

Université du Québec  
INRS ETE

## ELEMENTS D'ANALYSE SUR LES CRUES ECLAIR

Par  
Eric Gaume

Mémoire présenté  
pour l'obtention  
du grade de Philosophiae doctor (Ph. D)  
en Sciences de l'eau

### Jury d'évaluation

Président du jury  
et examinateur interne

Bernard BOBEE, INRS ETE

Examineur externe

Philippe Bois  
CNRS, LTHE  
Institut national polytechnique de Grenoble

Examineur externe

Ezio Todini  
Université de Bologne

Examineur externe

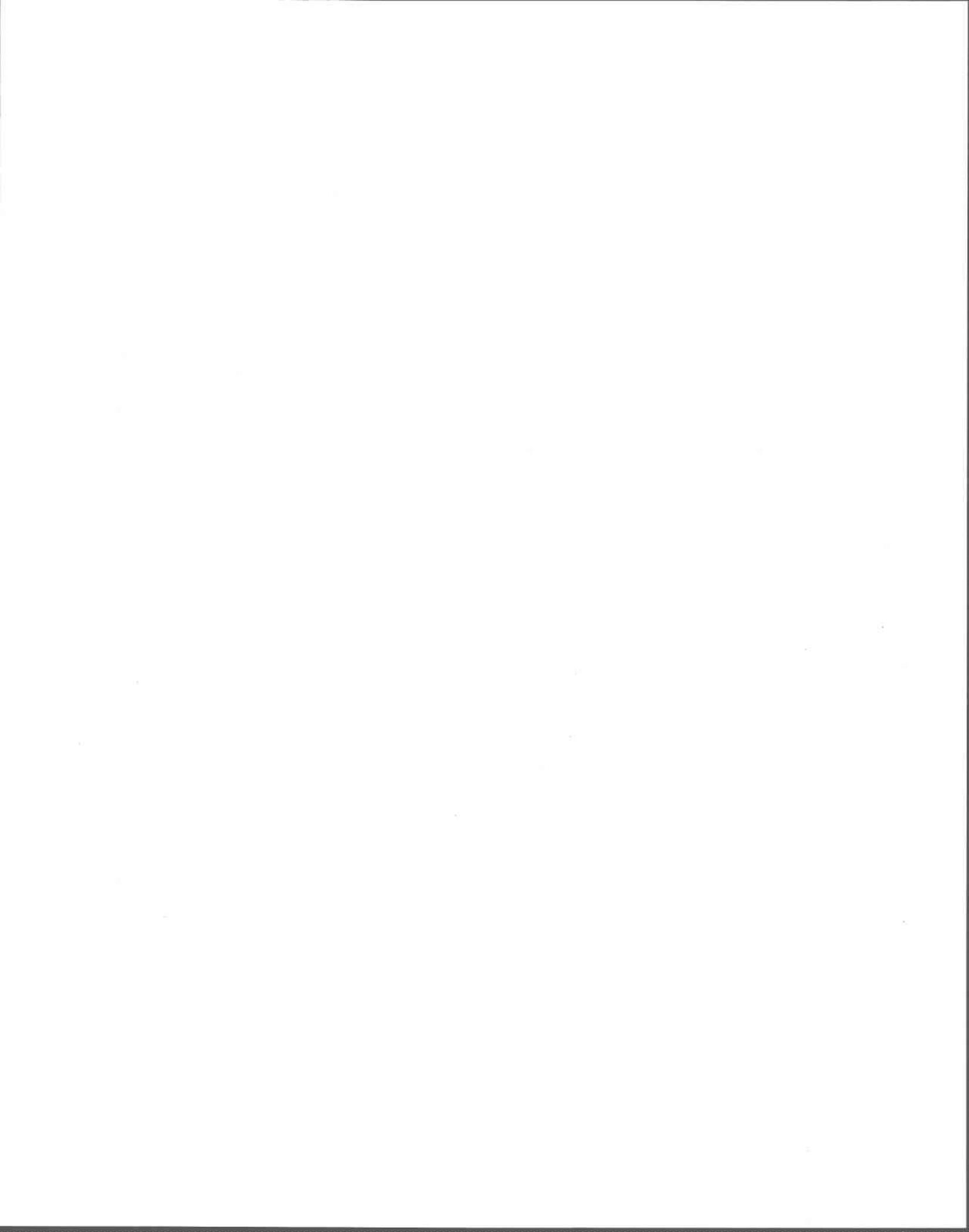
Jean-Noël Bacro  
Institut National Agronomique Paris-Grignon

Directeur de recherche

Jean-Pierre Villeneuve, INRS ETE

Directeur de recherche

Michel Desbordes  
CNRS, UMR 5569  
Université des sciences de Montpellier



---

*Si tu es du genre à chatouiller ton orgueil avec tes propres écrits, avec ton enseignement ou avec ta production littéraire, saisis toi-même tes oreilles, cher ami. En les tâtant bien, tu découvriras une belle, une grande paire d'oreilles d'âne poilues.*

*Alors, vas-y carrément : orne-les de grelots dorés afin que l'on t'entende passer et que l'on dise : Regardez, regardez le bel animal qui écrit des livres si magnifiques et qui prononce de si merveilleux [discours]!*

*Conclusion de la préface à la première édition  
des Oeuvres de Martin Luther (1539).*



---

# Remerciements

Mes remerciements vont d'abord à ceux dont l'intervention a permis que je puisse rejoindre le CEREVE pour y poursuivre mes recherches après un détour par Ajaccio : Denis Ballay et Jean-Claude Deutsch.

A mes directeurs de thèse Michel Desbordes et Jean-Pierre Villeneuve pour la confiance qu'ils m'ont accordée et le soutien qu'ils m'ont apporté.

A mon complice Marc Livet sans qui je n'aurais probablement pas eu l'audace de chausser les bottes et de tendre le micro.

A André Bachoc qui m'a attiré vers la recherche.

A tous ceux à qui j'ai fait partagé en temps réel mes enthousiasmes et mes déceptions scientifiques et qui y ont toujours prêter une oreille amicale, mes collègues de travail Bruno Tassin et Brigitte Vinçon-Leite, Christian Roux, Valérie Thauvin, Nassima Mouhous, Hervé Andrieu et Alain Mailhot.

Aux personnes qui m'ont accompagné dans ce travail sur les crues éclairs Catherine Couesson, Magaly Pons et Stephane Herrero.

Aux étudiants avec lesquels j'ai travaillé et qui m'ont permis de garder un esprit alerte, Yasmina Rakem, Danièle Valdes, Michel Kolasinski, Yves Dantec, Julie Brun, Stéphane Bousquet, Michel Esparsa, Raphael Gosset, Mohamed Mouhou, Christine Demachy, Krimo Chougui, Christelle Lartissien.

A tous les membres du CEREVE, personnels et étudiants pour cette ambiance de travail si chaleureuse et stimulante.

A tous ceux, très nombreux, dont j'ai croisé la route au cours de cette thèse et dont je tais les noms de peur d'en oublier.

A Luce, Etienne, Raphael et Basile.



## Résumé

Les crues éclair (i.e. crues soudaines provoquées par des événements pluvieux orageux) constituent sans aucun doute le risque naturel le plus destructeur en France. Malgré la menace qu'elles représentent et les nombreuses questions qu'elles suscitent, elles n'ont pas fait l'objet par le passé d'études systématiques. L'état des connaissances est actuellement loin d'être à la hauteur des enjeux exposés à ces crues et des ambitions désormais affichées par les pouvoirs publics en matière de prévention. Dans la première partie de ce document, une méthodologie d'analyse hydrologique post-événementielle a été mise au point et testée sur cinq études de cas. Outre l'exploitation classique des données pluviographiques et RADAR et l'estimation des débits de pointes de crues à partir des niveaux d'eau atteints, les informations concernant l'évolution temporelle des hauteurs d'eau et des débits correspondants ont été collectées auprès des témoins oculaires. Les premiers résultats obtenus sont encourageants et relativement inattendus : a) les bassins versants réagissent avec retard aux épisodes de pluies intenses, b) les volumes d'eau de pluie retenus sur les bassins et ne participant pas à la crue sont importants (de 150 à 200 millimètres dans les études de cas traitées), c) le type d'occupation des sols ne semble pas jouer un rôle déterminant sur la réponse hydrologique des bassins versants. La seconde partie de la thèse est consacrée à l'analyse théorique des lois de probabilité des débits de pointes de crues. Les possibilités offertes par l'approche qualifiée de semi-déterministe, consistant à coupler un modèle mathématique de genèse aléatoire de séries pluviographiques et un modèle "pluie-débit" sont explorées. Il apparaît que, compte tenu des propriétés de la relation pluie-débit, les distributions des débits pointes de crues (DDPC) n'appartiennent probablement à aucun des trois types de lois des valeurs extrêmes. Elles sont asymptotiquement contrôlées par la distribution des intensités moyennes maximales des événements pluvieux, mesurées sur une durée caractéristique du bassin versant. La forme des DDPC dans la gamme des périodes de retour intermédiaires - typiquement 10 à 10<sup>6</sup> ans - dépend du modèle "pluie-débit" utilisé. Certaines hypothèses, réalistes au regard des retours d'expériences, conduisent à des distributions "multi-modales", dont le gradient local très élevé sur papier de Gumbel peut largement dépasser le "Gradex" des pluies sur une plage limitée de périodes de retour.

## Abstract

Flash floods (i.e. floods produced by severe thunderstorms of limited areal extent) are certainly the most destructive natural hazard in France. They also give rise to numerous questions but no systematic studies have been conducted in the past on such events. The relatively poor hydrological knowledge about this type of flood is not in accordance with the risk that they represent or with the ambitious prevention policy objectives of the stake holders in France. In the first part of this document, a post flood investigation methodology is proposed and tested on five case studies. Besides the analysis of the available rainfall data and the estimations of peak discharges on the basis of high water marks, elements concerning the timing of the floods given by eyewitnesses were gathered. The first results obtained are hopeful and reveal some original aspects of the rainfall-runoff relationship during flash floods : 1) the watershed response to the intense storm bursts is late and relatively sudden, 2) a large amount of rainwater (150 to 200 millimeters in the present case studies) is retained on the catchments and does not contribute to the flood flow, 3) no significant effects of the land use type could be identified. The second part of the document, is devoted to the theoretical analysis of the flood peak distributions. The potential of the so called derived distribution methods consisting in coupling a stochastic rainfall simulator and a mathematical "rainfall-runoff" model is assessed. It appears that, due to the properties of the "rainfall-runoff" process, flood peak distributions (FPD) belong most probably to none of the three extreme value distribution types. The asymptotic behaviour of the FPD is controlled by the maximum rainfall intensities measured over a duration characteristic of the studied watershed. The shape of the FPD depends on the "rainfall-runoff" model used for the intermediate range of return periods - typically 10 to 10<sup>6</sup> years. Some realistic hypothesis, according to the results of the post flood investigations, lead to "multi modal" distributions, which local gradient on a Gumbel paper can be much larger than the "Gradex" of the rainfall intensities over a limited range of return periods.



# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>17</b>
1.1	La notion de crue “éclair”	17
1.2	Un phénomène naturel encore peu étudié	19
1.3	Mieux évaluer le risque de crue des petits bassins versants	20
1.4	Contenu de la thèse	23
<b>I</b>	<b>Comportement hydrologique des bassins versants lors des événements exceptionnels</b>	<b>25</b>
1.5	Avant propos	27
<b>2</b>	<b>Etat des connaissances sur les processus de genèse des crues</b>	<b>31</b>
2.1	Introduction	31
2.2	Le ruissellement direct non strictement hortonien	34
2.2.1	La battance	34
2.2.2	Le ruissellement par saturation	36
2.3	Les écoulements souterrains	38
2.3.1	Dynamique de l'exfiltration de nappes	38
2.3.2	L'écoulement “hypodermique” ou subsuperficiel	40
2.3.3	Rôle des macropores, fissures et zones d'écoulements préférentiels	40

2.3.4	L'intumescence de nappes . . . . .	41
2.3.5	Ecoulements dans les zones contributives saturées . . . . .	42
2.4	Synthèse . . . . .	45
<b>3</b>	<b>Méthodologie proposée pour les retours d'expériences</b>	<b>49</b>
3.1	Collecte et critique des données . . . . .	49
3.1.1	Données pluviométriques . . . . .	49
3.1.2	Estimations de débits de pointes de crues . . . . .	54
3.1.3	Chronologie : témoignages . . . . .	58
3.2	Interprétation : modèle hydrologique de référence . . . . .	60
3.2.1	Représentation d'un bassin versant dans le modèle . . . . .	60
3.2.2	Fonction de production du SCS (US Soil Conservation Service) . . . . .	61
3.2.3	Choix d'une fonction de transfert . . . . .	64
<b>4</b>	<b>Analyse d'événements exceptionnels récents</b>	<b>71</b>
4.1	La crue de l'Avène (Gard) : 6 et 7 octobre 1997 . . . . .	73
4.1.1	Présentation du bassin versant de l'Avène . . . . .	73
4.1.2	L'événement des 6 et 7 octobre 1997 . . . . .	76
4.1.3	L'enquête sur la crue de l'Avène . . . . .	81
4.1.4	Analyse des témoignages . . . . .	85
4.1.5	Discussion . . . . .	90
4.1.6	Conclusions . . . . .	93
4.2	La crue de la Nielle (Aude) : 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	95
4.2.1	Présentation du bassin versant de la Nielle . . . . .	95
4.2.2	L'événement des 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	98

---

4.2.3	L'enquête sur la crue de la Nielle et de ses affluents . . . . .	101
4.2.4	Interprétation des données collectées . . . . .	112
4.2.5	Conclusions . . . . .	115
4.3	La crue du Verdoble (Aude) : 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	117
4.3.1	Présentation du bassin versant du Verdoble . . . . .	117
4.3.2	L'événement des 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	119
4.3.3	L'enquête sur la crue du Verdoble et de ses affluents . . . . .	123
4.3.4	Interprétation des données collectées . . . . .	133
4.3.5	Conclusions . . . . .	139
4.4	La crue de la Clamoux (Aude) : 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	141
4.4.1	Présentation du bassin versant de la Clamoux . . . . .	141
4.4.2	L'événement des 12 et 13 novembre 1999 . . . . .	144
4.4.3	L'enquête sur la crue de la Clamoux et de ses affluents . . . . .	148
4.4.4	Interprétation des données collectées . . . . .	158
4.4.5	Conclusions . . . . .	160
4.5	Crués de l'Herbasse (Drôme) : 25 et 26/09/1999 et 03/10/1999 . . . . .	163
4.5.1	Présentation du bassin versant de l'Herbasse . . . . .	163
4.5.2	L'événement des 25 et 26 septembre 1999 . . . . .	165
4.5.3	Estimation des débits de pointe . . . . .	172
4.5.4	Interprétation des données collectées . . . . .	178
4.5.5	Conclusions . . . . .	183
<b>5</b>	<b>Conclusion de la première partie</b>	<b>187</b>
5.1	Validation à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de l'Aude . . . . .	187
5.2	Synthèse . . . . .	190

<b>II</b>	<b>Analyse statistique des crues éclair : à quoi peuvent bien ressembler les lois de probabilité des débits de pointe de crue des petits bassins versants ?</b>	<b>193</b>
<b>6</b>	<b>L'inférence statistique et ses limites</b>	<b>195</b>
6.1	Lois de probabilité des valeurs extrêmes . . . . .	198
6.1.1	La théorie des lois des valeurs extrêmes . . . . .	198
6.1.2	Les limites de la théorie des valeurs extrêmes . . . . .	200
6.1.3	Résumé . . . . .	203
6.2	Problèmes d'estimation et fluctuation d'échantillonnage . . . . .	203
6.2.1	Exemple de la loi de Gumbel . . . . .	204
6.2.2	Quelques résultats d'ajustements commentés . . . . .	206
6.2.3	Résumé . . . . .	210
6.3	Comment aller plus loin ? . . . . .	211
6.3.1	Approches théoriques . . . . .	211
6.3.2	Augmentation des effectifs des jeux de données disponibles . . . . .	216
6.4	Conclusion . . . . .	220
<b>7</b>	<b>Les approches semi déterministes : revue bibliographique</b>	<b>221</b>
7.1	Introduction . . . . .	221
7.2	Le modèle d'Eagleson (Eagleson, 1972) . . . . .	224
7.2.1	Le modèle stochastique de pluie . . . . .	224
7.2.2	La fonction de production . . . . .	225
7.2.3	La fonction de transfert . . . . .	225
7.2.4	Conclusions . . . . .	229
7.3	Travaux d'Hebson et Wood (Hebson & Wood, 1982) . . . . .	229
7.3.1	Le modèle . . . . .	230

---

7.3.2	Conclusions . . . . .	233
7.4	Le modèle de Diaz-Granados (Diaz-Granados <i>et al.</i> , 1984) . . . . .	233
7.4.1	Le modèle . . . . .	233
7.4.2	Conclusions . . . . .	234
7.5	Travaux de Sivapalan <i>et al.</i> (Sivapalan <i>et al.</i> , 1990) . . . . .	236
7.5.1	Le modèle de pluie . . . . .	236
7.5.2	La fonction de production . . . . .	236
7.5.3	La fonction de transfert . . . . .	237
7.5.4	Conclusions . . . . .	238
7.6	Le modèle de Goel (Goel <i>et al.</i> , 2000) . . . . .	241
7.6.1	Le modèle stochastique de pluie . . . . .	241
7.6.2	La fonction de production . . . . .	241
7.6.3	La fonction de transfert . . . . .	242
7.6.4	Conclusions . . . . .	243
7.7	Le modèle de Iacobellis et Fiorentino (Iacobellis & Fiorentino, 2000) . . . . .	245
7.7.1	Expression du débit de pointe de crue . . . . .	246
7.7.2	Distribution des surfaces contributives . . . . .	246
7.7.3	Distribution des débits unitaires . . . . .	246
7.7.4	Distribution des débits de pointes de crues . . . . .	248
7.7.5	Conclusions . . . . .	248
7.8	Conclusions sur les travaux antérieurs . . . . .	250
7.8.1	Quelques considérations théoriques : le raccourci . . . . .	251
7.8.2	Développements proposés . . . . .	255
<b>8</b>	<b>Formes possibles des distributions de débits de crues</b>	<b>257</b>

---

8.1	Introduction . . . . .	257
8.2	Présentation des outils de modélisation utilisés . . . . .	260
8.2.1	Le modèle de bassin versant . . . . .	260
8.2.2	Le modèle stochastique de pluie . . . . .	260
8.3	Influence de la “fonction de transfert” . . . . .	264
8.3.1	Quelques jalons . . . . .	264
8.3.2	Résultats des simulations numériques . . . . .	266
8.3.3	Structure temporelle des pluies et “multiscaling” . . . . .	269
8.3.4	Conclusion partielle . . . . .	272
8.4	Influence de la “fonction de production” . . . . .	273
8.4.1	Introduction . . . . .	273
8.4.2	De l’importance de la structure temporelle des pluies . . . . .	275
8.4.3	Détail des résultats obtenus avec le modèle du SCS . . . . .	277
8.4.4	Résultats obtenus avec le modèle SCS modifié . . . . .	279
8.5	Modèle hydrologique complet . . . . .	282
8.6	Quelques mots sur la fluctuation d’échantillonnage . . . . .	285
<b>9</b>	<b>Conclusion de la seconde partie</b>	<b>289</b>
<b>III</b>	<b>Conclusion générale et perspectives</b>	<b>297</b>
<b>10</b>	<b>Conclusion générale et perspectives</b>	<b>299</b>

---

<b>IV</b>	<b>Annexes</b>	<b>321</b>
<b>A</b>	<b>Comparaisons de hyétogrammes mesurés et estimés à partir des images RADAR : épisode des 12 et 13 novembre 1999 dans l'Aude</b>	<b>323</b>
<b>B</b>	<b>Documents photographiques</b>	<b>329</b>
<b>C</b>	<b>Développements mathématiques autour des lois des valeurs extrêmes</b>	<b>349</b>
C.1	Domaine d'attraction de la loi de probabilité des $X_i = Y_i^{1/\alpha}$ . . . . .	349
C.2	Calcul des variables $a_n$ et $b_n$ de renormalisation du maximum des $X_i$ . . . . .	350
<b>D</b>	<b>Convergence des distributions de débits</b>	<b>353</b>
D.1	$c$ suit une loi uniforme sur $[0, 1]$ . . . . .	353
D.2	$c$ suit une loi quelconque éventuellement dépendante de $y$ . . . . .	355
D.2.1	Tendance asymptotique de la densité de $y$ . . . . .	355
D.2.2	tendance asymptotique de la fonction de répartition de $y$ . . . . .	356
D.2.3	Synthèse . . . . .	358
D.3	Cas où la distribution des intensités de pluies est de type GEV II . . . . .	358



# Chapitre 1

## Introduction

*Où l'on expose le pourquoi et le comment*

### 1.1 La notion de crue “éclair”

La crue des cadereaux <sup>1</sup> de Nîmes le 3 octobre 1988, qui avait à l'époque ravagé le centre ville et provoqué le décès de 9 personnes et plus de 4 milliards de francs de dégâts matériels, est l'un des éléments qui ont motivé le présent travail de recherche. Signe d'un état des connaissances limité sur ce type de phénomènes naturels, cet événement avait surpris non seulement l'opinion publique mais aussi les spécialistes hydrologues qui ont été chargés de l'analyser. Comment était-il possible que ces cadereaux, cours d'eau méditerranéens à sec en été, dont le bassin versant total ne couvre pas plus de 50 km<sup>2</sup> aient pu produire une crue dont le débit de pointe a été estimé à environ 1000 m<sup>3</sup>/s (Desbordes *et al.*, 1989), soit plus que le débit moyen du Rhône à l'étiage <sup>2</sup> ?

Cette valeur place l'épisode nîmois parmi les plus fortes crues observées dans le monde sur des bassins de surface équivalente (Gutknecht, 1994; Costa, 1987; UNESCO, 1976; Pardé, 1961). Les qualificatifs employés à l'époque par la presse - “déluge”, “apocalypse” - traduisent d'ailleurs tout autant la démesure que la rareté supposée d'un tel événement. Et pourtant... et pourtant cette crue ne semble pas inédite : l'exploitation des archives communales fait apparaître que la ville a été inondée partiellement ou totalement à 40 reprises au moins depuis le XIV<sup>ème</sup> siècle. De plus, deux événements se rapprochent par les cumuls pluviométriques mesurés de l'épisode de 1988 au cours des deux derniers siècles.

---

<sup>1</sup>Nom donné aux cours d'eau intermittents dans le Gard.

<sup>2</sup>Période de basses eaux d'un cours d'eau.

Il ne s'agit pas non plus d'un événement isolé : la crue de l'Ouvèze à Vaison la Romaine le 22 septembre 1992<sup>3</sup>, et celles de différents affluents de l'Aude les 12 et 13 novembre 1999 sur lesquelles nous reviendrons en détail dans ce document, ont marqué les esprits. Mais de nombreux autres événements aux débits spécifiques comparables mais moins destructeurs se sont produits en France ces dix dernières années. Sans être exhaustifs, on peut citer la crue qui a ravagé Puisserguier dans l'Hérault le 28 janvier 1996, la crue du Vidourle du 4 octobre 1995 à la station de Saint-Hippolyte-du-Fort, de l'Avène dans le Gard dans la nuit 6 au 7 octobre 1997, du ruisseau de Sals à Rennes les Bains ou de l'Agly amont le 26 septembre 1992 ...

Le territoire national est donc régulièrement touché par des événements que nous qualifierons selon le terme proposé par l'Association internationale des sciences hydrologiques, de crues "éclair" (flash floods) : "crues dont l'apparition est soudaine, souvent difficilement prévisible, de temps de montée rapide et de débit spécifique relativement important. Ces crues éclair sont donc généralement liées à des épisodes pluvieux intenses et se manifestent souvent sur des bassins de taille modérée" (IAHS-UNESCO-WMO, 1974). Nous avons choisi ici de nous limiter à l'étude de crues "éclair" hors normes, aux débits de pointe "exorbitants" pour reprendre l'expression employée par le célèbre hydrologue français Pardé (Pardé, 1961), et plus précisément aux crues dont le débit de pointe dépasse quatre fois le débit décennal. A titre indicatif et en se basant sur la formule de "Crupedix" (Ministère de l'Agriculture, 1980) pour le calcul d'un ordre de grandeur de débit décennal, le seuil retenu représente un débit spécifique de  $12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  pour un bassin versant de  $10 \text{ km}^2$  et de  $9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  pour un bassin versant de  $50 \text{ km}^2$  en région méditerranéenne. Compte tenu des ordres de grandeur des intensités de pluies, ces valeurs supposent que soient réunies deux conditions : de fortes pluies et un coefficient d'écoulement (proportion des pluies incidentes contribuant à la genèse de la crue) élevé, nettement supérieur à 50%.

Ces crues, provoquées par des épisodes orageux souvent qualifiés de cévennols, touchent principalement l'arc méditerranéen durant l'automne. Les départements limitrophes ou les régions montagneuses sont aussi concernés comme en témoignent les crues de la Borne au Grand Bornand (Haute Savoie) le 14 juillet 1987, ou de la Loire et de ses affluents de Haute Loire en amont du Puy en Velay du 21 et 22 septembre 1980. Selon certains auteurs, des épisodes comparables auraient été observés dans d'autres régions à l'échelle de bassins versants de quelques kilomètres carrés : crues du 1er septembre 1987 dans le bassin versant du petit Morin en Brie (Dacharry, 1988)

---

<sup>3</sup>Débit maximum estimé à  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  pour un bassin versant de  $587 \text{ km}^2$ , la crue ayant probablement été en grande partie générée par un sous bassin de moins de  $100 \text{ km}^2$  (Gilard & Mesnil, 1995).

## 1.2 Un phénomène naturel encore peu étudié

Les crues éclair ont constitué sans aucun doute le risque naturel le plus destructeur en France au cours des dernières décennies. Malgré la menace qu'elles représentent et les nombreuses questions qu'elles suscitent, elles n'ont cependant pas fait l'objet par le passé d'études systématiques. L'état des connaissances est actuellement loin d'être à la hauteur ni des enjeux exposés aux crues éclair, ni des ambitions désormais affichées par les pouvoirs publics en matière de prévention<sup>4</sup>. Or la connaissance doit se fonder sur l'observation attentive et la multiplication des expériences. C'est donc avec un esprit de collectionneur que nous avons abordé cette recherche, avide de tirer le meilleur profit scientifique des événements auxquels la nature nous soumet.

L'observation et l'analyse de ces crues éclair n'est pas une chose facile. Un bassin versant expérimental de recherche ne peut apporter une réponse efficace compte tenu de la rareté de ces événements. Un bassin expérimental a, en effet, fort peu de chances d'être touché par un événement pluvieux générateur de crue éclair durant une période de durée raisonnable. Et quand bien même le serait-il, quels enseignements tirer d'un événement isolé? L'interprétation doit pouvoir s'appuyer sur des expériences répétées.

L'unique alternative réside donc dans l'analyse hydrologique des crues éclair quand, et là où elles se produisent : le retour d'expérience. Cette approche pose des problèmes méthodologiques qui expliquent probablement pourquoi les retours d'expériences hydrologiques n'ont pas été plus nombreux par le passé. Les crues éclair touchent des secteurs de surfaces limitées et échappent très souvent aux dispositifs de mesure limnimétriques et pluviométriques existants. Lorsque par chance un appareil de mesure limnimétrique est concerné par la crue, il est très fréquemment détérioré ou détruit par la violence des flots. S'il ne l'est pas, les mesures sortent notablement de la gamme de valeurs pour laquelle la relation entre la cote d'eau et le débit a pu être calibrée (gamme de jaugeage). De nombreuses informations peuvent cependant être collectées à la suite de ces crues, surtout lorsqu'elles ont touché des zones habitées : laisses de crue indiquant le niveau atteint par les eaux, relevés pluviométriques amateurs, témoignages sur le déroulement chronologique de la crue, diverses observations (vitesses d'écoulement, ruissellement superficiel...), et depuis une dizaine d'années des mesures de RADAR météorologiques qui restent qualitatives mais apportent des informations précieuses, nous aurons l'occasion de le voir, sur la répartition spatiale de

---

<sup>4</sup>La décision de création d'un centre hydro-météorologique d'appui technique aux services d'annonce des crues prise lors du CIADT du 9 juillet 2001, traduit une volonté d'étendre aux petits bassins versants soumis aux crues éclair le service d'annonce et la prévision des crues aujourd'hui limités aux grands cours d'eau.

la pluie. Ces données sont certes parcellaires et imprécises mais il serait dommage de ne pas tenter de les exploiter. C'est ce à quoi nous nous sommes attachés dans la première partie de ce travail de recherche en développant, sur plusieurs études de cas, une méthodologie originale de collecte et d'exploitation de données. Nous montrerons que leur analyse peut conduire à des enseignements très riches concernant le comportement hydrologique des bassins versants lors de ces épisodes exceptionnels (mécanismes dominants de genèse des écoulements, temps de réponse des bassins versants ...) et apporte des éléments de réponse à des questions posées à chaque nouvelle crue sur le rôle éventuellement aggravant des phénomènes d'embâcle ou de débâcle ou des modifications d'occupation des sols.

Cinq crues ont pu être analysées en détail dans le cours de cette recherche. Les conclusions tirées de ces enquêtes sont concordantes et cohérentes avec d'autres résultats d'analyses de crues éclair présentés dans la littérature. Ce faisceau convergent d'observations, portant en particulier sur la dynamique de réponse hydrologique des bassins versants et les mécanismes de genèse qui en sont à l'origine, est très encourageant.

L'échantillon des crues étudiées est cependant encore trop restreint pour que l'on puisse envisager une généralisation de ces enseignements. L'influence de l'occupation des sols, des caractéristiques morphologiques, pédologiques et géologiques des bassins versants, ou de l'état de saturation en eau de leurs sols n'a pas encore pu être étudiée de manière approfondie, et les éléments réunis ne permettent pas de déterminer si certains bassins versants sont plus exposés que d'autres aux crues éclair.

Le travail d'étude réalisé ici se veut prospectif; nous espérons qu'il trouvera son prolongement dans la création d'un observatoire pérenne des crues éclair <sup>5</sup> autour duquel pourra se construire progressivement un corpus de connaissances sur ce phénomène naturel.

### 1.3 Mieux évaluer le risque de crue des petits bassins versants

Outre les interrogations sur les mécanismes de genèse de ces crues, leur existence même et leur apparente fréquence cadrent mal avec les pratiques courantes d'évaluation des risques ou plus précisément de l'aléa de crue. Prenons un exemple.

L'Auzonnet est un petit bassin versant du Gard de 50  $km^2$  équipé d'un limnimètre depuis une douzaine d'années. La série des débits observés durant ces douze années permet de construire la distribution empirique de ses débits de pointes de crues et de caler une loi

---

<sup>5</sup>Qui peut tout à fait trouver sa place au sein de l'Observatoire hydrométéorologique Cévennes Vivarais animé par les chercheurs de l'UMR 5564 de Grenoble.

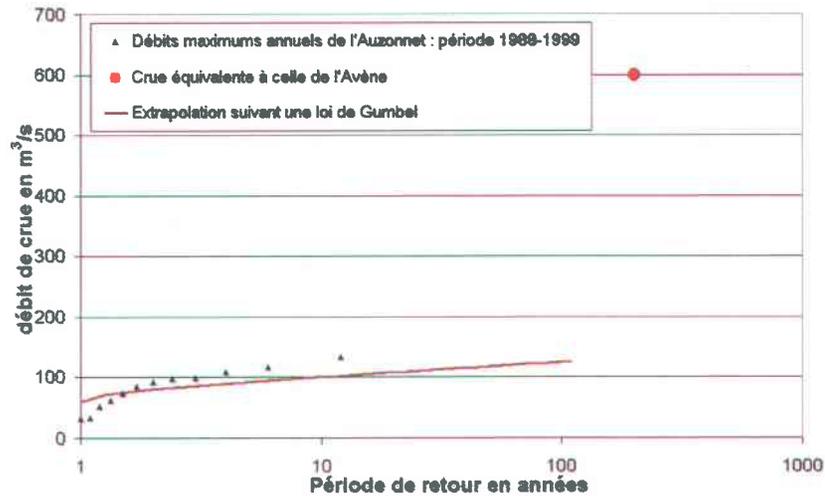


FIG. 1.1 – Distribution statistique des débits de pointes de crues d'un bassin versant de 50  $km^2$  situé dans le Gard (Auzonnet), ajustement d'une distribution de Gumbel, et débit de la crue de 1997 de l'Avène (bassin versant voisin).

de probabilité théorique (Figure 1.1). Nous avons ici choisi la loi de Gumbel (cf. chapitre 6). Les débits maximums de l'Auzonnet se situent légèrement au dessus de la moyenne régionale : débit maximum de crue compris entre 2 et 3  $m^3/s/km^2$  sur une période de 12 années. Une extrapolation de la loi de probabilité empirique basée sur l'hypothèse que les débits suivent une loi de Gumbel conduit à une valeur de 3 à 4  $m^3/s/km^2$  pour le débit centennal en corrigeant la valeur extrapolée sachant que la distribution empirique ne s'ajuste pas parfaitement à la loi de Gumbel.

Or, le bassin versant immédiatement voisin, celui de l'Avène, a connu une crue en 1997 dont le débit de pointe a dépassé 10  $m^3/s/km^2$  pour une surface de bassin versant équivalente. L'enquête de terrain réalisée à la suite de cette crue a révélé que l'Avène a connu un autre événement comparable en 1933. La période de retour empirique d'un débit de 10  $m^3/s/km^2$  est donc inférieure à 50 ans sur ce bassin. Comment expliquer un tel écart entre les valeurs de débits de pointe de crue courants de l'Auzonnet, et ceux des crues apparemment relativement fréquentes de l'Avène alors que les deux bassins versants sont géographiquement voisins et qu'ils sont géologiquement et morphologiquement comparables ?

Le cas de l'Avène n'est pas isolé. Nous avons déjà évoqué celui des cadreaux de Nîmes, mais nous pourrions aussi mentionner certains bassins versants de l'Aude, ou l'Hérault à Valleraugue (DDE du Gard, 1996). D'une manière générale, et bien qu'aucun recensement exhaustif n'existe sur le sujet, il semble bien en consultant diverses sources bibliographiques

(Lubes, 1985; Pardé, 1961; Vanneufville, 1931; Champion, 1858) que de très nombreux cours d'eau méditerranéens, si ce n'est pas la majeure partie d'entre eux, ont subi au moins une crue éclair sur tout ou partie de la surface de leur bassin versant durant les deux derniers siècles.

L'ensemble de ces observations interroge les pratiques courantes d'estimation de probabilités de débits de pointes de crues (i.e. processus qualifié de prédétermination des crues par les hydrologues) essentiellement basées sur l'ajustement de lois de probabilité paramétriques théoriques sur des échantillons de données relativement restreints : l'inférence statistique. Cette approche conduit généralement à des estimations de débits de pointes de crues de périodes de retour situées entre 100 et 1000 ans nettement inférieures aux débits de pointes des crues éclair comme l'illustre la figure 1.1.

