de calcul que le nombre de Froude et le nombre adimensionnel de l'écoulement cinématique restent inférieurs aux valeurs limites pour lesquelles l'approximation de l'onde cinématique est justifiée.

5-2-2 Résultats du modèle:

Longueur constante des surfaces saturées contributives:

On a d'abord traité le problème pour une zone contributive de longueur constante et étudié la sensibilité de la solution aux différents paramètres intervenant dans les équations exposées ci-dessus. Pour pouvoir mieux comparer les différentes réponses au bas du versant selon les valeurs de ces paramètres (intensités de pluies, longueur du plan saturé...), les débits parvenant à la rivière ont été normalisés. Bien que le transfert dans la rivière ne figure pas dans cet hydrogramme, l'évolution obtenue pourra ainsi être comparée, au moins qualitativement, à celle que l'on a étudiée pour la fonction de transfert du bassin des Maurets.

On a étudié la sensibilité des paramètres autour des valeurs suivantes:

- la pente S_0 est égale à 10%
- la rugosité est définie par $k_{stri} = 3 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$
- la longueur du plan incliné (de la zone saturée contributive) $L_0 = 100$ mètres
- l'intensité de la pluie I_0 est de 30 millimètres par heure pendant une durée t_p de trente minutes. (On a choisi une durée de pluie relativement faible vis-à-vis du temps de montée de la fonction de transfert des Maurets, afin de pouvoir la considérer comme une impulsion de pluie pour le bassin versant)

Sensibilité à la rugosité de surface:

La figure 5-15 montre l'évolution de la réponse du versant avec la valeur de la rugosité de surface définie par son coefficient de Strickler, tous les autres paramètres gardant les valeurs indiquées ci-dessus. On a considéré une plage de 1 à 10 $\text{m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour les valeurs de ce coefficient k_{stri} (repéré par "stri" sur la figure) bien que nos valeurs expérimentales aient même eu parfois des valeurs inférieures à $1 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (parcelle MB2 sur la terrasse). On s'interroge en effet sur la validité d'un schéma "turbulent" pour des écoulements aussi lents.

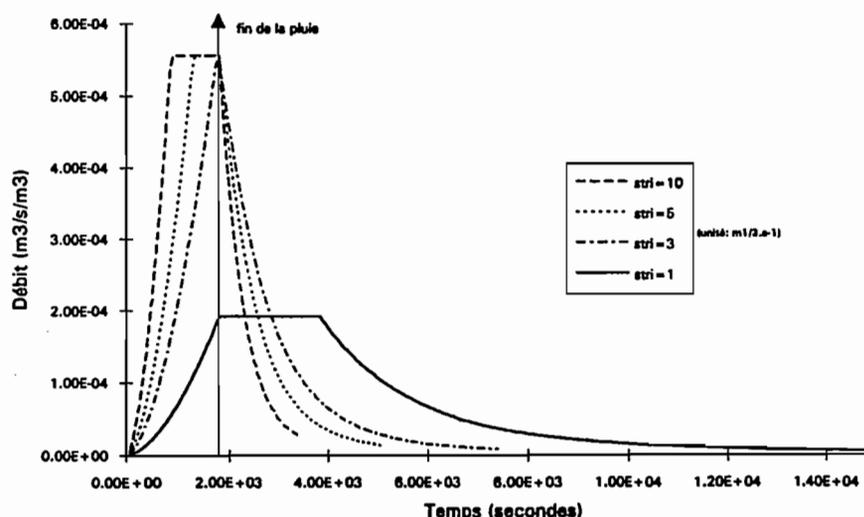


Figure 5-15 Evolution de l'hydrogramme au bas du versant avec la rugosité définie par le coefficient de Strickler. (la rugosité augmente lorsque k_{stri} diminue).

On observe que l'hydrogramme est très sensible à la valeur de la rugosité, notamment lorsque celle-ci devient très forte. Ainsi, pour une valeur du coefficient de Strickler égale à $1\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$ les écoulements sur le versant se poursuivent longtemps après la fin de la pluie. Le régime est d'ailleurs permanent pendant plus d'une demie heure après la pluie. Il faut attendre deux heures après la pluie pour que le débit revienne à une valeur égale au 1/10 de sa valeur maximum.

Sensibilité à la longueur du plan incliné contributif:

On remarque sur la figure 5-16 que l'hydrogramme normalisé "s'écrase" lorsque la longueur du plan saturé contributif augmente. Pour de faibles longueurs des plans saturés contributifs, un régime permanent intervient avant la fin de la pluie, l'hydrogramme "monte" vite.

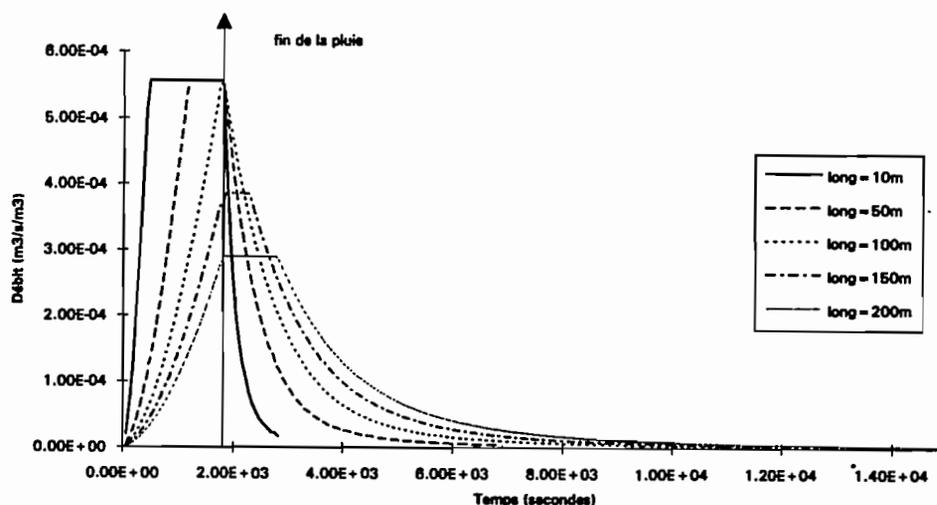


Figure 5-16 Evolution de l'hydrogramme au bas du versant avec la longueur du plan saturé contributif.

Sensibilité aux autres paramètres:

De manière assez prévisible, la montée de l'hydrogramme est également plus rapide pour des pentes de versant plus fortes. Toutefois la sensibilité à cette grandeur est faible vis-à-vis des deux précédents.

L'intensité de la pluie joue également un rôle (figure 5-17). L'hydrogramme est plus rapide si l'intensité est plus violente, mais l'évolution n'est pas considérable non plus.

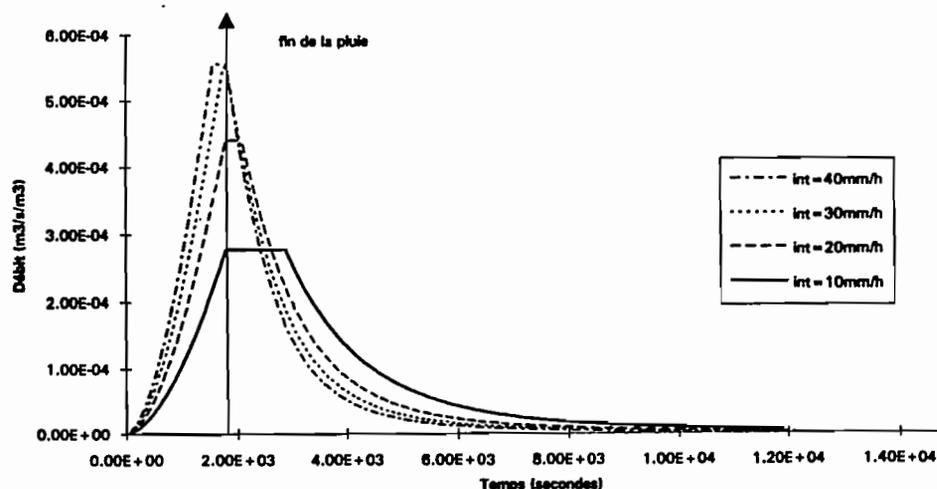


Figure 5-17 Evolution de l'hydrogramme au bas du versant avec l'intensité de la pluie.

Longueur croissante du plan incliné contributif:

Dans le cas où on suppose une augmentation de la longueur contributive pendant la pluie, on remarque que l'hydrogramme est très nettement plus "pointu" dans le cas d'une vitesse d'extension relativement lente de ces surfaces contributives. On a considéré deux vitesses d'extension: 1 centimètre par seconde (36 mètres par heure) et 10 centimètres par seconde (360 mètres par heure). Ces valeurs sont un peu fortes, mais on peut considérer qu'elles correspondent au schéma de la figure 5-9. La figure 5-18 montre la variation correspondante: l'hydrogramme est plus rapide dans le cas d'une vitesse d'extension plus lente. Ce résultat est en conformité avec celui que montre la figure 5-16: une grande extension des aires contributives a tendance à aplatis l'hydrogramme.

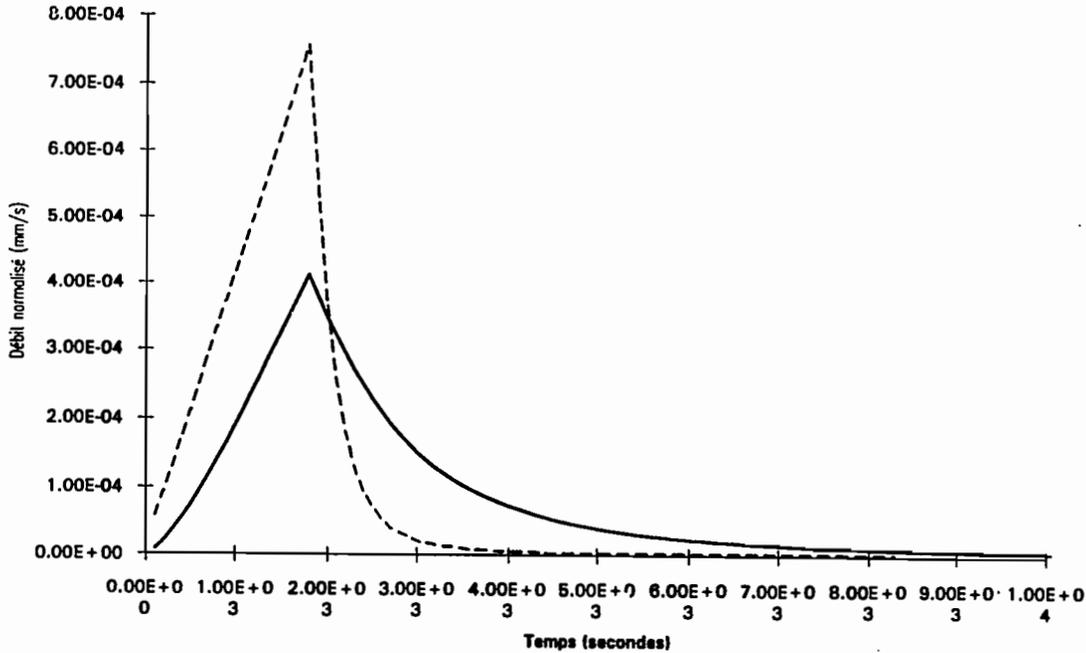


Figure 5-18 Evolution de l'hydrogramme normalisé au bas du versant en fonction de la vitesse de progression de l'aire saturée contributive.

- en pointillés, la vitesse d'augmentation de cette surface est de 36 mètres par heure.
- en traits pleins, cette vitesse est rapide (360 mètres par heure).

5-2-3 Conclusion pour les écoulements de surface:

Si on ne considère que les écoulements de surface, et si on admet que ceux-ci obéissent à une loi de Manning-Strickler, on vient de voir que:

- les formes des hydrogrammes suivent une évolution comparable à celle qui est mise en évidence pour les fonctions de transfert sur le bassin des Maurets, à condition d'admettre un schéma d'apports à la rivière conforme à celui des aires contributives variables: les hydrogrammes sont d'autant plus "pointus" que les proportions de pluie parvenant à la rivière sont plus faibles.

- toutefois, les durées d'écoulement que l'on modélise de cette manière ne sont pas aussi importantes que celles que nous livrent les fonctions de transfert identifiées et montrées à la figure 2-19a. Deux ou trois heures après une pluie, avec une loi d'écoulement de surface admettant les hypothèses de Chézy (régime d'écoulement turbulent), le débit est toujours inférieur à dix pour cent de la valeur maximale de l'hydrogramme, alors qu'il faut plus de dix heures sur le bassin des Maurets pour parvenir à ce résultat. Un autre type d'écoulement se superpose nécessairement à celui que l'on vient d'analyser.

5-3 Conclusion générale pour les apports à la rivière pendant les crues:

Il s'agit maintenant de proposer une interprétation permettant de rendre compte des divers types d'informations que nous avons réunies:

- celles qui proviennent de l'analyse des fonctions de transfert sur le bassin des Maurets,
- celles que nous livrent nos collègues qui séparent les diverses composantes des écoulements par des techniques d'analyse de traceurs,
- celles que l'ont retire de la mesure des écoulements à la surface et juste en-dessous de la surface du sol,
- celles que nous fournit la mesure des caractéristiques hydrodynamiques des sols et la modélisation des écoulements souterrains,
- celles qui sont issues de la mesure des caractéristiques de rugosité de surface et de la modélisation des ruissellements sur le bas du versant.

La superposition d'une composante souterraine et de surface ne fait pas de doute, notre question est de savoir quelle part l'une et l'autre représentent et comment ces deux composantes évoluent au cours d'un épisode (les modèles hydrologiques les plus fins cherchent à suivre ces deux composantes).

Sur le versant du bassin des Maurets que nous avons étudié, le schéma d'apports par écoulements sur des aires contributives saturées semble conforme à nos observations. Avec cette conception, les indications fournies par nos modélisations (& 5-1-4) et illustrées par les figures 5-11 et 5-12b, nous suggèrent qu'aucune crue importante ne peut être provoquée sans une part considérable de la composante de surface au débit de la pointe de crue. En revanche, l'analyse des durées d'écoulement, ainsi d'ailleurs que nos diverses modélisations, montrent que, après la pluie, les écoulements souterrains deviennent assez vite prépondérants. La dynamique des hydrogrammes nous semble bien provoquée par des écoulements de surface, la composante des eaux souterraines représentant des volumes importants après la crue mais pas pendant celle-ci. Toutefois la "compétition" entre les composantes de surface et souterraine perd de son acuité si l'on admet que les surfaces saturées contributives sont constituées de nappes se développant dans les couches superficielles comme le montrent les résultats de ce chapitre. Entre certaines "énormes" rugosités de surface que nous avons mesurées (donnant des vitesses d'écoulement de 30mm/h sous un gradient de charge égal à 0.1; cf. tableau IV-11) et les fortes conductivités hydrauliques des premiers centimètres du sol (plus de 100mm/h pour un gradient de charge égal à 1; cf. figure 4-14), la discontinuité n'est plus suffisante pour opposer totalement les deux types de cheminements. Les eaux dites de surface acheminent probablement entre des cheminements à l'air libre et dans la zone racinaire, mobilisant dans leur trajet sinueux des eaux présentes dans cette zone racinaire antérieurement à la pluie. C'est, en tout cas, une interprétation qui nous paraît susceptible d'expliquer les données de la séparation des écoulements par analyse de traceurs.

Comment, dans ces conditions, expliquer que nous ayons trouvé de Septembre à Novembre 1993, entre trois et quatre fois plus d'eau s'écoulant à vingt centimètres de profondeur qu'en surface? La réponse paraît claire si l'on tient compte de l'observation du 8 Octobre (cf. tableau IV-14), seule observation faite peu de temps après une pluie et où les volumes de surface sont supérieurs aux volumes souterrains. L'écoulement de surface peut représenter des volumes nettement moins importants que celui de "sub-surface", mais son temps de réponse est beaucoup plus rapide.

En ce qui concerne le déclenchement de ce que nous continuons, malgré tout, à nommer des écoulements de surface, nos modèles suggèrent que les zones saturées contributives apparaissent après des pluies vraiment importantes. On a déjà dit que ceci tient probablement au fait que les conditions initiales que nous considérons sont trop sèches. Les modèles montrent aussi que l'apparition des zones contributives est brutale. Il faut évidemment concevoir que cette brutalité disparaît du fait de la sommation, sur l'ensemble des bords de rivières du bassin, de débits provenant de versants dont les conditions de teneur en eau initiale, d'épaisseur de la couche de surface, d'enfoncement de la rivière par rapport aux versants voisins etc., sont très variables.

CHAPITRE 6

ANALYSE DE LA VARIABILITE DE L'INFILTRATION SOUS L'EFFET DE LA PLUIE ROLE DE LA VEGETATION

6-1 - Introduction :

Au cours des deux précédents chapitres, l'échelle de nos modélisations était adaptée à celle du versant dont nous cherchions à analyser le comportement. Pourtant, nos mesures (porosités, conductivités...) étaient ponctuelles et nous avons dû supposer un comportement moyen aux sols du versant. On se pose maintenant la question de notre aptitude à réellement comprendre l'hydrodynamique d'une parcelle plus petite, en particulier à propos de l'infiltration à l'échelle du mètre carré. Nous avons en effet admis jusqu'ici que la pluie pouvait s'infiltrer en tout point dans le sol sans que l'état de surface de ce sol n'intervienne. On sait que cette question mérite pourtant d'être examinée attentivement.

De nombreux travaux y ont été consacrés. Ils montrent le rôle primordial de la végétation comme facteur favorisant l'infiltration à la parcelle. Pourtant, à l'échelle d'un bassin versant, la présence de la végétation ne semble pas modifier aussi considérablement les proportions d'eau de pluie qui parviennent à la rivière. On peut le constater par exemple en comparant les coefficients d'écoulement des bassins versants des zones sahéniennes à faible végétation et ceux des bassins tropicaux humides avec un fort couvert végétal (cf. chapitre 3, tableau III-7 montrant que les valeurs moyennes de ces coefficients d'écoulements pour des épisodes décennaux sont de 27.6% et 37.6% respectivement).

Nous sommes ainsi amenés à nous interroger non seulement sur les quantités mais aussi sur le devenir des eaux infiltrées, notamment en présence de végétation. C'est ce que nous tentons de faire ici à propos d'un couvert végétal constitué d'herbe, sur la base d'essais d'infiltration réalisés à la parcelle, et d'une tentative de modélisation de l'infiltration.

6-2 - Rappel de quelques travaux antérieurs :

Un certain nombre de travaux dans le passé ont montré que l'infiltrabilité d'un sol, ou vitesse d'infiltration de l'eau dans ce sol à un instant donné dépend de l'intensité de la pluie, notamment si le sol est recouvert de végétation. Déjà en 1946, Cook en faisait la remarque et il attribuait ce résultat à l'augmentation de l'aire des flaques d'eau. Laforgue (1977) faisait la même constatation à propos d'essais réalisés sur parcelles de petites dimensions. Il interprétait ce phénomène comme provenant de la variabilité spatiale de la perméabilité à petite échelle.

Plus récemment Hawkins (1985) développait une interprétation du même type et proposait un modèle d'infiltration dans lequel intervenait 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 macrospores liées à la végétation qui y résiderait 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 infiltreront 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.

Dans chacune de ces interprétations, l'écoulement de l'eau dans le sol est supposé monoaxial (vertical) et en particulier la conductivité hydraulique est considérée comme conservant la même valeur sur une colonne verticale. Si cette approximation est convenable pour des pluies de

faible importance, pénétrant peu profondément, il n'est pas certain qu'elle reste correcte dès lors qu'on s'intéresse aux événements violents susceptibles de générer des crues et tels que la progression du front d'infiltration dépasse les quelques centimètres dans lesquels les hypothèses d'écoulement monoaxial pourraient être admissibles.

C'est la raison pour laquelle nous avons entrepris des mesures de simulation de pluie associées à l'analyse des propriétés hydrodynamiques du sol et notamment de leur variabilité verticale.

6-3 - Les mesures de simulation de pluie sur le terrain :

L'appareil utilisé est le simulateur de pluie décrit au chapitre 4 (& 4-3-2). Il arrose une superficie supérieure à celle de la parcelle d'essai qui mesure 1m². Celle-ci est délimitée par un cadre métallique enfoncé de quelques centimètres dans le sol dont l'un des côtés, percé d'orifices, permet de recueillir et de mesurer le ruissellement. On obtient le flux d'infiltration par différence entre l'intensité de la pluie et celle du ruissellement. Les épisodes de pluie susceptibles de provoquer des crues n'étant ni de courte durée ni de faible intensité, nous avons privilégié l'analyse de l'infiltration sous intensité de pluie constante après obtention d'un état quasi permanent tel que la vitesse d'infiltration soit approximativement constante dans le temps. Nous avons d'autre part procédé à plusieurs essais consécutifs sur la même parcelle, ne nous intéressant pas à la vitesse d'infiltration du début de l'essai, évidemment influencée par l'essai précédent.

On rapporte ici des résultats en provenance de trois types de site :

site 1 : au Burkina Faso près de Ouagadougou (essais rapportés dans Grésillon 1991)

Site 2 : A Nîmes, sur un bassin situé au nord de la ville (le "cadereau de la route d'uzes"; essais réalisés dans le cadre du travail de A. Schober).

Site 3 : Sur le Réal Collobrier dans le bassin des Maurets (essais réalisés par A. Taha).

Les caractéristiques essentielles de chacun des sites sont indiquées au tableau VI-1. L'évolution des flux infiltrés en fonction du temps pour chacun de ces sites est illustrée sur les figures 6-1 à 6-9.

Tableau VI-1 : Caractéristiques essentielles des parcelles sur lesquelles ont été effectuées les essais de simulation de pluie

Site	Parcelle	Couverture Végétale	Pente	Remarque (type de sol)
BURKINA FASO	BF1	Très faible	4.5%	Sable fin
	BF2	Herbe dense	2%	Argile
NIMES	N1	Herbe dense	13%	Sable limoneux
	N2	Herbe dense	14.5%	Sable limoneux
	N3	Herbe dense	13%	Sable limoneux
	N4	Faible végétation	8%	Sable limoneux
COLLOBRIERES	RC1	Herbe très dense sur litière épaisse	17%	Limon sableux
	RC2	Herbe dense	10%	Limon sableux

6-3-1 - Le rôle de l'intensité de la pluie :

Sur presque toutes les parcelles, la mesure de la vitesse d'infiltration est croissante avec l'intensité de la pluie. C'est vrai aussi bien sur la parcelle presque nue [BF1] (figure 6-1) que sur les parcelles couvertes de végétation [N1, N2, RC2] (figures 6-3, 6-4 et 6-8); le phénomène est toutefois beaucoup plus net sur ces dernières, particulièrement si les sols ne sont pas trop hydromorphes. En revanche, la parcelle BF2 (figure 6-2) constituée d'un sol argileux ne permet pas de distinguer très nettement les vitesses d'infiltration selon l'intensité de la pluie. Les résultats obtenus sur RC2 (figure 6-8) sont particulièrement sensibles à l'intensité de la pluie, nous les analyserons en détail ultérieurement.