La seconde partie de ce travail de thèse explore les possibilités et les limites d'une approche alternative, semi-déterministe, de prédétermination des débits de crues. Il s'agit de reconstituer la distribution des débits d'un bassin versant à partir du couplage d'un modèle statistique décrivant les pluies et d'un modèle déterministe de transformation pluie-débit. On se base dans ce cas sur des modèles statistiques de pluies plus fiables que les modèles de débits, les séries observées disponibles pour caler ces modèles étant plus fournies, et sur la connaissance des mécanismes générateurs de crues ou du moins leur retranscription au sein d'un modèle hydrologique. Cette approche ne permet pas de contourner la difficulté principale de l'inférence statistique : le modèle statistique des débits résultant de l'approche semi-déterministe intègre des paramètres, ceux du modèle pluie-débit, qui doivent aussi faire l'objet d'un calage. En revanche, l'approche semi-déterministe permet de définir les formes possibles des distributions de débits de pointes de crues compte tenu de la dynamique de la réponse "pluie-débit" et des propriétés statistiques des pluies. Les résultats présentés dans la deuxième partie de cette thèse indiquent que la forme de la distribution de débits suggérée par le report approximatif de la crue de l'Avène de 1997 dans la figure 1.1, qui peut paraître baroque à beaucoup d'hydrologues statisticiens, fait partie du domaine du possible voire même du fortement probable dans le cas des petits bassins versants.

Cette conclusion vient renforcer le sentiment dégagé par la répétition des crues éclair : elles sont nettement plus fréquentes que ce que leur disproportion par rapport aux crues courantes ou les techniques d'inférence statistique usuellement utilisées laissent supposer. Ce résultat plaide pour que soit enfin engagé un travail de recueil exhaustif de ces épisodes de crues éclair ayant touché la région méditerranéenne sur une période suffisamment longue - le dernier ou les deux derniers siècles - seul à même d'améliorer notre connaissance sur l'occurrence de ce phénomène.

## 1.4 Contenu de la thèse

Ce document est organisé en trois parties et dix chapitres. La première porte sur l'analyse hydrologique des crues éclair et comporte quatre chapitres dont un chapitre de conclusions. Le premier fait le point sur l'état des connaissances sur les processus de genèse des crues, essentiellement courantes. Le second présente la méthodologie proposée pour les retours d'expériences. Le troisième expose les cinq études de cas et les principales conclusions qui ont pu être tirées de chacune d'entre elles. La seconde partie du document est consacrée à l'estimation du risque de crues éclair et comporte aussi quatre chapitres dont un chapitre de conclusions. Les limites de l'inférence statistique, approche la plus classiquement utilisée, sont exposées dans un premier temps. Les résultats des principaux travaux basés sur l'approche semi-déterministe seront ensuite présentés et critiqués. Certaines améliorations, concernant le modèle statistique de pluie et le modèle "pluie-débit" tenant compte des résultats de la première partie sont proposées dans le troisième chapitre. La troisième partie est consacrée à la conclusion générale et aux perspectives sur lesquelles débouche ce travail de recherche.



Première partie

Comportement hydrologique des  
bassins versants lors des événements  
exceptionnels



## 1.5 Avant propos

Les crues éclair suscitent de nombreuses interrogations auxquelles nous allons tenter ici de répondre au travers de l'analyse de quelques événements récents.

- L'intensité exceptionnelle des pluies suffit-elle à expliquer la genèse des crues? Tout événement très intense provoque-t-il une crue éclair? En d'autres termes, ces crues sont-elles générées par un mécanisme dit "hortonien" de refus d'infiltration de l'eau de pluie dans les sols?
- Si tel n'est pas le cas, comment évolue le coefficient d'écoulement moyen au cours des crues éclair et quelle est la capacité de rétention d'eau de pluie sur les bassins versants?
- Quelle est l'influence des conditions antérieures d'humidité du bassin, du niveau de saturation de ses sols et de recharge de ses nappes?
- Tous les bassins versants ont-ils le même type de comportement hydrologique lors de ces crues? Quelle est l'influence des caractéristiques pédologiques (nature et profondeur des sols), géologiques, morphologiques (pentes des versants, densité du réseau de drainage naturel...)?
- Quel est l'impact de l'occupation des sols? Les modifications de destination des sols, l'extension des surfaces cultivées ou viticoles jouent-elles un rôle déterminant?
- Quelle est la dynamique de montée des eaux? Les vagues déferlantes évoquées par certains témoins existent-elles et à quoi peuvent-elles être dues?
- Quelle est l'influence possible des processus d'embâcle et de débâcle sur l'hydrogramme de crue?

Le manque de données mesurées fiables est le principal obstacle à l'étude des crues exceptionnelles de petits bassins versants. Lorsqu'elles sont réalisées, ces études font, la plupart du temps, l'objet de rapports techniques ou de publications dans des revues à faible tirage (Lajournade *et al.*, 1998; Lajournade & Lalanne-Berdouticq, 1997; Gilard & Mesnil, 1995; Gutknecht, 1994; Cosandey, 1993; Hemain & Dourlens, 1989; Dacharry, 1988; Kolla, 1987). Les quelques articles consacrés à des crues exceptionnelles paraissant dans des revues internationales se limitent souvent à l'estimation des débits de pointe de crue et à quelques réflexions sur la période de retour de ces événements (Rico *et al.*, 2001; Alcoverro *et al.*, 1999; House & Pearthree, 1995; Costa, 1987). Elles décrivent parfois leurs conséquences géomorphologiques - transport solide, remaniement du lit du cours d'eau (Alcoverro *et al.*, 1999; Gallart & Clotet-Perarnau, 1988). L'analyse détaillée de la relation pluie-débit est rarement possible compte tenu des données collectées (Ogden *et al.*, 2000; Belmonte & Beltran, 2001), et en particulier de l'absence de données chronologiques permettant de reconstituer, au moins qualitativement, les hydrogrammes de crues.

Or une meilleure connaissance du comportement hydrologique des bassins versants soumis à des pluies exceptionnelles est absolument indispensable à l'amélioration des techniques actuelles de prévision et de prédétermination de crues. Comment anticiper ces crues et comprendre leur fréquence si on ne connaît pas les caractéristiques des événements pluvieux qui conduisent à des débits de pointes de crues de petits bassins versants de plus de quelques  $m^3/s/km^2$ , ou bien encore si on ne sait pas évaluer l'influence des caractéristiques géomorphologiques ou de l'occupation des sols du bassin versant ?

Une méthodologie de collecte de données et d'analyse a été développée dans le cadre du présent travail de recherche et appliquée à l'analyse de crues "éclair" récentes. Au delà de l'exploitation "classique" des mesures pluviographiques et des laisses de crues pour l'estimation des débits de pointes, les récits des témoins oculaires ont été systématiquement collectés, validés et interprétés. Il ressort des différentes études réalisées que les témoignages directs <sup>6</sup> apportent des informations complémentaires précieuses sur la chronologie des crues. Ils ont permis, dans le cas des crues étudiées, de révéler des aspects assez originaux de la relation pluie-débit lors de ces crues exceptionnelles, et en particulier un délai de réponse important des bassins aux pluies intenses et en corollaire une forte capacité de rétention des eaux de pluie sur les bassins en début d'événement, ou bien encore, le rôle apparemment très secondaire de l'occupation des sols.

Ce travail de recherche réalisé en collaboration avec le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand a bénéficié du soutien du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement dans le cadre du programme RIsque inOndation (RIO). Onze événements dont sept crues de cours d'eau amont de l'Aude ont été étudiés. Ne sont cependant reportés dans ce document que les cinq crues que nous avons directement étudiées :

- La crue de l'Avène (Gard) des 6 et 7 octobre 1997 - le débit de pointe de crue a été estimé par les services de la DDE du Gard à 10 à 15  $m^3/s/km^2$  pour un bassin versant de 60  $km^2$ ,
- Les crues de trois cours d'eau du département de l'Aude des 12 et 13 novembre 1999 (la Nielle, le Verdoble et la Clamoux) - les débits de pointes semblent avoir dépassé 20  $m^3/s/km^2$  sur certains secteurs d'après les services de la DDE de l'Aude,
- La crue de l'Herbasse (Drôme) des 25 et 26 septembre 1999 - le débit de pointe de crue est plus modeste que dans les deux premiers cas (1  $m^3/s/km^2$  pour un bassin versant d'environ 200  $km^2$ ), mais le bassin a reçu une pluie de plus de 200 millimètres en l'espace de quelques heures par endroits, et le débit de pointe de certains sous bassins versants

---

<sup>6</sup>Les témoignages indirects ont systématiquement été écartés.

semble avoir dépassé  $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ .



## Chapitre 2

# Etat des connaissances sur les processus de genèse des crues

*Où l'on constate que tout n'est pas clair*

*En crue, il y a plus d'eau qu'à l'étiage.*

*Ph. B.*

### 2.1 Introduction

Le concept de la genèse des débits de crues des cours d'eau proposé par Horton (1933) a longtemps séduit les hydrologues, en particulier les modélisateurs, par sa simplicité. Les écoulements rapides - écoulements de crues - seraient essentiellement dus au dépassement des capacités d'infiltration des sols d'un bassin versant, ces capacités d'infiltration évoluant en fonction du degré de saturation des sols au cours d'un événement pluvieux.

Si le modèle de Horton semble pouvoir être appliqué dans le cas de bassins versants arides dont les sols sont souvent couverts d'une croûte de surface relativement imperméable et qui sont soumis à des pluies intenses (Esteves *et al.*, 2000; Peugeot *et al.*, 1997), cette conception de la genèse des écoulements a été rapidement remise en question pour les bassins versants tempérés. En effet, le ruissellement superficiel direct est rarement observé. S'il existe, il est, sauf cas extrême, très localisé et ne peut expliquer à lui seul les volumes

Dans le modèle de Horton (1933), le taux d'infiltration  $f(t)$  mesuré à la surface du sol décroît en fonction du temps et converge vers une valeur limite  $f_c$  qui correspond généralement à la conductivité hydraulique à saturation (perméabilité) du sol :

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\alpha t}$$

$f_0$  taux d'infiltration initial à la surface du sol en mm/h

$f_c$  taux minimal d'infiltration à la surface du sol en mm/h

$\alpha$  paramètre

D'après ce modèle, le ruissellement superficiel ne peut apparaître que lorsque l'intensité de la pluie  $i(t)$  est supérieure à  $f(t)$ . En référence au modèle de Horton, ce type de ruissellement est qualifié d'hortonien ou de ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration.

Eagleson a montré en 1970, que l'équation de Horton était une solution approchée de l'équation de Richard's utilisée pour représenter les écoulements dans les milieux poreux non saturés dans le cas particulier où (1) la surface du sol est immergée tout au long de l'événement pluvieux (*i.e.* l'intensité  $i(t)$  de pluie doit être supérieure à  $f(t)$  quelque soit  $t$ ), (2) le profil vertical d'humidité du sol est initialement homogène, (3) le front d'humectation n'atteint pas la zone saturée ou un horizon de plus faible perméabilité au cours de la pluie. Il est important de noter que c'est un modèle d'évolution du taux d'infiltration à l'échelle de la parcelle. Lorsqu'il est utilisé pour simuler le ruissellement à l'échelle de bassins versants, ses paramètres perdent leur sens physique compte tenu de l'hétérogénéité spatiale des propriétés des sols et surtout du fait que le processus hortonien n'est pas nécessairement le principal processus de genèse des écoulements.

TAB. 2.1 – Le modèle d'infiltration de Horton (1933)

d'écoulement générés lors des crues : “les secteurs sur lesquels le ruissellement “hortonien” est susceptible d'apparaître ne représentent pas plus de 10% de la surface totale d'un bassin versant, le plus souvent de 1 à 3%, et sur ces secteurs seule une proportion assez limitée des pluies incidentes ne s'infiltré pas et ruisselle” (traduit de Freeze, 1974). Par ailleurs, des crues sont observées lorsque les intensités de pluie sont faibles et nettement inférieures à la conductivité hydraulique à saturation des sols les moins perméables des bassins versants. Enfin, la plupart des expérimentations de traçage géochimique<sup>1</sup> suggèrent qu'une proportion importante (de 20% à 80%) des écoulements lors de crues modestes et moyennes sur de petits bassins versants a transité par le sol (Iorgulescu, 1997; Hubert, 1989). La figure 2.1 donne un exemple de décomposition chimique d'un hydrogramme de

<sup>1</sup>Utilisation de la signature chimique des sources d'écoulement pour identifier la contribution de chacune d'entre elles au sein de l'hydrogramme de crue. Les principaux marqueurs naturels utilisés sont le deutérium et l'oxygène 18 dont la teneur dans l'atmosphère et donc dans les eaux météorites dépend des conditions climatiques, la silice ou le calcium marqueurs de l'eau ayant séjourné dans les roches et les acides humiques marqueurs de l'eau du sol en particulier dans le cas des sols forestiers

crue.

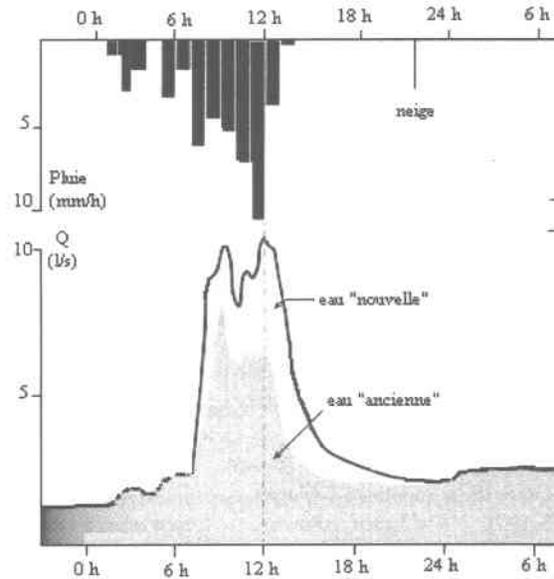


FIG. 2.1 – Décomposition isotopique de l'hydrogramme de la crue du 26 octobre 1981 d'un sous bassin de la Solenzara en Corse : 29 hectares, coefficient d'écoulement de 1.5% (Loye-Pilot & Jusserand, 1990)

Outre les arguments géochimiques, les décrues relativement lentes révèlent aussi souvent la participation d'écoulements retardés provenant de nappes. A titre d'exemple, le débit de crue de l'Odet à Quimper (bassin versant de  $330 \text{ km}^2$ ) était encore égal au tiers du débit de pointe plus de 48 heures après l'interruption des pluies lors de la crue exceptionnelle de décembre 2000. Bazemore et al. (1994) sur un petit bassin versant de 8 hectares aux sols très perméables et aux courbes de décrues comparables à celles de l'Odet confirment par traçage géochimique la prédominance des écoulements souterrains. Dans ce cas relativement extrême, la contribution du ruissellement direct apparaît comme négligeable.

D'un autre côté, les vitesses de transfert de l'eau dans les sols sont relativement faibles et cadrent mal avec les temps de réponse des bassins versants lors des crues (Beven, 1982a). Cette apparente contradiction a suscité de nombreuses théories sur les mécanismes de genèse des crues. Après une quarantaine d'années d'expérimentations sur de petits bassins versants et de controverses scientifiques, la question de l'origine des écoulements en période de crue n'est pas totalement tranchée, comme le soulignent les synthèses bibliographiques les plus récentes sur le sujet (Ambroise, 1998; Cosandey & Robinson, 2000). La diversité des processus possiblement impliqués autres que le ruissellement hortonien, la difficulté

de hiérarchiser leur importance, qui peut être variable dans le temps, dans l'espace et en fonction du bassin versant considéré expliquent cette relative confusion.

Ce premier chapitre fait le point sur l'état actuel des connaissances sur la genèse des crues courantes en climat tempéré et débouche sur les principales questions qui se posent concernant les crues éclair.

## 2.2 Le ruissellement direct non strictement hortonien

### 2.2.1 La battance

La **battance** est un phénomène bien connu des agronomes. Dans son acception stricte, elle correspond à la formation sous l'effet de la pluie d'une croûte en surface du sol (Lozet & Mathieu, 1997; Musy & Soutter, 1991; Hillel, 1984). Dans une acception plus large, on entend par battance la réduction des capacités d'infiltration des sols liée à la destruction et à la compaction de sa couche superficielle sous l'effet de l'impact des gouttes de pluie (figure 2.2). Le taux d'infiltration de sols battants est généralement inférieur à 10 mm/h et peut atteindre 1 mm/h (Le Bissonnais & Singer, 1993; Hardy *et al.*, 1983). Le calcium et les hydroxydes de fer et d'aluminium assurent la liaison entre les acides humiques et les argiles et jouent donc un rôle majeur dans la stabilité structurale des sols (Gobat *et al.*, 1998). Les eaux de pluie faiblement concentrées en calcium ont tendance à disperser les complexes argilo-humiques et à destabiliser les sols, les rendant plus sensibles à l'impact des gouttes de pluie : le phénomène de battance est moins marqué lorsque l'on soumet des échantillons de sol à une pluie d'eau enrichie en sel de calcium (Hardy *et al.*, 1983). La battance est donc un processus tout à la fois mécanique et chimique.

C'est une propriété souvent associée aux sols limoneux : "lorsqu'ils manquent d'argile, d'humus et de calcium, les limons sont battants" (Soltner, 1990). En effet, dans le cas de sols peu cohésifs, les éléments fins (sables fins et limons) sont entraînés par l'eau s'infiltrant dans le sol et peuvent en colmater les pores. Après assèchement, ces éléments fins cimentent, formant une véritable croûte compacte. Alors que dans la plupart des cas, la battance est un processus réversible (*i.e.* l'horizon superficiel retrouve pour partie sa perméabilité initiale en s'asséchant après la pluie), la croûte de battance est stable (Hardy *et al.*, 1983).

Des expériences menées sur des échantillons en laboratoire (Le Bissonnais & Singer, 1993) confirment que quasiment tous les types de sols peuvent être battants au sens large. Une couche de battance ne se développe sur les sols à forte teneur en matière organique et en hydroxydes de fer et d'aluminium, facteurs de stabilisation de la structure, que lorsqu'ils

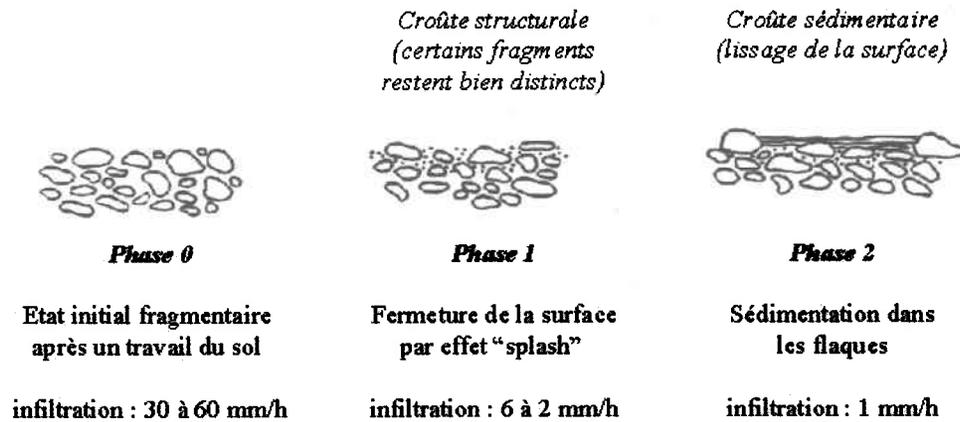


FIG. 2.2 – Les stades de dégradation de la surface du sol, d'après Boiffin (1982)

sont soumis à des intensités de pluie élevées, rarement mesurées (plus de 70 mm/h). La formation de la couche de battance est progressive : les coefficients de ruissellement ne se stabilisent qu'au bout de 30 minutes à 1 heure dans la plupart des essais des études citées plus haut. Elle est plus rapide lorsque le sol est initialement sec.

La couverture végétale brise l'énergie cinétique de la pluie (Ellison, 1945). Par ailleurs les racines des végétaux stabilisent le sol superficiel. La battance concerne donc essentiellement les sols nus, directement exposés à l'impact des gouttes de pluie : sols agricoles travaillés, sols des régions arides et semi-arides, chemins de terre (Hillel, 1984). Mis à part le cas des sols peu cohésifs comme les limons du pays de Caux, l'énergie nécessaire à la destruction des sols est élevée. Les intensités moyennes des pluies appliquées dans les expérimentations en laboratoires citées plus haut - de 30 à 40 mm/h pendant une heure - correspondent à des pluies de période de retour annuelle en milieu méditerranéen et décennale en milieu tempéré.

La battance peut jouer un rôle important dans la genèse des crues majeures de bassins versants agricoles (Papy & Douyer, 1991) ou de climats arides et semi-arides. Or, elle est très peu évoquée dans la littérature hydrologique. La plupart des modèles hydrologiques, y compris ceux qui ont été développés spécifiquement pour les bassins semi arides comme KINEROS (Smith *et al.*, 1995), ne la prennent pas explicitement en compte.

### 2.2.2 Le ruissellement par saturation

Le ruissellement direct apparaît lorsque l'intensité de la pluie est supérieure à la capacité d'infiltration des sols, c'est le cas du ruissellement hortonien ou par battance. Il peut aussi se produire lorsque le profil vertical de sol est saturé, soit par remontée de la nappe alimentée par des écoulements souterrains, soit parce que le sol est localement peu profond ou que la nappe était proche de la surface et que le cumul de pluie a été suffisant pour finir de saturer le profil de sol. On parle dans ce cas de ruissellement par saturation.

Les observations des bassins versants lors des crues, révèlent effectivement la présence de surfaces saturées (Betson, 1964), dont l'extension et la localisation varient d'un événement à l'autre et au cours d'un même événement pluvieux : **les zones contributives variables**. Ces zones saturées peuvent être localisées dans les fonds de vallons, à proximité des cours d'eau comme l'illustre la figure 2.3. La présence d'une nappe peu profonde favorise alors la saturation rapide du sol. Elles peuvent aussi apparaître sur les versants (Cosandey, 1994) dans les secteurs où le sol est peu profond et la roche mère imperméable.

Les surfaces contributives occupent généralement une proportion assez limitée de la surface des bassins versants. Elles peuvent cependant s'étendre notablement lors des épisodes de crues les plus exceptionnels. Lors des crues catastrophiques de Bretagne de l'hiver 2000-2001 les relevés piézométriques réalisés par l'équipe de l'INRA de Rennes dans le bassin versant expérimental du Naizin (Ille-et-Vilaine) indiquaient que le tiers de la surface des versants était saturé du fait de la remontée de la nappe sous-jacente<sup>2</sup>. La quasi totalité de la surface du bassin versant expérimental de la Latte (Mont Lozère) semble s'être saturée lors de la crue remarquable du 22 septembre 1992 (Cosandey, 1993).

La théorie des surfaces contributives variables s'est mise en place progressivement dans le courant des années 60<sup>3</sup> (Freeze, 1974). Elle fait désormais l'objet d'un consensus assez large au moins pour ce qui est de la genèse des crues dans les bassins versants sous climat tempéré.

Cette théorie ne précise cependant pas les mécanismes de saturation des zones contributives. Sur ce point les avis sont encore partagés : saturation par les pluies incidentes (Dunne

---

<sup>2</sup>Philippe Mérot, communication personnelle.

<sup>3</sup>Les analyses statistiques des données collectées sur le bassin expérimental d'Alrance (Massif Central) réalisées par Cappus en 1960, sont souvent citées par les hydrologues francophones comme fondatrices. Ces travaux avaient révélé que les coefficients d'écoulement - proportion du cumul de pluie contribuant aux crues - généralement assez faibles n'avaient aucun lien avec l'intensité des pluies contrairement à ce que prévoit le modèle de Horton, mais étaient assez bien corrélés avec le niveau de la nappe phréatique et le débit de base avant la crue.

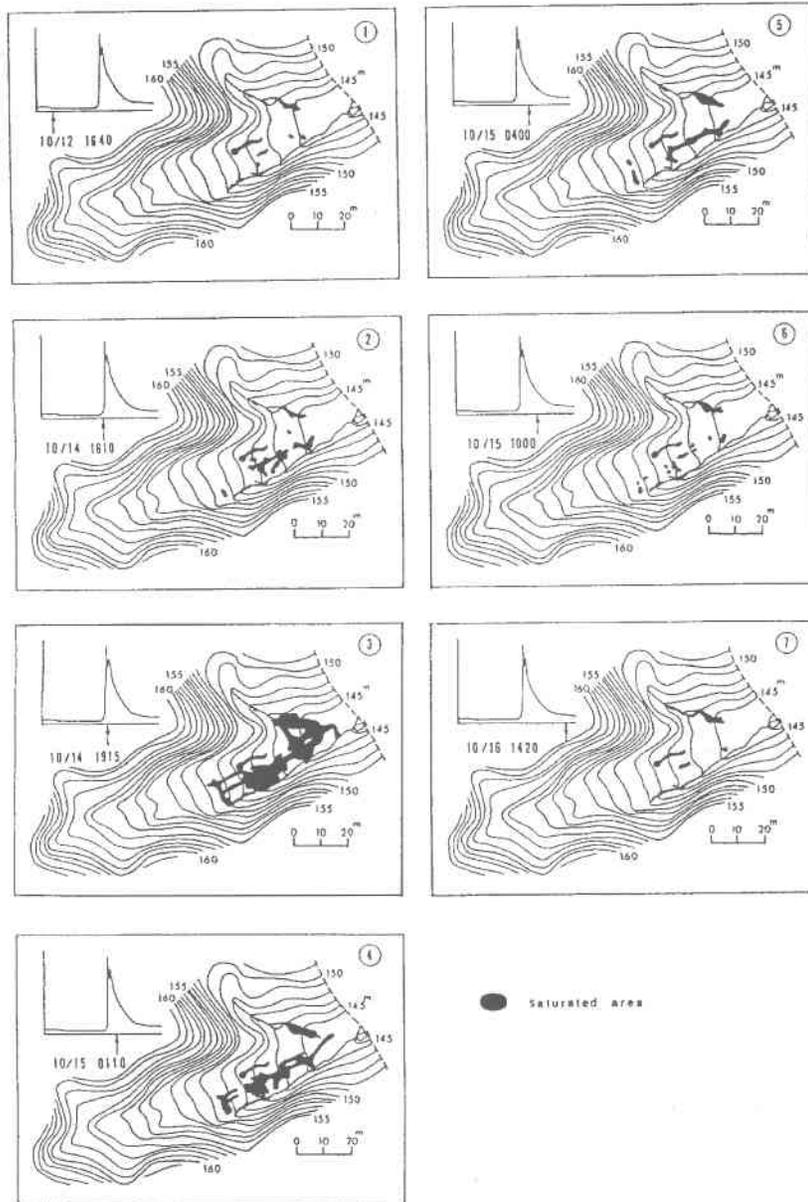


FIG. 2.3 – Suivi de l'évolution des surfaces saturées au cours d'un épisode pluvieux dans un petit bassin versant japonais de 2.2 hectares (Tanaka *et al.*, 1988)

& Black, 1970) ou par remontée progressive du niveau de la nappe de versant au cours de la crue (Gascuel-Oudoux *et al.*, 1999; Mérot, 1988).

Elle implique aussi, du moins dans sa formulation la plus simple, que le ruissellement superficiel est le principal mécanisme de genèse des écoulements en crue, et n'explique donc pas la contribution importante de l'eau du sol et des nappes aux écoulements en période de crues révélée par la très grande majorité des études géochimiques.

## 2.3 Les écoulements souterrains

### 2.3.1 Dynamique de l'exfiltration de nappes

Les travaux de Keith Beven (Beven, 1982a; Beven, 1982b) ont renforcé l'idée - déjà révélée par des expérimentations numériques antérieures (Freeze, 1972) - selon laquelle les écoulements souterrains, compte tenu des temps de réponse qu'impliquent les conductivités hydrauliques des sols usuellement mesurées ( $10^{-2}$  à  $10^{-3}$  cm/s pour des sols non argileux), ne pouvaient pas, sauf cas exceptionnel, contribuer à l'onde de crue (cf. tableau 2.2) : "Dans le cas de nombreux versants, les écoulements souterrains sont trop retardés pour pouvoir contribuer significativement aux écoulements en crues. Une réponse rapide des nappes de versants ne peut être envisagée que dans le cas où la nappe est proche de la surface, et la conductivité hydraulique à saturation élevée". (Beven, 1982b)

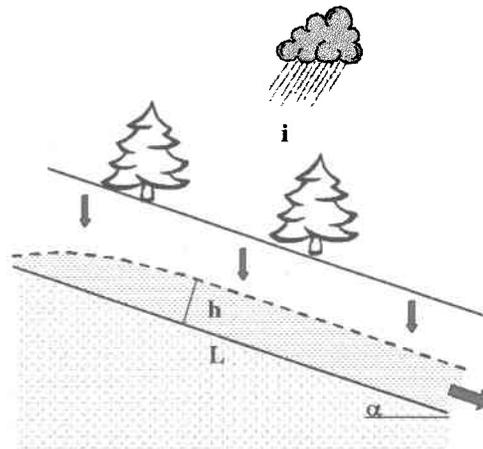


FIG. 2.4 – Modèle simplifié de nappe de versant proposé par Beven (Beven, 1982b)

Les temps de réponse et les débits sur lesquels débouchent les travaux de Beven s'accordent bien avec les cinétiques de décrue et de tarissement mais ne peuvent expliquer la genèse

Si l'on suppose que la loi de Darcy s'applique aux écoulements en milieu saturé, alors l'équation dite d' "onde cinématique" régit l'évolution dans le temps et dans l'espace de la charge hydraulique  $h$  d'une nappe de versant, sous réserve que l'écoulement soit libre à son extrémité aval (cf. figure 2.4). Dans le cas d'un écoulement unidirectionnel, cette équation prend la forme suivante :

$$\epsilon \frac{\partial h}{\partial t} = -K_s h \sin \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + i$$

$i$  est le flux d'alimentation de la nappe de versant

(i.e. l'intensité de la pluie si on néglige le transfert dans la zone non saturée)

$\epsilon$  est un coefficient de stockage effectif (environ l'inverse de la macroporosité exprimée en %)

$K_s$  est la conductivité hydraulique à saturation du sol

$\alpha$  est la pente du versant

$x$  indice des distances

$t$  indice des temps

Beven sophistique le modèle en supposant que la conductivité hydraulique à saturation n'est pas constante, mais diminue avec la profondeur. La conductivité hydraulique moyenne  $K_s$  augmente donc lorsque le niveau de la nappe augmente. Beven propose la relation suivante :  $K_s = Kh^n$  avec  $n > 0$ .

$$\epsilon \frac{\partial h}{\partial t} = -Kh^{n+1} \sin \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + i$$

En supposant que pour  $t = 0$   $h = 0$  quel que soit  $x$ , cette équation différentielle aussi très employée en hydraulique à surface libre (cf. chapitre suivant) possède une solution analytique qui est obtenue par la méthode des caractéristiques. Le temps de concentration d'un versant de longueur  $L_e$  (temps nécessaire à l'établissement du débit de sortie d'équilibre lorsque la nappe est soumise à un flux d'alimentation constant) a par exemple pour expression :

$$t_e = \left[ \frac{(n+1)L_e \epsilon}{K \sin \alpha (i/\epsilon)^n} \right]^{1/(n+1)}$$

Sauf exception - conductivité hydraulique de plusieurs dizaines de mètres par heure - l'application de cette formule conduit à des valeurs de temps de concentration de plusieurs dizaines d'heures pour un versant d'une longueur de dix mètres, incompatibles avec les temps de réponse des bassins versants lors des crues (Beven, 1982b)

TAB. 2.2 – Développements mathématiques proposés par Beven (1982) pour évaluer les temps de réponse des écoulements souterrains dans les versants

des débits de crues. D'autres processus doivent donc être invoqués.

### 2.3.2 L'écoulement "hypodermique" ou subsuperficiel

Certains auteurs (Hewlett, 1974; Hewlett & Hibbert, 1963) travaillant sur des bassins versants expérimentaux forestiers ont suggéré que l'horizon superficiel du sol (humus, horizon exploré par les racines), plus perméable, pourrait être une zone d'écoulement préférentiel. Il se constituerait alors une nappe perchée dans cet horizon au cours des événements pluvieux, lieu d'un écoulement "hypodermique" ou "subsuperficiel" (interflow) guidé par la topographie. Plusieurs arguments viennent cependant mettre en doute cette théorie. D'une part, les conductivités hydrauliques susceptibles d'expliquer une contribution rapide d'écoulements souterrains sur des distances de plusieurs dizaines de mètres ( $10^{-1}$  à 1 cm par seconde au moins) n'ont jusqu'à présent pas été observées. D'autre part, tant que le milieu - sol ou sous-sol - est non saturé, les écoulements sont essentiellement verticaux (Jackson, 1992; Philip, 1991). Seules une très forte anisotropie verticale de la conductivité hydraulique du sol et la présence d'un horizon subsuperficiel peu perméable pourraient être à l'origine de la création temporaire d'une nappe perchée. Or, en dehors du cas particulier de la présence d'une semelle de labour dans certaines parcelles agricoles<sup>4</sup>, les conductivités hydrauliques des sols permettent généralement l'infiltration des pluies.

### 2.3.3 Rôle des macropores, fissures et zones d'écoulements préférentiels

D'autres auteurs ont suggéré que les macropores (conduits creusés par les animaux fouisseurs, espaces laissés libres après décomposition de racines) pouvaient constituer des drains naturels ou des lieux d'infiltration préférentiels (Kirkby, 1988). Les fissures de la roche mère semblent aussi jouer un rôle de drain du sol et du sous-sol dans certains cas (Prestud-Anderson *et al.*, 1997a). Tanaka *et al.* (1988) montrent dans le cas d'un petit bassin versant japonais de  $0.022 \text{ km}^2$  qu'une grande partie de l'écoulement observé lors des crues provient de l'exfiltration de nappes de versants. L'existence de macropores, dont le réseau a été identifié et dont les débits ont dans certains cas pu être estimés, expliquerait la rapidité de ce drainage. Les ordres de grandeur exposés dans cet article sont intéressants. L'extension maximale des zones saturées représente 1 à 4 % de la surface totale du bassin versant selon les crues et le ruissellement direct sur ces secteurs ne pourrait, dans le meilleur des cas, expliquer plus de 15 % du débit de pointe de crue. Le débit maximum de crue observé est

<sup>4</sup>La semelle de labour se forme par tassement du sol par la charrue à la limite de l'horizon labouré (30 à 50 centimètres de profondeur). L'imperméabilisation de la semelle de labour peut être renforcée par l'accumulation de particules fines lessivées dans l'horizon labouré.

égal à 40 litres par secondes : débit que l'on peut imaginer provenir d'un nombre limité de drains naturels. Le coefficient d'écoulement lors des pointes de crues atteint 25 %. Compte tenu de la surface du bassin versant, les surfaces situées à moins de dix mètres d'un thalweg représentent plus de 25 % de la surface totale du bassin versant. L'écoulement en crue peut donc provenir en grande partie du drainage des terrains situés à proximité immédiate des thalwegs et des secteurs saturés. Les observations de Tanaka *et al.* (1988) restent cependant encore trop isolées pour qu'il puisse être possible d'en tirer des conclusions générales. On retiendra de ces travaux que l'hétérogénéité du sol et du sous-sol, l'existence de macropores et de cheminements préférentiels des écoulements souterrains liés à la variabilité spatiale de la perméabilité des sols et à l'existence de fissures dans les roches sous-jacentes peuvent éventuellement conduire à un drainage bien plus rapide que ce que le modèle de Darcy prévoit.