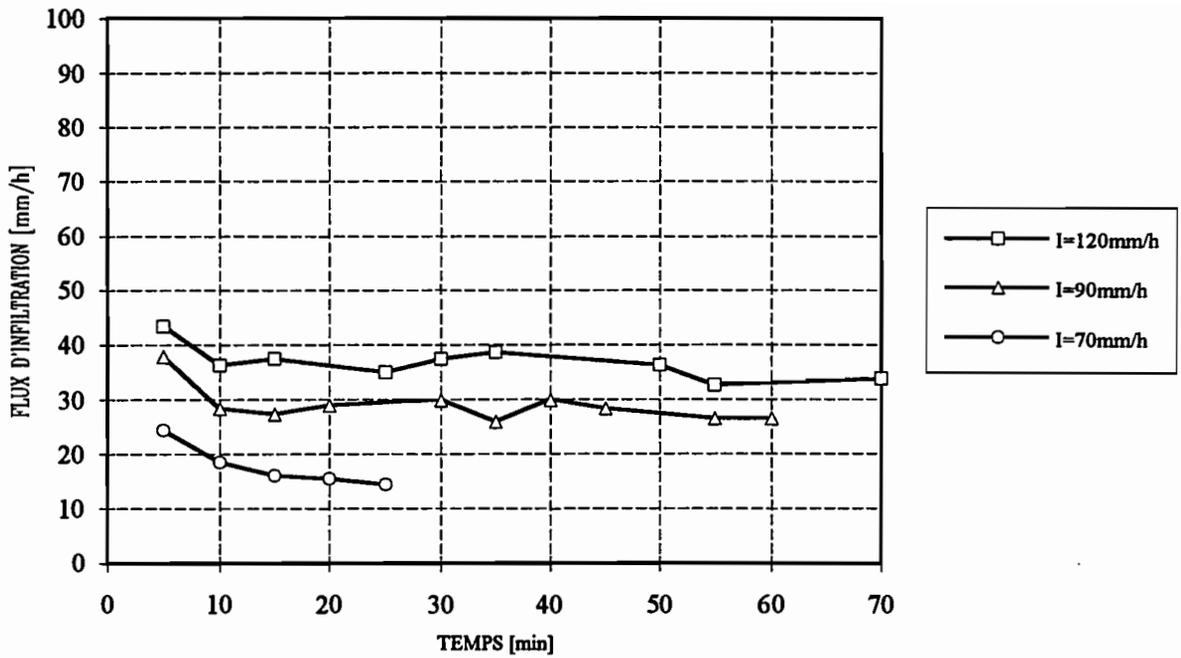


Figure 6-1 : BURKINA FASO, Parcelle BF1, Sol nu - Sable fin

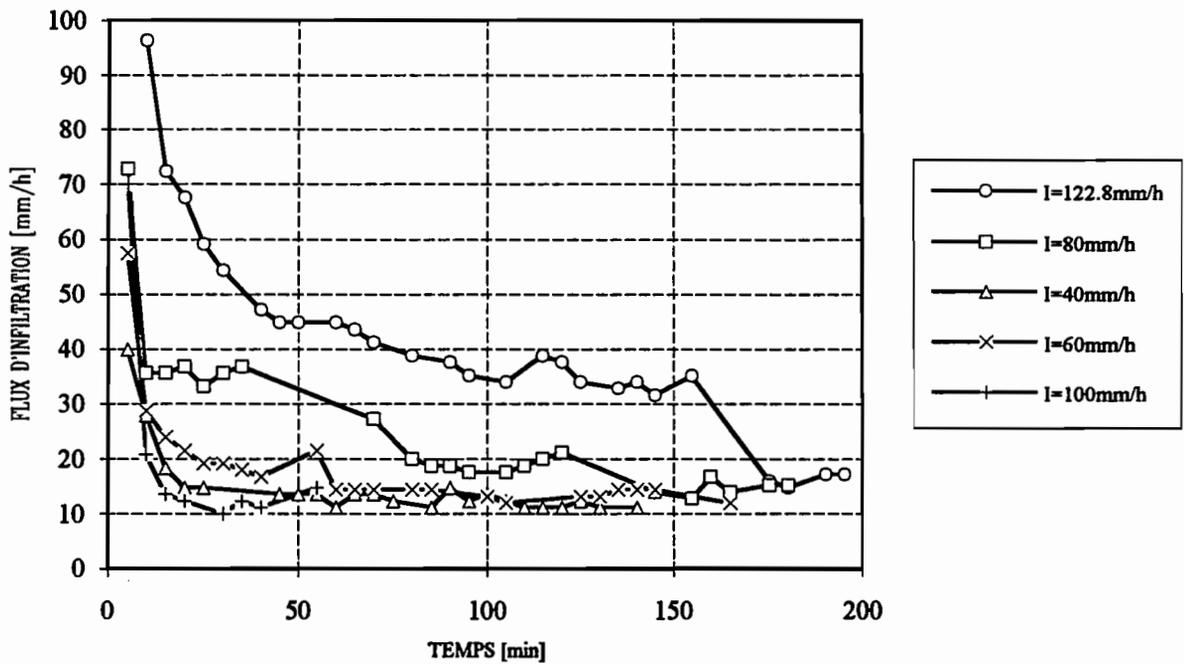


Figure 6-2 : BURKINA FASO, Parcelle BF2, Herbe sur sol argileux

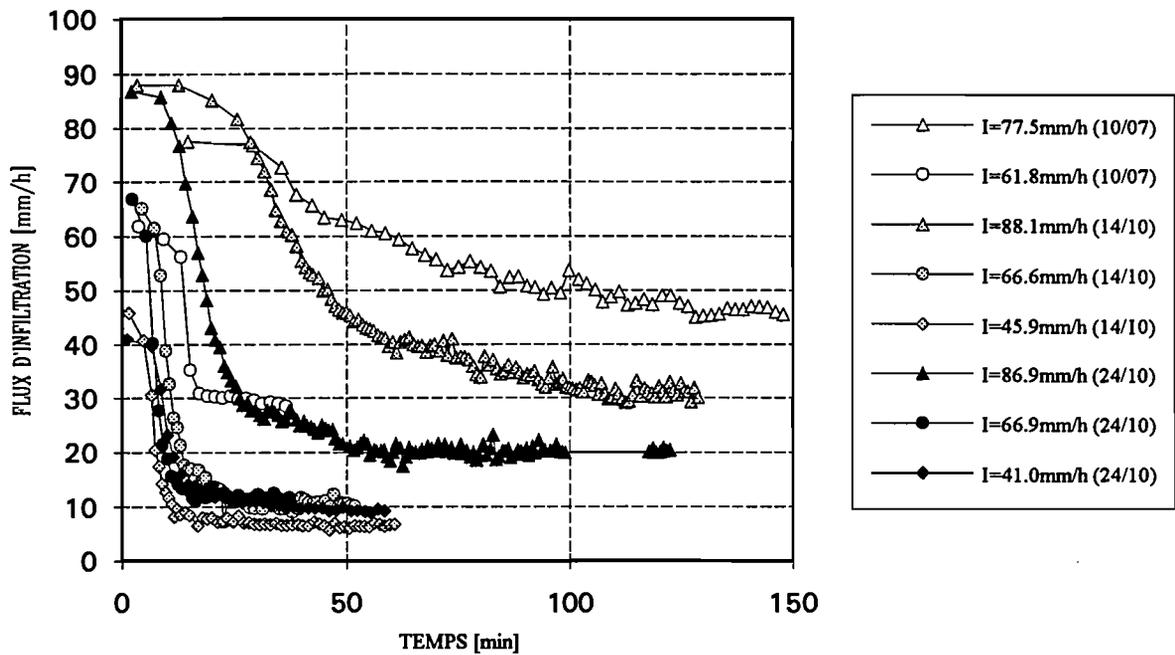


Figure 6-3 : NIMES, Parcelle N1

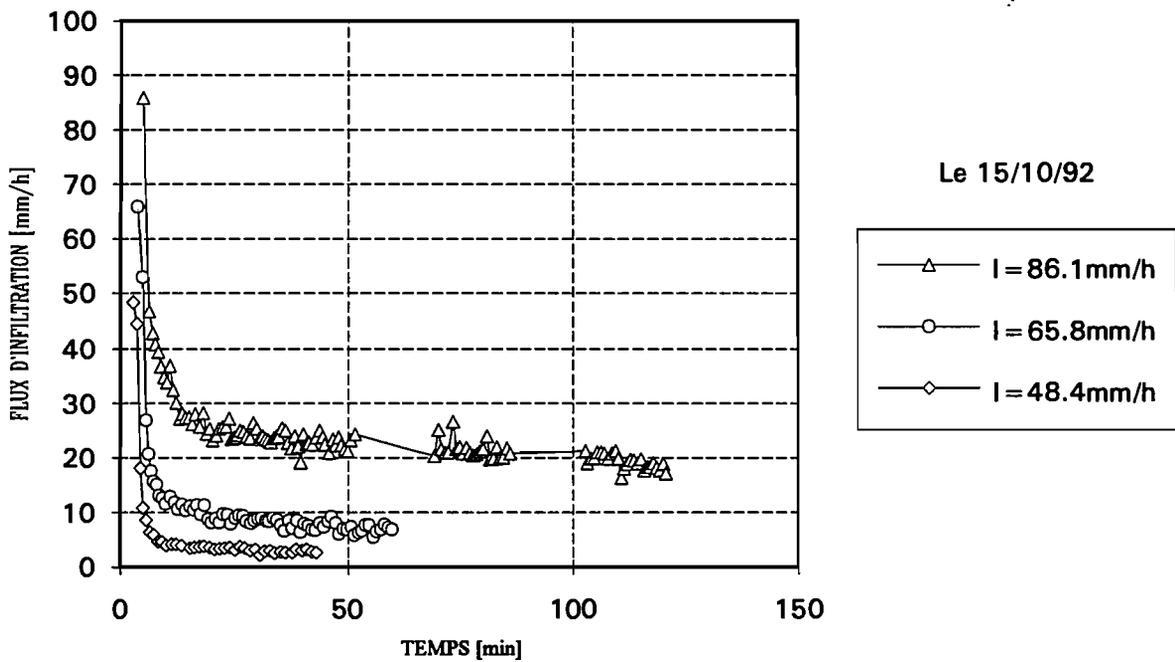


Figure 6-4 : NIMES, Parcelle N2

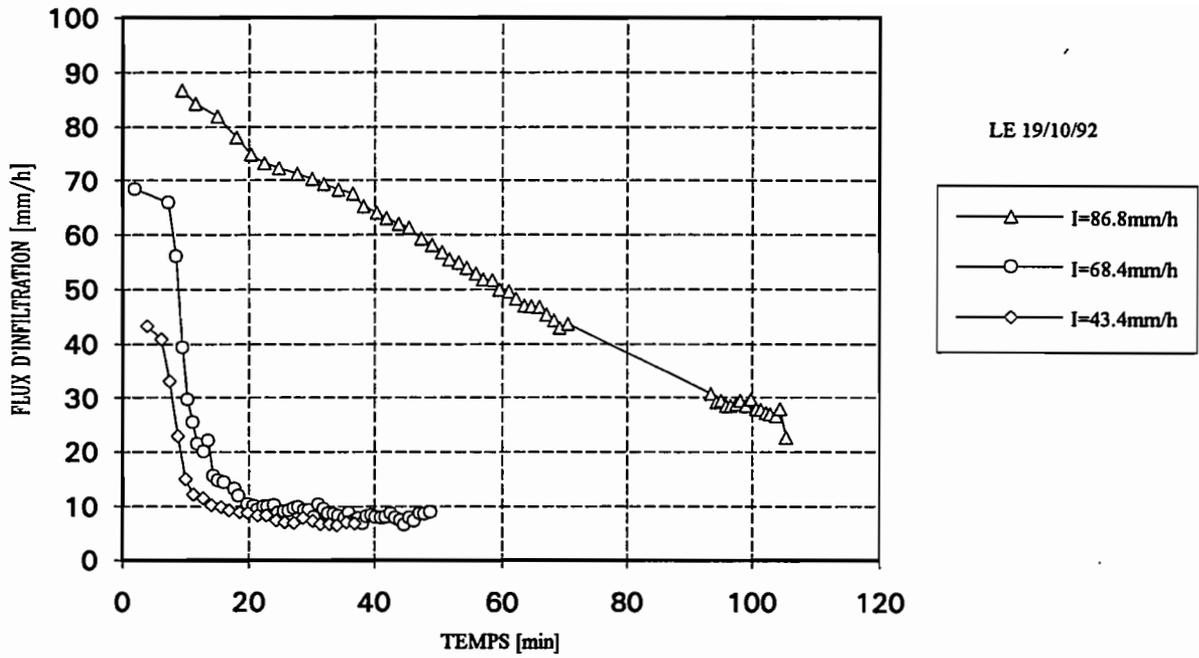


Figure 6-5 : NIMES, Parcelle N3

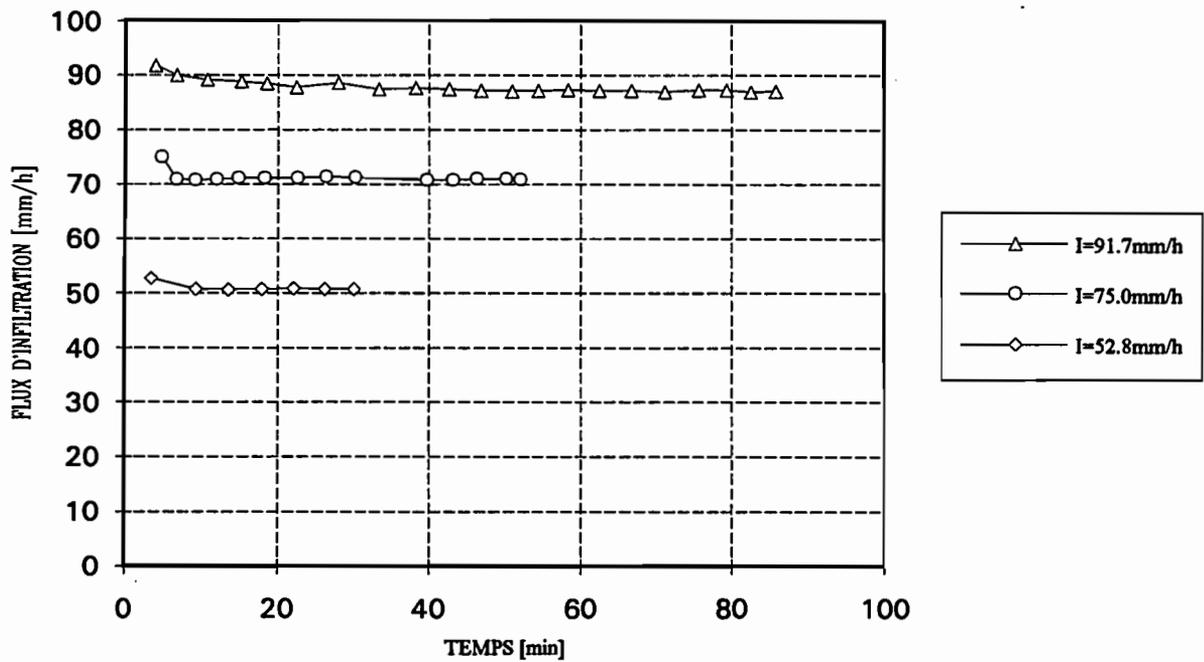


Figure 6-6 : NIMES, Parcelle N4

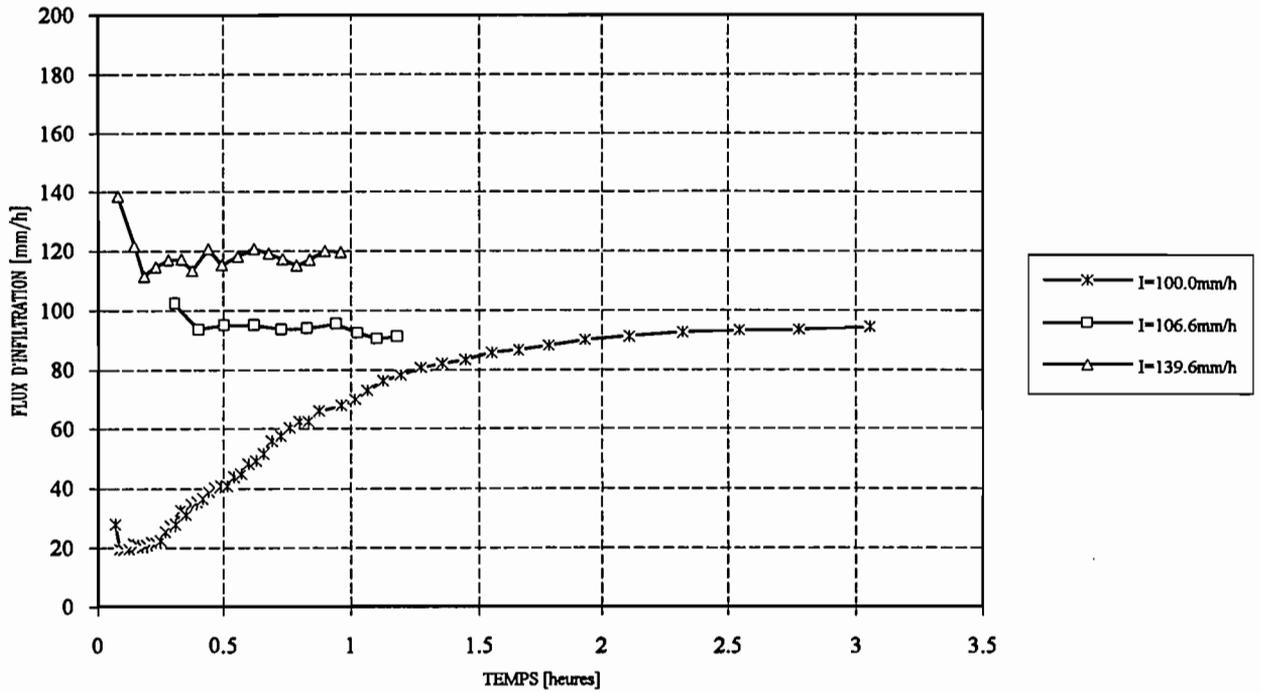


Figure 6-7 : REAL COLLOBRIER, Parcelle RC1, Pente=17°, Sol avec Végétation

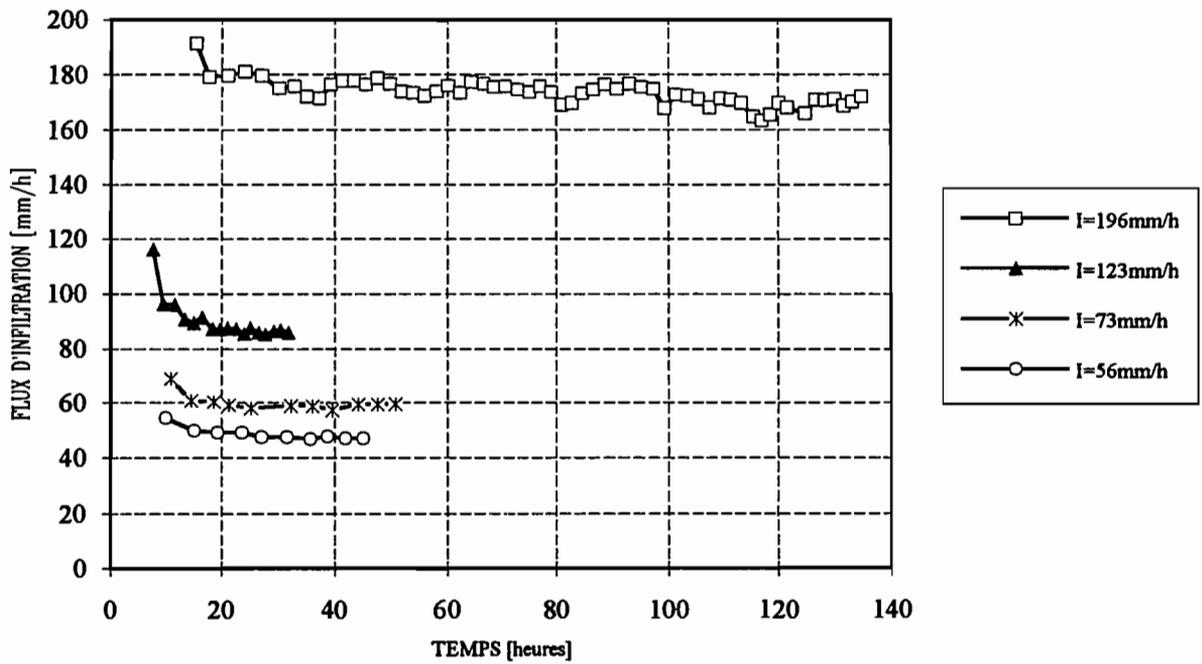


Figure 6-8 : REAL COLLOBRIER, Parcelle RC2, Pente=6°, Sol avec Végétation

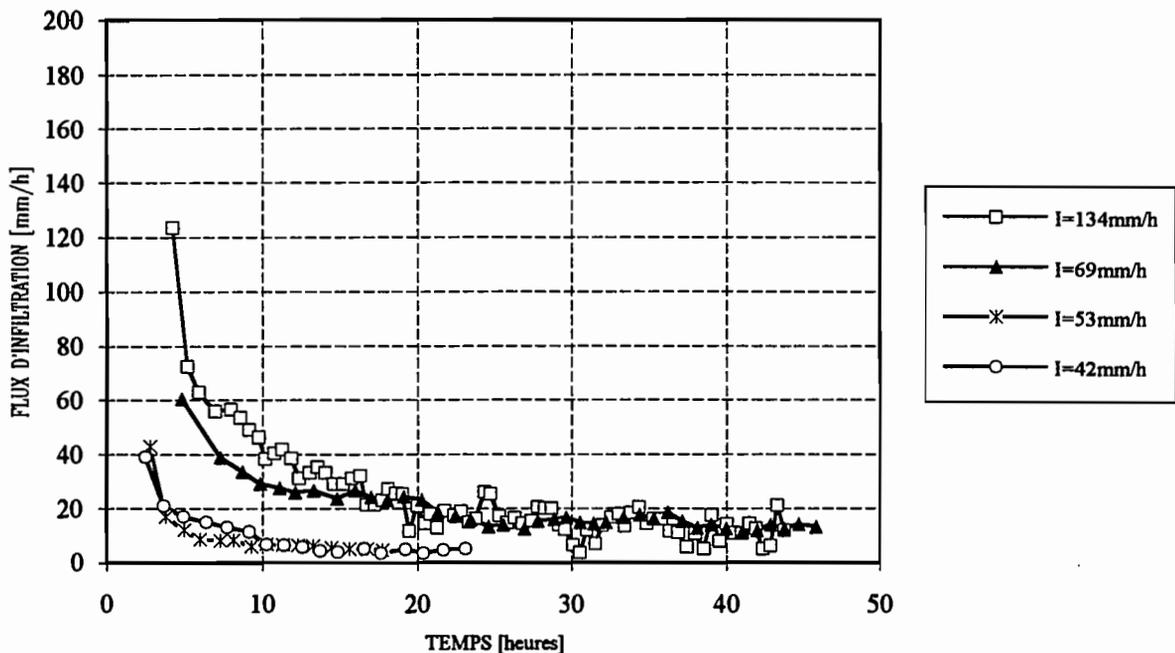


Figure 6-9 : Real Collobrier, Parcelle RC2, Pente=6°, Sol sans Végétation

6-3-2 - Le rôle de la végétation :

Sur la parcelle RC2 on a réalisé deux types d'essais à la suite. D'abord des pluies sur le sol en place avec la végétation (Fig. 6-8) puis les mêmes intensités de pluie après que l'on ait ôté l'herbe avec ses racines (Fig. 6-9).

On note la très forte diminution des flux infiltrés dès que l'herbe a disparu: sur un même sol la présence d'une végétation herbeuse permet une infiltration à la parcelle dix fois plus élevée environ.

D'autres essais non reproduits ici donnent le même type de résultats.

6-3-3 - Le rôle de " l'état initial " :

La figure 6-3 montre des essais réalisés à des dates différentes sur la parcelle N1 . Le premier essai est réalisé le 10 juillet 92, dans des conditions relativement sèches, le second le 14 octobre de la même année, après un été sec, le troisième neuf jours après . On observe une réelle diminution de la vitesse d'infiltration pour une intensité de pluie donnée entre chacun de ces essais.

Il semble que l'on observe ici l'effet de l'état initial de la parcelle. Ce n'est d'ailleurs pas la teneur en eau des sols proches de la surface de la parcelle qui joue un rôle puisque cette teneur en eau est rapidement amenée à une valeur proche de la saturation sous l'effet de la pluie simulée, quelle que soit la date de l'essai . On remarque au contraire que la série de pluie réalisée le 14 octobre influe considérablement sur les résultats du 23 octobre et, plus étonnant, la série des pluies réalisée le 10 juillet influe aussi encore nettement sur les résultats d'octobre. Il a fallu que les quantités considérables d'eau de la pluie artificielle introduite au cours d'un essai aient le temps de se redistribuer pour que la sorptivité du sol diminue et fasse sentir ses effets beaucoup plus tard (3 mois dans un cas, neuf jours dans l'autre). On en conclut que la teneur en eau initiale du sol éloigné de la parcelle (à côté ou en dessous) joue un rôle important sur les résultats de l'essai d'infiltration.

6-3-4 Autres effets:

- La parcelle N3 (fig. 6-5) met en évidence un effet beaucoup plus rapide que sur N1 de la redistribution de la teneur en eau dans le sol après le premier essai de pluie: Dès le deuxième essai (le même jour), l'infiltrabilité de la parcelle est affectée par ce premier essai. La parcelle N4 (fig. 6-6) concerne un sol qui absorbe pratiquement toute l'eau de pluie, du moins à l'échelle de temps où nous avons travaillé. Le premier essai réalisé sur la parcelle RC1, très sèche, (fig. 6-7) est tout à fait paradoxal puisque l'infiltration a augmenté pendant plus de deux heures contrairement aux autres essais. Il s'agit ici de l'effet répulsif de la couche végétale sèche relativement importante sur ce sol.

6-3-5 - La relation Pluie-Infiltration :

La figure 6-10 montre la liaison qui existe entre la vitesse d'infiltration " quasi permanente " et l'intensité de la pluie qui la provoque pour différentes parcelles. Cette évolution, que nous avons déjà mise en évidence ailleurs (1991), illustre le fait qu'il n'existe apparemment pas de seuil de pluie au dessous duquel tout s'infiltré et au dessus duquel l'infiltration s'obtient par différence entre l'intensité de la pluie et une capacité d'infiltration du sol assimilée à une conductivité hydraulique à saturation (schéma de Horton -1933- ou de Green et Ampt -1911-).

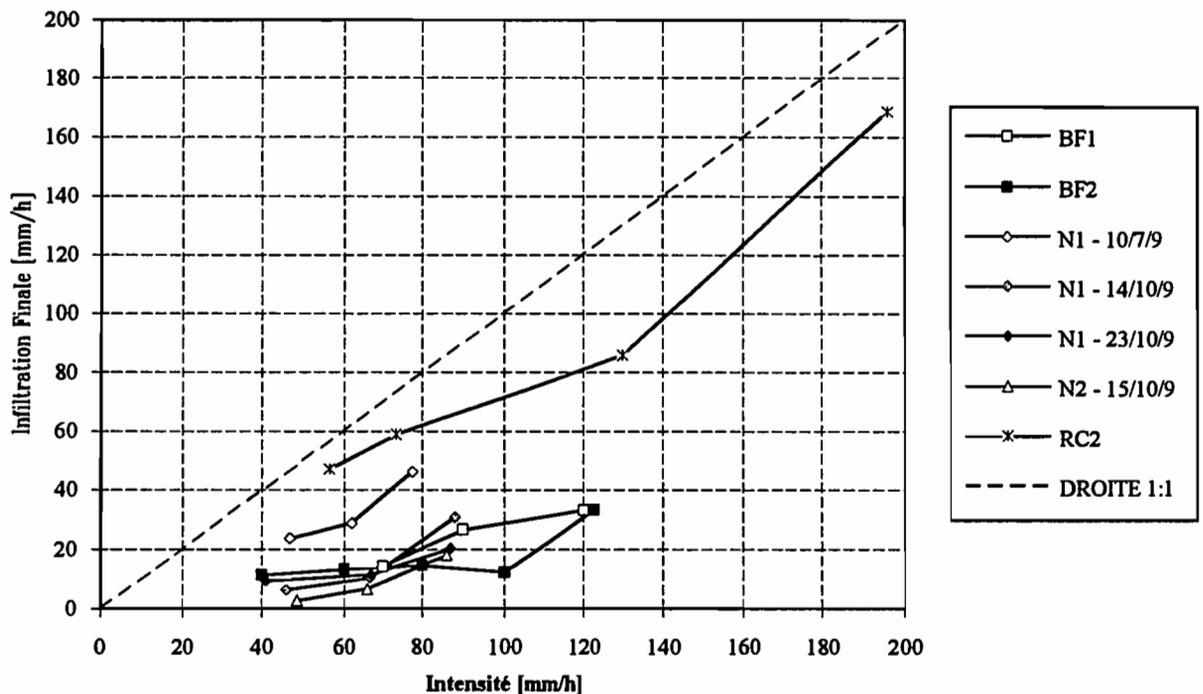


Figure 6-10 Evolution de la vitesse d'infiltration " quasi permanente " en fonction de l'intensité de la pluie

6-4 - Modélisation de l'infiltration sur la parcelle RC2:

Afin d'essayer de comprendre les observations décrites ci-dessus, nous avons tenté une modélisation de l'infiltration observée sur la parcelle RC2 et reportée à la figure 6-8.