### 2.3.4 L'intumescence de nappes

Ce mécanisme a été proposé par Sklash et Farvolden (1979) pour expliquer la contribution rapide des écoulements souterrains aux crues. Compte tenu des temps de percolation au travers des horizons non saturés du sol, la nappe de versant réagit d'autant plus vite aux pluies que son niveau est proche de la surface. La réponse globale des écoulements souterrains est donc liée à la distribution des profondeurs de la nappe et à la répartition de ces profondeurs par rapport au thalweg qui draine la nappe. Il se trouve qu'en général la nappe est affleurante à proximité immédiate des thalwegs. Des expérimentations numériques indiquent, dans ce cas, la possibilité d'une réaction rapide de la nappe aux pluies (cf figure 2.5).

L'intumescence correspond essentiellement à une augmentation temporaire du gradient de charge de la nappe à proximité immédiate des thalwegs, le débit de drainage de la nappe étant, selon la loi de Darcy, directement proportionnel à ce gradient. Ce processus ne nécessite pas la saturation totale du profil de sol, même à proximité du thalweg. Les débits susceptibles d'être générés par ce processus sont cependant très faibles d'après l'expérimentation numérique de Sklash et Farvolden :  $0.3 \text{ cm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ cm}^{-1}$  soit environ  $6.10^{-2} \text{ l/s}$  par mètre linéaire de thalweg après plus d'une heure de pluie relativement intense (66 mm/h). Tout comme les précipitations directes sur les surfaces initialement en eau (Nolan & Hill, 1990; Swistock *et al.*, 1989), l'intumescence de nappe est probablement un processus relativement anecdotique qui ne joue un rôle majeur que lors de l'amorce des écoulements ou lors des crues provoquées par des pluies de courte durée et aux coefficients d'écoulements très faibles.

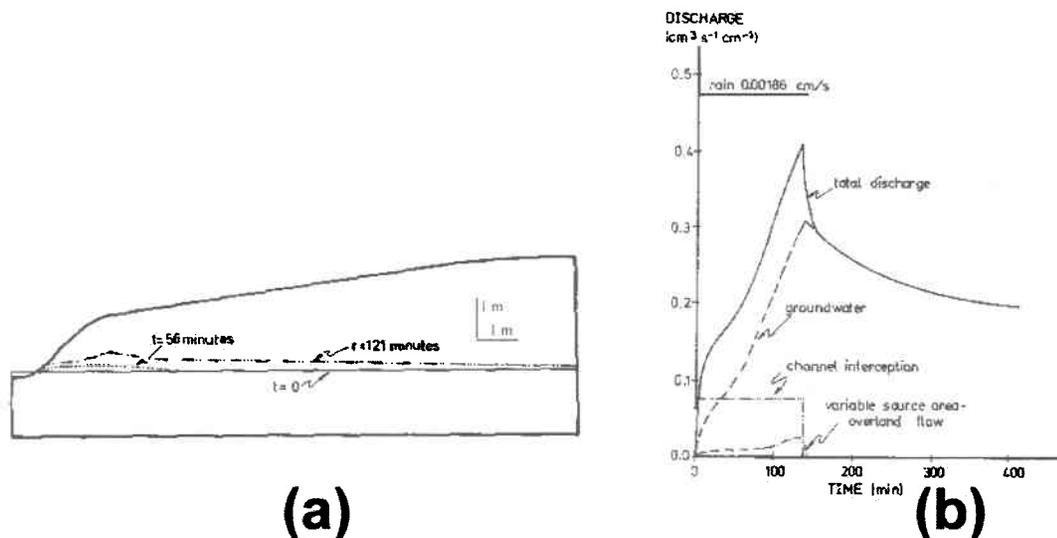


FIG. 2.5 – Versant théorique utilisé par Sklash et Farvolden (1979), évolution de la surface de la nappe (a) et du débit d'exfiltration (b) au cours du temps (conductivité hydraulique à saturation du sol de  $1.82 \cdot 10^{-2}$  cm/s et épaisseur de la frange capillaire de 39 cm).

### 2.3.5 Ecoulements dans les zones contributives saturées

L'existence d'une frange capillaire au-dessus de la surface libre de la nappe qui peut atteindre la surface du sol augmente la réactivité de la nappe. Le déficit de saturation du profil de sol est alors réduit et un cumul pluviométrique modeste suffit à assurer la saturation de l'ensemble du profil et à amorcer l'écoulement souterrain comme l'illustre la figure 2.6. (Torres *et al.*, 1998; Novakowski & Gillham, 1988; Gillham, 1984; Abdul & Gillham, 1984)

Les expérimentations menées sur un modèle physique par Abdul & Gillham (1984) conduisent à des ordres de grandeur de temps de réponse comparables à ceux proposés par Sklash et Farvolden (cf. figure 2.7). Ces résultats indiquent de plus, que la saturation du profil vertical de sol sur une certaine proportion d'un versant n'est pas synonyme d'une alimentation de l'écoulement par ruissellement direct exclusivement, mais se traduit par un mélange d'eaux provenant du ruissellement direct et de l'exfiltration de la nappe de versant (cf. lignes de courants calculées par Abdul et Gillham, figure 2.7). Les lignes de courant de la figure 2.7 suggèrent un écoulement de type piston dans le versant : l'eau "nouvelle" qui s'infiltre sur la partie haute du versant saturé chasse devant elle l'eau "ancienne" présente dans le sol en début d'événement qui est exfiltrée dans la partie basse du versant. Contrairement aux transferts de matière, assez lents comme l'a révélé Beven, les transferts de charge ou

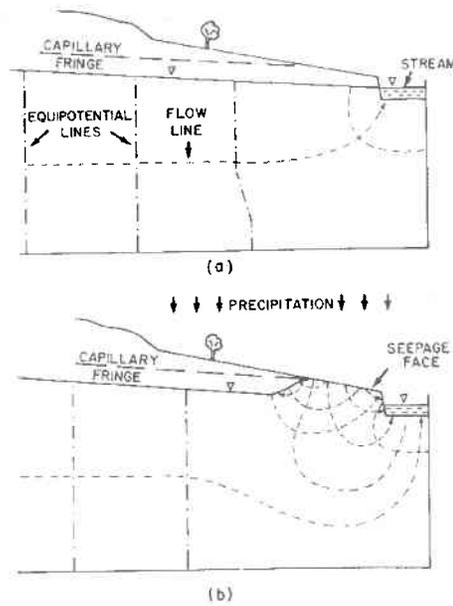


FIG. 2.6 – Représentation schématique de l'influence de la frange capillaire sur les mécanismes d'écoulements souterrains en période de crues : a) avant la pluie, b) peu de temps après le début des pluies (Gillham, 1984).

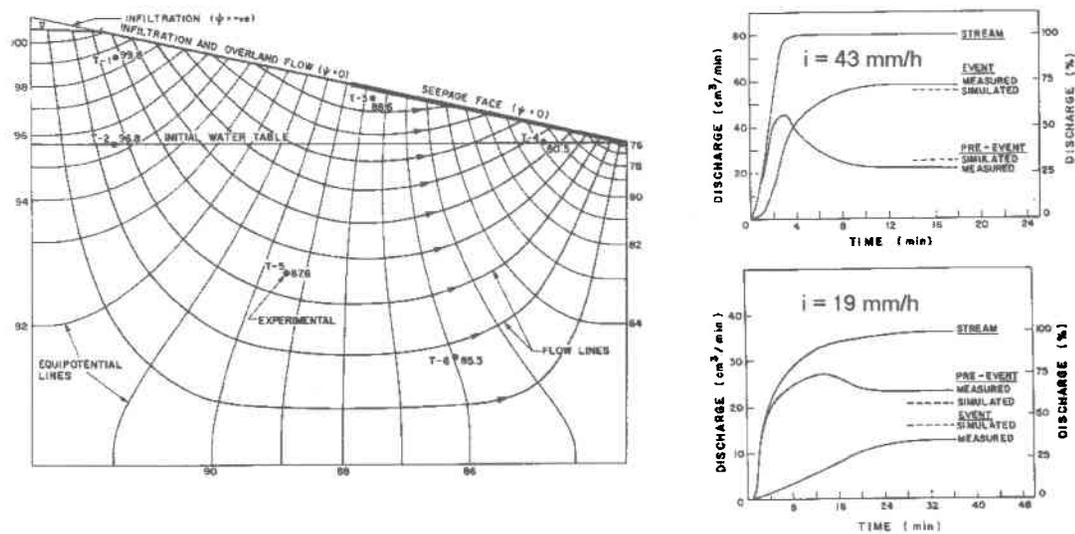


FIG. 2.7 – Écoulements à l'équilibre à travers un versant expérimental de 140 centimètres de long constitué de sables (conductivité hydraulique à saturation :  $9 \cdot 10^{-3}$  cm/s, épaisseur de la frange capillaire d'environ 35 centimètres), et hydrogrammes de réponse du versant à des pluies d'intensités variées (Abdul & Gillham, 1984).

de pression peuvent être considérés comme quasi instantanés. Les écoulements souterrains s'adaptent à l'évolution de la saturation et donc des gradients de charge dans le versant.

L'eau exfiltrée peut provenir des horizons superficiels du sol mais aussi du sous-sol lorsque celui-ci est perméable et/ou fracturé comme le suggèrent certains traçages géochimiques réalisés sur des bassins versants expérimentaux (Prestud-Anderson *et al.*, 1997b). La proportion entre la contribution de chacune de ces deux sources possibles, dépend de l'intensité des pluies. Les ratios mesurés par Abdul & Gillham sur le modèle physique correspondent aux valeurs obtenues par décomposition géochimique des hydrogrammes de crues de bassins versants expérimentaux.

Ces résultats offrent une explication très séduisante au mystère soulevé par l'incohérence apparente entre les processus supposés de genèse des crues et la composition géochimique des écoulements. On peut regretter qu'ils n'aient, jusqu'à présent, pas eu de prolongements. Le versant expérimental utilisé par Abdul et Gillham est très court (140 centimètres), or les coefficients d'écoulement observés lors de nombreuses crues suggèrent la contribution d'écoulements provenant de surfaces plus éloignées des thalwegs. Par ailleurs, il faut noter la perméabilité importante des sols de ce versant expérimental. Or, on peut penser que la proportion d'eau de ruissellement direct et d'eau du sol est une fonction croissante de la conductivité hydraulique à saturation, de la profondeur des sols et des horizons perméables et de la pente du versant, et une fonction décroissante de la longueur du versant saturée. En cas de pente quasi nulle et donc de gradient de charge négligeable, on doit s'attendre à une contribution insignifiante de l'eau du sol <sup>5</sup>. Par ailleurs, comme l'a très bien illustré Toth (1963), l'existence d'une topographie, même modérée (microtopographie), sur le thalweg est susceptible de modifier sensiblement les lignes de courant de l'écoulement souterrain et donc de jouer sur les contributions respectives du ruissellement direct et de l'eau du sol par rapport au modèle simplifié de versant plan. Une analyse de sensibilité des résultats obtenus par Abdul & Gillham à partir d'un modèle physique ou numérique et une comparaison avec les décompositions géochimiques d'hydrogrammes de crues de bassins versants expérimentaux pourraient être très instructives. Les différences d'intensité des pluies, de conductivité hydraulique et de profondeur des sols, et éventuellement la microtopographie des versants suffisent-elles à expliquer la diversité des résultats de décomposition ?

---

<sup>5</sup>Ribolzi et al. (2000) dans le cas d'un bassin versant viticole méditerranéen aux sols peu profonds sur les secteurs de coteaux séparant un plateau calcaire et une plaine aux pentes très faibles concluent d'une étude de traçage géochimique que les volumes de crues sont issus quasiment exclusivement du ruissellement direct. Compte tenu des coefficients d'écoulement observés, le ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration lié à la battance des sols de ce bassin versant ne peut, seul, expliquer la genèse des crues. Force est de conclure, dans ce cas, que les écoulements produits sur les zones saturées mobilisent peu l'eau "ancienne" du sol.

Des études complémentaires sont donc nécessaires pour pouvoir mesurer pleinement la portée de cette théorie.

## 2.4 Synthèse

Les bassins versants ne livrent que très progressivement le secret de leurs crues aux hydrologues qui les étudient attentivement depuis 30 ou 40 ans. L'emploi d'une nouvelle technique d'analyse à partir des années 80 - le traçage géochimique - loin d'éclairer les débats, a posé de nouvelles questions : en particulier celle des mécanismes de mobilisation de l'eau du sol, l'eau "ancienne", lors des crues. Ces interrogations ont poussé les hydrologues à faire preuve de beaucoup d'imagination. De nombreuses théories sur la genèse des crues ont été proposées, sans qu'un consensus ne se dégage autour de l'une d'entre elles. Les résultats présentés dans ce chapitre permettent, malgré tout, de tirer un certain nombre de conclusions :

- Le ruissellement direct hortonien ne peut expliquer dans la majeure partie des cas, la genèse des crues courantes en climat tempéré. Seules les crues provoquées par des orages estivaux, à très faible coefficient d'écoulement - quelques pourcents - peuvent faire exception (Iorgulescu, 1997). **Le ruissellement hortonien ou la battance peuvent cependant jouer un rôle majeur dans la genèse des crues éclair compte tenu des intensités de pluie auxquelles les bassins versants sont alors soumis.**
- Les écoulements se constituent généralement sur une sous-partie de la surface du bassin versant - **les zones saturées contributives** - dont l'extension varie d'un événement pluvieux à l'autre et évolue au cours d'un même événement, processus décrit par Betson dès 1964. Les écoulements générés peuvent correspondre aux seules pluies incidentes sur les zones contributives (Dunne & Black, 1970), ou bien aussi au drainage des zones situées à proximité (Tanaka *et al.*, 1988), la présence de macropores pouvant accélérer ce drainage.
- Deux mécanismes de saturation des zones contributives peuvent être envisagés : l'alimentation par la nappe de versant ou la saturation par les pluies incidentes. Les transferts d'eau dans les nappes de versants étant assez lents, le mécanisme de saturation par les pluies incidentes est certainement prédominant.
- Les travaux d'Abdul et Gillham (1984) résolvent probablement en grande partie l'énigme posée par l'incohérence apparente entre le mécanisme de genèse des crues sur les zones saturées et la forte contribution de l'eau "ancienne" aux crues. Ils démontrent, en effet, que l'eau du sol peut participer de manière importante aux écoulements, même dans les zones saturées.

“Les débits de crue sont générés le plus souvent par plusieurs processus simultanément ou successivement, dans des combinaisons variables dans le temps et dans l’espace” (Ambroise, 1998). Ce constat dressé par Bruno Ambroise et partagé par de nombreux hydrologues est incontestable. Il semble cependant qu’en climat tempéré, lors de crues conséquentes mais non remarquables, les écoulements sont générés essentiellement sur les zones saturées des bassins versants et éventuellement par drainage des zones directement contiguës. La région méditerranéenne ne constitue pas, de ce point de vue, une exception (Marc *et al.*, 2001; Gresillon & Taha, 1998; Marc, 1995; Cosandey, 1994; Neal *et al.*, 1992; Loye-Pilot & Jusserand, 1990). Tout au plus peut-on signaler deux phénomènes évoqués par certains auteurs qui peuvent avoir une influence sur la genèse des crues en région méditerranéenne :

- La battance, en particulier sur les parcelles viticoles, peut éventuellement être observée plus souvent en région méditerranéenne compte tenu des intensités de pluie (Ribolzi *et al.*, 2000; Leonard & Andrieux, 1998).
- Les terrains les plus rapidement saturés ne se situent pas nécessairement en bas de versants à proximité immédiate des thalwegs, là où la nappe est sub-affleurante. Les secteurs aux sols et altérites peu profonds, souvent situés en haut de versants sont aussi susceptibles de se saturer rapidement. Cependant, bien que saturées, ces zones ne contribuent pas nécessairement aux débits de crues, les écoulements générés pouvant s’infiltrer au cours de leur transit vers les thalwegs principaux (Ribolzi *et al.*, 2000; Jordan, 1992). Ce phénomène expliquerait la réaction brutale et tardive d’un bassin versant expérimental du mont Lozère (Cosandey, 1993) lors d’un épisode pluvieux exceptionnel : les zones saturées progressent de proche en proche à partir du haut du versant et contribuent assez soudainement à la crue lorsqu’elles atteignent le thalweg ou les zones saturées contributives situées en bas du versant.

Plus encore que la variété possible des processus, c’est probablement la variabilité spatiale et temporelle des profondeurs et des niveaux de saturation des sols, en d’autres termes des déficits de saturation des profils verticaux des sols, qui explique la diversité des réponses hydrologiques des bassins versants aux pluies. Lors d’événements pluvieux intenses et de courte durée devant les temps de réponse des nappes de versants, l’évolution du coefficient d’écoulement<sup>6</sup> moyen à l’échelle d’un bassin versant au cours de l’événement pluvieux est très certainement lié à la distribution des déficits de saturation des sols, si les écoulements générés ne se réinfiltrent pas au cours de leur transfert vers l’exutoire du bassin. Cette distribution des déficits de saturation des sols dépend de caractéristiques physiques souvent très imparfaitement connues : distribution des profondeurs des sols et des roches perméables, relief des couches géologiques imperméables et fissures guidant l’écoulement

---

<sup>6</sup>Rapport entre le volume écoulé et le cumul de pluie.

des nappes. Elle dépend aussi de l'antécédent pluviométrique et climatique : évapotranspiration, profondeur des nappes, teneur en eau des horizons non saturés. La majeure partie des crues d'origine pluviale se produisent, en climat tempéré, entre la fin de l'automne et la fin du printemps, au moment où la teneur en eau des sols dans les horizons non saturés est proche de la capacité au champ et où le niveau des nappes est élevé. Or, la plupart des crues éclair se déclenchent en automne. Il s'agit parfois même du premier événement pluvieux significatif après la période estivale. La dynamique d'évolution du coefficient d'écoulement - i.e. du taux de surfaces saturées contributives s'il s'agit du processus dominant de genèse de crue - est probablement très différente de celle qui est observée lors des crues d'hiver. De plus, les coefficients d'écoulements en pointe de crue dépassent rarement 30 % lors des crues d'hiver, alors que les débits de pointe de crue observés lors de certaines crues éclair suggèrent des valeurs de coefficients proches de 100 %...



## Chapitre 3

# Méthodologie proposée pour les retours d'expériences

*Où l'on dit ce que l'on fait*

### 3.1 Collecte et critique des données

#### 3.1.1 Données pluviométriques

La densité du réseau pluviométrique français, essentiellement géré par Météo France, est d'environ 1 poste pour 100  $km^2$ , soit plus de 5000 appareils de mesure répartis sur le territoire national. Comme l'illustre le tableau 3.1, une telle densité de postes permet d'obtenir des estimations acceptables de cumuls pluviométriques journaliers sur des surfaces de 100  $km^2$  et plus. Pour mémoire, le tableau 3.1 présente des ordres de grandeur établis à partir des corrélations spatiales observées entre les mesures des postes pluviométriques. La distance de décorrélation pour les cumuls journaliers est de l'ordre de 15 à 20 kilomètres (Thauvin, 2001). Les corrélations spatiales apparaissent assez comparables en climats océanique et méditerranéen (Gaume *et al.*, 2000b; Roux, 1996).

Toutefois, les postes pluviométriques automatiques permettant la mesure de cumuls de pluies sur des durées inférieures à la journée (heure voire quelques minutes) sont nettement

Durée (h)	superficie ( $km^2$ )		
	5	50	500
24	1	1	2
6	2	2	3
1	2	3	5

TAB. 3.1 – Nombre de postes d'un réseau pluviographique permettant une estimation de lame d'eau d'une précision moyenne de 20 à 50 % (Andrieu *et al.*, 1992)

moins nombreux, alors même qu'une densité supérieure serait nécessaire pour pouvoir caractériser la répartition spatiale des pluies à ces échelles de temps. A titre d'exemple, seuls dix postes pluviographiques à augets basculants étaient disponibles dont 5 dans la zone touchée par les pluies intenses ( $2200 km^2$ ) lors des crues de l'Aude de 1999 : soit 1 poste pour  $400 km^2$ . Les seuls enregistrements pluviographiques existants dans le cas de la crue de l'Herbasse (Drôme, 1999) ou de Nîmes (1988) se trouvaient en bordure du secteur touché par les fortes pluies. De même, aucun poste n'a enregistré le hyétogramme au niveau de l'épicentre des pluies dans le cas de la crue de l'Avène (Gard, 1997) ou de l'Ouvèze (1992).

La densification du réseau pluviographique n'est matériellement pas envisageable, et le RADAR météorologique s'est progressivement imposé comme un outil complémentaire indispensable pour l'observation des épisodes pluvieux, en particulier orageux (Andrieu *et al.*, 1992). Le réseau actuel permet de couvrir une bonne partie du territoire national. Il s'agit cependant d'une mesure indirecte, basée sur la rétrodiffusion par les gouttelettes de pluie des ondes électromagnétiques émises par le RADAR. La réflectivité - proportion de l'énergie rétrodiffusée notée  $Z$  (en  $mm^6/m^3$ ) - est liée à l'intensité de la pluie  $R$  (en  $mm/h$ ) par des relations semi-empiriques du type  $Z = AR^b$ , la relation de Marshall-Palmer ( $Z = 200R^{1.6}$ ) étant la plus utilisée. La mesure RADAR est soumise à de nombreuses sources d'erreurs : échos de sol, effet de bande brillante lorsque des cristaux de glace sont présents dans les nuages, variation verticale de la réflectivité ... D'autre part, la relation "Z-R" varie d'un événement pluvieux à l'autre en fonction, en particulier, de la distribution des tailles de gouttes de pluies et de leurs vitesses de chute (Wilson & Brandes, 1979). Jusqu'à présent, les données RADAR ont essentiellement fait l'objet d'une utilisation qualitative en France : repérage et suivi du développement et du déplacement des cellules pluvieuses intenses par les prévisionnistes de Météo France.

Pour une exploitation quantitative, les images RADAR doivent être calées à partir des mesures pluviographiques disponibles. La pratique la plus courante consiste à appliquer un facteur de correction aux intensités calculées en utilisant la formule de Marshall-Palmer -

facteur de calibration - sur tout ou partie de l'image et de l'événement pluvieux. Les techniques de correction et de calage des images RADAR font encore l'objet de nombreuses recherches (Andrieu *et al.*, 1997; Creutin *et al.*, 1997). La qualité des estimations de lames d'eau à partir d'images calibrées apparaît extrêmement variable en fonction du site étudié (distance par rapport au RADAR, présence de reliefs), de l'événement pluvieux (atténuation, bande brillante) et du type de RADAR et de la technique de mesure (angle de tir, longueur d'onde utilisée). Ces valeurs estimées doivent faire l'objet d'une critique soignée.

Dans l'ensemble des études de cas présentées dans le chapitre suivant, nous avons fait le choix de nous limiter au calcul d'un facteur de calibration moyen valable pour l'ensemble de l'événement pluvieux et de la zone étudiée. L'expérience montre en effet qu'un ajustement plus poussé entre image RADAR et mesures pluviographiques ne conduit généralement pas à une estimation plus précise des lames d'eau, voire peut dégrader l'information RADAR (Wilson & Brandes, 1979). Les données RADAR ainsi ajustées, ont ensuite été critiquées. Nous en donnons ici quelques exemples.

Dans le cas des crues de l'Aude de 1999, l'application de la formule Marshall-Palmer aux réflectivités mesurées par le RADAR en bande C situé à Toulouse conduit à sous-estimer le cumul de pluie durant la période intense (1800 UTC à 0300 UTC) d'un facteur approximativement égal à 4. Ce facteur semble relativement constant sur l'ensemble de la région, excepté dans le secteur de la Montagne Noire (nord du département de l'Aude) où il est significativement plus faible.

Comme l'illustre la figure 3.1, la comparaison des hyétogrammes mesurés et estimés à partir des données RADAR laisse apparaître quelques divergences. Les mesures RADAR calées à partir des cumuls pluviométriques de l'épisode intense du 12 novembre 1999 au soir sous-estiment les intensités pluvieuses de la première partie de la journée dans le sud du département de l'Aude. Ce pourrait être dû à la présence, durant cette période, de nuages entre le RADAR de Toulouse et le secteur étudié, conduisant à une forte atténuation des ondes émises et rétrodiffusées.

Ce problème ne semble pas se poser dans le nord du département de l'Aude (cf. figure 3.2).

Malgré la bonne adéquation entre les hyétogrammes mesurés et estimés à Caunes en Minervois, les lames d'eau estimées à partir des réflectivités RADAR dans le nord du département de l'Aude apparaissent cependant douteuses. Le facteur de calibration est nettement plus faible que dans le reste du département et semble géographiquement très variable dans ce secteur. Les images RADAR ne rendent pas compte de la très grande hétérogénéité spatiale des pluies dont témoignent les estimations de débits de pointe de crue. Enfin, les tentatives

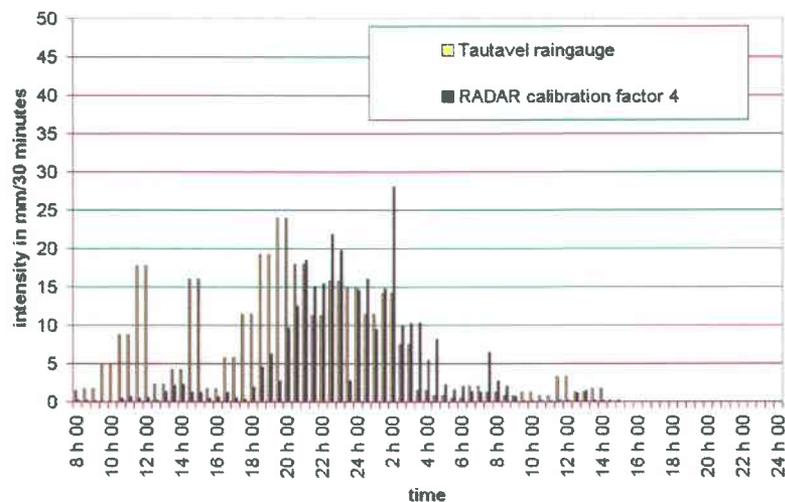


FIG. 3.1 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Tautavel (sud du département de l'Aude) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : facteur de calibration de 4.

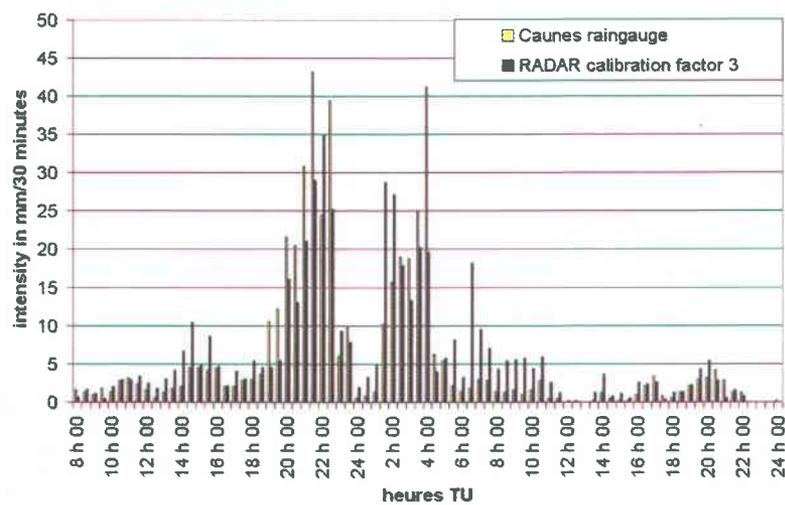


FIG. 3.2 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Caunes (nord du département de l'Aude) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : facteur de calibration de 3.

de simulations hydrologiques basées sur les lames d'eau RADAR calées ne permettent pas, avec des hypothèses réalistes, de reproduire les hydrogrammes mesurés disponibles sur ce secteur (cf. figure 3.3).

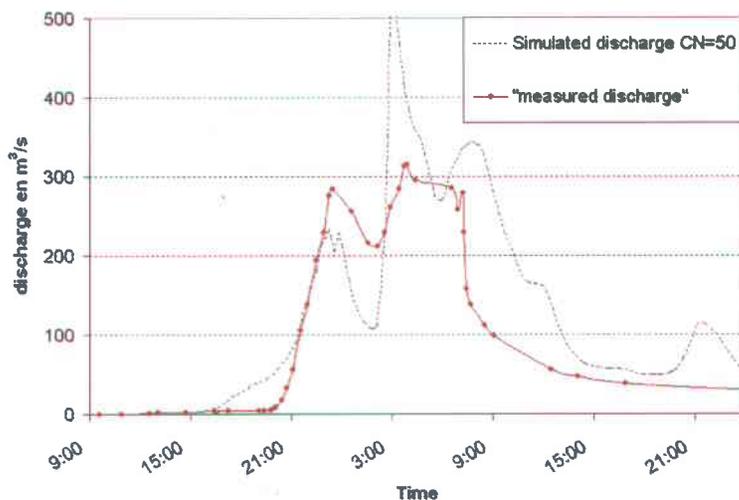


FIG. 3.3 – Comparaison entre l'hydrogramme de la crue de novembre 1999 mesuré à Malves en Minervois sur la Clamoux et un hydrogramme simulé par un modèle pluie débit alimenté par les données RADAR calibrées

La comparaison des hydrogrammes mesurés et simulés sur la Clamoux suggère par exemple, soit que le coefficient moyen d'écoulement sur le bassin versant était plus faible durant la seconde averse intense, ce qui semble irréaliste, soit qu'un coefficient de calibration unique ne peut être retenu pour l'ensemble de l'événement pluvieux.

La mise en place d'un réseau de RADAR météorologiques représente indiscutablement un progrès majeur pour le suivi et la connaissance des épisodes orageux intenses et des crues qu'ils génèrent. Malgré les progrès réalisés, l'exploitation quantitative des données RADAR reste problématique. Compte tenu de la densité insuffisante des réseaux pluviographiques et des imperfections de la mesure de pluie par RADAR, les estimations de lames d'eau à petites échelles d'espace et de temps restent imprécises, et constituent, encore aujourd'hui, une source importante d'incertitude pour l'étude des crues éclair.

### 3.1.2 Estimations de débits de pointes de crues

On compte actuellement près de 2200 stations limnimétriques jaugées<sup>1</sup> (i.e. de stations de mesure en continu du niveau des cours d'eau pour lesquelles une relation "cote-débit" a pu être établie) en France. Un petit tiers de ces stations - 653 exactement - contrôle des bassins versants de moins de 100 km<sup>2</sup>. En étant un peu rapide, on peut en conclure qu'en moyenne, en France, un enregistrement limnimétrique est effectué sur près de 12% des bassins versants de 100 km<sup>2</sup>. Malgré la densité importante du réseau français, aucune mesure limnimétrique n'existe dans la très grande majorité des cas, lorsqu'on s'intéresse aux contributions de bassins versants de petite surface : 100 km<sup>2</sup> ou moins.

Par ailleurs, l'existence d'une station limnimétrique qui n'a pas été endommagée ou détruite durant la crue - ce qui est rare lors des crues éclair - ne signifie pas pour autant que des estimations fiables de débits sont disponibles. Comme le souligne Costa (1987), la durée limitée des crues éclair et les dangers associés au jaugeage lorsque les vitesses d'écoulement sont importantes et que le cours d'eau charrie de nombreux débris, rendent quasiment impossible toute mesure directe de vitesses d'écoulement au moment de la crue. Les cotes atteintes lors de ces crues exceptionnelles dépassent souvent très largement les niveaux d'eau pour lesquels des jaugeages ont pu être effectués comme l'illustre l'exemple de la figure 3.4.

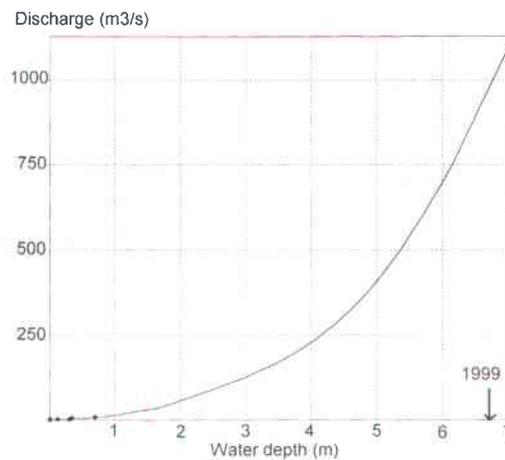


FIG. 3.4 – Courbe de tarage de la station limnimétrique de Luc-sur-Orbieu. Niveau d'eau atteint lors de la crue de novembre 1999 et jaugeages effectués (points).

Faute de pouvoir être mesurés, les débits des crues éclair doivent donc être estimés. Certains

<sup>1</sup>Source : Banque Hydro du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement

auteurs ont tenté de formaliser les techniques d'estimation des débits à partir du relevé des sections d'écoulement et d'évaluation de vitesses moyennes basés sur les caractéristiques du lit du cours d'eau (Jarrett, 1990; Lalanne-Berdoutiq, 1994; Benson, 1968; Chartier & Pardé, 1960). Cet exercice reste cependant avant tout une affaire d'expérience ou d'expertise. Les pages qui suivent apportent quelques éléments de réflexion sur les méthodes d'estimation des débits de crues, et plus particulièrement des débits de pointe, et sur leur niveau de précision.

Le premier écueil dans l'estimation des débits de pointe de crues, réside dans le repérage de la cote atteinte par les eaux à partir des laisses de crues. Une crue exceptionnelle, aux écoulements chargés et transportant des débris variés, laisse de nombreuses marques souvent encore visibles des mois voire des années après la crue : débris végétaux accumulés sur les obstacles à l'écoulement (arbres, ouvrages d'art, clôtures), traces de limons ou de fuel sur les murs des bâtiments. Ces marques ne sont pas nécessairement représentatives du niveau maximum atteint par les eaux. Elles peuvent résulter d'éclaboussures, ou s'être déposées sur des végétaux ayant ployé sous les flots et s'étant redressés après la crue. Les laisses de crues correspondant aux secteurs où les vitesses d'écoulement ont été les plus modérées doivent être privilégiées : lit majeur, intérieur des bâtiments. Mais, là encore, la prudence s'impose. Le niveau des eaux à l'intérieur de bâtiments fermés peut ne pas atteindre le niveau extérieur. Il est donc absolument indispensable de multiplier et de comparer les relevés de laisses de crues pour une même section d'écoulement. Compte tenu de l'imprécision des marques laissées par les crues et de l'instabilité des flots - existence de vagues en surface de l'écoulement - l'incertitude sur le niveau maximum moyen atteint par les eaux lors d'un épisode de crue éclair peut difficilement être inférieure à quelques dizaines de centimètres. On peut en conclure qu'il est quasiment impossible d'estimer des pentes de ligne d'eau nettement inférieures à 1 % à partir de laisses de crues.