6-4-1 La méthode:

Cette parcelle RC2 est située sur la "terrasse" du versant, à une dizaine de mètres de la rivière dont le débit était très faible au moment des essais. Le niveau de la rivière est alors approximativement 2m plus bas que celui de la parcelle d'essai. La pente de la parcelle elle-même est de 10%, elle est couverte d'une couche d'herbe assez épaisse.

Le problème:

Les résultats expérimentaux obtenus sur RC2 et illustrés par les figures 6-8 et 6-9 posent les questions suivantes :

- Comment expliquer que, en présence de végétation, des flux très importants (170 mm/h) pénètrent pendant plusieurs heures dans des sols dont la perméabilité n'atteint jamais ces valeurs ?
- En présence de la végétation toujours, comment expliquer les très fortes variations de l'infiltration "stabilisée" avec l'intensité de la pluie imposée? en particulier, faut-il prendre en considération l'effet de mise en charge exercé par les flaques d'eau et du au micro relief sur une parcelle ?
- Pourquoi obtient-on des résultats aussi différents lorsque la végétation a disparu?

Pour tenter de répondre à ces diverses questions, nous avons modélisé l'infiltration sur un sol ayant les caractéristiques de notre parcelle en utilisant le modèle d'écoulement souterrain décrit au chapitre 5. On impose à la surface d'un domaine dont on précisera les dimensions, une pluie que nous représenterons soit par une condition à la limite de flux constant, soit par une condition à la limite de charge constante selon les cas. La condition initiale est toujours une teneur en eau constante.

Les résultats qui nous intéressent ici sont les vitesses d'infiltration au cours de chaque simulation. Pour homogénéiser nos résultats et augmenter leur précision nous avons calculé les flux infiltrés au pas de temps de cinq minutes (la plupart de temps) à partir de la différence entre les volumes d'eau contenus dans le domaine entre ces cinq minutes.

On utilise le modèle d'abord dans un contexte d'écoulement monoaxial puis on analyse les éventuels effets latéraux.

Les propriétés hydrodynamiques utilisées:

Les propriétés hydrodynamiques que l'on considère pour ce sol sont déduites des mesures dont nous avons fait état au chapitre 4. Ainsi, la courbe caractéristique de succion est voisine de celle que l'on a mesurée pour le sol situé à 60 centimètres de profondeur (cf. chapitre 5 tableau V-1). Toutefois, l'ensemble des mesures dont nous disposons aujourd'hui n'ayant été disponibles qu'après la mise en oeuvre de ces calculs, il existe un certain écart entre les caractéristiques que nous avons supposées pour les calculs ci-dessous et celles que l'on a indiquées au tableau V-1. Compte tenu de la variabilité spatiale de ces grandeurs et de la précision dans la détermination de certaines d'entre elles, nous avons estimé que la reprise des calculs avec les nouvelles valeurs ne se justifiait pas.

La courbe caractéristique de succion est donc définie par les paramètres suivants pour son expression avec la loi de Van Genuchten: $h_g = -40\text{cm}$ (au lieu de -47cm); $n = 2.27$ (au lieu de 2.18) et $\theta_s = 0.36$ (au lieu de 0.29).

En ce qui concerne la conductivité hydraulique à saturation, elle est ici supposée égale à 50 mm/h. On a en effet cherché à tenir compte des fortes valeurs de la conductivité hydraulique près de la surface du sol en adoptant cette valeur, que l'on peut supposer représentative

des quelques cinquante premiers centimètres du sol (cf. figure 4-14). On a en effet supposé que l'infiltration concerne d'abord les sols de surface. Le coefficient β de la loi de Brooks & Corey est égal à 10.5 d'après la relation (11) du chapitre 4 (4-2-3).

La figure 6-11 donne la relation conductivité - teneur en eau aussi retenue pour $K_S=50\text{mm/h}$.

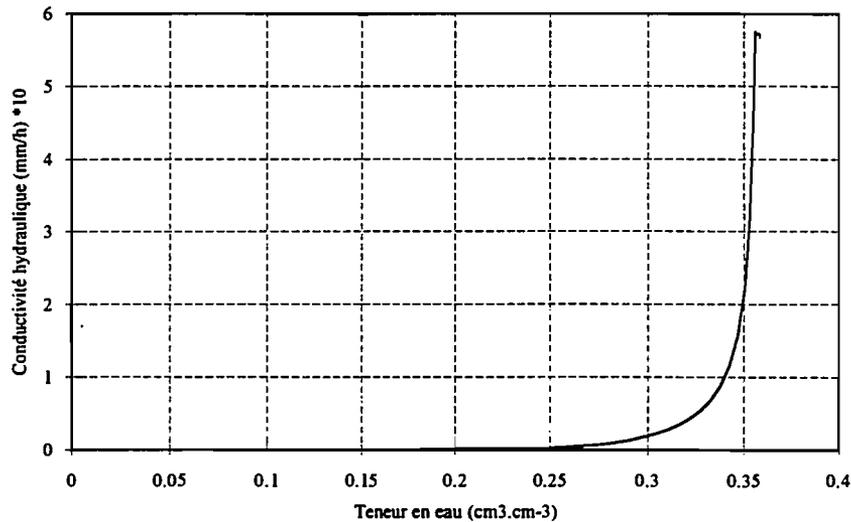


Figure 6-11 Loi Conductivité - teneur en eau adoptée pour la modélisation

On fera deux types d'hypothèses:

Hypothèse 1 : Le sol est considéré comme homogène. Dans ce cas, les caractéristiques du sol sont celles que l'on vient de décrire.

Hypothèse 2 : Le sol est constitué de deux couches superposées. On considère alors que la couche du dessous est inchangée, celle du dessus a une porosité qui prend pour valeur 0.5 (au lieu de 0.36) et une conductivité à saturation qui est égale à 100 mm/heure (au lieu de 50mm/h). Ces deux dernières grandeurs sont celles que l'on mesure à la profondeur 10 centimètres. L'hypothèse de ce deuxième calcul repose donc sur l'idée que ce sont toujours les cinquante premiers centimètres du sol qui interviennent, mais on essaie de mieux représenter la nature de ce sol en tenant compte de l'évolution de sa conductivité avec la profondeur.

6-4-2 Modélisation de l'infiltration dans le cas d'un sol considéré comme homogène:

Les zones "noyées" sur la parcelle d'essai sont surmontées par une profondeur d'eau croissante lorsque l'intensité de la pluie simulée augmente. Nous avons donc d'abord cherché à savoir si l'effet de mise en charge de ces flaques d'eau pouvait expliquer la variation des flux d'infiltration observés avec l'intensité de la pluie. Pour les calculs, on a considéré un domaine de 1 mètre par 1 mètre, avec une maille de 5cm par 5 centimètres. Le pas de temps de calcul est de trente secondes.

La teneur en eau initiale du domaine étant supposée constante, le rôle de l'épaisseur moyenne équivalente des flaques d'eau (épaisseur supposée uniforme sur la parcelle) est illustré par la figure 6-12. On a supposé pour ce calcul, que l'effet de la pluie pouvait être représenté par une lame d'eau uniforme couvrant la surface homogène de la parcelle. Le résultat, tout à fait clair, nous permet d'écarter cette explication: l'épaisseur des flaques d'eau ne peut absolument pas expliquer les différences de flux d'infiltration observés lorsque l'intensité de la pluie varie. En effet, il faut

considérer des épaisseurs tout à fait irréalistes pour provoquer des différences perceptibles de vitesses d'infiltrations qui, de toutes façons, disparaissent après deux heures de pluie.

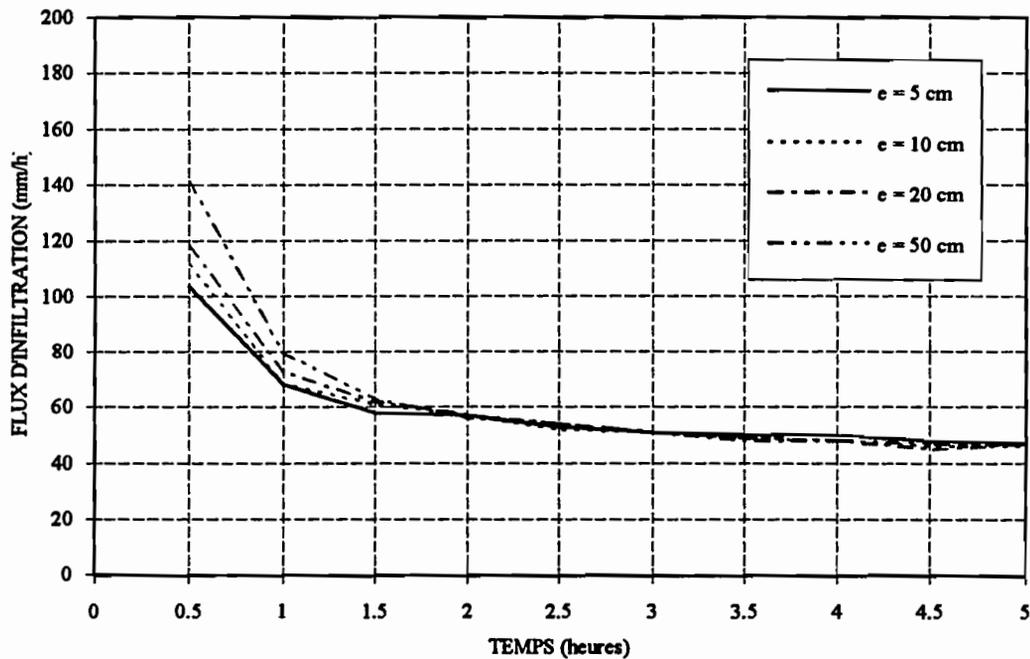


Figure 6-12 : Influence de l'épaisseur moyenne équivalente des flaques d'eau (e), Sol homogène, Ecoulement monoaxial

Autre question: la teneur en eau initiale du sol en place permet-elle d'expliquer des différences importantes dans les flux d'infiltration ?

La figure 6-13 montre que les teneurs en eau initiales jouent un faible rôle. Les différences dans les vitesses d'infiltration existent mais elles ne sont pas très fortes, sauf après une heure de submersion du domaine lorsque la teneur en eau initiale est forte (30%). Cette diminution provient de la saturation du domaine et ne correspond pas à nos observations expérimentales (sauf peut-être dans le cas de la parcelle BF2 figure 6-2, où on observe une diminution assez brutale de la vitesse d'infiltration après 150 minutes d'une pluie intense).

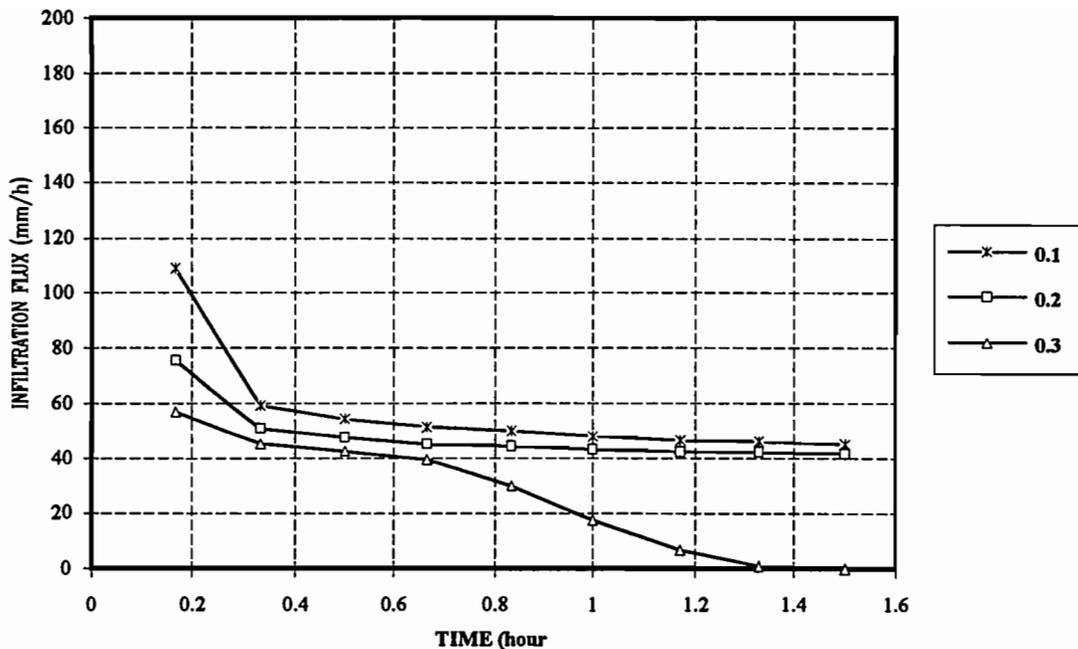


Figure 6-13 Influence de la teneur en eau initiale (chiffres dans le médaillon) sur les vitesses d'infiltration. La hauteur de charge est uniforme et égale à 10mm.

Il nous faut donc admettre que les différences entre les vitesses d'infiltration pour des intensités de pluie variables proviennent d'une hétérogène dans la perméabilité de surface. Compte tenu de la très faible infiltrabilité des sol en l'absence de la végétation [cf. figure 6-9 pour notre parcelle] on peut imaginer que l'eau de la pluie provoque un effet de fermeture des pores superficiels sauf au contact de chaque élément végétal qui assure la communication avec le milieu poreux sous-jacent. Si on représente cette communication comme une série de trous dans une membrane relativement étanche ou plutôt comme une série de drains verticaux capables d'assurer une diffusion latérale dans le sol du dessous, on peut comprendre l'augmentation de l'infiltration limite avec l'intensité de la pluie. Pour schématiser cet effet dans notre modèle, on peut représenter l'intensité de la pluie par une proportion plus ou moins forte de la surface de la parcelle soumise à la pluie ou mieux, couverte par une faible lame d'eau (schéma ci-dessous).

Le domaine étant toujours le même, on impose donc comme condition limite une immersion de 10 mm d'eau sur une certaine proportion des mailles de surface. Le positionnement des mailles considérées comme immergées est choisi par tirage au hasard. On vérifie d'ailleurs que, dans la plupart des cas, les infiltrations modélisées dépendent peu de ce positionnement.

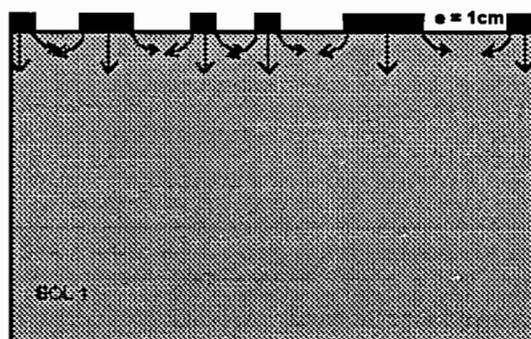


Schéma de calcul correspondant aux résultats fournis à la figure 6-14

La figure 6-14 donne les résultats de cette modélisation. On arrive ainsi à bien représenter une variation de la vitesse d'infiltration "limite" dans le sol et l'on peut supposer ainsi qu'il existe une correspondance entre proportion de surface immergée et intensité de la pluie. La conséquence de cette schématisation, si elle est juste, est que l'infiltration limite ainsi atteinte ne correspond pas à un état réellement stationnaire. *Il ne peut être question d'assimiler cette infiltration limite, qui correspond seulement à une redistribution horizontale de l'eau sous la surface du sol, avec une conductivité hydraulique.*

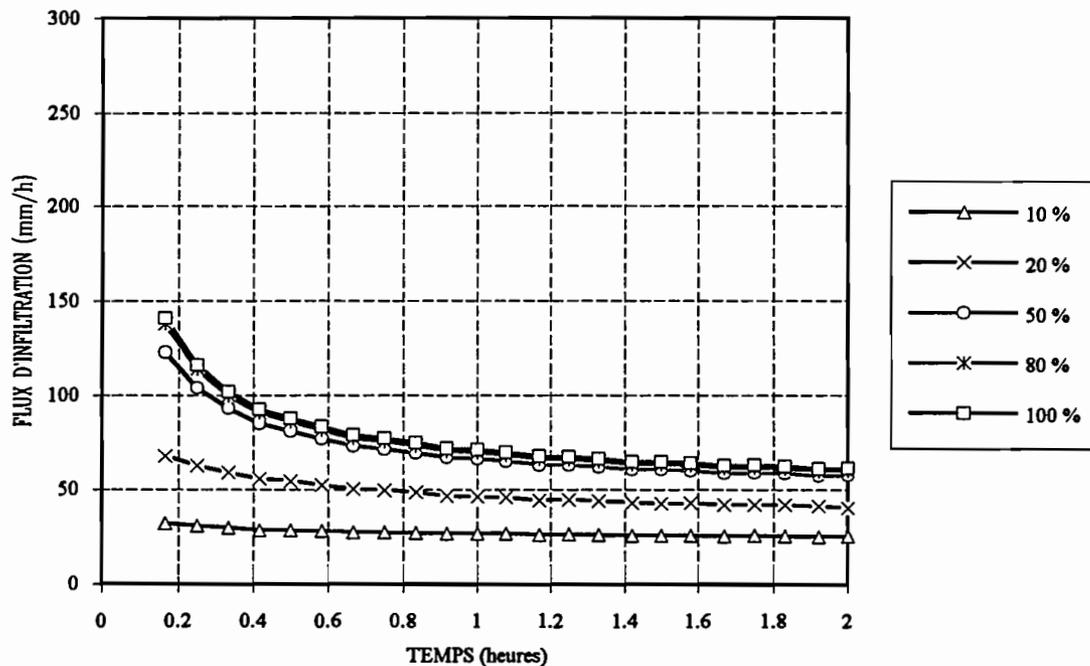


Figure 6-14: Evolution des vitesses d'infiltration pendant une immersion, avec le schéma d'une membrane quasi imperméable "percée" par la végétation. Les différentes courbes correspondent à des proportions de surface mouillée plus ou moins importantes. Sol homogène, Teneur en eau initiale = $0.15 \text{ cm}^3.\text{cm}^{-3}$

Toutefois, les flux infiltrés modélisés pour les fortes intensités de pluie sont considérablement inférieurs à ceux que l'on a observés in situ. On vérifie aussi qu'en faisant varier la teneur en eau initiale du domaine, on ne peut pas modifier considérablement l'écart entre nos infiltrations observées et modélisées pour ces fortes valeurs de pluie (figure 6-15).

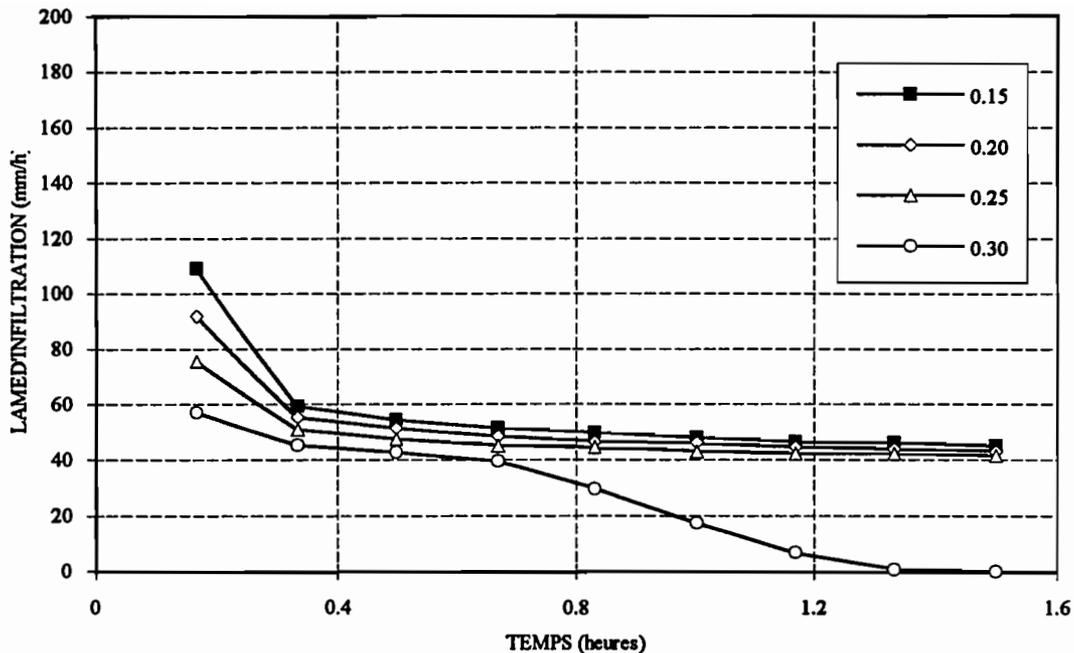


Figure 6-15: Influence de l'état initial du sol sur les vitesses d'infiltration (schéma "membrane percée", proportion aire immergée = 20%). Les chiffres dans le médaillon représentent la teneur en eau initiale.

6-4-3 Modélisation de l'infiltration - Sol bicouche:

Si on schématise la zone racinaire par une couche de trente centimètres dont la porosité est égale à $0.5 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ et la perméabilité à saturation 10 cm/heure surmontant 0.7 mètres du sol précédent, on augmente les flux infiltrés les plus forts mais de manière encore insuffisante pour rendre compte de nos observations expérimentales.

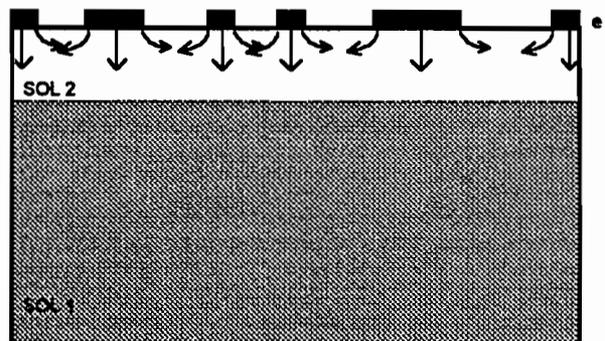


Schéma de calcul correspondant aux résultats fournis à la figure 6-16

La figure 6-16 illustre les résultats obtenus dans ce cas. On y retrouve aussi l'apparition de la saturation du domaine dans le cas d'une immersion quasi totale.

Ainsi la schématisation de la pluie par une proportion de mailles immergées d'autant plus importante que l'intensité de la pluie est forte donne des résultats tout-à-fait convenables pour rendre compte de l'infiltration aux faibles intensités. En revanche nous ne sommes pas capables de reproduire les fortes infiltrations qui correspondent aux intensités de pluie importantes en conservant un schéma d'écoulement globalement monoaxial. Nous examinons donc ci-dessous si l'influence d'un écoulement latéral, sur les cotés de la parcelle, peut nous permettre de nous rapprocher de nos résultats expérimentaux.

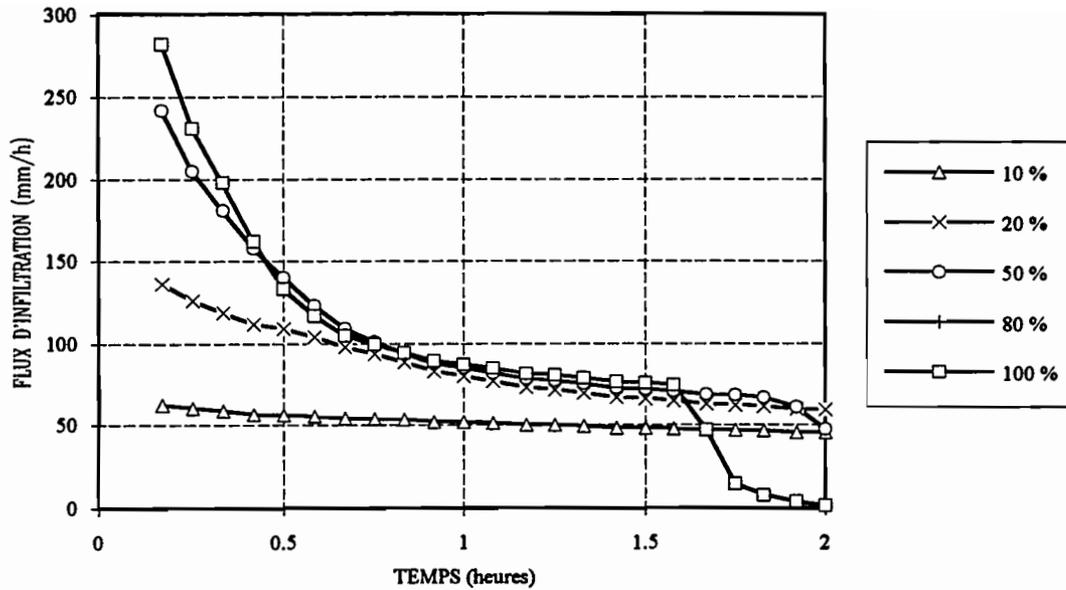


Figure 6-16 : Evolution des vitesses d'infiltration pendant une immersion, avec le schéma d'une membrane quasi imperméable "percée" par la végétation et un sol constitué de deux couches superposées. Les différentes courbes correspondent à des proportions de surface mouillée plus ou moins importantes. Teneur en eau initiale = $0.15 \text{ cm}^3.\text{cm}^{-3}$

6-4-4 - Influence de l'effet latéral :

Les essais de simulation de pluie que nous effectuons sont réalisés à partir d'un gicleur à débit constant projetant des gouttes dans un plan dont le réglage de l'angle d'oscillation définit l'intensité de la pluie simulée. Pour simuler une faible intensité de pluie, l'angle d'oscillation est grand, pour les fortes intensités, l'angle est petit et la surface arrosée déborde faiblement de la parcelle de mesure. Pour ces fortes intensités on peut donc craindre un effet latéral important. Pour pouvoir en juger, nous avons donc modélisé l'infiltration dans un domaine de trois mètres de large sur lequel on impose une immersion partielle sur un mètre seulement, au centre du domaine. Cette modélisation d'un possible "effet de bord", sous-estime peut-être légèrement cet effet éventuel d'une dérivation latérale puisque le domaine expérimental est tridimensionnel (figure 6-17). Toutefois, il paraît raisonnable de conserver un schéma bidimensionnel parce que l'un des côtés du rectangle d'arrosage garde toujours la même dimension et l'effet latéral est probablement prépondérant selon l'un des axes.