La seconde difficulté réside dans le choix des sections d'écoulement pour l'estimation des débits de crues. Les deux principales méthodes d'évaluation (Rico *et al.*, 2001) reposent sur l'hypothèse d'un régime critique ou d'un régime uniforme dans la section d'écoulement considérée au moment de la pointe de crue. L'hypothèse de régime critique est la plus séduisante puisque, dans ce cas, le débit et la section mouillée ou plutôt la hauteur d'eau, sont liés par une relation simple n'impliquant aucun paramètre (Jarrett, 1987). Pour un canal rectangulaire, la vitesse moyenne d'écoulement critique  $V_c$  est égale à

$$V_c = \sqrt{gh_c}$$

où  $h_c$  est la hauteur d'eau dans le canal (hauteur critique en l'occurrence) et  $g$  est l'accélération de la pesanteur. Le régime critique est cependant instable (Chow, 1959). La

profondeur critique ne sera observée que dans des sections d'écoulement très particulières : réduction locale de la largeur du lit du cours d'eau, écoulement dénoyé au dessus d'un déversoir ... Cette méthode d'estimation n'a pu être employée qu'une fois sur plus d'une centaine de cas lors des retours d'expériences qui sont détaillés dans le chapitre suivant : dans le cas très particulier du déversement sur la digue d'un barrage en béton de dix mètres de haut, non doté d'un évacuateur de crues.

L'approximation uniforme et l'équation de Manning-Strickler ont été utilisées dans tous les autres cas de figure :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \left( \frac{A}{P} \right)^{2/3} A = \frac{1}{n} s^{1/2} R^{2/3} A \quad (3.1)$$

où  $Q$  est le débit de pointe de crue en  $m^3/s$ ,  $I$  est la pente de la ligne d'énergie en  $m/m$ ,  $A$  est la section mouillée en  $m^2$ ,  $P$  est le périmètre mouillé en  $m$ ,  $n$  est le coefficient de rugosité en  $s/m^{1/3}$ , et  $R$  est le rayon hydraulique en  $m$ .

Comme nous venons de le voir, il est souvent bien difficile d'estimer précisément la pente de la ligne d'eau et de la ligne d'énergie à partir des relevés de laisses de crues. On considère donc généralement qu'elle est égale à la pente du lit du cours d'eau : régime d'écoulement supposé uniforme. La qualité de l'estimation de débit dépendra donc du choix de la section de cours d'eau où elle est effectuée et de la valeur du coefficient de rugosité.

Idéalement, les sections de cours d'eau doivent être localisées dans des biefs rectilignes et de profil en travers uniforme, assez loin en amont de singularités hydrauliques (méandres, confluences, barrages, réductions très significatives de la section d'écoulement sous certains ponts ou dans certaines agglomérations) pour ne pas être influencées par le remous qu'elles occasionnent. On peut noter au passage que, même dans le cas de cours d'eau à pente forte, et malgré les valeurs élevées de débit de pointe observées lors des crues éclair, les estimations de débits conduisent à des ordres de grandeur de nombre de Froude nettement inférieurs à 1 : le régime d'écoulement est fluvial, les courbes de remous (*i.e.* profils en long des lignes d'eau) sont contrôlées par les conditions aval. En dehors du cas des torrents ou de chenaux artificiels à forte pente, une estimation de débit qui conduirait à une valeur de nombre de Froude supérieure à 1 doit faire l'objet d'une critique attentive.

La dernière difficulté, et non la moindre, réside dans le choix d'une valeur de coefficient de rugosité. Des formules empiriques ont été proposées pour guider ce choix (Jarrett, 1990) :  $n = 0.32 I^{0.38} R^{-0.16}$ , où  $s$  est la pente de la ligne d'énergie généralement supposée égale à celle du lit du cours d'eau ( $m/m$ ) et  $R$  est le rayon hydraulique ( $m$ ). La reformulation de l'équation de Manning-Strickler conduit à l'expression suivante pour le débit (en  $m^3/s$ ) :

$Q = 3.170R^{0.83}I^{0.12}A$ . Ces formules empiriques ont eu un certain succès (Rico *et al.*, 2001). Leur utilisation inconsidérée peut donner une impression fallacieuse de précision et conduire à des erreurs grossières. Selon leur auteur, elles ne sont en effet applicables qu'à des chenaux naturels aux rives régulières, peu encombrées par la végétation, et sans obstacles à l'écoulement. Dans le cas des crues de l'Aude, présentées dans le chapitre suivant, ces formules semblent conduire à une surévaluation systématique des débits de pointe de crues (tableau 3.2).

Dans les deux cas présentés dans le tableau 3.2, les estimations basées sur la formule de Jarrett ne sont pas cohérentes avec des estimations effectuées sur d'autres sections du même bief de cours d'eau. Les valeurs de vitesses moyennes apparaissent peu réalistes : 6 m/s dans un cours d'eau naturel de 30 mètres de large, et 3 m/s dans un cours d'eau fortement encombré par la végétation de dix mètres de large. Par ailleurs, l'érosion limitée du lit et des berges témoigne de vitesses d'écoulement modérées dans ces deux sections. Les niveaux d'eau importants observés (6.5 mètres et près de 2 mètres) sont ici probablement le signe de la forte rugosité du lit et des berges bien plus que de vitesses d'écoulement élevées.

Surface mouillée ( $m^2$ )	Rayon hydraulique ( $m$ )	Pente du lit ( $m/m$ )	Vitesse Jarrett ( $m/s$ )	Vitesse estim. ( $m/s$ )
26	1.53	0.02	2.84	1.8
195	4.53	0.007	6.12	3.5

TAB. 3.2 – Exemples d'estimation de vitesses moyennes d'écoulement lors de la pointe de crue dans le cas de deux sections de cours d'eau du Verdoube (Aude) suite aux crues des 12 et 13 novembre 1999.

En conclusion, l'estimation de débits à partir de laisses de crues est un exercice qui relève avant tout de l'expertise hydraulique. Les formulations empiriques doivent être employées avec prudence, et ne servir que de guide à l'estimation des débits. La vitesse moyenne d'écoulement  $V = Q/A$  est plus parlante que le débit : elle peut être mise en rapport avec des observations ou des témoignages (érosion du lit et des berges, transport solide, remous créés par des obstacles, vitesse des objets flottants). Elle se situe généralement entre 1.5 m/s dans le cas des cours amont encombrés de végétation et de quelques mètres de larges et 4 m/s lorsque le lit du cours d'eau est large et propre.

Il est de plus absolument indispensable de multiplier les estimations pour des sections de cours d'eau de géométries diverses afin de pouvoir les valider. Un débit estimé dans le

cas d'une section peut conduire à une valeur aberrante de vitesse moyenne d'écoulement dans le cas d'une section voisine et mettre en évidence une ou plusieurs sources d'erreurs grossières possibles : mauvaise estimation de la pente (en particulier dans le cas de cours d'eau à pente faible), écoulement soumis à une influence aval marquée, sous-estimation ou surestimation de l'écoulement en lit majeur ...

La précision des estimations de débits de pointe de crue dépend grandement de l'expérience de l'hydrologue. Dans le meilleur des cas, les débits sont probablement connus à +/- 50% près.

### 3.1.3 Chronologie : témoignages

Les informations sur le déroulement chronologique des crues, nous l'avons déjà souligné, sont essentielles pour analyser les processus intervenant dans la relation pluie-débit.

Une décrue immédiate après l'interruption des pluies indique, par exemple, une contribution dominante de sources d'écoulement à réponse rapide (ruissellement de surface ou écoulements subsuperficiels sur de courtes distances). Au contraire, un fort amortissement du hétérogramme et une récession lente témoignent de la contribution prépondérante des écoulements souterrains aux débits de crue. De même, la réponse hydrologique d'un bassin versant aux averses intenses donnera des indications sur les capacités moyennes d'infiltration et de stockage de ces sols et peut permettre de faire le départ entre les mécanismes de ruissellement hortonien, essentiellement reliés à l'intensité des pluies, et le ruissellement par saturation dépendant du cumul de pluie.

Comme dans le cas des débits de pointe de crue, les enregistrements directs de l'évolution du niveau des cours d'eau lors des crues sont rares. La seule source d'information alternative, les récits des témoins oculaires, sont parfois cités, mais n'ont, à notre connaissance, pas fait l'objet d'un recueil et d'une analyse systématique jusqu'à présent.

Notons que pour des raisons pratiques - le retour d'expérience hydrologique fait rarement partie des priorités à la suite des crues éclair - les entretiens ont généralement été réalisés plusieurs mois après l'événement. Ce délai important ne semble pas avoir été un handicap. La plupart des témoins - certains ayant craint pour leur vie - ont été profondément marqués et ont gardé un souvenir précis des événements.

Les entretiens étaient basés sur des questions ouvertes : " Racontez-moi en détail comment s'est déroulée la crue. A quelle heure avez-vous été inondé ? A quelle vitesse est montée l'eau ? Quand s'est-elle retirée ? " Les témoignages indirects ont systématiquement été

écartés.

témoignage 16 (garage situé à proximité immédiate de la station limnimétrique de Tautavel en amont du pont)	<i>Vers 23h00, l'eau a commencé à envahir le garage. Le niveau de l'eau est monté de 60 cm en moins de 30 minutes, le temps d'évacuer trois voitures. Il a ensuite continué à monter progressivement : 1 mètre d'eau dans le garage vers 24h00-0h30. La cote maximale atteinte est de 1.8 mètres. A 5 heures du matin, il restait encore 1 mètre d'eau dans le garage. A 6h00, l'eau s'était retirée. Le niveau de l'eau a fluctué pendant la crue. J'ai observé au moins deux fluctuations importantes : deux décrues partielles.</i>
témoignage 18 (Ferme située à 1 km en aval de Tautavel en rive gauche)	<i>Vers 23h00 l'eau commençait à inonder la basse-cour (1,8 mètre en contrebas de la maison). Nous avons alors évacué les volailles. Vers 23h45, nous avions de l'eau aux genoux. L'eau est ensuite montée rapidement : le temps de me changer, la terrasse de la basse-cour était sous 1,80 mètres d'eau. Nous avons été évacués vers 24h30. Des torrents d'eau s'écoulaient le long des falaises derrière la maison.</i>

TAB. 3.3 – Résumé de deux témoignages recueillis à Tautavel (Aude)

La fiabilité et la précision des témoignages sont, bien entendu, très variables. La plupart des témoins, eux-mêmes, sont conscients des limites de leurs informations. La validation croisée des témoignages, la comparaison de leur description de la pluviométrie et des mesures pluviographiques et RADAR disponibles, ont été utilisées pour critiquer les informations collectées. De nombreux témoins semblent avoir regardé régulièrement leur montre durant les crues - probablement parce qu'il s'agissait de l'unique point de repère durant ces événements se produisant de nuit - et étaient donc en mesure de donner des repères chronologiques assez précis. Dans certains cas les témoins faisaient référence à des événements dont l'horaire pouvait être vérifié par ailleurs : opérations des services de secours reportées sur une main courante, coupure d'électricité, émissions de radio ou de télévision.

Ces enquêtes ont révélé que les témoins pouvaient apporter des informations chronologiques précises sur les crues étudiées (cf. tableau 3.3). L'horaire exact de la pointe de crue a, par exemple, bien souvent pu être déterminé au quart d'heure près.

Le site de Tautavel sur le Verdoble (Aude), équipé d'une station limnimétrique ayant fonctionné au cours de la crue offre une occasion idéale de confronter les témoignages à des mesures directes de l'évolution des niveaux d'eau. On constate sur la figure 3.5 que les témoignages, reportés dans le tableau 3.3 et les mesures concordent. On peut aussi noter au passage que les informations concernant la phase de montée de crue sont plus fiables que celles qui concernent la décrue. C'est une caractéristique générale des témoignages recueillis.

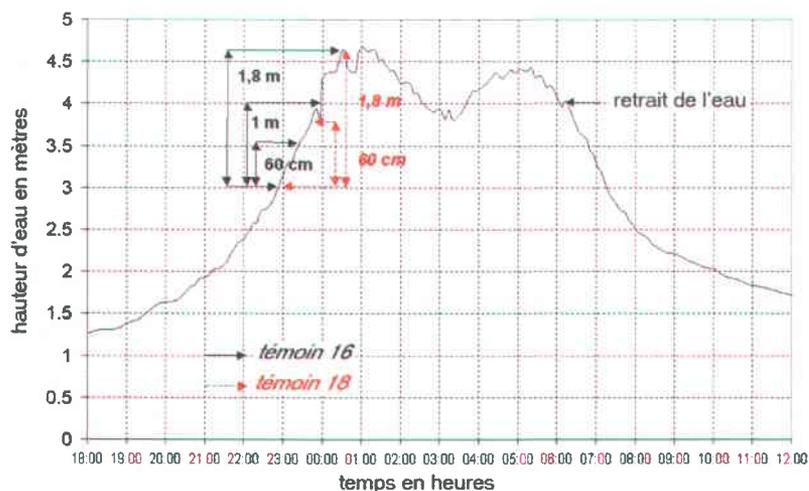


FIG. 3.5 – Comparaison entre les relevés limnimétriques de la station de Tautavel et les informations données par les témoins 16 et 18 (cf. tableau 3.3) de l'étude de la crue du Verdoube (Aude) des 12 et 13 novembre 1999.

Il est apparu au cours de ce travail de recherche, que les repères chronologiques des témoins des crues sont certes imprécis, mais pas bien plus que les estimations de lames d'eau précipitées ou de débits de crues, et méritent à ce titre d'être exploités. Ces informations sont cependant trop partielles pour permettre la reconstitution de limnigrammes et encore moins d'hydrogrammes de crues. Elles peuvent en revanche servir à valider ou invalider des résultats de simulation de modèles hydrologiques et donc les hypothèses sur les processus hydrologiques sur lesquelles ces modèles sont fondés.

Un modèle mathématique a donc été utilisé pour mettre en relation les trois types d'informations recueillies (informations pluviométriques, débits estimés, repères chronologiques) et guider l'analyse hydrologique.

## 3.2 Interprétation : modèle hydrologique de référence

### 3.2.1 Représentation d'un bassin versant dans le modèle

Le modèle utilisé est physico-conceptuel (dans le sens où il se base sur les équations de la physique et sur la notion de capacité d'absorption des sols dans sa fonction de production) et semi spatialisé car il permet le découpage du bassin en un certain nombre d'éléments

(tronçons et sous-bassins). Ce modèle utilise la fonction de production du “Soil Conservation Service” (SCS) et une fonction de transfert basée sur le modèle d’onde cinématique.

Un bassin versant est représenté par un réseau ramifié de biefs de cours d’eau supposés uniformes et de section rectangulaire, auxquels sont raccordés deux versants de forme rectangulaire (figure 3.6).

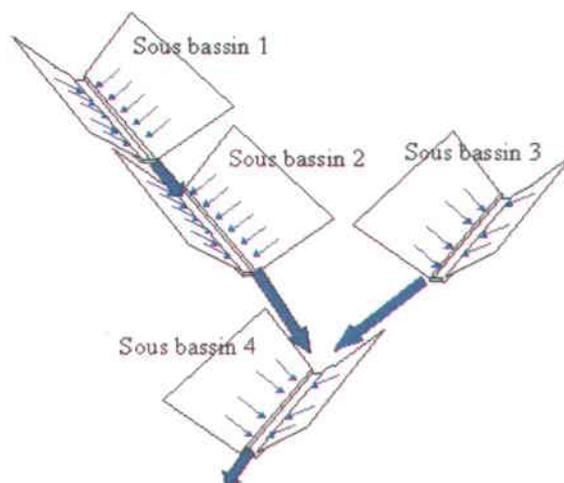


FIG. 3.6 – Représentation schématique d’un bassin versant dans le modèle hydrologique utilisé. Chaque sous-bassin est constitué d’un thalweg latéral de section rectangulaire et de un ou deux versants rectangulaires.

### 3.2.2 Fonction de production du SCS (US Soil Conservation Service)

C’est un modèle empirique non linéaire de transformation pluie-débit ne comportant qu’un seul paramètre de ruissellement, dépendant du sol, du type de culture, de la pluviométrie, de la saison, etc. : le coefficient d’aptitude au ruissellement ou “curve number”. Ce modèle a été initialement développé pour relier le cumul de pluie et le volume écoulé à l’échelle d’une parcelle et d’un événement pluvieux. Il est utilisé ici pour représenter l’évolution du coefficient d’écoulement ou des surfaces contributives à l’échelle d’un bassin versant, au cours d’un événement pluvieux. Il a été retenu pour sa simplicité.

Nous noterons dans ce qui suit  $P(t)$  la hauteur de pluie précipitée cumulée depuis le début d’un événement pluvieux jusqu’à l’instant  $t$  en  $mm$ ,  $Q(t)$  le cumul d’eau écoulée ou la hauteur de “pluie nette” sur la même période en  $mm$ ,  $I_a$  les pertes initiales (pluie d’imbibition) et  $S$  la rétention potentielle maximale des sols du bassin versant.

La relation du SCS est l'une des relations strictement croissantes les plus simples possibles liant  $Q(t)$  à  $P(t)$  vérifiant  $(P(t) - I_a) - Q(t) > S$  lorsque  $(P(t) - I_a) > \infty$ , soit :

$$(P(t) - I_a) - Q(t) = \frac{S(P(t) - I_a)}{(P(t) - I_a) + S} \quad (3.2)$$

qui peut aussi s'écrire :

$$Q(t) = \frac{(P(t) - I_a)^2}{(P(t) - I_a) + S} \quad (3.3)$$

Il ressort de l'étude expérimentale de nombreux bassins versants aux Etats-Unis que la hauteur de pluie d'imbibition  $I_a$  peut être considérée comme une fonction linéaire de la capacité d'absorption  $S$ , généralement  $I_a = 0.2S$ . L'équation précédente se simplifie alors :

$$Q(t) = \frac{(P(t) - 0.2S)^2}{(P(t) + 0.8S)} \quad (3.4)$$

L'expression du coefficient d'écoulement  $C(t)$  au temps  $t$  se déduit de la relation précédente :

$$C(t) = \frac{\partial Q}{\partial P} = \frac{(P(t) - 0.2S)}{(P(t) + 0.8S)} \left( 2 - \frac{(P(t) - 0.2S)}{(P(t) + 0.8S)} \right) \quad (3.5)$$

Enfin, notons que les auteurs du SCS n'ont pas retenu  $S$  comme paramètre du modèle mais une fonction de  $S$  : le "Curve Number" qui prend ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 100]$ . La relation entre  $S$  et  $CN$  est la suivante :

$$S = \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) * 25.4 \quad (3.6)$$

La valeur de  $S$  était initialement exprimée en pouces, ce qui explique le coefficient 25.4 dans la formule lorsqu'on utilise les unités internationales (millimètres). Une valeur de  $CN$  de 100 implique une valeur de  $S$  nulle et donc un ruissellement à 100% quel que soit  $P(t)$ . Lorsque  $CN$  tend vers 0,  $S$  tend vers l'infini. Le taux de ruissellement est alors nul quel que soit  $P(t)$ .

Les figures 3.7 et 3.8 illustrent la forme des relations  $Q(t) = f(P(t))$  et  $C(t) = g(P(t))$  pour différentes valeurs de  $CN$ , en supposant toujours que  $I_a = 0.2S$ .

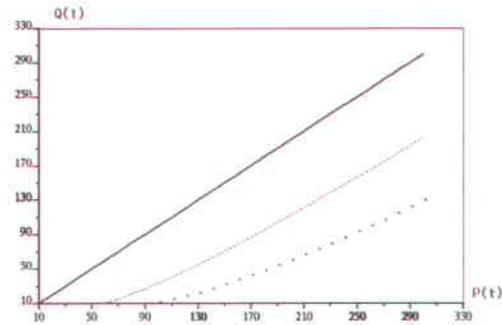


FIG. 3.7 – Relation entre le cumul de pluie brute  $P(t)$  et le cumul de pluie nette  $Q(t)$  calculé par la formule du SCS pour différentes valeurs de  $CN$  : a)  $CN = 100$  ou  $S = 0$  mm (trait gras), b)  $CN = 70$  ou  $S = 105$  mm (tirets), c)  $CN = 50$  ou  $S = 250$  mm (croix).

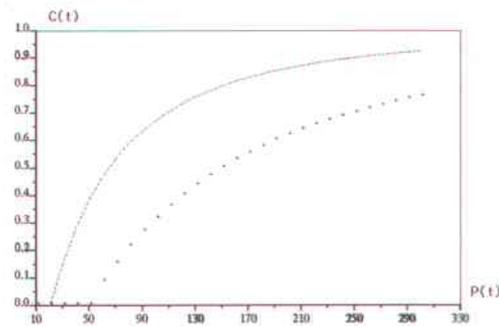


FIG. 3.8 – Relation entre le cumul de pluie brute  $P(t)$  et le coefficient d'écoulement  $C(t)$  calculé par la formule du SCS pour différentes valeurs de  $CN$  : a)  $CN = 100$  ou  $S = 0$  mm  $C(t) = 1$ , b)  $CN = 70$  ou  $S = 105$  mm (tirets), c)  $CN = 50$  ou  $S = 250$  mm (croix).

### 3.2.3 Choix d'une fonction de transfert

Les équations de Barré de Saint-Venant sont généralement utilisées pour simuler les écoulements en rivières ou en réseaux de conduites; elles ont été établies pour des écoulements unidimensionnels : la direction  $x$  sera la direction privilégiée de l'écoulement dans le sens de la pente principale, et on approchera les caractéristiques de l'écoulement par leurs valeurs moyennes dans une section orthogonale à cette direction  $x$ .

Nous noterons  $Q(x, t)$  le débit exprimé en  $m^3/s$  à l'abscisse  $x$  et au temps  $t$ ,  $A(x, t)$  la section mouillée en  $m^2$ ,  $V(x, t) = Q(x, t)/A(x, t)$  la vitesse moyenne d'écoulement en  $m/s$ ,  $h(x, t)$  le tirant d'eau en  $m$ ,  $z(x, t)$  la cote de la surface libre en  $m$ ,  $I = \partial(z-h)/\partial x = \tan(\theta)$  la pente du lit du cours d'eau, et  $P(x, t)$  le périmètre mouillé en  $m$  (longueur de contact entre le fond et les berges du cours d'eau et l'eau).

Les deux équations qui régissent les écoulements filaires (unidimensionnels), graduellement variés sont :

- L'équation de conservation de la masse, en notant  $q$  un débit latéral d'alimentation d'un bief par unité de longueur en  $m^2/s$  ou l'intensité de pluie nette en  $m/s$  si on simule l'écoulement sur un versant :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.7)$$

- Et l'équation de conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (3.8)$$

$gJ$  correspond au travail des forces de frottement. Différentes relations empiriques permettent de relier ce terme au débit et aux caractéristiques géométriques du cours d'eau. La plus couramment utilisée est celle de "Manning-Strickler" (cf. équation 3.1) :

$$J = \left( \frac{Q}{KA^{5/3}P^{-2/3}} \right)^2 \quad (3.9)$$

$K$  est un paramètre qui caractérise la rugosité du fond et des berges d'un cours d'eau. Sa valeur se situe entre 10 et 40 pour des cours d'eau naturels plus ou moins encombrés, et peut atteindre 70 à 80 pour des conduites ou canaux en béton. Dans certaines conditions, des termes de l'équation 3.8 peuvent être négligés. Le cas extrême, correspondant à l'approximation dite de "l'onde cinématique" conduit à la relation  $I = J$  : à chaque instant, la ligne d'énergie est parallèle au lit du cours d'eau. Dans ce cas, le système d'équations se simplifie alors :

$$\frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.10)$$

avec :

$$Q = KA^{5/3}P^{-2/3}I^{1/2} \quad (3.11)$$

Le terme  $\frac{\partial Q}{\partial A}$  est appelé "célérité" de l'onde cinématique. Il représente, dans le cas où le modèle d'onde cinématique est une approximation valable du modèle complet de Barré de Saint-Venant, et dans le cas où  $q$  est nul, la vitesse de propagation de l'amont vers l'aval d'une valeur de débit.

D'après les travaux de Daluz-Vieira (1983) ou de Bocquillon (1978), il apparaît que cette approximation est très souvent pertinente pour la simulation des écoulements en rivières (figure 3.9).

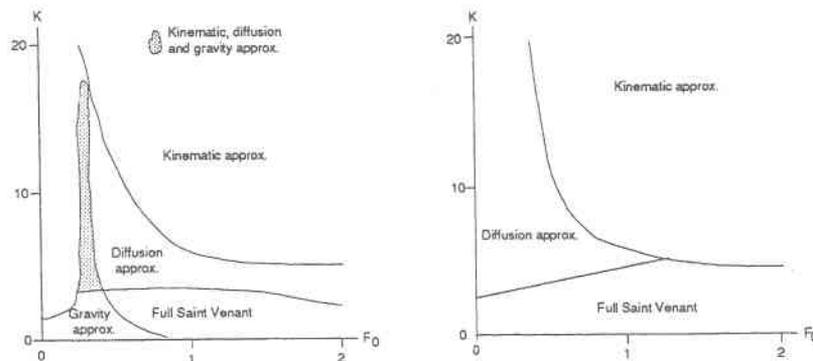


FIG. 3.9 – Division du plan  $F_0, k_0$  en zones où les approximations peuvent se substituer valablement aux équations complètes de Barré de Saint-Venant. (Daluz-Vieira, 1983)

Le nombre de Froude  $F_0$  et le nombre d'onde cinématique  $k_0$  étant calculés de la manière suivante,  $l$  étant la longueur du bief considéré :

$$F_0 = \left( \frac{V^2}{gh \cos(\theta)} \right)^{1/2} \quad (3.12)$$

$$k_0 = \frac{l \tan(\theta)}{h F_0^2} \quad (3.13)$$

Dans le cas des crues étudiées, le nombre de Froude est généralement compris entre 0.5 et 1 : malgré les vitesses d'écoulement élevées (1 à 4 m/s), le régime d'écoulement est "fluvial" et non "torrentiel". En revanche, compte tenu des longueurs  $l$  des tronçons des biefs de cours d'eau considérés - plusieurs kilomètres - le nombre d'onde cinématique est

généralement très supérieur à 10. Le modèle d'onde cinématique apparaît donc comme une bonne approximation des équations de Saint-Venant. En d'autres termes ce sont les effets cinématiques qui sont dominants pour la propagation d'une crue sur des distances de plusieurs kilomètres.

L'équation différentielle 3.10 est résolue par la "méthode des caractéristiques" (Borah *et al.*, 1980) qui conduit à une solution quasi analytique et limite, en particulier, la diffusion numérique qui peut être importante lorsqu'on utilise d'autres schémas de résolution (tableau 3.4).

Notons que la célérité de l'onde cinématique est généralement une fonction croissante du débit - cela dépend bien entendu de la géométrie de la section en travers du cours d'eau qui contrôle la forme de la relation  $Q = f(S)$ . Selon le modèle d'onde cinématique la partie ascendante d'un hydrogramme de crue a tendance à se "raidir" tandis que la partie descendante s'étale lors de sa propagation dans un cours d'eau. Le raidissement peut aller, en théorie, jusqu'au rattrapage des ondes et la constitution d'un front d'onde vertical : en d'autres termes un mur d'eau. Ce phénomène auquel peut conduire, sous certaines conditions, la solution quasi analytique du modèle d'onde cinématique (cf. figure 3.10 a), a pu être reconstitué en laboratoire (travaux d'Iwagaki, 1955 cités par Borah *et al.*, 1980).

Le processus de rattrapage et le chevauchement des ondes de crues avait déjà été évoqué par Pardé (1961) pour expliquer la formation des murs d'eau observés lors de certaines crues du Colorado et éventuellement même le renforcement des débits de pointes de crue : "Ce processus pourrait être intitulé de rattrapage et de chevauchement. En vertu dudit mécanisme, le débit de pointe tendrait à gagner de vitesse les débits croissants, et moins profonds, donc moins rapides, qui progressent en aval de lui. De la sorte, il se renforcerait en se superposant partiellement à eux, de manière à former des totaux peu à peu augmentés vers l'aval, même sans apports affluents nouveaux" (p. 214).

La deuxième proposition paraît un peu osée. Nous retiendrons cependant que :

- Le modèle d'onde cinématique semble être, pour le cas qui nous intéresse, une bonne approximation du modèle complet de Barré de Saint-Venant traditionnellement utilisé dans le cas des écoulements filaires (Daluz-Vieira, 1983; Borah *et al.*, 1980).
- Les conditions d'écoulement lors des crues éclair - valeurs élevées de débits et de célérités d'ondes de crues, forte réactivité des bassins versants aux pluies lié à la prédominance du ruissellement superficiel - peuvent conduire à des évolutions très brutales des débits que la méthode de résolution quasi analytique proposée par Borah *et al.* peut reproduire et que des méthodes de résolutions classiques par différences finies ont tendance à lisser.

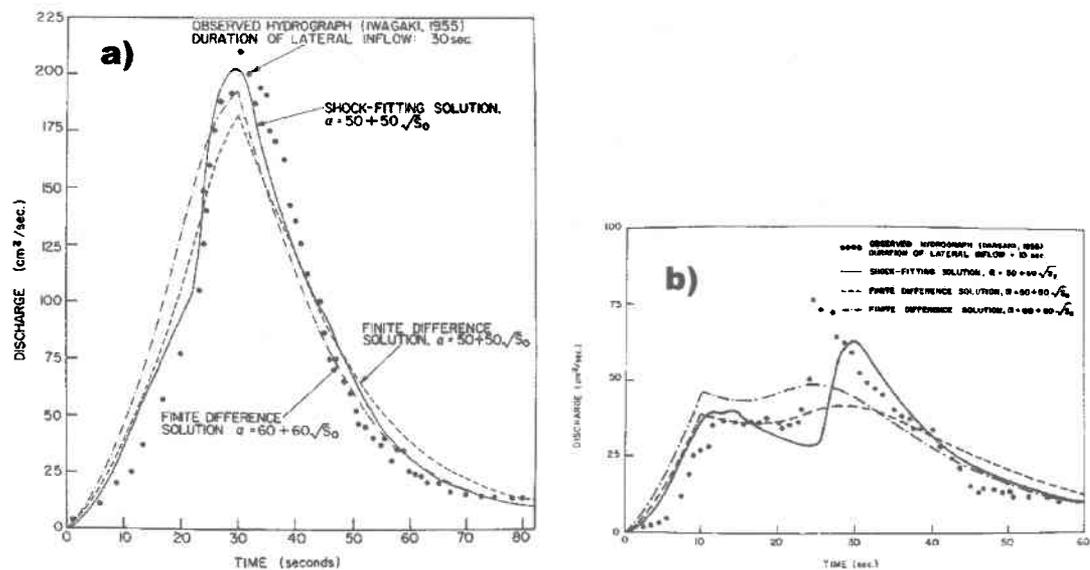


FIG. 3.10 – Comparaison d'hydrogrammes mesurés à l'exutoire d'un canal de 24 mètres de long (points) comportant trois biefs de 8 mètres, de pentes diminuant de l'amont vers l'aval (2%, 1,5% et 1%) et de débit latéral d'alimentation dépendant du bief (0.108 cm/s, 0.0638 cm/s et 0.08 cm/s). Le canal est alimenté en eau durant 30 secondes **a** et 10 secondes **b**. Comparaison avec les résultats de simulations à l'aide du modèle d'onde cinématique et différentes techniques de résolution numériques (Borah *et al.*, 1980)

La méthode de résolution du modèle d'onde cinématique par les caractéristiques a été retenue (cf. Encadré 3.10), sachant que le modèle ainsi construit ne rendra pas compte de l'amortissement des crues lors de leurs propagations liée à la non uniformité des biefs de cours d'eau, et à la présence éventuelle de zones d'expansion des crues.

Rappelons que l'équation de continuité s'écrit

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial S} \frac{\partial S}{\partial x} = q$$

avec  $S$  la surface mouillée en  $m^2$ ,  $Q$  le débit en  $m^3/s$ , relié à  $S$  par une relation bi-univoque  $Q = f(S)$ , et  $q$  le débit d'alimentation latérale par unité de longueur du bief considéré en  $m^2/s$

La dérivée totale exacte de  $S$  par rapport au temps a pour expression :

$$\frac{dS}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t}$$

Ces deux équations sont équivalentes au système suivant :

$$\frac{dS}{dt} = q$$

Dans un repère mobile (i.e. le long d'une caractéristique) d'équation :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial S}$$

Connaissant les valeurs de  $A_{i-1,j-1}$  et de  $Q_{i-1,j-1}$  au temps  $t$  et à une abscisse  $x$  d'un bief de cours d'eau uniforme, et en supposant  $q$  constant sur un pas de temps  $\Delta t$ , on déduit :

$$S_{i,j} = S_{i-1,j-1} + q\Delta t$$

$$Q_{i,j} = f(S_{i,j})$$

et

$$Q_{i,j} = Q_{i-1,j-1} + q\Delta x_i$$

d'où

$$\Delta x_i = \frac{1}{q} [Q_{i,j} - Q_{i-1,j-1}]$$

$$\text{ou } \Delta x_i = \frac{\partial Q}{\partial S} S_{i,j=S_{i-1,j-1}} \text{ si } q = 0$$

L'algorithme de calcul fonctionne de la manière suivante. Connaissant les valeurs de  $S_{i-1,j-1}$  et  $Q_{i-1,j-1}$  en un certain nombre d'abscisses  $x_{i-1,j-1}$  d'un bief, il suffit de recalculer les nouvelles valeurs  $S_{i,j}$ ,  $Q_{i,j}$  et  $x_{i,j}$  pour chaque pas de temps. Lorsque  $x_{i,j}$  est supérieur à la longueur du bief, l'instant de sortie du bief et le débit correspondant sont estimés à partir du système d'équations précédent en fixant  $\Delta x_i$  et non plus  $\Delta t$ . Cette date de sortie du bief et le débit correspondant sont enregistrés pour reconstituer l'hydrogramme aval du bief. A chaque "sortie" du bief une nouvelle caractéristique provenant de l'extrémité amont du bief ( $x_{i-1,j-1} = 0$ ) est prise en compte pour conserver un nombre constant de courbes caractéristiques par bief dans l'algorithme. Il est possible que deux courbes caractéristiques se croisent, on parle dans ce cas de "choc cinématique". La caractéristique aval n'est alors plus prise en compte dans la suite du calcul.

TAB. 3.4 – Résolution du modèle d'onde cinématique par la méthode des caractéristiques (Borah *et al.*, 1980) : principe et algorithmique.



## Chapitre 4

# Analyse d'événements exceptionnels récents

*Où l'on tente de faire ce que l'on a dit - Où l'on se laisse surprendre par les événements*

Chaque crue fait l'objet d'une note d'une vingtaine de pages. La présentation suit l'ordre chronologique dans lequel les études ont été réalisées. La méthodologie s'est progressivement mise en place au cours de ces retours d'expériences. Les notes ont été homogénéisées autant que possible.



## 4.1 La crue de l'Avène (Gard) : 6 et 7 octobre 1997

### 4.1.1 Présentation du bassin versant de l'Avène

#### 4.1.1.1 Localisation, surface, forme

L'Avène traverse le territoire de 4 communes du département du Gard : Rousson, Salindres, Saint-Privas des Vieux et Saint-Hilaire de Brethmas. Son bassin versant, de forme allongée, s'étend sur  $57 \text{ km}^2$  (figure 4.1). Le plus long parcours hydraulique est estimé à 28 km. Le tableau 4.1 donne quelques caractéristiques topographiques de ce bassin versant.

Point de repère	Altitude (mètres NGF)	Surface BV ( $\text{km}^2$ )	Parcours hyd. (km)
Confluence Gardon	109.3	57.3	28.3
Pont de la D 981	125.1	49.2	24.3
Pont de la D 6	134.0	41.9	21.2
Pont de la D 16	185.0	17.4	14.4
Pont de la D 904	238.0	13.0	10.0

TAB. 4.1 – Quelques points de repère sur le bassin versant de l'Avène (source DDE du Gard).