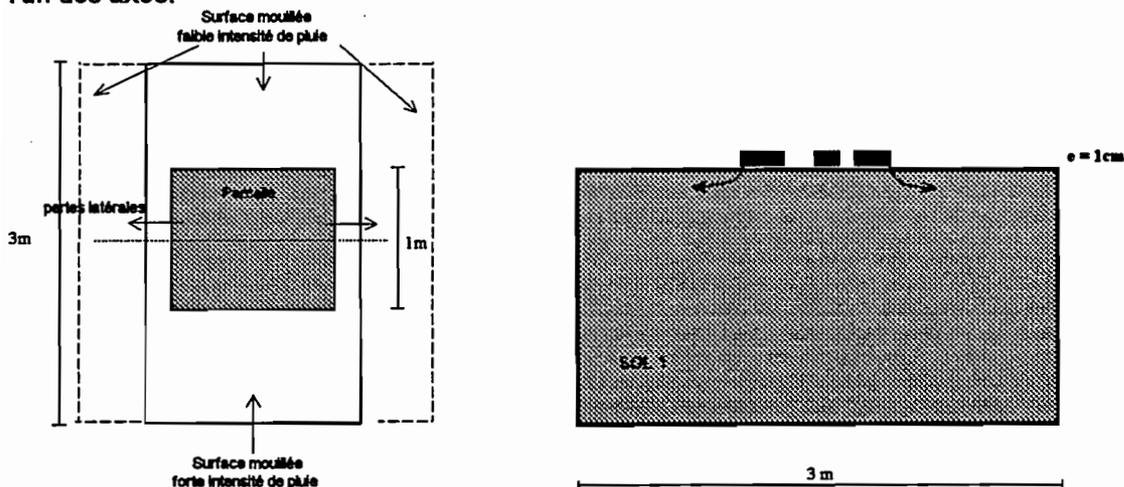


Figure 6-17 Schéma de la parcelle et de la surface arrosée pour simuler une forte pluie et schéma de calcul correspondant.

La figure 6-18 sur laquelle on a représenté les résultats correspondant aux fortes intensités de pluie (proportion de mailles immergées supérieure à 50%) pour le sol "homogène" montre que l'effet latéral est effectivement important et que les vitesses limites d'infiltration que nous modélisons se rapprochent de 100 mm/heure bien que la perméabilité à saturation du sol considéré soit deux fois plus faible.

La figure 6-19 donne les résultats obtenus avec un domaine de même géométrie mais comprenant une zone racinaire de trente centimètres surmontant soixante dix centimètres du sol précédent. On note une augmentation sensible de la vitesse limite d'infiltration qui atteint des valeurs proches de 150 mm/heure, c'est-à-dire voisines de nos valeurs expérimentales.

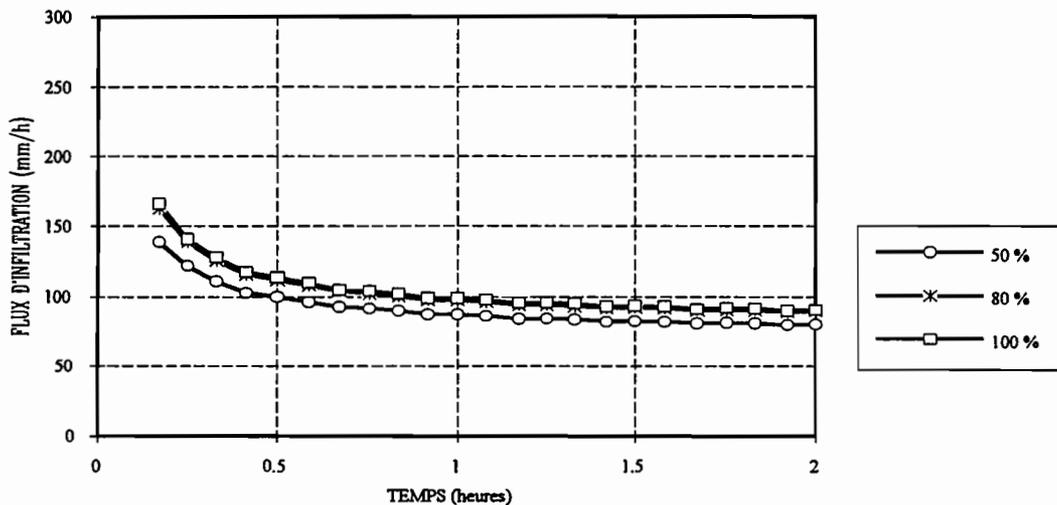


Figure 6-18 : Ecoulement avec "Effet De Bord" - Sol Homogène - Différentes proportions noyées de la surface.

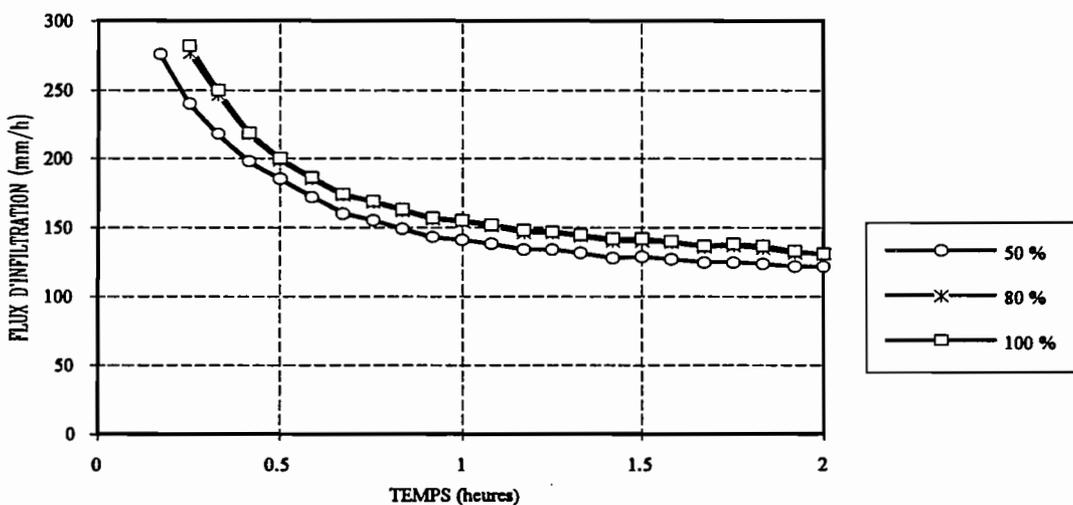


Figure 6-19 : Ecoulement avec "Effet De Bord". Superposition de deux sols - Différentes proportions noyées de la surface.

Le résultat précédent est sensible à plusieurs types de variables ou groupes de variables que l'on résume ci-dessous:

- La loi succion teneur en eau de la couche racinaire.
- L'épaisseur de la couche racinaire (plus cette couche est épaisse plus la vitesse d'infiltration apparente est élevée)
- Les teneurs en eau initiales respectives des deux couches superposées.

6-5- Synthèse et conséquences:

A l'issue de ce chapitre on peut synthétiser nos résultats relatifs à l'infiltration sur un sol couvert d'herbe en proposant la schématisation suivante:

- 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 (par le biais de fissures?). La liaison hydraulique avec le sol sous-jacent est alors assurée en proportion de l'aire de la membrane ainsi "trouée".

- Sous cette membrane, on trouve une couche racinaire de forte porosité et dont l'épaisseur est approximativement celle des racines.

- En dessous, le sol en place est moins poreux et moins perméable que la couche racinaire, dans des proportions qui dépendent probablement de la densité végétale.

La pluie parvenant sur le sol est d'abord absorbée par la membrane dans laquelle la succion est forte, 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 la pluie, de la pente de la parcelle, de la rugosité de surface du sol et, bien sûr, des apports en provenance des parcelles du dessus. Les tiges noyées alimentent alors le sol avec un flux qui, au niveau de chaque orifice, n'est pas limité par celui de la pluie. On trouve ici le schéma de notre modélisation où l'on suppose l'immersion d'une partie de la surface considérée comme ayant la même perméabilité que la zone racinaire. Un quasi équilibre, fonction de la taille des flaques d'eau, est alors atteint comme on l'a vu. Il correspond à un phénomène de redistribution de la teneur en eau sous la membrane. Le "quasi équilibre" que l'on atteint avec l'essai d'infiltration correspond, semble-t-il à l'existence d'un écoulement bi-dimensionnel sous la membrane. Il faut donc garder à l'esprit:

- qu'il ne s'agit pas d'un état d'équilibre "stationnaire" puisque, selon les valeurs respectives de l'intensité de la pluie et des perméabilités des couches racinaires et sous-jacentes une nappe temporaire peut se former et réduire à rien l'infiltrabilité apparente du sol (cf. figure 6-15 et 6-16 après une longue immersion d'une forte proportion de la surface),

- que cet équilibre dépend de la teneur en eau initiale du sol, dans des proportions qui dépendent des caractéristiques hydrodynamiques de ce sol,

- qu'en raison d'un effet de bord, les résultats expérimentaux obtenus au simulateur de pluie souffrent d'une certaine distorsion, notamment pour la simulation des fortes intensités sur des sols couverts d'une végétation abondante. Cet effet n'existe évidemment pas dans la nature et l'infiltrabilité des sols couverts de végétation est sans doute surestimée avec le simulateur de pluie.

En conclusion, et pour donner réponse à la question que nous nous sommes posée en début de chapitre, le comportement du sol vis-à-vis de la pluie n'est pas exactement celui que l'on suppose dans les modélisations classiques (et que nous avons adopté au chapitre 5). Pour préciser plus finement l'infiltration dans le versant, il faudrait tenir compte d'une proportion croissante de la surface noyée depuis l'amont vers l'aval, due aux écoulements venant de l'amont. Ceci contribuera à renforcer l'infiltration au voisinage de la rivière et donc la vitesse d'apparition des zones contributives à l'aval.

EN GUISE DE CONCLUSION GENERALE

"LES SURFACES CONTRIBUTIVES FUGITIVES"

Au terme de cette analyse, nous pouvons tenter une synthèse à propos des mécanismes générateurs des écoulements de crues, dans le cas où les contextes climatiques et géomorphologiques ne s'écartent pas trop de ceux que nous avons étudiés.

Du point de vue de l'hydrologie physique, la caractéristique la plus marquante que nous ayons identifiée sur notre versant, sur le bassin du Réal Collobrier, est probablement cette couche de sol poreux à la surface, parcourue de fines racines et nettement plus perméable que le sol sous-jacent. D'après nos diverses modélisations, le rôle hydrologique de cette couche se révèle très important, à la fois parce qu'elle contrôle l'infiltration à l'occasion de la pluie, et parce qu'elle est responsable de la formation de nappes saturées de surface.

- En ce qui concerne l'infiltrabilité des sols, le rôle de cette couche de surface est peut-être moins important que ce que peut laisser croire la mesure à l'aide du simulateur de pluie qui se trouve faussée par des effets de bord. Néanmoins, la redistribution bi-dimensionnelle que nous avons évoquée sous la surface du sol (sorte de membrane quasi imperméable) existe probablement à l'échelle grandeur nature, provoquant des phénomènes comparables à ceux que l'on observe sous pluie simulée. En conséquence, il est probable que l'infiltration progresse de l'amont vers l'aval, en raison de ruissellements faisant progresser l'épaisseur de la lame d'eau qui noie le sol. Dans ces conditions, l'aval des versants est probablement saturé d'autant plus vite, ce qui pourrait contribuer à renforcer la vitesse de formation des zones saturées contributives au voisinage de la rivière.

- La forte perméabilité de cette couche superficielle la rend capable d'absorber des pluies très intenses, notamment lorsque les conditions initiales sont "sèches". Les volumes qui peuvent y pénétrer sont susceptibles d'être très grands si la succion des sols sous-jacents intervient (été, début d'automne). En revanche, après remplissage de ces volumes superficiels (le "réservoir de surface" que nous avons évoqué au chapitre 3 ?), compte tenu des faibles perméabilités des sols situés en-dessous et surtout de l'abaissement de leur pouvoir d'absorption, des nappes de surface se forment, notamment en bordure de rivière, et des écoulements sur surfaces saturées peuvent apparaître. Simultanément, des flux souterrains sont également activés, aussi bien en profondeur que dans les premiers centimètres du sol (écoulement "hypodermique"), mais leurs vitesses sont lentes. Les apports de débits semblent donc surtout liés à des phénomènes se produisant à la surface ou auprès de la surface du sol, avec un brassage probable entre les eaux en provenance de la pluie et celles qui étaient initialement présentes dans les premiers centimètres du sol. Après la pluie, dans le cas où la végétation est abondante, les écoulements de surface peuvent se prolonger en raison des fortes rugosités mais ce sont les écoulements souterrains qui deviennent prépondérants. A l'échelle d'une crue, ceux-ci peuvent ainsi représenter des volumes importants mais, d'une part, les débits correspondants ne sont pas considérables et d'autre part, il s'agit de mélanges d'eaux "anciennes" diversement localisées et activées par des eaux "nouvelles". Les fortes proportions d'eaux anciennes dont fait état la séparation des écoulements par des procédés géochimiques ou isotopiques peuvent peut-être se comprendre si on raisonne sur les volumes écoulés mais pas sur les débits. Il nous semble enfin, que la séparation des écoulements en deux composantes (ancienne et nouvelle eau) est insuffisante puisqu'elle suppose uniformes toutes les eaux antérieurement présentes sur le bassin, négligeant en particulier de distinguer la composante de subsurface dont nous avons vu l'importance.