#### 4.1.1.2 Occupation des sols

Le bassin de l'Avène est faiblement urbanisé si l'on excepte l'agglomération de Salindres, et la rocade sud-est d'Alès. La densité moyenne de population est de 250 à 300  $\text{hab}/\text{km}^2$  sur la partie aval du bassin, moins de 100  $\text{hab}/\text{km}^2$  dans sa partie amont, et quelques dizaines d'habitations sur les  $13 \text{ km}^2$  situés en amont du pont de la route départementale 904. Sont répertoriés dans le tableau 4.2, les densités d'habitants sur les communes traversées par le Bruèges et le Grabieux, deux cours d'eau proches de l'Avène et dont les bassins versants ont aussi été touchés par les pluies diluviennes des 6 et 7 octobre 1997.

En aval de Rousson le bassin est essentiellement agricole (pâturages, prairies de fauche, vignes, cultures oléagineuses), les principaux reliefs étant couverts d'un petit maquis de chênes verts. La partie amont du bassin ( $13 \text{ km}^2$ ) est couverte de forêts, les essences dominantes variant suivant le substrat : chêne vert sur les calcaires, châtaignier sur les schistes, pin sur les grès.

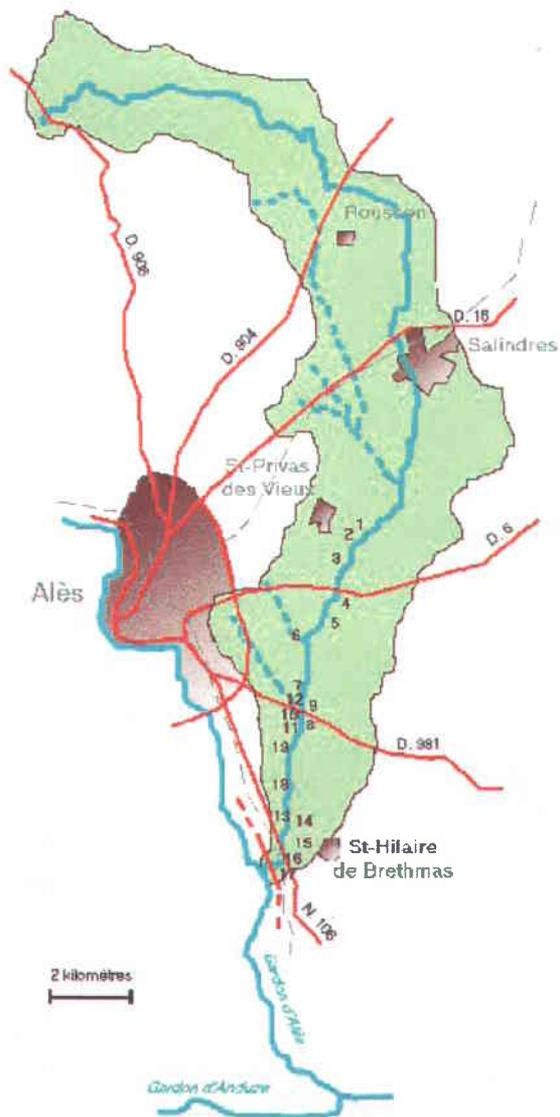


FIG. 4.1 – L'Avène et son bassin versant. Localisation des témoignages.

Commune	Surface ( <i>km</i> <sup>2</sup> )	Nombre d'habitants	Densité ( <i>hab/km</i> <sup>2</sup> )
Rousson	32.6	3 164	97
Salindres	12.9	3 213	249
Saint-Privas des Vieux	15.8	3 892	246
Saint-Hilaire de Brethmas	12.4	3 470	279
Bassin du Bruèges			
Alès	23.2	41 037	1772
Bassin du Grabieux			
Saint-Martin de Valgagues	13.1	4 487	342
Saint-Julien les rosiers	14.0	2 325	166

TAB. 4.2 – Population et densité : données du recensement 1990.

#### 4.1.1.3 Géologie, nature des terrains

La géologie du bassin en amont du pont de la D 904 est assez complexe. Aux formations du Lias de sa partie aval, essentiellement des marno-calcaires, succèdent des formations carbonifères constituées de grès et poudingues à intercalations schisteuses, et des formations schisteuses précambriennes. Sur l'ensemble de ces formations les sols sont peu profonds. La partie aval du bassin traverse essentiellement les formations marneuses et calcaro-marneuses de l'oligocène. Aux dires d'un expert de la Chambre d'agriculture, la texture des sols est limono-argileuse voire argileuse et leur réserve utile se situe entre 1,4 et 2 mm/cm de sol. En comptant une macro-porosité de 10 à 20%, ces sols sont donc capables théoriquement d'emmagasiner à la fin de l'été (teneur en eau proche du point de flétrissement permanent) entre 2,4 et 4,4 mm/cm de sol. Dans la partie amont du bassin versant, compte tenu des pentes fortes, les sols n'ont probablement pas en moyenne plus de 50 cm de profondeur, soit une capacité de stockage en fin d'été de l'ordre de 100 mm. A l'aval, les profondeurs de sols se situent probablement entre 50 et 250 cm. Les capacités de stockage des sols peuvent donc dépasser 200 mm sous l'hypothèse extrême de sols profondément desséchés en fin d'été.

#### 4.1.1.4 Relief

Le bassin amont de l'Avène, premier contrefort du massif des Cévennes, culmine à 544 mètres. La pente moyenne du lit de l'Avène est modeste (de 1 à 2%), en revanche les versants sont relativement abrupts : la pente des versants estimée sur une carte au 25 millièmes se situe entre 15 et 30%. Le relief de la partie aval du bassin est bien moins marqué, la vallée de l'Avène est cependant encaissée entre le Mas de la Cavalerie et le pont

de la D 981.

#### 4.1.2 L'événement des 6 et 7 octobre 1997

##### 4.1.2.1 La pluie

###### Origine des données :

- Images du RADAR météorologique de Nîmes calibrées à l'aide du logiciel Calamar (logiciel développé par la société RHEA) mises à disposition par la DDE du Gard.
- Données des postes pluviographiques Alès et Cecci (poste pluviographique situé au nord-ouest du bassin de l'Avène).
- Relevés pluviométriques amateur (hauteur de pluie supérieure à 280 millimètres au lieu dit La Jasse de Bernard), ville d'Alès (315 millimètres), Rhône Poulenc à Salindres (315 millimètres).

**Déroulement de l'événement :** Vers 18h00 une ligne de cellules orageuses orientée Sud-Ouest / Nord-Est s'est formée sur le massif des Cévennes. Cette ligne s'est ensuite déplacée lentement vers le Sud-Est en gagnant en intensité. Les pics d'intensité, largement supérieurs à 100 mm/h en 6 minutes, ont été observés entre 22h00 et 1h00 du matin, alors que la ligne de cellules se trouvait à la hauteur d'Alès, continuant à se déplacer vers le Sud-Est.

**Bilan :** La lame d'eau moyenne sur le bassin versant de l'Avène entre 20h00 et 2h00 du matin est estimée à 240 mm (cf. figure 4.2). Cette lame d'eau est cependant répartie de manière hétérogène, les parties les plus amont du bassin ayant reçu environ 130 mm comme en témoigne la lame d'eau RADAR, ceci essentiellement entre 20h00 et 21h00. En certains points situés à l'aval du bassin, le cumul de pluie a nettement dépassé 300 mm (cf figure 4.3), avec un pic extrêmement intense entre 23h00 et 24h00 (entre 100 et 150 mm en une heure). Selon un article du Midi Libre (11/10/97), la situation s'aggrave à St-Privas des Vieux vers 22h00. Ce village étant principalement exposé aux inondations pluviales, on doit comprendre qu'à partir de 22h00, les intensités de pluie sont devenues sensiblement plus importantes, ce qui concorde avec les mesures RADAR. Pour mémoire, on peut évaluer la lame d'eau sur le bassin versant du ruisseau de Bruèges à 120 mm (relevé d'après les estimations RADAR Calamar) 200 à 250 mm d'après différents rapports et à 100 mm la lame d'eau sur le bassin versant du Grabieux durant la même période.

### Evenement du 6 au 7 octobre 1997

Lame d'eau en millimètres  
 mesurée par le RADAR de Nîmes entre 20:00 et 02:00  
 (images calibrées à l'aide du logiciel CALAMAR)

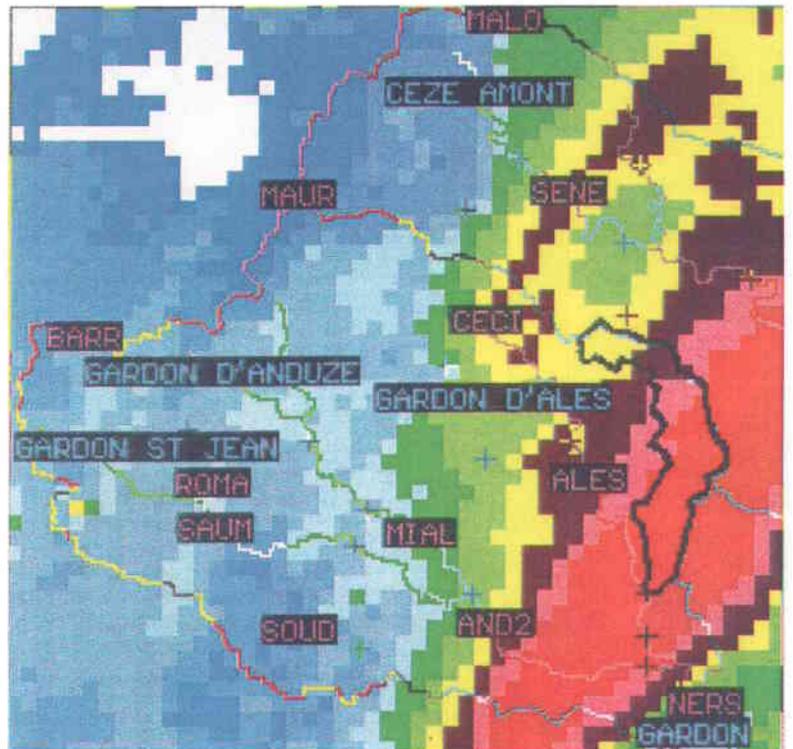


FIG. 4.2 – Lames d'eau mesurées par RADAR pour l'événement du 6 au 7 octobre

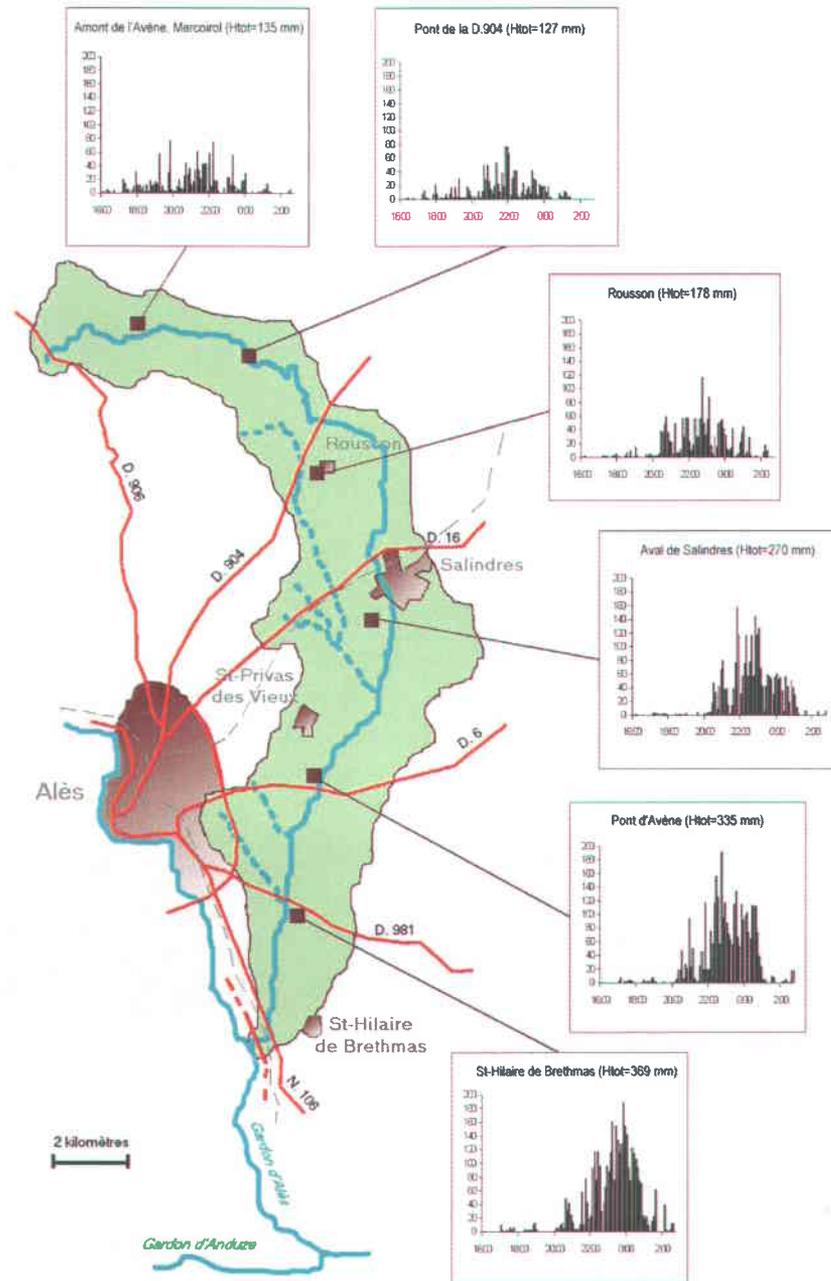


FIG. 4.3 – Hyétogrammes extraits des mesures RADAR pour différents secteurs du bassin de l'Avène (temps en heures légales : T.U. + 1 heure)

#### 4.1.2.2 Les conséquences

Les pluies diluviennes du 6 et 7 octobre 1997 ont provoqué la crue de l'Avène, du ruisseau de Bruèges, et d'un certain nombre d'autres cours d'eau dans le département, comme le ruisseau de l'Aiguillon affluent de la Cèze à Goudargues (Midi Libre, 10/10/97). Par ailleurs, de nombreuses inondations pluviales ont été signalées dans les bas quartiers de Salindres (Midi Libre 10/10/97), d'Alès, et dans le secteur dit de la Prairie à St-Christolles-Alès. Notons que, selon les témoignages des habitants, la crue du Grabieux n'a pas été exceptionnelle (rapport Custaud, DDE, division territoriale d'Alès, 01/12/97). Les dégâts liés aux débordements de l'Avène sont particulièrement importants sur le territoire de la commune de St-Hilaire de Brethmas, la zone inondée s'étendait sur 300 mètres de large. La départementale 981 a été submergée au niveau du pont de la Jasse de Bernard, avec des dommages importants. De même, le pont de la N 106 a été submergé. En revanche, rien n'indique que des routes ou des ponts aient été inondés plus en amont. La chaussée de la D 131 aurait été emportée au sud de Salindres selon un article du midi libre du 10/10/97 ainsi que celle de la D 216. La D 131 fait partie de la liste des routes coupées citée dans un article du Midi Libre du 8/10/97. Enfin, le ballast de la voie ferrée a été emporté à la hauteur de La Lègue et non loin du " Cheval Vert " (article du Journal des Cévennes, 8 octobre 1997, confirmé par le Midi Libre 11/10/97). 500 mètres de voie ferrée ont été remis en état après la crue.

Le débit de pointe de crue à l'aval du bassin de l'Avène se situerait entre 600 et 900  $m^3/s$ , selon les estimations de la DDE du Gard. Avec un débit spécifique de 10 à 15  $m^3/s/km^2$ , la crue de l'Avène se situe dans la gamme des crues remarquables répertoriées en France pour des bassins versants de surface équivalente.

#### 4.1.2.3 Premières constatations

Une première reconnaissance de terrain effectué les 23 et 24 juillet 1998 a permis de repérer un certain nombre de laisses de crue encore nettement visibles et de procéder à quelques estimations très grossières du débit de pointe de crue. Les constatations effectuées sont les suivantes :

1. Ni le pont de la nouvelle voie rapide Nîmes-Alès, ni le pont SNCF, tous deux situés entre la confluence avec le Gardon et le pont de la N. 106, n'ont été submergés, contrairement au pont de la N 106. Les écoulements entre ces trois ouvrages séparés par une centaine de mètres sont complexes : les deux premiers ouvrages sont obliques par rapport au lit de l'Avène, la ligne d'eau semble inclinée transversalement en amont

du pont de la voie ferrée d'après les premiers relevés de laisses de crue. Par ailleurs, une partie du débit a été déversé par dessus les talus SNCF et de la voie rapide en quelques points particuliers (cf témoignage de Monsieur Roux, maire de St Hilaire, photographies diverses, et revue de presse). Des estimations très grossières indiquent que le pont de la nouvelle voie rapide permettrait de laisser passer de l'ordre de  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  à surface libre, avec une vitesse d'écoulement de 4 mètres par secondes.

2. L'effet de laminage lié à l'expansion de la crue entre ces trois ouvrages d'art, la répartition des débits de crue passant sous les ouvrages ou au-dessus des talus n'ont pu être établis et pourront difficilement l'être. L'ensemble des constatations valide cependant l'ordre de grandeur de  $600$  à  $900 \text{ m}^3/\text{s}$  établi par la DDE du Gard pour le débit de pointe de crue à l'aval du bassin versant de l'Avène.
3. Les constatations effectuées au pont de la D 981 à La Jasse de Bernard indiquent que cet ouvrage a été submergé. L'interview de propriétaires inondés dans ce hameau ainsi que de ceux qui ont été inondés plus en aval tels les frères Speziale pourrait permettre d'en savoir plus sur le déroulement de la crue. Notons que les données sur la chronologie de la crue sont rares dans la presse et les rapports officiels. A la Jasse de Bernard, selon certains témoignages l'inondation a débuté vers 1h00 du matin (constat de la crue de l'Avène du 7 octobre 1997). Cela paraît assez tardif compte tenu de la chronologie des pluies.
4. Tout laisse penser que le pont de la D6 au hameau pont d'Avène n'a pas été submergé. Compte tenu de la section de l'ouvrage, le débit maximum y ayant transité est sensiblement plus faible qu'en aval ( $250$  à  $350 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Cette différence permet de nous interroger sur les apports du secteur du Rieu situé en rive droite de l'Avène entre les ponts de la D 6 et de la D 981 (bassin versant de  $8 \text{ km}^2$  selon la DDE du Gard).
5. Les constats effectués plus en amont confirment la relativement faible contribution du haut bassin de l'Avène lors de la crue : débit de pointe estimé à  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  au pont de la D 216 en aval de Salindres, et de l'ordre de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  au pont de la D 904.
6. On peut aussi noter que les inondations liées à l'Avène sont relativement fréquentes. La crue de 1958 était jusqu'à présent la crue de référence. Sa cote maximale repérée au niveau du pont SNCF se situe à près d'un mètre en dessous de la cote de la crue d'octobre 1997. Il y a eu une crue importante en 1976 (210 mm en 4 heures contre 270 mm en 1997), la cote atteinte était alors de 40 centimètres inférieure à la cote de 1997 en aval de la D 981 d'après le constat de la crue de l'Avène. Le Midi Libre du 11/10/97 mentionne encore les crues de 1977, 1986, 1987, 1993. La commune de St-Hilaire a fait l'objet de 5 déclarations de catastrophe naturelle pour les crues du 29 octobre 1987, 11 octobre 1988, 21 au 23 septembre 1992, 22 au 25 septembre 1992,

et 3 au 6 octobre 1995. Les photographies prises sur le terrain montrent un mur de limite de parcelle dans le lit majeur de l'Avène conçu semble-t-il pour contenir les crues d'un petit affluent. Le Midi Libre du 12/10/97 fait aussi mention de dispositifs similaires de protection contre les crues du Gardon dans la Prairie (commune de St-Christol-les-Alès) : rainures à batardeaux aux portes des maisons, murs à contreforts. Enfin selon certains témoignages recueillis en amont de la D6, le niveau maximum de la crue de 1933 se situerait entre 70 cm et 1 mètre au-dessus de celui de la crue de 1997.

### 4.1.3 L'enquête sur la crue de l'Avène

Deux jours ont été consacrés aux enquêtes : les 22 et 23 septembre 1998. Lors de cette visite de terrain, nous avons pu rencontrer les maires des trois communes sinistrées par l'Avène et ses affluents : St-Hilaire de Brethmas, St-Privas des Vieux, et Salindres, et interviewer 19 témoins, soit environ les deux tiers des foyers sinistrés par le débordement de l'Avène (cf. figure 4.1 pour leur localisation).

Les témoignages recueillis sont présentés en suivant le cours de l'Avène de l'amont vers l'aval. Le recoupement des informations recueillies et leur comparaison avec les données de pluie disponibles (hyétogrammes reconstitués à partir des estimations de pluie RADAR Calamar) permet de critiquer ces témoignages. Il ressort de ce travail critique que la plupart des témoignages des personnes sinistrées sont fiables au quart d'heure prêt (niveau de précision maximum que l'on pouvait espérer atteindre par ce type de démarche).

#### 4.1.3.1 En amont de Pont d'Avène

Le bassin versant situé entre Salindres et le pont de la D6 représente une vingtaine de kilomètres carrés. Le débit de pointe de crue en amont du pont a dû atteindre 250 à 350  $m^3/s$ . Le bassin versant situé en amont de Salindres n'ayant probablement pas produit plus de 100  $m^3/s$  en pointe. Ce sont 150 à 250  $m^3/s$  qui ont été produits par le bassin intermédiaire, soit un débit unitaire de 27 à 45 mm/h. Cette estimation implique, compte tenu des intensités de pluie mesurées sur ce secteur (Hyétogramme du pont d'Avène : 100 mm/h en moyenne entre 22h30 et 0h30 pour un quart du bassin et 50 mm/h pour le reste), un coefficient moyen d'apport situé entre 45 à 70 % en pointe de crue.

**Témoignage 1 :** L'habitation se situe à environ 1 kilomètre en amont du pont de la D6. L'Avène a atteint la maison vers 23h30 et sa cote maximale vers 1h00 du matin. La décrue

a débuté vers 2h00-2h30. Elle a été rapide, en moins de deux heures l'Avène était presque retournée dans son lit. La mère du témoin indique que le niveau de la crue de 1933 aurait été supérieur d'environ 1 mètre à celui de la crue de 1997.

**Témoignage 2 :** Cette maison est voisine de la précédente, et n'a pas été inondée lors de la crue de 1997. Selon ce témoignage, l'Avène aurait atteint sa cote maximale vers 1h30-2h00 du matin, la décrue s'est amorcée entre 2h00 et 3h00 du matin. Il apporte de plus des informations intéressantes quoique très parcellaires sur la crue d'un petit affluent de l'Avène (ruisseau du stade) dont le bassin versant est de l'ordre de 40 hectares. La route d'accès à la maison était submergée par le ruisseau dès 23h00. Le cours d'eau serait rentré dans son lit entre 1h30 et 2h00 du matin.

**Témoignage 3 :** L'habitation se situe à environ 500 mètres en amont du pont de la D6. La décrue a été très rapide : entre 4h00 et 5h00 du matin la ligne d'eau a baissé de 3 mètres. La ligne d'eau maximale de la crue de 1997 se situe environ 1 mètre au dessus de celle de 1958.

**Témoignage 4 :** Maison située sur la D 6 en rive gauche de l'Avène, à l'aval immédiat du pont d'Avène. A 0h30 l'eau provenant de la montée de la Margue (D 6) a traversé la cour. Le niveau maximum de l'Avène a été atteint entre 0h00 et 2h00. Les témoins nous confirment que le niveau de l'eau atteint lors de la crue de 1933 était de 50 cm à 1 mètre supérieur au niveau atteint en 1997.

**Témoignage 5 :** Maison située en rive gauche à 1 kilomètre en aval du pont d'Avène, surplombant le lit. A 1h00 du matin l'Avène avait atteint un niveau de crue proche de son niveau maximum 20 à 30 centimètres au pied de la maison. Les témoins sont allés se coucher à ce moment, probablement lorsqu'ils ont constaté qu'il avait pratiquement arrêté de pleuvoir. Ceci concorde avec les mesures RADAR.

#### 4.1.3.2 Secteur de la Jasse de Bernard :

**Témoignage 6 :** L'habitation se situe en bordure du ruisseau du Valat des Lanes (environ  $3,5 \text{ km}^2$ ), à l'exutoire du bassin versant. Cet exutoire est barré par le talus d'une voie SNCF désaffectée. Un ouvrage de section rectangulaire de  $12 \text{ m}^2$  permet le passage du ruisseau. Le niveau de l'eau est monté régulièrement entre 0h00 et 2h00. La montée s'est

poursuivie après l'arrêt de la pluie. Le niveau maximum atteint dans la maison est de 1 m 50. Compte tenu de la forme de thalweg, des hauteurs d'eau atteintes, le volume maximum stocké en amont du talus est de l'ordre de  $100\,000\text{ m}^3$ , soit près de 30 millimètres de pluie lorsqu'on rapporte ce volume à la surface du bassin versant amont.

**Témoignage 7 :** Ferme située en rive droite à 500 mètres en amont du lieu dit la Jasse de Bernard. L'eau est montée entre 1h00 et 2h00 du matin. Le niveau maximum atteint est de 50 cm au pied du mur de soutènement de la maison. Les hautes eaux se sont maintenues pendant 1 heure. A 3h00, la décrue était terminée (l'Avène était retournée dans son lit). L'évacuation de chevaux ayant à progresser à contre-courant sur quelques dizaines de mètres démontre que les vitesses d'écoulement étaient modérées à proximité immédiate de la ferme.

**Témoignage 8 :** L'habitation se situe en rive gauche à l'aval du pont de la Jasse de Bernard. Entre 24h00 et 1h00 l'eau provenant de la D981 a envahi la cour, suivie (probablement vers 0h30) d'une vague d'eau provenant probablement de l'Avène. L'eau s'est retirée environ une heure plus tard.

**Témoignage 9 :** Maison située en rive gauche à l'amont du pont de la Jasse de Bernard. L'eau a commencé à monter vers 0h30, en 30 minutes l'eau a atteint 2m50. Vers 1h30 il restait 1 mètre d'eau, à 2h00 l'eau s'était totalement retirée. Le débit de l'Avène est resté soutenu durant 2 à 3 jours après la crue.

**Témoignage 10 :** Maison située en rive droite à l'aval du pont de la Jasse de Bernard en bordure du ruisseau du Rieu (bassin versant d'environ  $2.5\text{ km}^2$ ). Un fort orage a eu lieu entre 22h30 et 1h00 (cette indication est confirmée par les mesures RADAR). A 23h45 le Rieu n'avait pas encore débordé : le témoin a été déposé en voiture à cette heure par un ami sur la route départementale 981. Le niveau maximum (2 mètres au pied de la maison a été atteint vers 0h15). A 3h00 la décrue a commencé.

**Témoignage 11 :** Maison située en rive droite à l'aval du pont de la Jasse de Bernard en bordure de l'Avène. Les pluies ont débuté vers 21h30. Vers 22h00 l'Avène est sortie de son lit. A 23h30 l'eau était à 20 mètres de la maison et en 15 minutes (le temps d'évacuer deux voitures et un scooter) l'eau avait dépassé la maison. Le niveau maximum (1 mètre d'eau dans la maison, soit environ 6 mètres au-dessus du radier du lit mineur) a été atteint

vers 3h00. A 8h00 l'Avène était retournée dans son lit. Témoin possédant un pluviomètre qui a débordé, et qui par expérience nous a précisé qu'à 100 mm, l'Avène sort de son lit, à 200 mm, elle inonde.

**Témoignage 12 :** Maison située en rive droite à l'amont du pont de la Jasse de Bernard. A 22h30 au début du violent orage, l'Avène avait déjà légèrement débordé mais son niveau était stable. Vers 24h00-24h30, il y avait déjà 1 mètre d'eau dans la cave. Vers 1h00, le niveau d'eau a rapidement augmenté d'un mètre trente, et est redescendu aussi rapidement vers 1h30 (-70 centimètres). A 4h00, l'eau s'était retirée (à 3h30 le témoin a pu accéder à pieds secs à la route D. 981). Le niveau maximum de la crue a été de 2 m 30 au-dessus du niveau de la cave. Les niveaux des crues de 1976, 1973 et 1958 étaient respectivement égaux à 1m80, 70cm, 1m. Le Rieu avait, semble-t-il, débordé vers 0h00, une partie de ses flots s'écoulaient alors sur la route départementale.

**Témoignage 19 :** Ferme située en rive droite à 200 mètres en amont du moulin du juge. Le niveau de la crue de 1997 a atteint 1 mètre sur le mur aval de la maison contre 50 centimètres en 1958, l'eau a partiellement envahi la cour. La crue de 1933 avait emporté un muret situé en amont de la maison.

#### 4.1.3.3 Saint-Hilaire de Brethmas

**Témoignage 18 :** Maison située en rive droite à 150 mètres en amont du hameau de Tribies. L'eau est montée rapidement à partir de 23h00. A 4h00, nous sommes allés nous coucher tout était fini depuis un certain temps.

**Témoignage 13 :** Maison située en rive droite au lieu dit Le Pailleras. Vers 23h30, l'Avène était sur le point de déborder, vers 24h00 la cour a été submergée, puis l'eau est montée en 20 à 30 minutes de 2m à 2m50. Les hautes eaux se sont maintenues jusqu'à 3h30-4h00. A 5h00, l'eau s'était retirée et à 6h00 l'Avène était retournée dans son lit.

**Témoignage 14 :** Maison située en rive gauche au lieu dit Le Pailleras. A 23h30, l'Avène n'avait pas encore atteint la maison. L'eau est montée rapidement à partir de 24h00. A 4h00, les pompiers ont pu accéder à la maison en cuissardes, il restait 30 à 40 cm d'eau dans la cour. Le niveau maximum atteint est d'environ 1,2 m par rapport au niveau de la cour.

**Témoignage 15 :** Ferme située en rive gauche à la limite du secteur inondé à 100 mètres en amont de la nationale 106. L'eau est montée aux environs de 0h00-0h30 (l'horaire est quasi certain car c'était l'heure de passage du bus par lequel devait arriver le frère du témoin). L'eau a atteint 1m10 à l'aval de la maison et 50cm à l'amont, soit environ 50cm de plus que lors de la crue de 1958. A 2h30, l'eau s'était retirée.

**Témoignage 16 :** Maison située en rive gauche à 20 mètres en amont de la nationale 106, dans une sorte de petite cuvette. Entre 23h45 et 24h00, un automobiliste piégé sur le pont de la nationale pousse des cris. La nationale est submergée. A 5h00 - 5h30, le maire a pu atteindre la maison à pieds secs. La hauteur maximale atteinte a été de 1m95 par rapport au pied de l'escalier, contre 1m30 en 1958 et 80cm en 1976.

**Témoignage 17 :** Maison du maire de St-Hilaire de Brethmas située en rive gauche en aval de la N106. A 21h50, l'Avène était encore à son niveau d'étiage au pont de la route Pailleras - St Hilaire. A 22h15, il pleuvait encore faiblement. Aux environs de 1h30 (heure de réveil de Monsieur Roux), la plaine située entre la N106 et la voie ferrée était inondée, l'eau avait pénétré dans le corridor d'entrée de la maison et inondé la cave. La hauteur d'eau maximale a été atteinte vers 1h40 semble-t-il. Vers 2h00, ce fut le début de la décrue et monsieur Roux a pu rejoindre la route.

#### 4.1.4 Analyse des témoignages

Les sinistres ont essentiellement été recensés sur environ 8 kilomètres du cours aval de l'Avène. Deux caractéristiques importantes de la crue ressortent à la lecture des témoignages : la montée de crue intervient nettement après le début du violent orage (vers 22h00 - 22h30), elle a été perçue comme rapide du moins à partir de la Jasse de Bernard, et comme relativement synchrone sur l'ensemble du cours de l'Avène. Ce dernier point n'est pas particulièrement surprenant. La célérité de propagation de l'onde de crue a dû atteindre 3 à 4 m/s. Une trentaine de minutes suffit à cette vitesse pour parcourir 8 kilomètres. En revanche, les témoignages sur la dynamique de la décrue sont nettement moins convergents. La décrue semble avoir été tout aussi brutale que la montée de crue en amont du pont de la Jasse de Bernard, alors qu'en aval les hautes eaux se sont maintenues pendant plusieurs heures après l'interruption de la pluie. Nous tentons dans ce qui suit de confirmer en recoupant les témoignages ces deux caractéristiques de la crue de l'Avène et de les interpréter.

#### 4.1.4.1 Augmentation rapide du niveau des eaux à partir de 0h00-0h30

Tous les témoignages recueillis au niveau de la Jasse de Bernard et en aval concordent, le niveau de crue a rapidement augmenté. En revanche, les horaires de montée de crue varient d'un site à l'autre : entre 0h30 et 1h00 en amont du pont de la Jasse de Bernard, entre 23h45 et 0h15 à l'aval du pont, entre 0h00 et 0h30 à St-Hilaire de Brethmas. Cette brutale augmentation des niveaux d'eau et donc probablement des débits est à mettre en relation avec les mesures du RADAR et plus particulièrement la pointe d'intensité de pluie de plus de 150 mm/h mesurée entre 23h30 et 0h00. L'aval du pont de la Jasse de Bernard a probablement été inondé dans un premier temps par les flots du ruisseau du Rieu puisque la montée de crue est antérieure à celle qui a été observée à l'amont immédiat du pont. Dans les deux cas, la convergence des témoignages laisse penser que les horaires sont assez précis et que l'écart observé est significatif. Le débordement précoce du Rieu est confirmé par le témoin 12. Si tel est le cas, la réponse hydrologique du Rieu est remarquable. L'ouvrage de passage du Rieu sous la route départementale 981 est modeste (conduite circulaire d'environ 2 mètres de diamètre). Malgré des intensités de pluie supérieures en moyenne à 80 mm/h depuis 22h00, le débit du Rieu est resté inférieur à 10 à 20  $m^3/s$  au moins jusqu'à 23h45, pour augmenter très rapidement par la suite et atteindre en pointe une valeur de 50 à 100  $m^3/s$  (écoulement sur une hauteur de 2 mètres et une largeur d'au moins 20 mètres à l'aval de la départementale avec une éventuelle influence du remous de l'Avène). Le bassin versant du Rieu, d'une surface d'environ 2,5  $km^2$  rappelons-le, se serait donc comporté comme une unité stockant en grande partie l'eau de pluie jusqu'à ce qu'un seuil de remplissage soit atteint au-delà duquel le bassin a quasiment ruisselé à 100% (cf. figure 4.4 obtenue en supposant un ruissellement de 100% sur le bassin versant du Rieu à partir de 23h30). Ce seuil serait de l'ordre de 200 mm.

On retrouve ici sur des terrains de nature différente, une dynamique de production proche de celle qui a été observée pour les crues du mont Lozère (Cosandey, 1993). Remarquons que le ruisseau du Valat des Lanes lui aussi semble avoir sensiblement réagi à partir de 0h00 selon le témoignage 6.

Les observations des débordements des fossés des routes départementales 6 et 981 par les témoins 4 et 8 confirment cet accroissement brutal et tardif des apports des bassins versants amont. Le fossé de la D. 6 aurait débordé vers 0h30 selon le témoin 4 et celui de la D. 981 entre 0h00 et 1h00 selon le témoin 8, informations à rapprocher des hyétogrammes présentés en figure 4.3.

Les observations de la montée de crue de l'Avène plus en aval à St-Hilaire de Brethmas sont très similaires à celles du Rieu, avec un décalage d'une quinzaine de minutes lié

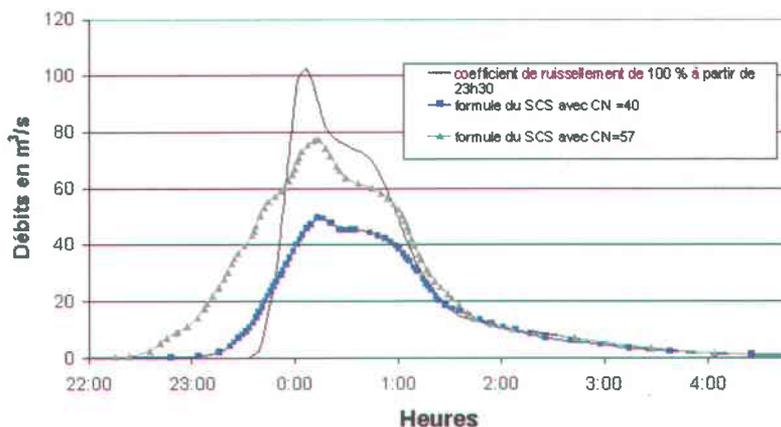


FIG. 4.4 – Reconstitution sommaire de la "réponse hydrologique rapide" du Rieu à l'aide du modèle hydrologique présenté dans le chapitre précédent.

probablement au temps de réponse plus élevé de la partie aval du bassin de l'Avène d'une surface d'environ  $10 \text{ km}^2$ . La montée de crue serait donc essentiellement le fait des apports de ce bassin aval, la pointe de crue n'ayant pas encore été observée en amont de la Jasse de Bernard. Notons que si l'on évalue les apports de l'Avène provenant de l'amont de la Jasse de Bernard à  $200$  ou  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , et si le débit de pointe de crue, soit au moins  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  selon la DDE du Gard, était atteint à l'exutoire du bassin de l'Avène dès 0h30 d'après les témoignages, alors il faut conclure que l'apport en pointe du bassin aval a été supérieur à  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  soit plus de  $30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . Cette valeur est tout à fait remarquable puisqu'on ne trouve que deux exemples répertoriés de crues en France dont le débit spécifique était supérieur (le Rhonnel en 1860, et le Tech en 1940). Elle n'est cependant pas aberrante. L'intensité moyenne de la pluie entre 23h30 et 0h00 a été supérieure à  $140 \text{ mm}/\text{h}$  sur cette partie aval du bassin. Un taux de ruissellement de 80% sur ce bassin de  $10 \text{ km}^2$  expliquerait un tel débit spécifique. La figure 4.5 représente la réponse rapide du bassin versant aval de l'Avène de  $15 \text{ km}^2$  avec les mêmes hypothèses que dans le cas du Rieu : taux de ruissellement de 100% à partir de 23h30. L'hydrogramme a été obtenu en supposant le bassin versant de forme rectangulaire avec un thalweg central de 5 kilomètres de long.

Comme dans le cas du Rieu, sous ces hypothèses simplistes, la chronologie de la montée de crue telle qu'elle a été décrite dans les témoignages est bien reconstituée.

La remontée très temporaire de la ligne d'eau en amont du pont de la D 981, plus d'un mètre trente entre 0h30 et 1h30 est certainement l'un des phénomènes les plus délicats à

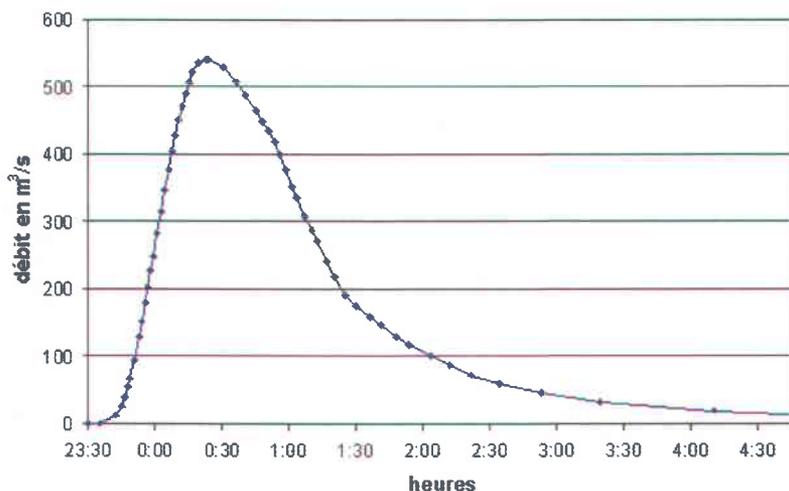


FIG. 4.5 – Reconstitution sommaire de la "réponse hydrologique rapide" des  $15 \text{ km}^2$  aval du bassin versant de l'Avène.

interpréter. Elle n'a en effet pas été perçue par les témoins situés à l'aval immédiat du pont. Elle est indéniablement liée à l'accroissement du débit de l'Avène en amont du pont (les horaires concordent avec ceux de la pointe de crue des témoignages 1, 4 et 5), mais aussi à l'augmentation sensible de la perte de charge singulière au niveau du pont lors de sa mise en charge, et au remous provoqué par la crue du Rieu dont la confluence avec l'Avène se situe à moins de 100 mètres à l'aval du pont. La part respective de ces trois phénomènes dans l'augmentation de la ligne d'eau est difficile à établir. Le lit de l'Avène s'élargit à l'aval du pont : une augmentation de  $50$  à  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  ne se traduira éventuellement que par une fluctuation de cote de quelques dizaines de centimètres si toute la largeur du lit du cours d'eau (environ 150 mètres) participe à l'écoulement. Ceci pourrait expliquer que la submersion du pont de la Jasse de Bernard n'a pas été perçue à l'aval.

#### 4.1.4.2 Dynamique de la décrue

Comme nous l'avons déjà signalé plus haut, les témoignages sur la dynamique de la décrue sont beaucoup plus hétérogènes. La décrue a été plus lente que la montée de crue. Les instants exacts de stabilisation et de diminution de la ligne d'eau sont moins précisément perçus. Par ailleurs, il semble sans que cela ait été clairement exprimé lors des entretiens que de nombreuses personnes sinistrées aient associé le terme décrue avec le retrait significatif, voire total des eaux de leur habitation. Dans ce cas, les horaires donnés sont aussi fonction

de la localisation de la maison par rapport au cours d'eau, de son niveau d'exposition. La comparaison des témoignages 13 et 15 l'illustre bien. Les deux maisons sont situées à 700 mètres de distance, la 15 en bordure de la zone inondée, la 13 en bordure d'Avène. Cette dernière est probablement la plus exposée de la vallée. Selon le témoin 15, l'eau s'était retirée à 2h30, la ligne d'eau avait donc perdu plus d'un mètre par rapport au maximum de la crue. Le témoin 13 n'évoque pas cette diminution du niveau d'eau, non pas qu'il ne l'ait pas perçue, mais probablement parce que l'instant le plus significatif pour lui est le moment où il a pu quitter les combles où il s'était réfugié pour rejoindre son rez-de-chaussée (vers 3h30-4h00). Notons au passage que le témoin 17 situé un peu plus en aval sur le cours de l'Avène, moins exposé encore puisque la cote maximale de crue au rez-de-chaussée n'était que de quelques dizaines de centimètres situe le retrait des eaux à 2h00. Le recoupement des différents témoignages permet d'établir qu'en amont immédiat de la confluence avec le Gardon, la décrue a débuté avant 2h00, a été rapide au départ (moins 1 mètre en 30 minutes entre 2h00 et 2h30) et s'est poursuivie à un rythme moins soutenu jusqu'à 5h00.

Au niveau de la Jasse de Bernard, le témoignage 12 est le plus précis. Il décrit la baisse rapide du niveau d'eau vers 1h30 d'environ 70 cm suivie d'une décrue progressive qui s'est poursuivie jusqu'à 4h00. Le croisement avec les témoignages 9, 10, et 11 est plus problématique. En effet, la cote maximale observée par le témoin 9 est de 2m50. Cette cote est confirmée par les nombreuses photos de laisses de crue sur le terrain de sport situé à son amont immédiat prises par la secrétaire générale de la mairie de St-Hilaire. Entre 1h00 et 1h30, la cote d'eau serait redescendue de 1m50 et de 1 mètre durant les 30 minutes suivantes. Le témoin 12 n'évoque qu'une baisse brutale du niveau de 70 cm vers 1h30. La différence de 80 centimètres peut s'expliquer par les repères différents des deux témoins. En revanche, la baisse d'un mètre entre 1h30 et 2h00 ne correspond pas aux observations 10, 11 et 12, qui décrivent une décrue plus lente, plus en rapport avec les observations des témoins 1, 2, 4 et 6 situés plus en amont. La cote maximale à 3 heures signalée par le témoin n'est pas cohérente avec les autres témoignages. Le croisement des témoignages laisse penser que des hautes eaux se sont maintenues jusqu'à trois heures du fait des apports de l'Avène amont et du ruisseau du Valat des Lanes (témoignage 6), mais la cote d'eau à l'aval du pont de la D. 6 devait être sensiblement inférieure à la cote maximale observée entre 0h00 et 1h30. La difficulté à interpréter les données d'enquête au pont d'Avène reflète la complexité des écoulements autour de cet ouvrage lors de la crue comme nous le signalions déjà dans la partie précédente. La décrue observée au niveau du ruisseau du Valat des Lanes est complexe mais intéressante. L'augmentation du niveau d'eau jusqu'à 2h00, nettement après l'arrêt des pluies, l'estimation grossière de la quantité d'eau accumulée en amont de l'ouvrage SNCF (30 millimètres de pluie à comparer aux

120 millimètres tombés sur le bassin versant entre 23h30 et 1h30) laissent penser que le débit de sortie de l'exutoire du bassin versant était limité par l'ouvrage SNCF mais aussi et surtout par le remous dû à la crue de l'Avène. La vidange de la "retenue" du Valat des Lanes correspond au début de la décrue de l'Avène décrit par les autres témoins.

#### 4.1.5 Discussion

##### 4.1.5.1 Des témoignages fiables et informatifs

La qualité des témoignages et leur cohérence est le point le plus remarquable de cette enquête. Les recoupements entre témoignages et avec les mesures RADAR suggèrent que les horaires indiqués par les témoins sont précis au quart d'heure près pour les témoignages les plus fiables. Ce premier résultat est un encouragement à poursuivre ce type d'enquêtes pour d'autres crues.

##### 4.1.5.2 Des capacités de stockage et des vitesses d'infiltration surprenantes

Le bassin versant directement contigu de l'Avène, celui de l'Auzonnet, d'une surface de 49  $km^2$ , et d'une géologie et d'une topographie équivalentes à celles de l'Avène amont est jaugé. Il a aussi été touché par l'épisode des 6 et 7 octobre 1997. La présence de ce bassin nous offre une occasion idéale de valider les ordres de grandeur de débits de pointe de crue ainsi que les conclusions concernant la dynamique de la crue tirées des témoignages.

Les capacités d'infiltration et de "stockage" des sols du bassin versant de l'Avène et de l'Auzonnet apparaissent comme comparables et tout à fait remarquables. Les témoignages décrivent une montée rapide du niveau des eaux à partir de 0h00 soit près d'une heure et demie après le début des pluies intenses. L'hydrogramme de crue de l'Auzonnet, quoique le bassin ait été soumis à une pluie moins intense, présente des caractéristiques analogues comme l'illustre la figure 4.6.

D'après les images RADAR, le bassin versant de l'Auzonnet a reçu une averse spatialement assez homogène, et dont le hétéogramme est proche de celui de Mercoirol (amont du bassin versant de l'Avène). Le rapport entre le volume de la crue et celui de la pluie est de 20%. Une première simulation hydrologique en supposant un coefficient de ruissellement constant de 20% et en négligeant les apports souterrains démontre que l'Auzonnet a réagi tardivement. La décrue intervient rapidement après la fin de la pluie. C'est le signe que l'hydrogramme est la résultante d'apports de sources à réponse rapide - on pense ici au

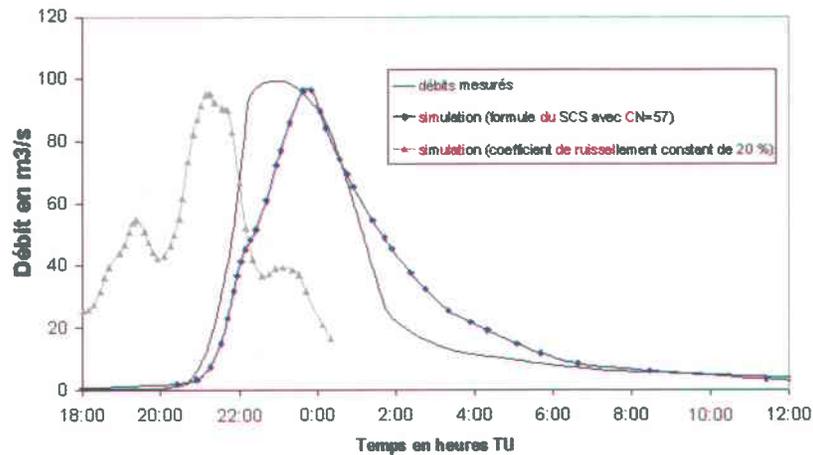


FIG. 4.6 – Hydrogrammes mesuré et simulés de l'Auzonnet les 6 et 7 Octobre 1997.

ruissellement superficiel - et non de sources à réponse retardée (écoulements souterrains). Une deuxième simulation a été effectuée en utilisant la formule du Soil Conservation Service pour reproduire l'évolution du coefficient de ruissellement au cours de l'événement pluvieux. Le paramètre CN ajusté correspond à une capacité maximale de stockage des sols de 190 mm et une perte initiale de 40 mm. Le bilan hydrologique de l'événement montre que près de 110 mm ont été "stockés sur le bassin". Cette capacité de stockage pour des sols peu profonds sur des versants à fortes pentes est remarquable. De telles valeurs sont caractéristiques de sols profonds et drainants d'après les abaques du SCS (Bras, 1990). Elle suggère que ces sols étaient fortement désaturés sur plusieurs dizaines de centimètres en fin d'été. Les vitesses d'infiltration sont, elles aussi, remarquables : près de 80 mm/h lors des pointes d'intensité de pluie, soit plus de  $2.10^{-3}$  cm/s. C'est une conductivité hydraulique à saturation caractéristique de terrains à très bonne structure et texture (Soltner, 1990). On peut remarquer au passage sur la figure 4.6 que la formule du SCS ne traduit que très imparfaitement l'évolution des coefficients de ruissellement lors de la crue de l'Auzonnet : l'hydrogramme mesuré suggère une évolution plus brutale en début de crue, et une proportion plus importante d'eau infiltrée pour les pluies de faible intensité en fin de crue. Enfin, on peut aussi noter que le tarissement de l'Auzonnet est rapide après la crue des 6 et 7 octobre, indiquant que les 100 mm infiltrés n'ont pas été suffisants pour recharger les sols et le sous-sol du bassin versant : le tarissement est très rapide à la crue d'octobre par rapport aux courbes de tarissement des crues suivantes (cf. Figure 4.7).

Les réactions hydrologiques du Rieu et de l'Avène telles qu'elles ont pu être reconstituées

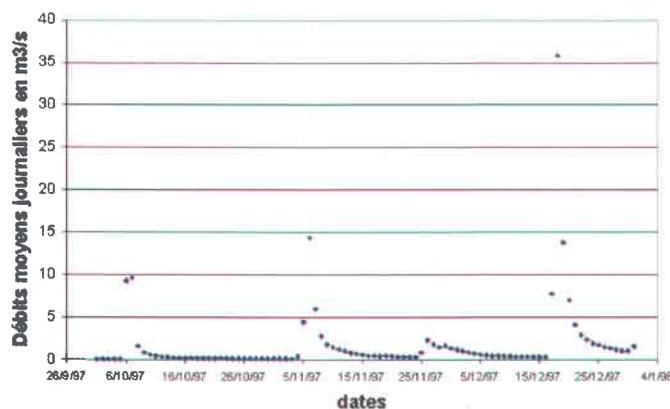


FIG. 4.7 – Evolution des débits moyens journaliers de l'Auzonnet d'octobre à décembre 1997.

à partir des témoignages sont surprenantes mais cohérentes avec celle de l'Auzonnet. Les sols étant plus profonds dans la partie aval du bassin de l'Avène, leur capacité de stockage est certainement supérieure à celle qui a été constatée sur l'Auzonnet. En revanche, les vitesses d'infiltration de près de 100 mm/h nécessaires pour expliquer la réponse tardive de l'Avène aval sont étonnantes. Les essais de simulation des hydrogrammes de la partie aval du bassin de l'Avène et du Rieu (Figures 4.8 et 4.4) en utilisant la formule du SCS conduisent à une montée de crue bien plus progressive que ce que suggèrent les témoignages. La formule du SCS traduit imparfaitement l'évolution des coefficients de ruissellement lors de ce type de crues. Par ailleurs, il est aussi possible que soit apparu du ruissellement par refus d'infiltration lorsque les intensités de pluie ont notablement dépassé 100 mm/h entre 23h00 et 0h30. La formule du SCS traduisant essentiellement l'évolution du taux de ruissellement par saturation à l'échelle d'un bassin versant ne peut en rendre compte.

#### 4.1.5.3 Un retrait des eaux plus lent que le prévoit un simple modèle d'écoulement filaire

La décrue est beaucoup plus lente que ne le prévoirait un modèle de simulation des écoulements de surface : c.f. comparaison des témoignages et des résultats de simulation (figure 4.5). Elle ne peut être le fait des apports souterrains, car ces apports auraient dû aussi être observés avant la pointe de crue. L'hypothèse la plus probable est la vidange lente des zones de stockage superficiel de l'eau, et en particulier du lit majeur.

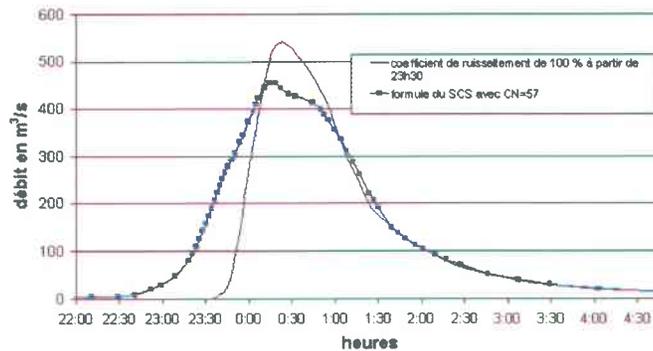


FIG. 4.8 – Simulation de la crue des 15  $km^2$  aval du bassin de l'Avène, comparaison de deux modèles.

#### 4.1.6 Conclusions

L'exploitation des témoignages a permis une bonne reconstitution de la crue de l'Avène des 6 et 7 octobre 1997. L'existence d'un hydrogramme de crue mesuré sur un bassin versant jaugé voisin (l'Auzonnet) a permis, et c'est une chance, de confirmer la pertinence du modèle hydrologique sélectionné et des paramètres du modèle calés à partir des témoignages. Ce type d'enquêtes mérite donc d'être poursuivi.

Les principaux enseignements de l'étude de cette crue sont :

1. La prédominance du ruissellement superficiel et éventuellement d'autres processus hydrologiques à réponse rapide, et la quasi absence des écoulements retardés souterrains. Les débits de tarissement sont faibles après cette crue.
2. L'importante capacité d'infiltration (plus de 50 mm/h) et de stockage des sols<sup>1</sup> probablement fortement désaturés à l'issue de la période estivale. Notons que la DDE du Gard qui réalise des essais d'infiltration sur ce type de terrains obtient des résultats concordants avec ceux de cette étude.
3. Le bassin de l'Avène réagit tardivement aux pluies intenses. Au-delà d'un certain cumul de pluie, le coefficient d'écoulement moyen semble évoluer rapidement pour atteindre une valeur proche de 100% sur la partie aval du bassin versant. Ceci rappelle la dynamique de montée de crue décrite par Cosandey (1993) sur le Mont Lozère.

<sup>1</sup>De l'ordre de 200 millimètres de pluie semblent avoir été retenus sur la partie aval du bassin versant de l'Avène et plus de 100 millimètres sur le bassin de l'Auzonnet et probablement aussi sur la partie amont du bassin de l'Avène.



## 4.2 La crue de la Nielle (Aude) : 12 et 13 novembre 1999

### 4.2.1 Présentation du bassin versant de la Nielle

#### 4.2.1.1 Localisation, surface, forme

Le bassin de la Nielle s'étend sur  $125 \text{ km}^2$  et se situe dans la partie est du département de l'Aude. La Nielle elle-même traverse la commune de Saint-Laurent-de-la-Cabrerisse et se jette dans l'Orbieu un peu en aval de Fabrezan, l'Orbieu étant un des principaux affluents de l'Aude dans laquelle il débouche à hauteur de Raissac-d'Aude.

Les principaux affluents de la Nielle sont les ruisseaux de Tournissan (bassin de  $15 \text{ km}^2$ ), Rémouly (bassin de  $34 \text{ km}^2$ ), Moure (bassin de  $12.5 \text{ km}^2$ ), Bugades (bassin de  $7 \text{ km}^2$ ), Rabet (bassin de  $32.5 \text{ km}^2$ ). En sus de ces cours d'eau principaux, le réseau hydrographique compte un grand nombre de lits temporaires.

Le plus long parcours hydraulique est estimé à 27 km. Le bassin versant a été découpé en 13 sous-bassins suivant les courbes de niveau et en tenant compte des chemins hydrauliques des innombrables " ruisseaux " (cf. tableau 4.3 et figure 4.9).

Bassin et cours d'eau associé	Superficie ( $\text{km}^2$ )	Longueur du cours d'eau (km)	Pente moyenne %
1. Ruisseau du Solé	8,0	4,0	3
2. Ruisseau de la Roubine	8,0	4,5	2,4
3. Ruisseau du Rabet	16,5	9,4	1
4. Ruisseau des Bugades	7,2	5,0	3
5. Ruisseau de la Soulane	5,3	4,5	3
6. Ruisseau des trous des loups	2,5	3,0	5
7. Ruisseau des Moures	2,9	3,5	1,4
8. Nielle (amont)	3,5	3,0	1,6
9. Ruisseau de Fourques et Rémouly	34,0	15,0	3
10. Nielle	5,2	2,6	0,9
11. Ruisseau du Tournissan	15,0	8,0	3
12. Nielle	7,3	2,5	0,4
13. Nielle (aval)	8,0	3,9	0,4

TAB. 4.3 – Caractéristiques des sous-bassins de la Nielle.

Le relief de ce bassin est celui d'un paysage de basse montagne : les Corbières constituent le prolongement Nord-Est des Pyrénées-Orientales (avant-pays pyrénéen), avec le Mont Redon culminant à 361 mètres au sud, Fabrezan à 75 mètres au nord, une borne IGN à 311 mètres à l'ouest de Tournissan, et 347 mètres au niveau du Crapaud, à l'est. La pente



FIG. 4.9 – Le bassin versant de la Nielle et ses sous bassins

moyenne du lit de la Nielle est comprise entre 2 et 4 % dans sa partie amont, et inférieure à 1% à l'aval, tandis que les versants varient entre 5 et 22 % (assez pentus en périphérie des sous-bassins et nettement moins près du lit mineur ).

#### 4.2.1.2 Occupation des sols

Le bassin de la Nielle, à dominante agricole, compte 5 villages de moins de 800 habitants et quelques métairies isolées (tableau 4.4).

Commune	Surface ( $km^2$ )	Nombre d'habitants	Densité ( $hab/km^2$ )
St-Laurent-de-la-Cabrerisse	25.0	642	26
Tournissan	11.5	215	19
Talairan	36.3	349	10
Coustouge	9.7	73	8
Jonquières	13.7	46	3

TAB. 4.4 – Population et densité : données INSEE, recensement 1999.

Une proportion non négligeable (60 à 70 %) du bassin est recouverte de vignes. La différence de végétation est en général soulignée par une rupture de pente : lorsque le relief ne permet plus de cultures, la végétation se compose de garrigues, ainsi que de quelques pinèdes (périphérie du bassin de Tournissan, sud-est de Fabrezan) et de maquis plus en amont ; parfois la roche calcaire est totalement dénudée. On note cependant 2 bassins dont la végétation est plus dense (relief beaucoup plus accidenté) : le bassin du Rabet, couvert essentiellement de feuillus, conifères et broussailles (vigne cultivée en aval de Coustouge en bordure de ruisseau), et celui du ruisseau de Moure, couvert de broussailles et de bois de feuillus (peupliers).

#### 4.2.1.3 Géologie, nature des terrains

Six échantillons de sols ont été prélevés lors de l'enquête de terrain. Leur analyse granulométrique indique une texture sableuse des sols avec une proportion plus ou moins importante d'argile ou de limon suivant les sites de prélèvement.

- échantillon 1 : limon sablo-argileux prélevé à la Métairie de l'Arquet, à proximité du lit mineur.
- échantillon 2 : sable limoneux provenant d'une parcelle de vigne en bordure de Nielle en amont de Fabrezan.

- échantillon 3 : sable prélevé sur le bord du ruisseau du Fourques, entre Jonquièrre et Talairan (au niveau du pont).
- échantillon 4 : sable argileux provenant d'une vigne en amont de Tourissan ; il est sans doute le plus représentatif des sols des vignobles, étant donné qu'il n'a pas été touché par la crue. Il a sans doute seulement été quelque peu lessivé par les eaux de ruissellement qui en ont érodé la surface (traces de ravinement).
- échantillon 5 : sable prélevé dans une vigne devant le domaine de l'Arquet.
- échantillon 6 : limon sablo-argileux provenant d'une portion de terre rapportée dans la vigne située à la confluence entre Nielle et Rémouly.

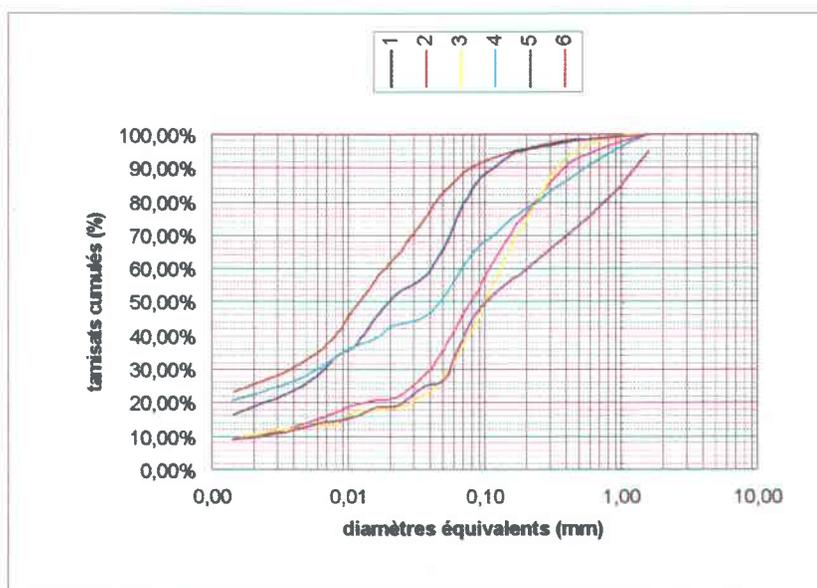


FIG. 4.10 – Résultats d'analyse granulométrique des échantillons de sol prélevés sur le bassin versant de la Nielle

Les formations géologiques sous-jacentes sont essentiellement calcaires.

## 4.2.2 L'événement des 12 et 13 novembre 1999

### 4.2.2.1 Données pluviométriques

#### Origine des données :

- Images du RADAR météorologique de Toulouse ;
- Données des postes pluviométriques de Lézignan, Durban et Coustouge (Météo France) ;

- Relevés pluviométriques amateurs (Tournissan : 180 mm le vendredi jusque vers 22h, puis un peu plus de 400 mm jusqu'à 2-3h le lendemain matin).

**Antécédent climatique :** Les relevés des postes pluviométriques de Coustouge et de Lagrasse situés sur ou au voisinage du bassin versant de la Nielle n'indiquent rien de particulièrement exceptionnel (tableau 4.5). Le mois d'août a été chaud et orageux. Les cumuls pluviométriques du mois de septembre se situent dans la moyenne interannuelle. En revanche, le mois d'octobre et la première décade de novembre ont été moins arrosés.

Mois précédents l'événement pluvieux des 12 et 13/11/99	Cumul pluviométrique de Coustouge (mm)	Cumul pluviométrique de Lagrasse (mm)
Août	91	86
Septembre	54	35
Octobre	44	29
Première décade de novembre	3	6

TAB. 4.5 - Antécédent pluviométrique de l'événement des 12 et 13 novembre 1999.

**Déroulement de l'événement :** Selon Météo France, une vaste dépression s'était formée dans la journée de vendredi sur l'Espagne et la Méditerranée occidentale. Elle a produit un régime de vent d'est à sud-est fort sur le littoral méditerranéen avec des vents de l'ordre de 100 km/h. Ces vents ont entretenu pendant 36 à 48 heures des remontées d'air méditerranéen très humide, engendrant des masses nuageuses importantes et quasi stationnaires. Elles ont déversé des pluies diluviennes et orageuses en particulier sur le Tarn, l'Aude, les Pyrénées Orientales et l'Hérault. Cet épisode est caractérisé par l'importance de la superficie touchée par les fortes pluies (couloir d'environ 50 km de large depuis les Corbières jusqu'à la Montagne Noire en passant par le Minervois, soit sur un axe Durban-Caunes-Minervois), et par les cumuls observés ; hormis le secteur de la haute vallée de l'Aude, les quatre autres secteurs du système d'annonce des crues (basse vallée de l'Aude, basses plaines de l'Aude, Orbieu et Cesse) sont en alerte simultanément, ce qui ne s'était jamais produit auparavant. En ce qui concerne le département de l'Aude, il apparaît que plus de la moitié du département a reçu des précipitations supérieures à 200 mm. Une grande partie du département a été touchée, en une journée, par des cumuls de 300 à plus de 500 mm, ce qui avoisine les moyennes annuelles.

Les cumuls de pluie ont le plus souvent été supérieurs voire très supérieurs à la pluie centennale (150 à 250 mm / 24h selon les secteurs).

**Particularités des pluies sur le bassin de la Nielle :** Le phénomène est demeuré quasi stationnaire sur le bassin de la Nielle : la pluie est tombée pratiquement sans discontinuer depuis le début de la matinée du 12 novembre 1999, donnant déjà lieu à des cumuls de 80 à 150 mm sur 10 à 12 heures. L'épisode pluvieux intense débute vers 19h00 (heure d'hiver) pour ne se terminer que vers 4h00, tandis qu'une pluie plus faible persiste jusque dans la soirée du 13 novembre 1999.

L'événement pluvieux des 12 et 13 novembre a pu être appréhendé par les données provenant de la station pluviométrique de Coustouge et des images du radar de Toulouse (interprétées par la formule de Marshall Palmer). Les cumuls de pluies mesurés ou estimés (tableau 4.6) indiquent que le bassin versant de la Nielle est concerné dans sa quasi totalité par l'épicentre des pluies.

Stations ou communes	Total sur le 12 et 13/11/99 (mm)	Origine des données
Coustouge	420 (dont 81,5 jusqu'à 17h le 12)	pluviomètre
Tournissan	600	relevé amateur
St Laurent	612	estimation radar
Talairan	533	estimation radar
Jonquières	548	estimation radar

TAB. 4.6 – Cumuls pluviométriques mesurés ou estimés en différents secteurs du bassin de la Nielle les 12 et 13 novembre 1999.

#### 4.2.2.2 Les conséquences de l'événement pluvieux des 12 et 13 novembre 1999

Le caractère exceptionnel de l'événement vient du fait qu'il a touché l'ensemble du département de l'Aude : à plus ou moins grande échelle, 90 % des cours d'eau ont débordé, et ont pour la plupart causé beaucoup de dégâts.

Lorsque l'on reprend l'historique des crues dans la région, on se rend compte que des crues de l'importance de celle de novembre 1999 ont déjà été observées, mais sur une partie du bassin seulement. Les crues de l'Orbieu ne sont pas rares et elles sont même souvent catastrophiques ; mais on parle assez peu de la Nielle. Cette fois, l'affluent de l'Orbieu a répondu de manière tout à fait remarquable à l'énorme volume d'eau qui est tombé sur son bassin. Les ruisseaux transformés en torrents ont tout emporté sur leur passage : arbres, voitures, terrains et vignes situés à proximité du lit mineur, ainsi que deux ponts en pierre, pourtant construits avec des dimensions plus que raisonnables au regard du filet d'eau qui coule dessous lorsqu'il ne pleut pas.

De mémoire d'homme, le bassin de la Nielle avait rarement été touché à ce point : l'eau

monte toujours un peu dès qu'il y a un orage (réputés violents), mais jamais autant que cette fois-ci. Les plus âgés se souviennent de 1929 ou 1933 ; mais alors, l'eau n'avait pas fait tant de dégâts.

La DDE a estimé le débit de pointe de l'Orbieu à Lagrasse à  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  pour un bassin de  $260 \text{ km}^2$ , soit un débit spécifique de  $1,15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . Trente et un kilomètres en aval, après avoir collecté les eaux de la Nielle et de l'Aussou (estimation du débit de pointe comprise entre  $800$  et  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ), le débit de l'Orbieu passe à  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$  pour un bassin de plus de  $600 \text{ km}^2$ , soit un débit spécifique compris entre  $3$  et  $4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  ; celui de la Nielle a dû atteindre  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  dans la première partie de la crue, puis  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  vers 2h00 (TU) du matin le samedi (soit un débit spécifique compris entre  $6,4$  et  $8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ), toujours selon la DDE.

L'événement des 12 et 13 novembre 1999 a été marquant aussi par les dégâts et les victimes : un jeune homme a été emporté avec sa voiture lors de la première montée des eaux à Tournissan ; le vieux pont en pierre de cette même commune a été emporté ; du pont de Charles, qui enjambait la Nielle de ses 3 arches de 10 mètres de haut, il ne reste plus qu'une arche et demie ; le lit de la Nielle a gagné 2 ou 3 fois sa largeur initiale par endroits ; la plupart des ponts qui ont pu résister sont tout de même très abîmés à leur jonction avec les berges : souvent, l'eau est passée de part et d'autre de l'ouvrage, et les berges ont été érodées à ces endroits. La grande majorité du réseau routier a été recouvert, que ce soit par débordement des cours d'eau ou par ruissellement de l'eau des versants : ainsi, Talairan, qui n'a pas été touché par les eaux du Fourques, a été victime du ruissellement des versants qui l'entourent et a vu une partie de son vieux bourg inondée.

### 4.2.3 L'enquête sur la crue de la Nielle et de ses affluents

La semaine du 17 au 21 avril 2000 a été consacrée au recueil des témoignages et au relevé des laisses de crue et des sections d'écoulement.