Compte tenu de ce qui précède, on peut comprendre certaines particularités hydrologiques que nous avons rencontrées:

L'hydrogramme unitaire d'un bassin versant très fortement couvert de végétation tel que celui des Maurets paraît donc dominé par les écoulements sur les zones saturées. Par opposition aux écoulements hortonien, pour lesquels une accélération des écoulements à l'occasion des épisodes violents a été souvent décrite, les hydrogrammes correspondants ont plutôt tendance à devenir moins rapides lorsque les coefficients d'écoulement augmentent, comme on a pu le voir lors de notre analyse globale, au début de cette étude. Ce ralentissement traduirait donc, comme on a vu, un certain retard des écoulements superficiels lié à l'extension des zones saturées contributives, mais aussi le fait qu'en proportion les volumes d'écoulements souterrains augmentent aussi, ou au moins ne diminuent pas, lorsque progressent les surfaces contributives.

Sur le bassin du Réal Collobrier, l'origine des crues semble se localiser à l'amont des bassins, là où les pentes sont fortes, contrairement à ce que l'on pouvait attendre d'un mécanisme reposant sur l'intersection d'une nappe souterraine avec la surface du sol. Cette propriété s'explique probablement par le fait que les zones saturées se forment à la faveur d'une zone racinaire. En effet, en l'absence de pentes, ces zones saturées ne peuvent probablement pas devenir réellement contributives, en raison de l'absorption des sols sous-jacents. Avec le mécanisme des surfaces saturées localisées dans les premières épaisseurs du sol, les durées de séjour de l'eau à la surface ne doivent pas être trop longues sinon l'infiltration vers les couches plus profondes intervient. Au moins pour les crues faibles ou moyennes que l'on a analysées, on a affaire à un mécanisme qui met en oeuvre des surfaces saturées temporaires, et même fugitives, que l'infiltration dans les couches profondes peut faire disparaître. Contrairement à ce qui caractérise le mécanisme "classique" pour les surfaces contributives sur surfaces saturées, dans notre cas il n'est pas certain que l'intensité des pluies ne joue aucun rôle sur les coefficients d'écoulements, notamment à l'occasion des épisodes très violents.

Enfin, si l'on cherche à comprendre la différence entre les comportements hydrologiques des régions sahéliennes et tropicales, la rugosité de surface due à la végétation, associée à la présence d'un réservoir racinaire du type de ce que l'on a rencontré sur notre bassin méditerranéen, représente peut-être la plus grosse part de l'explication de la différence de brutalité entre les crues dans les régions où la végétation est rare (Sahel) et celles qui interviennent sur un sol couvert de végétation. L'accélération très brutale des écoulements après l'incendie de 1990 sur le sous-bassin du Rimbaud (Lavabre et al. 1991) reflète d'ailleurs sans doute ce changement dans les rugosités qu'accompagne aussi une évolution "hortonienne". Mais cette transformation ne semble pas durer: l'hydrologie de ce bassin incendié revient assez rapidement à son état antérieur (Puech et al 1993). La repousse d'une végétation herbeuse est probablement responsable d'un retour aux mécanismes antérieurs dans lesquels les surfaces saturées "fugitives" interviennent.

D'ailleurs le passage du mécanisme hortonien à celui des écoulements sur ces surfaces saturées est probablement progressif. En effet, lorsque l'épaisseur de la couche poreuse de surface est faible ainsi que la densité du couvert végétal, le fonctionnement de la nappe saturée de surface se rapproche de celui d'un sol "hortonien" dont le degré d'imperméabilité définit un "refus à l'infiltration". Il est probable que bon nombre de bassins mélangent des types de fonctionnement dont l'appartenance à la catégorie "hortonienne" ou "surfaces saturées contributives fugitives" est difficile à départager. En cumulant des effets inverses du point de vue des vitesses de transfert induites, la conjugaison des deux formes de mécanismes explique peut-être la validité de la très classique expression linéaire pour la relation pluie débit.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES DE LA DEUXIEME PARTIE

- Brooks R.H. & Corey A.T.** 1964 "Hydraulic Properties of porous media"
Hydrology paper N° 3 Civil Engineering Dep., Colorado State Univ., Fort Collins, Colo.
- Clothier B.E. & White I.** 1981 "Measurement of sorptivity and soil water diffusivity in the field"
Soil Sci. Soc. Am. Journal 45, pp241-245
- Cook H. L.** 1946 : "The Infiltration approach to the calculation of surface runoff"
EOS Trans. AGU, NO. 27, P. 726-747, 1946.
- Dunne T., Zhang W., & Aubry B. F.** 1992 "Effects of Rainfall, Vegetation, and Microtopography on Infiltration and Runoff" Water Resource Research, Vol 28, No. 1, P. 209-213, January
- Elrick D.E. & Reynolds W.D.** 1992 "Methods for analysing constant-head well permeameter data"
Soil Science Society of America Journal, Jan-Feb 1992, volume 56 N°1, pp320-323
- Emmet W.W.** 1978 "Overland flow"
In: Hillslope hydrology. J.Wiley & sons (ed) pp 145-176
- Freeze R.A.** 1969 "The mechanism of natural groundwater recharge and discharge 1"
Water Res. Research n° 5, pp 153-171
- Fuentes C., Haverkamp R. & Parlange J.Y.** 1992 "Parameter constraints on close-form soilwater relationships"
Journal of hydrology, 134 pp 117-142
- Gardner W.R.** 1958 "Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table"
Soil Science, V85, N°4, pp 228-232
- Green W.H. & Ampt G.A.** 1911 "Study on soil physics 1. The flow of air and water through soils"
J. Agric. soils, 4, pp 1-24
- Grésillon J.M.** 1991 "Pour un modèle d'infiltration adapté à l'échelle d'un bassin"
Soil Water Balance In The Sudano-Sahelian Zone .Proceedings Of The Niamey Workshop, IAHS Publ. no. 199
- Gresillon J.M., Taha A. & Schober A.** 1993 "Variability of the infiltration rate for vegetation covered soil"
European Geophys. Society, XVI General Assembly, Wiesbaden, Allemagne April 1993
- Gresillon J.M., Taha A. & Schober A.** "Analysis of the variability of the infiltration rate with respect to rainfall intensity: role of the vegetation"
soumis à Journal of Hydrology
- Haverkamp R. & Parlange J.Y.** 1982 "Comment on a phisico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data.
Soil Sci. Soc. Am. Journal 46 (6) pp 1348-1349

- Haverkamp R. & Parlange J.Y.** 1986 "Predicting the water-retention curve from particle-size distribution: 1. Sandy soils without organic matter"
Soil Science 142 (6) pp 325-339
- Hawkins & Cundy** 1987 "Steady-state analysis of infiltration and overland flow for spatially-varied hillslopes"
Water Resources Bull., 23, P. 251-256, 1987.
- Horton R.E.** 1933 "The role of infiltration in the hydrological cycle"
Trans. Am. Geophys. Union, 14, pp 446-460
- Khanji J.D.** 1975 "Etude de la recharge de nappes à surface libre par infiltration"
Thèse de doctorat de l'U.S.M.Grenoble 252p.
- Laforge A.** 1977 "Inventaire et examen des processus élémentaires de ruissellement et d'infiltration sur parcelle. Application à une exploitation méthodique des données obtenues sous pluies simulées"
Cah. Orstom, série hydrol., 14(4), P. 299-344
- Lavabre J., Sempere-Torres D. & Cernesson F.** 1991 "Etude du comportement hydrologique d'un petit bassin versant méditerranéen après la destruction de l'écosystème forestier par un incendie. Premières analyses"
Hydrologie continentale vol 6 n° 2 1991 pp 121-132
- Le Meillour F.** 1993 "Un modèle numérique pour le traitement des écoulements de surface par l'approximation de l'onde cinématique"
Note intérieure L.T.H.E.
- Le Meillour F. & Grésillon J.M.** 1993 "Caractérisation hydraulique des écoulements de surface sur le bassin versant des Maurets"
Communication au G.I.S. Réal Collobrier. Novembre 1993
- Leonard J.** 1992 "Laboratory and field tests of the time domain reflectometer"
Msc Dissertation University of Newcastle-upon-Tyne - L.T.H.E Grenoble 73p.
- Paige G.B. & Hillel D.** 1993 "Comparison of three methods for assessing soil hydraulic properties"
Soil Science, March 1993, vol 155 N° 3, pp 175-189
- Peaceman D.W. & Rachford H.H.** 1955 "The numerical solution of parabolic and elliptic differential equations"
J. Soc. Ind. Appl. Math., 3 pp 28-41
- Perroux K.M. & White I.** 1988 "Designs for disc permeameters"
Soil Sci. Soc. Am. Journal 52, pp 1205-1215
- Philip J.R.** 1969 "Theory of infiltration"
Adv. Hydrosci., 5 pp 215-296
- Philip J.R.** 1985 "Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil"
Water Resources Research, V.21, N°7, pp 1025-1033
- Philip J.R.** 1987 "The quasi-linear analysis, the scattering analog, and others aspects of infiltration and seepage."
In: Infiltration Development and application. Fok Y.S. (Ed). Honolulu, Water Resources Research Center, pp 1-27

- Philip J.R.** 1991 "Hillslope infiltration: planar slope"
Water Res. Research, 27 n° 1, pp 109-117
- Puech C. & Vine P.** 1993 "Suivi par télédétection de la régénération forestière après incendie et étude de l'influence de la végétation sur les écoulements. Premiers résultats"
Communication au G.I.S. Réal Collobrier. Novembre 1993
- Richards L.A.** 1931 "Capillary conduction of liquids through porous medium"
Physics 1 pp 318-333
- Reynolds W.D. & Elrick D.E.** 1985 "Measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationship using the "Guelph Permeameter"
Proceedings, National Water Well Association Conference on Characterization and Monitoring of the Vadose (unsaturated) zone
Denver, Colorado, November 1985
- Rhett Jackson C.** 1992 "Hillslope infiltration and lateral downslope unsaturated flow"
Water Res. Research, 28 n° 9, pp 2533-2539
- Roth K., Schulin R., Flüher H. & Attinger W.** 1990 "Callibration of Time Domain Reflectometry for water content measurement using a composite dielectric approach"
Water Resources Research, 26 (10) pp 2267-2273
- Rubin J.** 1968 "Theoretical analysis of two-dimensional, transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils."
Soil Sc. Soc. Am. Proc. Vol. 32 n°5 pp607-615
- Stephen D.B. & Neuman S.P.** 1982 "Free surface and saturated-unsaturated analysis of borehole infiltration tests above the water table"
Adv. Water Resource. N° 5, pp 111-116
- Taha A.** 1991 "Modélisation de l'écoulement en milieu non saturé sur versant incliné soumis à la pluie"
Rapport de D.E.A. Sept. 1991, 71p.
- Taha A. & Grésillon J.M.** 1993 "L'infiltration sur le versant des Maurets"
Communication au G.I.S. Réal Collobrier. Novembre 1993
- Thony J.L., Vachaud G., Clothier B.E. & Angulo-Jaramillo R.** 1991 "Field measurement of the hydraulic properties of soil"
Soil Technology Cremlingen 1991, vol 4, pp 111-123
- Topp G.C., Davis J.L. & Annan A.P.** 1980 "Electromagnetic determination of soil water content: Measurement in coaxial transmission lines"
Water Resources Research, 16(3) pp 574-582
- Van Genuchten M.T.** 1980 "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils"
Soil Sci. Soc. Am. Journal 44, pp 892-898
- Vauclin M.** 1975 "Etude expérimentale et numérique du drainage de nappes à surface libre. Influence de la zone non saturée"
Thèse de doctorat de l'U.S.M. Grenoble 196 p.
- Vauclin M., Thony J.L., Vachaud G., Elrick D.E. & Clothier B.E.** 1991 "Field determination of soil hydraulic properties by suction and pressure infiltrometers."
XVI General Assembly, European Geophysical Society. Wiesbaden Allemagne. C.R.269

- Vauclin M. & Chopart J.L.** 1992 "L'infiltrométrie multi-disques pour la détermination in situ des caractéristiques hydrodynamiques de la surface d'un sol gravillonnaire de Côte d'Ivoire"
L'agronomie tropicale 1992, N° 46-4 pp 259-271
- Vauclin M., Angulo-Jaramillo R. & Thony J.L.** 1993 "L'infiltrométrie multi-disques pour la détermination in-situ de la perméabilité des sols"
Actes du symposium international Geoconfine Juin 93, Balkema, Rotterdam
pp 351-356
- White I. & Sully M.J.** 1987 "Macroscopic and microscopic capillarity length and time scales from field infiltration.
Water Resources Research, 23 pp 1514-1522
- Wooding R.A.** 1965 "A hydraulic model for the catchment-stream problem, I, Kinematic wave theory."
Journal of hydrology, vol 3, pp 254-267
- Wooding R.A.** 1968 "Steady Infiltration from a shallow circular pond"
Water Resources Research, 4 pp1259-1273
- Woolhiser D.A.** (1975) "Simulation of unsteady overland flow"
in: "Unsteady flow in open Channels" Edited by Mahmood K. & Yevjevich V.M.
Water Resources Publications, Fort Collins, Colo. pp 485-508