#### 4.2.3.1 Relevé des laisses de crue et estimation des débits de pointe de crue

Ces estimations conduisent à des valeurs de débits spécifiques de pointe de crue assez homogènes sur le bassin de la Nielle excepté pour les petits bassins versants amont : les débits du ruisseau du Rabet, du ruisseau de Rérouly ou de l'ensemble du bassin versant de la Nielle au niveau du pont Charles correspondent à un débit spécifique de  $12 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ , celui du bassin versant de la Nielle à Saint Laurent semble légèrement supérieur

	Section	Section mouillée	Pente %	Rugosité	Vitesse (m/s)	Débit ( $m^3/s$ )
1.	Roubine à Coustouge	2,5*10	1,3	25	4	100
2.	radier sur le Rabet, mi distance entre Les Palais et Coustouge	3*10+2*9	0,6	30	3,5	200
3.	Rabet (Les Palais)	5*18	0,8	20	4	350
3b.	Rabet au pont de la D611 (amont)	9*6+7,5*10			3	400
3c.	Rabet au pont de la D611 (aval)	4*10*3 arches	0,5		3,8	450
4.	Rau de Moures pont de la D323	5*10*1 arche	1,4	25	4,8	220
4a.	Rau de Moures, le Verdoul	3,6*15	1,4	20	4,2	220
5.	Nielle amont de la conf. Remouly	3,5*25	0,6	30	4,5	400
6.	Rau de Fourques, pont de la D40	2*6*1 arche	1,6	20	3	30
7.	Rau de Fourques, pont de la D323	5,6*17	0,4	30	3,9	312
8.	Rau de Rérouly, pont de la D613	5,5*15* 1 arche			4	290
9.	Nielle aval de la confl. Remouly	5*30	2,0	20	6,1	920
10.	Nielle, pont de St Laurent	8,5*25	0,3	25	4	850
11.	Rau de Tournissan à Tournissan	5*(4,1+1,6)+1,6*200/2			3	200
12.	Nielle, 200 m en aval confl. Tournissan	5*40	0,6	25	4,9	975
13.	Nielle, pont de Charles	9*12*3 arches	0,44	25	3,9	1300

TAB. 4.7 – Estimations de débits de pointe en différents points du bassin de la Nielle à partir de laisses de crue. Sections localisées en figure 4.11

	Section	Débit de pointe ( $m^3/s$ )	Surface ( $km^2$ )	Débit ( $m^3/s/km^2$ )
1.	Roubine à Coustouge	100	8	12.5
2.	radier sur le Rabet, mi distance entre Les Palais et Coustouge	200	20	10
3.	Rabet (Les Palais)	400	32.5	12.5
4.	Rau de Moures pont de la D323	220	11	20
5.	Nielle amont de la conf. Remouly	400	21.5	18.5
6.	Rau de Fourques, pont de la D40	30	5	6
7.	Rau de Fourques, pont de la D323	312	20	15.5
8.	Rau de Rérouly, amont confluence	390	34	11.5
9.	Nielle aval de la confl. Remouly	920	48	19
10.	Nielle, pont de St Laurent	850	53.5	16
11.	Rau de Tournissan à Tournissan	200	10	20
12.	Nielle, 200 m en aval confl. Tournissan	975	76	13
13.	Nielle, pont de Charles	1300	125	10.5

TAB. 4.8 – Débits spécifiques de pointe en différents points du bassin de la Nielle. Sections localisées en figure 4.11

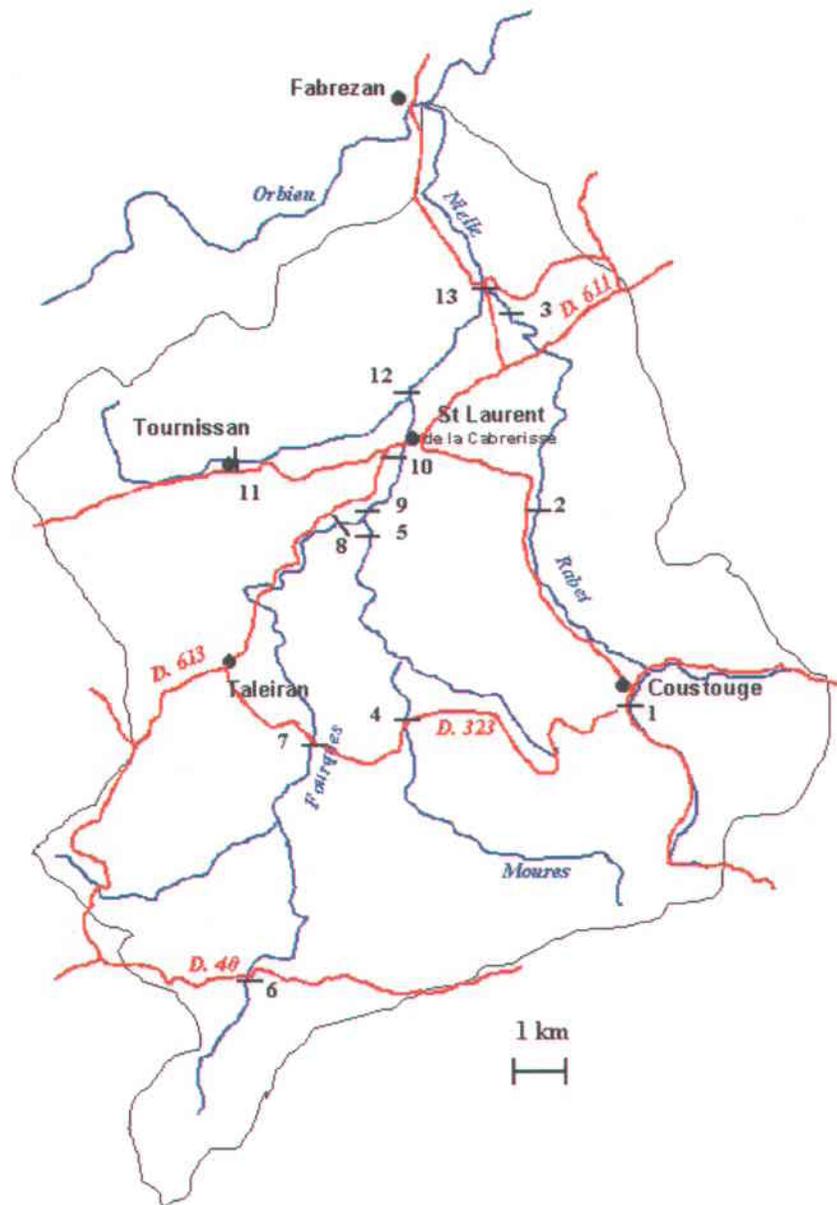


FIG. 4.11 – Le bassin versant de la Nielle, localisation des estimations de débits de pointe

( $16 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ), ainsi que ceux du ruisseau de Moures et du ruisseau des Bugades et de Tournissan ( $18 \text{ à } 20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ). Les estimations de débit de pointe sont très cohérentes. Seules les valeurs de débits du ruisseau de Fourques en amont et en aval de Talairan ne concordent pas tout à fait. Les débits de pointe ont tendance à diminuer de l'amont vers l'aval du fait de la non concomitance des crues des différents affluents. Malgré cette atténuation naturelle, du fait des fortes contributions sur l'ensemble du bassin versant et des débits spécifiques très élevés de certains affluents (ruisseaux des Moures et de Tournissan), le débit de pointe résultant à l'exutoire du bassin versant de la Nielle est exceptionnellement élevé : probablement plus de  $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ .

#### 4.2.3.2 Chronologie de la crue : recueil de témoignages

Notre enquête auprès des témoins de la crue a été essentiellement centrée sur Tournissan, où la zone sinistrée a été la plus large ; Talairan n'a pas été touché par la crue mais par des inondations pluviales ; à Coustouge, la seule maison inondée appartient à un anglais qui n'était pas présent lors de la catastrophe ; les autres habitations sont des maisons isolées, souvent des résidences secondaires ou des métairies.

##### Secteur de Tournissan

**Témoignage 1 :** Monsieur et madame Bertrand habitent sur la rive gauche du ruisseau, en hauteur (leur maison n'a pas été touchée). Par contre, ils possèdent un pluviomètre. Les cumuls qu'ils ont mesurés sont les suivants : 180 mm tout le vendredi jusqu'à 22h00, et ils estiment à 600 mm jusqu'à 2h00-3h00 le samedi matin. Les pluies les plus intenses ont commencé vers 23h00, l'heure à laquelle le jeune homme de Talairan s'est fait emporter par les eaux avec sa voiture. Monsieur Bertrand se rappelle que l'eau est montée en 1996, mais beaucoup moins haut.

**Témoignage 2 :** Monsieur et madame Laffite ont emménagé rue de l'ancienne poste (coeur du village) au début de l'été. Ils se souviennent d'avoir vu des coulées de boue dans les rues du village après les violents orages de juillet et août. La pluie est tombée de 2h00 du matin le vendredi jusque vers 0h00, puis elle a repris jusqu'à 3h15. Vers 18h, ils ont voulu aller à Lézignan et ont été obligés de faire demi-tour. A 19h30, il y avait déjà 10 cm d'eau dans la rue, à 20h00, 30 cm et il était très difficile de traverser la rue. A 20h30, ils avaient 1 m d'eau dans la maison ; l'eau est ensuite redescendue jusqu'à minuit. Vers 2h00, ils ont entendu un grand bruit : c'est probablement vers cette heure-là que l'eau a atteint son niveau maximum. A 3h15, la pluie s'est arrêtée et il n'y avait plus d'eau

dans la maison. L'orage (tonnerre et éclairs) a duré toute la nuit. Ils ont eu des coupures d'électricité ponctuellement le vendredi midi et vers 17h00, puis ni eau ni électricité à partir de 20h30.

**Témoignage 3 :** La nièce de monsieur Ferrando habite au 1 rue de la Fontaine, rue perpendiculaire au ruisseau qui a reçu également le ruissellement venant de la rue principale. La pluie a été très forte entre 20h00 et minuit puis à nouveau jusqu'à 3h00-4h00. A 22h00, elle avait 1m d'eau dans la maison : l'eau a continué de monter jusqu'à minuit. Puis elle est redescendue, pour remonter ensuite encore plus haut, avec le maximum à 3h00. A 8h00, quand elle s'est levée, l'eau s'était retirée.

**Témoignage 4 :** L'habitation se situe dans la rue de la Fontaine, mais un peu plus loin du ruisseau. Selon le témoin, à 20h00 l'eau était dans la rue, à 23h00 elle a atteint un niveau stable. La deuxième montée des eaux a atteint son maximum à 2h00. A 6h00-7h00, le samedi matin, l'eau était redescendue. La dernière crue vraiment importante remonte à 1929 où l'eau était montée plus haut que la première montée, mais pas si haut que la deuxième.

**Témoignage 5 :** Selon un habitant de Tournissan croisé en amont du village, l'eau est montée en deux fois : la première jusqu'à 23h00 et la deuxième jusqu'à 3h00. Le pont a rompu entre 23h30 et minuit. En 1929 - le témoin avait alors 6 ans - il y avait eu 1,10 m d'eau dans le village contre plus de 2,50 m cette fois-ci. La crue avait à l'époque été provoquée par un orage dans la nuit ; là aussi c'était arrivé vite.

**Témoignage 6 :** Madame Ferrando habite dans la rue principale (rue parallèle au Tournissan, à environ 75 m au-dessus du cours d'eau). Son fils a mesuré 700-800 mm d'eau sur les deux jours. La pluie a commencé vers 17h00, et elle s'est intensifiée vers 21h00-22h00. La rue était comme un torrent : au maximum, il y a eu 30 à 40 cm d'eau au bas de leur maison. D'après son fils, les vignes ont été ravagées.

**Témoignage 7 :** Monsieur et madame Raynaud viennent de réaménager ; ils habitent dans le village à 75-80 m du ruisseau dans une rue qui donne sur le pont emporté. Le vendredi, ils ont voulu se rendre au bord de la mer, mais ils y ont renoncé à cause de la pluie qui tombait fort et de l'avis de tempête. Vers 19h00-20h00, la pluie est déjà forte, et elle dure jusqu'à 4h00 le samedi matin. A 21h00, la rivière commence à monter. La

première crue atteint le niveau d'un mètre d'eau dans la maison vers 22h30-23h00, puis elle redescend jusque vers minuit (à ce moment, l'eau s'est pratiquement retirée de la maison). Vers 2h00-3h00 le samedi matin, la deuxième vague atteint 1,65m. A 7h00, il n'y a plus d'eau ni dans la maison, ni dans la rue ; le ruisseau est quasiment retourné dans son lit. Les sols étaient secs avant la pluie des 12 et 13 novembre ; après la pluie, les jardins étaient boueux mais praticables (on ne s'y enfonce pas). En 1929, l'eau est montée moins haut et s'est retirée tout de suite, si bien qu'il y a eu moins de dégâts.

**Témoignage 8 :** Françoise Mendozea habite en amont de la rue de la Fontaine (rive droite du Tournissan), au croisement de trois rues : la maison a reçu l'eau du ruissellement venant des deux premières rues et l'eau du ruisseau qui est montée par la troisième. Lors de la première montée de l'eau, elle en a eu 60 cm dans la maison (la hauteur de trois marches), et ce vers 22h00-23h00. Un peu après, quand la pluie s'est arrêtée, elle est descendue pour écoper ce qu'il restait d'eau dans le rez-de-chaussée avec une bassine ; elle a fait chauffer de l'eau pour prendre une tisane et elle a appelé sa belle-fille. La pluie s'est remise à tomber, la porte d'entrée a éclaté et l'eau est entrée dans la maison pour atteindre 1,60 m (trace de mazout sur l'escalier). La pluie tombait tellement fort qu'on ne voyait rien, et il y a eu un fort orage avec des coups de tonnerre. Trois voitures qui étaient garées dans la rue ont été emportées, et on les a retrouvées dans la station d'épuration.

**Témoignage 9 :** Marie-Claude Mendozea habite en rive gauche du ruisseau ; l'eau n'est pas venu jusque dans sa maison mais a inondé le jardin. Elle a passé une partie de la nuit dehors, ne pouvant pas dormir. Il a plu tout le vendredi ; à 20h00, la pluie est devenue très forte. A 21h, le ruisseau a commencé à déborder, à 21h30, l'eau est entrée dans la remise qui se situe à quelques dizaines de mètres du ruisseau. A 22h00, l'eau a submergé la route, et à 22h30, il y avait de l'eau dans le champ du cheval, situé en contrebas de la maison. A 23h00, elle a reçu un appel de sa belle-mère qui lui a dit avoir de l'eau jusqu'aux genoux, et qu'elle et son mari étaient en train d'écoper et d'enlever la boue de leur rez-de-chaussée avec une bassine. Dehors, l'eau arrivait au ras de la fenêtre ; elle voulait que son fils vienne les aider, ce qui était impossible puisque le pont était submergé. Vers 23h00-23h15, la route qui descend vers le pont et qui passe à côté de la maison n'était pas encore coupée et une voiture y est descendue. Au moment de traverser le pont, le conducteur a dû se rendre compte que c'était impossible et a enclenché la marche arrière. Il n'a pas eu le temps de reculer : sa voiture a été emportée par les eaux du ruisseau renforcées par le " torrent " qui descendait déjà par la route. Le maire est venu passer un moment chez eux avant de pouvoir traverser, ce qu'il a fait entre les deux montées pour patrouiller de l'autre côté du

village. Vers minuit, il y a eu une accalmie puis une décrue complète. A 0h30-1h00, les gendarmes sont passés. A 1h30, l'eau est remontée, à 3h00 elle est arrivée aux pieds de la maison et madame Mendozea est partie avec son mari et ses enfants chez les voisins du dessus, de peur que l'eau n'arrive chez eux. Ils ont dû partir par le jardin car la route était coupée par des coulées d'eau et de boue : le sol était boueux et on s'y enfonçait. Ils ont trouvé refuge sous le balcon des voisins où ils sont restés pendant 1h00-1h15. Le pont a cédé vers 3h00-3h30. A 4h00-4h15, la pluie était moins forte, et ils sont allés se réfugier chez un voisin. La famille est descendue au village dès le lever du jour vers 7h00 pour voir ce qui s'était passé de l'autre côté.

### **Secteur de Coustouge**

**Témoignage 10 :** Monsieur et madame Collins ont été témoins directs de la montée des eaux même si leur maison n'a pas été touchée. La pluie est devenue très forte vers 21h30-22h00, et à 23h00, la rivière avait atteint son niveau maximum. La montée et la descente de l'eau semblent avoir été rapides puisque le niveau maximum de l'eau dans la seule maison inondée du village est nettement plus faible à l'intérieur de la maison qu'à l'extérieur. Les témoins n'ont pas observé la suite de la crue puisqu'ils sont allés se coucher.

**Témoignage 11 :** Les voisins des Collins. Vers 19h00-20h00, il pleuvait beaucoup. A 20h00, ils ont vu l'eau qui montait et ils sont allés mettre la voiture de leur voisin absent en sécurité plus haut dans le village. Le lendemain matin de bonne heure, le débit était encore assez important puis le niveau de l'eau a bien baissé dans la matinée.

### **Secteur de Talairan**

**Témoignage 12 :** La secrétaire de mairie nous informe que la commune n'a pas été touchée si ce n'est quelques maisons au centre du vieux village qui ont été inondées par le ruissellement direct causé par les fortes pluies.

### **Secteur des Palais**

**Témoignage 13 :** Monsieur et madame Clark habitent en amont du pont de la D 611 sur le Rabet. Ils ne se sont rendus compte de la catastrophe qu'au matin puisqu'ils n'ont pas été réveillés dans la nuit, bien que l'eau soit rentrée à hauteur de 3,50 m dans leur maison, située à environ 25 m du cours d'eau et surplombant ce dernier de 3 à 4 m. Avant les pluies, le sol sableux présentait une surface sèche et dure. Le vendredi soir, le vent

soufflait fort dans la même direction que celle de l'écoulement (ils l'appellent le " marin "). Tous les arbres, dont plusieurs peupliers d'un mètre de diamètre, devant chez eux ont été emportés. A 8h00 le samedi matin, il y avait encore 3 m d'eau au bas de leur jardin. Quand elle s'est retirée, il restait une dizaine de centimètres de boue. D'après monsieur Clark, l'eau ne s'est quasiment pas infiltrée : la pluie est venue trop soudainement et les sols étaient trop secs.

**Témoignage 14 :** Monsieur Seguy, viticulteur dont l'exploitation se situe aux Palais. L'eau est montée de plus de 4m par rapport au lit du cours d'eau et la cave a été inondée; en général, l'eau monte de 2 m à cet endroit quand il y a un gros orage, rarement plus haut. En ce qui concerne les vignes, elles ont subi un très fort ravinement, et le sol est encore humide à cause de la couche de limon qui le recouvre.

### **Le Verdoul**

**Témoignage 15 :** Monsieur et madame Lestrade habitent la métairie de Verdoul, à mi-chemin entre Jonquières et Talairan; leur propriété donne sur le ruisseau de Moure. Ils situent la fin de la première montée peu après qu'ils aient fini de manger, vers 20h30. Quand l'eau a commencé à redescendre, monsieur Lestrade et son fils sont allés chercher les chiens enfermés dans leur cabane au bas du jardin; ils ont à peine eu le temps de revenir, l'eau remontait déjà. Puis ils sont allés se reposer un peu. La deuxième montée a tout dévasté : elle a arraché le muret qui sépare le ruisseau du jardin, elle a emporté la grande majorité des arbres (beaucoup de cyprès), toute la terre du jardin, et arraché 40 ares de vigne. L'eau a atteint son niveau maximum vers minuit, minuit et demi, puis elle est redescendue en quelques heures. Le lendemain matin, le ruisseau de Moure était retourné dans son lit et coulait comme au lendemain d'un gros orage. Quatre ou cinq jours après, il restait peu d'eau dans la rivière, et personne n'aurait pu dire sans avoir vécu l'inondation, ce qui s'était passé peu de jours auparavant. Pendant la nuit, ils ont surtout noté le bruit énorme de l'eau, et leur fils (d'une trentaine d'années) se réveillait encore, même longtemps après, en croyant entendre le bruit de l'eau. Les dégâts dans les vignes ont été importants. Il a fallu 2 tracteurs pendant deux jours pour ramener de la terre dans les 80 ares de vigne. Le sol avant la pluie était très sec; quand ils ont pu retourner dans les vignes, le sol était gorgé d'eau.

### **Secteur de Saint-Laurent-de-la-Cabrerisse**

**Témoignage 16 :** Monsieur Bernède, pompier à Saint-Laurent. A 17h20, la caserne a reçu le premier appel pour un départ de feu, puis un peu après 2 fois de suite à cause de la foudre qui est tombée sur Saint-Pierre-des-Champs et a déclenché un feu dans une bâtisse, feu qui n'a pas tardé à s'éteindre avec la pluie. A 23h00, la première crue atteignait son niveau maximum à Tournissan et la pluie a diminué d'intensité; quand ils se sont rendus sur place, il y avait 80 cm d'eau dans la rue et un fort courant : les pompiers évoluaient à l'abri du véhicule d'intervention et s'encordaient pour aller de maison en maison. Les plongeurs, eux, se faisaient emporter par le courant et ont eu beaucoup de mal à aller dans certaines maisons pour vérifier qu'il ne restait personne dans les rez-de-chaussée. A 2h00, le plan ORSEC a été déclenché. A 4h00, la caserne a reçu un appel des pompiers de Fabrezan qui ne pouvaient porter secours à des personnes enfermées dans une voiture emportée par l'Orbieu. Ils ont traversé le pont de Charles une première fois pour se rendre sur les bords de l'Orbieu, puis, comme ils n'ont pas vu la voiture signalée, ils ont fait demi-tour. Ils ont alors retraversé le pont alors que des vagues passaient par dessus et que l'on voyait des arbres bloqués contre les piles et le parapet. A 4h20, alors qu'ils avaient peut-être parcouru 1 km, avec de l'eau jusqu'au pare-chocs, le courant a soulevé le véhicule de 12 tonnes qui a basculé dans le fossé. Monsieur Bernard suppose que c'est à ce moment-là que le pont a cédé : la vague est montée à 15 mètres de haut en aval du pont. A Saint Laurent, la première montée des eaux a atteint son niveau maximum vers 23h00, et la deuxième vague vers 4h00. La station d'épuration, en aval de la commune, a été emportée; le bassin de décantation a été submergé. Une laisse de crue est nettement visible à un mètre de hauteur sur le mur du cabanon du transformateur de la station. De 23h00 à minuit est tombé le plus fort de la pluie; il y avait 30 cm d'eau devant la caserne des pompiers, rien que par ruissellement. Sur la route de Coustouge, au niveau du domaine de l'ancien moulin, un embâcle d'arbres se serait constitué; ce barrage naturel, qui a tenu, a sans doute préservé le pont situé plus en aval. L'écoulement sous ce pont a donc été plus modéré que dans le cas de la Nielle, qui charriait une quantité de troncs. Ces troncs sont venus former des embâcles au niveau du pont de Charles qui a fini par céder. La route de Talairan a été coupée en aval immédiat du domaine de l'Arquet.

**Témoignage 17 :** Monsieur Rolland habite au domaine du moulin sur la route de Talairan, en aval de la confluence Nielle / Rémoily. Il a pu observer la crue de la fenêtre de sa chambre qui donne directement sur la Nielle. L'eau est montée en deux temps : montée de 3,50 m jusqu'à minuit, puis décrue avant une remontée pour atteindre 5,30 m vers 4h00 du matin le samedi. Les dégâts ont été importants : le tiers du lit actuel de la Nielle était occupé par des terrains (à savoir une dizaine de mètres); maintenant, les roches calcaires affleurent et le fond du cours d'eau a été parfaitement " nettoyé ". La digue qui s'élevait à

un mètre au-dessus des terrains, eux-mêmes situés deux mètres au-dessus du lit, ainsi que des arbres, dont deux frênes d'environ 30 m de haut ont été emportés.

**Témoignage 18 :** Monsieur et madame Bridger habitent au domaine de l'Arquet. Avant que la nuit tombe, beaucoup d'eau coulait des champs derrière leur maison et de la route ; les fossés n'avaient pas été nettoyés et ils ont été tout de suite bouchés. Il se formait comme un lac tout près de l'entrée de la maison et ils ont tenté d'empêcher cette eau de rentrer à l'intérieur du bâtiment en calfeutrant la porte avec des sacs. Ils pensaient alors avoir gagné une bataille, mais quand ils ont regardé par la fenêtre, vers 22h00, ils se sont rendus compte, à la faveur d'un éclair, que l'eau était à 20 ou 30 mètres de chez eux et qu'elle avançait très vite ; le ruisseau, qui coule en bas des vignes et qui ne dépasse pas un mètre de large d'habitude, atteignait déjà une largeur de 40 à 50 mètres. Ils sont alors allés se réfugier au village qui est plus en hauteur. Il y avait alors 30 à 40 cm d'eau sur la route et il était difficile de conduire ; au niveau du premier pont, ils ont même senti la voiture se soulever. L'eau était sur la route jusqu'à environ 100 mètres avant les premières maisons de Saint Laurent. Après 22h30, l'eau a peut être encore pris un mètre. Le lendemain vers midi, quand ils sont revenus chez eux, il pleuvait encore et l'eau avait baissé de 2 mètres et restait donc encore très haute. Les écoulements en provenance des flancs des montagnes alentour ont cessé seulement un jour et demi plus tard.

**Témoignage 19 :** Monsieur Gonzalez a été un des rares témoins visuels de ce qui s'est passé à Saint Laurent ; en effet, lors de la crue de 1933, le pont avait été emporté avec tous les gens qui étaient dessus, si bien que les habitants sont pour la plupart restés prudemment chez eux. Il passait la soirée de vendredi à Lézignan : à 2h00 du matin, il y avait 1m d'eau dans la ville. Il a alors décidé de rentrer sur Saint Laurent. La route par Fabrezan ayant été coupée, il a dû prendre la D 106 par Ferrals puis la D611 par Villerouge. Il y avait environ 80 cm d'eau (ndlr : ce qui paraît un peu surévalué : dans 80 cm d'eau le moteur aurait sans doute été noyé !) sur la route pendant pratiquement tout le trajet. En rentrant, il a essayé de se reposer un peu. A 3h45 il a entendu un gros bruit, sans doute des troncs d'arbres qui butaient dans quelque chose, et il est sorti voir ce qui se passait : il y avait des vagues de 4m de haut du côté du pont, l'eau surgissait de partout pour aller se jeter dans la rivière ; l'eau devait arriver à peu près à 1m en dessous du tablier du pont. Alors il a pris peur et est allé se réfugier dans une maison plus éloignée du pont. A 8h00, l'eau était bien redescendue.

**Secteur de Fabrezan**

**Témoignage 20 :** Un viticulteur rencontré à Vigne Basse (à l'entrée de Fabrezan). La crue a emporté en moyenne 80 cm à 1 m de terre dans sa vigne qui se situe directement en bordure de la Nielle. Sur les 600 mm d'eau qui sont tombés pas plus de 100 sont rentrés dans la terre. Par contre, la Nielle a déposé un volume important de boue, de troncs, de pierres et de sable, charriés depuis l'amont du bassin et qui se sont déposés avant la confluence de la Nielle avec l'Orbieu. Quand la vigne n'a pas totalement été ensevelie, on s'y enfonce encore maintenant par endroit. Dans les vignes, chacun s'emploie à ramener de la terre : il faudra attendre 5 ans avant que les terres ne s'homogénéisent à nouveau.

**Témoignage 21 :** Monsieur Lubes a raccompagné une amie à Villeroze; en revenant, vers 21h00, il a noté que des arbres venaient se briser contre le parapet du pont de Charles. A ce niveau, beaucoup d'arbres ont été emportés (essentiellement des peupliers et des frênes). En arrivant à Fabrezan, il a prévenu le maire que la D 611 devenait trop dangereuse à emprunter et qu'il valait mieux la fermer. Après qu'il soit rentré chez lui, le courant a été coupé vers 21h30-22h00. Sous le pont de l'Orbieu, les arches étaient quasiment pleines, mais la crue de ce dernier était nettement moins importante que celle de la Nielle; de plus, le plus gros des eaux de l'Orbieu a rejoint la Nielle avant Fabrezan, puisque la D611 a été coupée environ 500 mètres avant le pont, vers 22h00-23h00.

#### 4.2.3.3 Synthèse des témoignages

Les entretiens apportent un certain nombre d'informations sur la dynamique de la pluie et celle du phénomène de crue et de décrue. A Tournissan surtout, les témoignages concordent bien temporellement avec les hyétogrammes de pluie issus des images radar et retranscrivent la succession des phases pluvieuses intenses et des accalmies. Les témoignages sur l'ensemble du bassin se recoupent aussi plutôt bien. A l'échelle du bassin, cependant, la faible urbanisation de la zone étudiée ne nous permet pas d'avoir des informations sur l'ensemble des cours d'eau : l'essentiel de nos témoignages est concentré sur le village de Tournissan, dont les trois quarts ont été sinistrés. A St Laurent, nous n'avons trouvé qu'un seul témoin visuel; les autres communes du bassin versant de la Nielle n'ont pas été touchées directement par la crue, et la plupart des maisons situées en bordure de cours d'eau sont des résidences secondaires dont les propriétaires n'étaient pas présents au moment de la catastrophe. De plus, l'évènement est survenu la nuit, si bien que de nombreuses personnes n'ont pas pris conscience de l'ampleur de la crue.

En résumé, les témoignages indiquent que :

- A Tournissan, le ruisseau est sorti de son lit vers 21h00 (ce qui implique un débit  $Q > 30$ )

$m^3/s$ , si on prend une section de 3 m sur 5 m de large et une vitesse moyenne de 3m/s), et l'eau est montée en une heure et demi, avant de conserver ce niveau pendant une demi-heure à une heure. Il y a ensuite eu une décrue partielle pendant une heure, suivie d'une remontée brutale en une heure et demie jusqu'à un maximum atteint vers 3h du matin ; l'eau est ensuite redescendue rapidement, en l'espace de 4-5 heures.

- A Coustouge, les témoignages sont peu précis, et indiquent un seul maximum vers 23h00.
- A la Métairie du Verdoul, 2 maxima ont été observés vers 20h30 et minuit. Comme à Tournissan et à Coustouge, le lendemain matin le ruisseau était à nouveau dans son lit.

#### 4.2.4 Interprétation des données collectées

##### 4.2.4.1 Calage des données pluviométriques

Les mesures au sol dont nous disposons pour le bassin sont celles du poste pluviométrique de Coustouge (le pluviographe dont est aussi équipée la station météorologique a cessé de fonctionner vers 17h00 à la suite d'une coupure de courant) et deux relevés pluviométriques amateurs à Tournissan (témoignages 1 et 6). Dans ces deux cas il s'agit d'estimations, puisque le cumul de pluie a dépassé les capacités des deux pluviomètres : le cumul pluviométrique à Tournissan sur les deux jours a sans doute dépassé 600 mm. Par ailleurs, les informations sur la répartition temporelle des pluies délivrées par les témoins sont concordantes avec la chronologie des images RADAR ; il apparaît, d'après les images RADAR, que les cumuls et les intensités de pluie ont été élevés sur l'ensemble du bassin, ce qui est assez cohérent avec les estimations de débits de pointe de crue. En revanche, les horaires des périodes intenses diffèrent en fonction de la localisation géographique.

Le facteur de calibration permettant de retrouver les cumuls pluviométriques de Coustouge et Tournissan sur les pixels RADAR correspondants (4 à 5) est tout-à-fait cohérent avec celui qui peut être établi à partir des mesures pluviométriques des postes situés à proximité du bassin versant de la Nielle : pluviomètres de Puichéric et Lagrasse (DDE de l'Aude) et (attention, les données sont en TU+1!), et de Caunes Minervois, Lézignan et Durban Corbières (Météo France). Les informations RADAR apparaissent donc relativement fiables dans ce secteur de l'Aude.

##### 4.2.4.2 Interprétation hydrologique

Le premier élément remarquable de la crue de la Nielle est l'homogénéité des contributions aux écoulements. Les secteurs présentant les débits spécifiques les plus importants corres-

pondent aux zones touchées par les cumuls de pluie et les intensités les plus élevées : bande centrale du bassin versant orientée sud - sud-est / nord - nord-ouest. Le bassin versant du ruisseau des Moures principalement couvert de maquis et de garrigue a produit une crue dont le débit spécifique est comparable à celui du bassin versant du ruisseau de Tournissan dont une proportion non négligeable de la surface - de 30 à 50% - est occupée par la vigne.

L'existence de plusieurs points de crue séparées par des phases de récession nettes dont les débits peuvent être contrastés comme dans le cas du ruisseau de Tournissan est un facteur favorable pour l'interprétation hydrologique. Ainsi, à Tournissan où les témoignages sont les plus nombreux, le ruisseau a débordé vers 21h00. Son débit plein bord est de l'ordre de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ . La première pointe de crue a eu lieu vers 23h00-23h30. Les repères donnés par certains témoins conduisent à une estimation du débit de l'ordre de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ . La cote atteinte lors de la seconde pointe est très nettement supérieure. Le débit de pointe a été atteint vers 2h30-3h00 du matin (figure 4.12). De même, le témoignage 15 permet de reconstituer une partie de la crue du ruisseau des Moures. Une première modeste montée des eaux (débit de l'ordre  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  selon les repères donnés par les témoins) a été observée vers 20h30 avant un retrait des eaux de très courte durée. Le débit de pointe, du moins celui qui a été observé, a eu lieu vers minuit (figure 4.13).

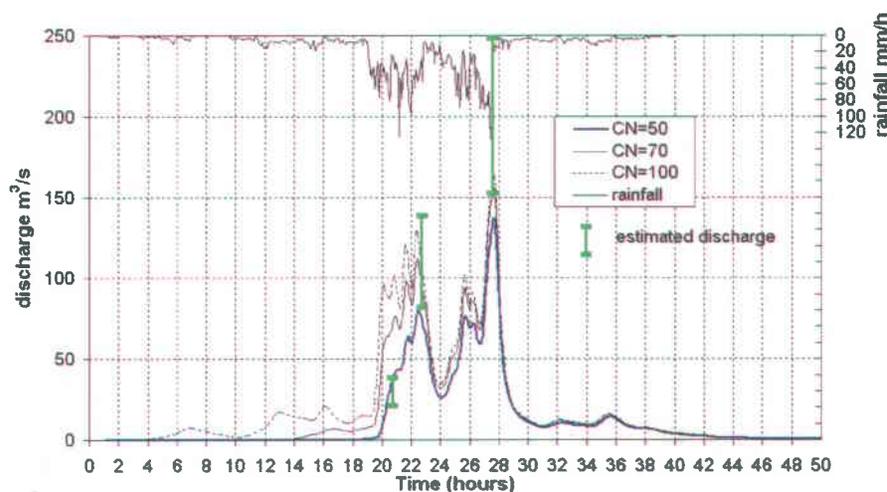


FIG. 4.12 – Hyétogramme des pluies moyennes, hydrogrammes simulés et témoignages : cas du bassin versant du ruisseau de Tournissan à Tournissan (en heures TU).

La comparaison entre les hydrogrammes simulés et les repères donnés par les témoins (figures 4.12 et 4.13) conduit à des conclusions assez comparables à celle de l'analyse de la

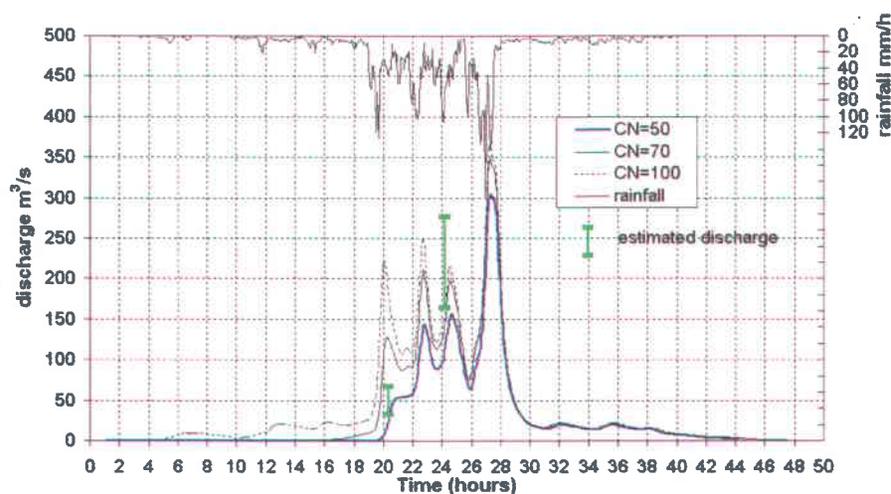


FIG. 4.13 – Hyétogramme des pluies moyennes, hydrogrammes simulés et témoignages : cas du bassin versant du ruisseau de Moures (en heure TU).

crue de l'Avène.

- La forte réactivité des cours d'eau aux fluctuations d'intensités de pluie, remarquée par de nombreux témoins et que révèle le retrait significatif et rapide des eaux à la suite d'une accalmie des pluies à Tournissan, indique clairement que les écoulements sont principalement le fait de processus hydrologiques à réponse rapide. On peut noter que le modèle hydrologique permet de rendre compte de manière satisfaisante des fluctuations de débits observées par les témoins et donc des temps de réponse des bassins versants.
- Tout comme dans le cas de l'Avène, les bassins versants ne répondent que très progressivement aux fortes pluies, indiquant que le processus dominant de genèse des crues n'est pas le ruissellement hortonien mais la saturation progressive des sols. Sur la base des informations recueillies, il n'est pas possible de mettre en évidence de différence notable de comportement hydrologique des bassins versants des ruisseaux de Tournissan et des Moures.
- Les résultats de modélisation hydrologique indiquent, si l'on se fie aux estimations d'intensités de pluie à partir des images RADAR, que le coefficient d'écoulement était proche de 100 % au paroxysme de la crue.
- Les valeurs de "curve number" qui permettent de reproduire les crues de ces deux ruisseaux au plus près des témoignages se situent entre 50 et 70. Ces valeurs révèlent qu'une quantité importante d'eau de pluie - entre 150 et 250 mm - a été retenue sur ces bassins

versants et s'est probablement infiltrée dans le sol au cours de cet événement.

Deux remarques complémentaires peuvent être faites au vu de la comparaison entre les données collectées et les hydrogrammes simulés. D'une part, le modèle du SCS semble, dans les deux cas, reproduire une évolution trop progressive du coefficient moyen d'écoulement à l'échelle du bassin versant au cours de la crue. Cependant, les estimations d'intensité de pluie et de débits de crue sont trop imprécises pour permettre de l'affirmer. D'autre part, quelle que soit la valeur de CN retenue, les débits simulés de la seconde pointe de crue du ruisseau de Tournissan semblent un peu plus faibles que les débits estimés. C'est exactement le contraire dans le cas du ruisseau des Moures. La pointe de crue de 3h00 du matin n'a pas été observée par les témoins qui dormaient à cette heure. Cette pointe a très probablement existé, mais les laisses de crue auraient sans aucun doute révélé cette pointe si son débit avait été très nettement supérieur à celui de la crue de minuit comme le prévoit le modèle hydrologique. Cette nette discordance entre le modèle hydrologique et les observations est très probablement liée aux incertitudes d'estimation de lames d'eau à partir des images RADAR.

#### 4.2.5 Conclusions

Les conclusions de l'analyse hydrologique de la crue de la Nielle sont très proches de celles qui avaient été tirées de l'analyse de la crue de l'Avène alors même que cette crue a eu lieu en novembre, les sols et les nappes du bassin versant ayant pu partiellement se recharger en eau durant les mois de septembre et d'octobre.

Les écoulements sont principalement générés par des mécanismes à réponse rapide : typiquement le ruissellement superficiel. Le coefficient d'écoulement semble avoir atteint 100 % sur certains secteurs du bassin versant. Le bassin versant réagit avec retard aux pluies intenses révélant de fortes capacités d'infiltration et de stockage des sols. Le calage du modèle hydrologique conduit à une estimation du volume de pluie retenu sur le bassin versant situé entre 150 et 250 millimètres. Sans que l'on puisse l'affirmer de manière certaine, il semble que le coefficient d'écoulement évolue plus rapidement en cours de crue que ce que prévoit le modèle du SCS. Enfin, aucune différence notable de comportement hydrologique des sous-bassins versants d'occupations des sols variées n'a pu être mise en évidence.

Notons pour conclure, que, tout comme dans le cas de l'Avène, la crue de 1999 ne semble pas être un événement isolé. Il s'agit très probablement de la plus importante crue dont on ait gardé la mémoire, mais d'autres crues aux débits de pointe remarquables ont été observées durant le XXème siècle à Tournissan et St Laurent de la Cabrerisse, les deux

villages les plus exposés du bassin versant.

### 4.3 La crue du Verdoble (Aude) : 12 et 13 novembre 1999

#### 4.3.1 Présentation du bassin versant du Verdoble

##### 4.3.1.1 Localisation, surface, forme

Le bassin du Verdoble en amont de Tautavel s'étend sur  $305 \text{ km}^2$  (figure 4.14) et se situe dans la partie sud-est du département de l'Aude. Le Verdoble est l'un des principaux affluents de l'Agly, la confluence étant située en aval d'Estagel.

Le Verdoble prend sa source au nord des Gorges de Galamus. Il coule d'ouest en est sur la majeure partie de son cours puis oblique brutalement vers le sud en amont du " Caune de l'Arago ". Ses deux principaux affluents drainent les reliefs situés au nord du Verdoble. Il s'agit du Torgan (bassin de  $60 \text{ km}^2$ , confluence située à Padern) et du petit Verdoble (bassin de  $42 \text{ km}^2$ , confluence située en aval de Paziols).

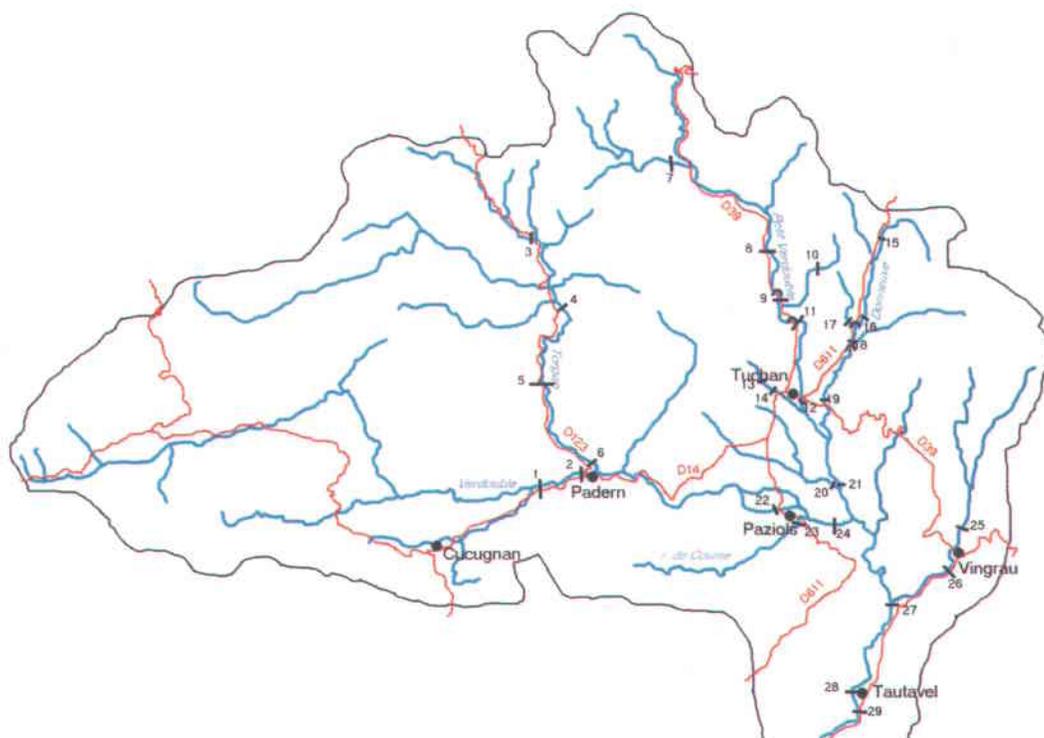


FIG. 4.14 - Le bassin versant du Verdoble, localisation des sections où ont été estimés des débits de pointe de crue

Le tableau 4.9 donne quelques éléments sur les différents sous-bassins versants du Ver-

double.

	Surface du bassin versant amont ( $km^2$ )	Plus long parcours hydraulique ( $km$ )
Verdoble en amont de Padern	73	18
Torgan	60	20
Ruisseau des Nauquets	9	5.5
Ruisseau de Coume	14	7
Petit Verdoble (amont de Tuchan)	42	15
Donneuve (pont de la D 39)	16	8
Ruisseau de Mayrat	12	5
Ruisseau de Vingrau (amont de Vingrau)	9	4

TAB. 4.9 – Repères sur le bassin du Verdoble, calculés à partir de la carte IGN au 1/25000. Le ruisseau des Nauquets est le principal affluent du Verdoble en rive gauche entre Padern et Paziols, et le ruisseau de Mayrat correspond à la section 20 de la figure 4.14

Le relief du bassin est marqué, en particulier au nord et à l'ouest. Le point culminant du bassin, le Pech de Fraysse a une altitude de 916 mètres, la confluence avec l'Agly se situant à une altitude inférieure à 50 mètres. La pente moyenne du lit du Verdoble est comprise entre 1 et 4 % dans les parties amont du bassin, et est inférieure à 1 % à l'aval, tandis que les pentes des versants varient entre 5 et 25 % (assez pentus en périphérie des sous-bassins et nettement moins près du lit mineur).

#### 4.3.1.2 Occupation des sols

Le bassin du Verdoble est essentiellement occupé par de la garrigue et du maquis. Seuls les fonds de vallées, les plaines de Tuchan et Tautavel et quelques reliefs accessibles sont exploités pour la viticulture. La densité de population est faible (tableau 4.10) : moins de 10 habitants au kilomètre carré, essentiellement regroupés dans trois villages.

#### 4.3.1.3 Géologie, nature des terrains

Peu d'informations ont été collectées lors de la visite de terrain sur la géologie et la pédologie du bassin du Verdoble. Le sous-sol date d'époques géologiques très variées : Silurien et Dévonien au nord du bassin, Jurassique pour les reliefs délimitant le bassin versant au sud dans lesquels ont été creusées les Gorges de Galamus sur l'Agly et les Gorges du Verdoble au Caune de l'Arago, et Crétacé pour le cours amont du verdoble, la plaine de Tautavel et le mont Tauch. Les formations géologiques sont essentiellement calcaires. Quelques reliefs

Commune	Nombre d'habitants
Cucugnan	113
Dernacueuillette	45
Duilhac-Peyrepertuse	104
Maisons	56
Massac	20
Montgaillard	51
Padern	140
Palairac	18
Paziols	512
Quintillan	55
Tautavel	851
Tuchan	803
Rouffiac-des-Corbières	83
Total bassin du Verdoble	2815

TAB. 4.10 – Population du bassin : données INSEE, recensement 1999.

ont des sols peu profonds, la roche mère étant apparente par endroits (mont Tauch, la Serre de Quintillan), mais la plupart des versants sont couverts d'un sol à dominante sableuse de 50 centimètres à 1 mètre d'épaisseur.

### 4.3.2 L'événement des 12 et 13 novembre 1999

#### 4.3.2.1 Données pluviométriques

##### Origine des données

- Images RADAR météorologiques de Toulouse ;
- Données des postes pluviométriques de Cucugnan, Tuchan et Tautavel (Météo France).

**Particularités des pluies sur le bassin du Verdoble.** Seuls les pluviographes de Cucugnan et Tautavel ont fonctionné dans de bonnes conditions les 12 et 13 novembre 1999 sur le bassin versant du Verdoble. Météo-France annonce un cumul de 458 mm à Tuchan, mais selon la personne chargée du suivi du pluviographe et du pluviomètre de la cave coopérative de Tuchan, les enregistrements sont inexploitable : le pluviomètre a débordé. D'après les images RADAR, les fortes pluies ont essentiellement touché l'est et le nord-est du bassin versant. Les cellules orageuses progressant du sud-est au nord-est s'y sont succédées de manière quasi ininterrompue de 18h00 (heure d'hiver) à 3h00 du matin.

Les mesures de réflectivité du RADAR de Toulouse, interprétées par la formule de Marshall Palmer ne correspondent pas aux cumuls mesurés au sol. Un coefficient multiplicateur de 4 à 4.5 doit leur être appliqué pour retrouver un cumul RADAR équivalent à celui qui a été mesuré à Tuchan. Ce coefficient multiplicateur est du même ordre que celui qui a été appliqué aux mesures RADAR sur les secteurs de la Nielle ou de Lésignan Corbières.

Stations ou communes	Total sur le 12 et 13/11/99 (mm)	Origine des données
Tuchan	458	pluviomètre
Cucugnan	261	pluviomètre
Tautavel	456	pluviomètre

TAB. 4.11 – Lames d'eau précipitées sur les communes du bassin du Verdoube. Le cumul de Tuchan a été estimé par l'opérateur de Météo France, le pluviographe ayant débordé.

La comparaison du hyétogramme des pluies mesurées à Cucugnan et Tautavel et des hyétogrammes reconstitués à partir des images RADAR en appliquant le coefficient correcteur de 4 indique que la pluie de la matinée et du début de l'après-midi a totalement échappé à la mesure RADAR (cf. hyétogrammes présentés en annexes, chapitre A). Ceci est confirmé par l'analyse des images RADAR (Figure 4.15). Notons aussi que selon certaines sources, 483 millimètres de pluie se seraient abattus sur Padern, alors que le cumul RADAR sur le pixel correspondant est de 150 mm (toujours avec un facteur de calibration de 4). De même, le cumul mesuré à Massac sur le haut bassin du Torgan est de 231 mm pour les 12 et 13 novembre alors que le cumul RADAR n'atteint que 150 mm sur le pixel correspondant. Selon Météo France, le cumul de pluie à Tuchan pour la journée du 12 novembre s'élève à 412 millimètres alors que le cumul RADAR calibré pour la même période n'est que de 240 mm. En revanche, les données RADAR calibrées donnent un cumul de 162 millimètres pour la journée du 13 alors que Météo France n'annonce que 46 millimètres.

La comparaison entre les hyétogrammes RADAR et mesurés par des pluviographes plus éloignés du bassin versant, à savoir Durban, Mouthoumet et Arquette en Val est moins rassurante encore. Le hyétogramme RADAR de Mouthoumet présente le même défaut que ceux de Cucugnan et de Tautavel : les intensités de pluie lors de la première partie de l'événement pluvieux sont nettement sous-estimées par le RADAR. Dans le cas de Durban, les deux hyétogrammes ne sont absolument pas concordants. A Arquettes en Val, c'est la seconde partie de l'événement qui est largement surestimée par le RADAR. La pluie mesurée à Durban correspond à des pixels RADAR situés au nord-est de Durban (cf figure 4.16). Est-il possible que le logiciel de traitement des données RADAR puisse faire des erreurs de localisation d'un signal RADAR ? Le vent en altitude peut-il expliquer ce décalage ? Le décalage se limite-t-il à la zone de Durban ou est-il généralisé ? Ce décalage,

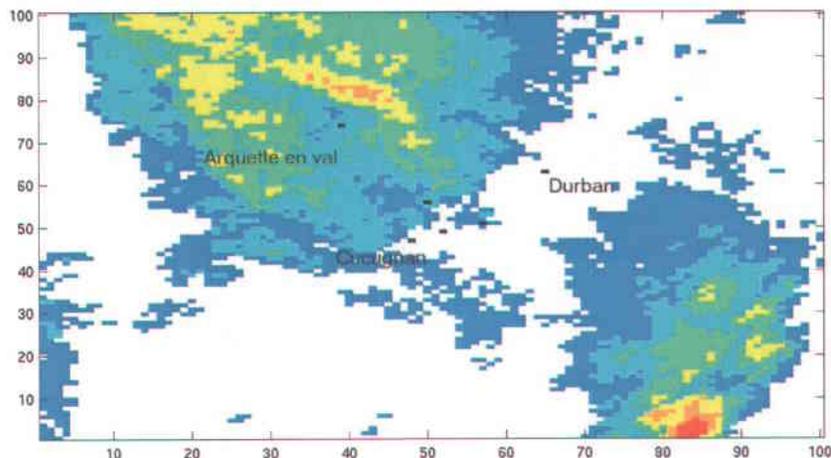


FIG. 4.15 – Image RADAR centrée sur le bassin du Verdoble, le 12 novembre 1999 à 14h45. Aucune pluie n'est détectée par le RADAR entre Cucugnan et Durban.

s'il existe, aura une influence modérée sur la simulation pluie-débit sur de grands bassins versants, mais peut en revanche conduire à des résultats douteux sur de petits bassins versants comme ceux des ruisseaux des Nouyès, de Coume, ou de Vingrau. La limite de la zone de pluie intense se situe vers Padern et la vallée du Torgan. L'éventuel décalage de l'image Radar vers l'est peut aussi nous conduire à sous-évaluer par modélisation pluie-débit, la crue du Torgan.

**Conclusion sur les données de pluie** Les données pluviographiques sont peu nombreuses et la comparaison des lames d'eau mesurées par RADAR et des lames d'eau mesurées au sol n'est pas très satisfaisante. Le RADAR ne détecte de toute évidence pas les pluies qui ont touché le sud du département de l'Aude avant 18h00 le 12 novembre. Par ailleurs, il semble exister un décalage géographique entre les réflectivités RADAR mesurées en altitude, altitude d'autant plus grande que le secteur est situé à plus de 100 kilomètres du RADAR de Toulouse, et les mesures au sol en particulier dans le secteur de Durban-Corbières. Nous ne disposons pas de références pluviographiques fiables pour les secteurs de la Donneuve et du petit Verdoble. Malgré les discordances entre les informations de Météo-France pour Tuchan - informations peu fiables - les mesures RADAR semblent refléter assez bien les fluctuations d'intensité sur la zone entre 22h00 et 3h00 du matin d'après les mesures de Cucugnan, Tautavel et Mouthoumet. Nous considérerons donc a priori les données RADAR comme une bonne référence pour cette période sur le secteur Donneuve-Petit Verdoble.

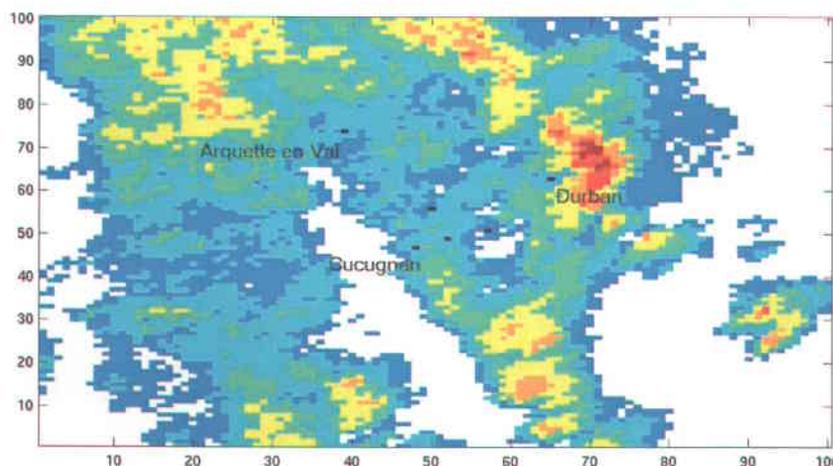


FIG. 4.16 – Image RADAR centrée sur le bassin du Verdoubert, le 12 novembre 1999 à 17h50. La cellule pluvieuse intense détectée par le pluviographe de Durban est localisée par le RADAR à quelques kilomètres au nord-est.

#### 4.3.2.2 Les conséquences de l'événement pluvieux des 12 et 13 novembre 1999

D'après les informations collectées auprès des témoins, cinq grandes crues du Verdoubert à Tautavel ont été observées dans le siècle : 1920, 1940, 1968 ou 1965 (il s'agit peut-être de deux événements différents), 1996 ou 1995 et 1999. Le niveau de la crue de 1999 dépasse de 50 cm celui de la crue de 1920 à Tautavel d'après un témoin, le niveau de la crue de 1940 se situant en dessous de celui de 1920. En revanche, aucune crue comparable ne semble avoir été observée depuis 1930 sur le ruisseau de Vingrau. A Paziols, la crue du Verdoubert de 1999 a dépassé celle de 1940 d'une vingtaine de centimètres selon certains témoins. En revanche, la crue du ruisseau de Coume a été relativement modeste : une crue bien plus importante avait ravagé les vignes (désormais remplacées par un lotissement !) en contrebas de l'ancienne cave coopérative dans les années 70. A Tuchan, la crue du petit Verdoubert de 1999 semble aussi être la plus grande crue du siècle, bien que le pont de la D 611 ait été emporté en 1920. Il est à noter que l'inondation en partie pluviale de 1996 a causé plus de dommages à Tuchan que la crue de 1999. Enfin, la crue de 1999 du Torgan semble être comparable à celle de 1968 qui aurait emporté le pont Romain sur le Torgan. En revanche, la crue de 40 du Verdoubert était nettement plus importante que celle de 1999, et probablement que celle du Torgan en 1999. Le bas du village avait alors été dévasté par les eaux du Verdoubert. Il ressort de ces témoignages que la crue de 1999 est probablement la plus grande crue du siècle sur une partie importante du bassin versant. Il ne s'agit cependant pas d'un événement exceptionnel puisque tout ou parties du bassin ont

connu des crues comparables voire supérieures dans le siècle. La crue du Verdoble et de ses affluents en 1999 a provoqué d'importants dommages au réseau routier en particulier dans les vallées du petit Verdoble et de la Donneuve où quatre ponts ont été emportés. Très peu d'habitations ont été inondées par débordement direct des cours d'eau à l'amont du bassin versant : le village de Padern a été inondé par ruissellement des versants mais épargné par la crue du Torgan, le camping et une habitation ont été touchés par la crue du petit Verdoble à Tuchan, en revanche une dizaine d'habitations ont été inondées par le ruisseau des Nouyés dans la rue du pont. De même, moins de dix habitations ont été inondées par la crue du ruisseau de Vingrau. A Paziols et Tautavel, les quartiers bas ont été inondés. Les témoignages sur la crue du Verdoble, en particulier pour les parties amont du bassin versant, risquent donc d'être peu nombreux.

### 4.3.3 L'enquête sur la crue du Verdoble et de ses affluents

La semaine du 23 au 30 août 2000 a été consacrée au recueil des témoignages et aux relevés des laisses de crue et des sections d'écoulement. De nombreux lits avaient été remaniés depuis la crue (travaux de réfections), en particulier ceux de la Donneuve et du petit Verdoble en aval de Tuchan, ce qui n'a pas facilité l'estimation des débits a posteriori.

#### 4.3.3.1 Relevé des laisses de crue et estimation des débits de pointe de crue

A titre indicatif, nous avons estimé le débit de pointe du Verdoble à Tautavel à un peu plus de  $900 \text{ m}^3/\text{s}$ . La DDAF des Pyrénées Orientales a estimé ce même débit à  $980 \text{ m}^3/\text{s}$  en extrapolant la courbe de tarage existant.

Il apparaît que les contributions sont extrêmement hétérogènes sur le bassin versant du Verdoble. Le Verdoble en amont de Padern a connu une crue très modeste de débit de pointe compris entre  $10$  et  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $73 \text{ km}^2$  de bassin versant, soit un débit spécifique de l'ordre de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . La crue du Torgan est nettement plus importante : environ  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $60 \text{ km}^2$  de bassin, soit  $3.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . Le débit de pointe de crue du bassin situé en amont du pont de la D.123 au lieu dit " la maison Michel " semble cependant moins important que celui du reste du bassin situé en amont des forges :  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  soit environ  $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  contre  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  soit  $4.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . La majeure partie des débits de crue proviennent du petit Verdoble : environ  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $80 \text{ km}^2$  de bassin versant, soit  $8.5$  à  $9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . Les contributions les plus importantes semblent être celles du mont Tauch et de la Plaine de Tuchan au travers du ruisseau de Mayrat ( $200$  à  $250 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $10 \text{ km}^2$ , soit  $20$  à  $25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) et des Nouyés ( $30 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $1.5 \text{ km}^2$ , soit  $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )

Section	Section mouillée	Pente %	Rugosité	Vitesse (m/s)	Débit de pointe ( $m^3/s$ )
1. Verdouable amont	1.2*10	0.5	15	1	12
2. Verdouable pont de Padern	1.5*20	0.5	5-10	0.5-0.8	15-30
3. Torgan pont de la D 123 lieu dit " La maison Michel "	2*13	1	10	1.3	35
4. Torgan, lieu dit " Les Forges "	4.5*15	0.7	15	2.2	150-200
5. Torgan passage à Gué	90	1.5	15	3.5	210
6. Torgan à Padern	3.5*20	1.5	15	3.5	245
7. R. de Ségure, Bergerie Le Lauzet	2*13	2	10	1.8	50
8. Petit Verdouable, Hameau de Ségure	3.5*20+1*50	0.9	15 et 10	2.7 et 1	240
8b. R. de Faste	2.5*6	4	10-15	2.5-3.7	40-55
9. Petit Verdouable Pont amont	2*60 + 2*7	0.9	15 et 10	2.2 et 1.1	280
10. R. de Brianes, Bergerie du Pardou	2*8	2.5	10	2	32
11. Petit Verdouable 2ème pont	4.4*20+2.4*16	0.9	15	2.8	350
12. Petit Verdouable pont D. 611 Tuchan	4*14+3.5*13	0.8	15-20	2.5-3.3	250-330
13. R. des Nouyès amont de Tuchan	2.4*5	4	10	2.3	27
14. R des Nouyès, rue du pont	1.6*3.2	4	15	2.6	13
15. Donneuve amont	3*10	2	5	1	30
16. Donneuve pont amont	2.5*10	2	15	3	75
17. R. des Loubats	> 7 m2				10-20
18. Donneuve 2ème pont	2.5*10	2	15	3	75
19. Donneuve pont de la D.39	2.5*15	1.1	15	2.4	90
20. R. Mayrat	3.5*40	0.7	10	1.7	250
21. Petit Verdouable, confl. R. Mayrat	6.5*30	0.7	15	3.5	670
22. Verdouable pont de Paziols	4*22+1*20	0.5	15	2.1	200
23. R. de la Coume	3.5*25	1	10	2	175
24. Verdouable entrée des gorges	5.5*14+2*10	0.5	15	2.3	220
25. R. de Vingrau, amont de Vingrau	30	2.5	15	3	70
26. R. de Vingrau, aval de Vingrau	3.5*7.5	2	15	3.1	90
27. Verdouable au Caune de l'Arago	325	0.5	20	3.6 et 1	980
28. Verdouable, pont de Tautavel	240	0.5	20	3.8	920
29. Verdouable entrée des Gorges	250	0.5	25	3.8	950

TAB. 4.12 – Estimation de débits de pointe en différents points du bassin Verdouable à partir de laisses de crue (cf. figure 4.14 pour la localisation des sections).

et des reliefs situés au nord de Tuchan ( $50 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $2 \text{ km}^2$  dans le cas du ruisseau de Brianes). Le débit du Petit Verdoube à Tuchan ( $300\text{-}350 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $42 \text{ km}^2$  soit  $8$  à  $8.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) semble un peu plus faible que le débit spécifique sur l'ensemble du bassin du petit Verdoube. Notons que la contribution de la partie amont du cours ruisseau de Ségure est comparable à celle du Torgan ( $50 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $10.5 \text{ km}^2$ ). Le débit de pointe de la Donneuve est intermédiaire (de  $100$  à  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $16 \text{ km}^2$  de bassin versant). Enfin, la contribution des affluents de la partie aval du cours du Verdoube semble assez comparable à celle de la Donneuve ( $70 \text{ m}^3/\text{s}$  pour  $9 \text{ km}^2$  dans le cas du ruisseau de Vingrau).

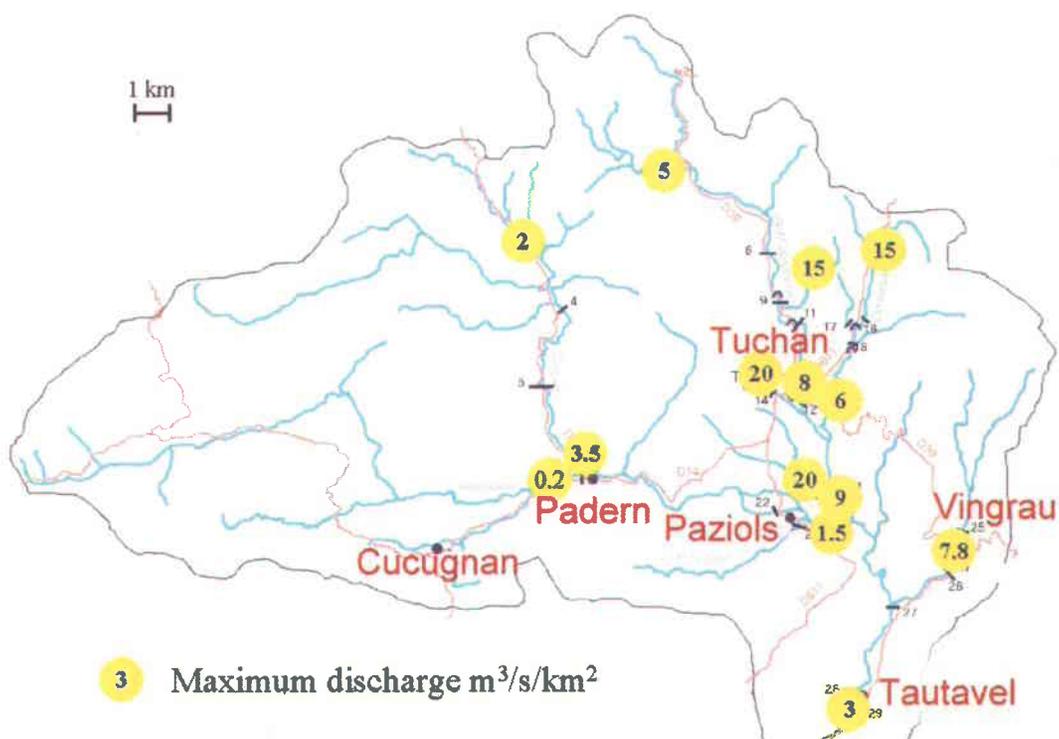


FIG. 4.17 – Répartition des débits de pointe de crue estimés dans le bassin versant du Verdoube

La répartition des écoulements correspond assez bien à celle des cumuls pluviométriques évalués à partir des données RADAR sur les différents sous-bassins versants.

#### 4.3.3.2 Chronologie de la crue : recueil de témoignages

##### Secteur de Tuchan

**Témoignage 1 :** La caserne de pompiers de Tuchan (Mme Sardat et un adjoint). La caserne a reçu un premier appel vers 14h30. Vers 15h00, les premières inondations par ruissellement sont signalées dans le haut du village. Vers 15h30, la cave coopérative est à son tour partiellement inondée. Le haut du village est un secteur sensible. Il avait déjà subi des inondations par ruissellement en 1996. La forte propension au ruissellement des versants du mont Tauch est probablement liée à un incendie en 1989. A 19h00, intervention sur la commune d'Embres et Castelmaure (ruissellement, grilles bouchées). Retour à 20h00. A 21h00, le P.C. reçoit des demandes d'intervention de Padern et Maisons. A Padern, le Torgan déborde (80 cm d'eau sur la berge en rive droite). Par ailleurs, le village est inondé par le ruissellement provenant des versants et du château. Nous sommes arrivés vers 21h30 à Padern. En l'espace d'une heure, l'eau s'est retirée de Padern. Notre intervention s'est poursuivie à Paziols. La D611 en rive gauche du Verdoble était sous quelques dizaines de centimètres d'eau lorsque nous sommes arrivés. La partie aval du village était inondée : environ 1,2 mètres d'eau devant la cave coopérative, on ne voyait pas le poteau incendie. Les hautes eaux se sont maintenues jusque vers 24h00. A 0h30, lorsque nous avons quitté Paziols, la D611 était hors d'eau. A 24h30, un appel de détresse a été lancé de Villeneuveles-Corbières : le premier adjoint Philippe Bissière et des membres de sa famille étaient réfugiés sur le toit de leur maison. La D611 vers le col de l'Exil était difficilement praticable : cascades d'eau sur la route. En aval du col, la route avait été emportée et nous avons dû rebrousser chemin. Entre 1h00 et 1h30, nous avons constaté que le premier pont (pont de l'Esquine) sur la Donneuve, que nous avons traversé une heure plus tôt, avait été emporté. Nous étions bloqués. L'eau passait sous le pont dans une buse métallique d'environ 3 mètres de diamètre. Vers 1h30, nous avons donc contacté la caserne. Le chef de corps s'est rendu sur place un peu avant 2h00 (le deuxième pont de la Donneuve était encore praticable). Vers 2h00, alors que le véhicule du chef de corps venait juste de le repasser, le pont a été emporté. L'équipage bloqué rejoint le chef de corps sur un chemin dans la montagne. L'équipage est de retour à la caserne vers 2h30. Le chef de corps fait alors des reconnaissances entre 2h30 et 3h00 du matin pour repérer une voie d'évacuation d'urgence possible. La D611 est sous 50 cm d'eau à Paziols en rive gauche (ce constat suggère que la crue du Verdoble à Paziols a eu deux pointes). Par ailleurs, la D39 est aussi submergée en rive gauche au niveau du pont de la Donneuve. Tuchan est donc isolé. Il a cessé de pleuvoir vers 3h00-3h30. Selon Mme Sardat, les pluies se sont intensifiées vers 24h30 : on ne voyait alors pas à 5 mètres malgré les éclairs. L'orage s'est concentré sur le mont Tauch et la Serre de Quintillan. En 1920-21, le pont de la D611 à Tuchan avait été emporté mais la crue avait, semble-t-il, été moins importante. Le petit Verdoble a aussi connu une crue en octobre 1965 à la suite d'orages. En 1996, les orages s'étaient concentrés sur Palairac et Tuchan. Les inondations de 1996 ont, semble-t-il, fait plus de dégâts à Tuchan.

**Témoignage 2 :** Monsieur Laris et son fils. Maison située en aval du pont de la D611 à Tuchan. Selon le fils à 22h00-23h00 la rivière coulait à plein bord. En 5 à 10 minutes, l'eau a envahi la cour. La hauteur maximum atteinte dans la maison est de 40 cm. Le lendemain après-midi, il y avait encore 1 m à 1,5 m d'eau dans la rivière (petit Verdoble). Le père complète en précisant qu'ils ont évacué la maison entre 22h00 et 22h30 avec l'aide du fils. En 10 à 15 minutes, l'eau a envahi le lit majeur : un jouet repoussé progressivement par l'eau, nous servait de repère.

**Témoignage 3 :** Hameau de Ségure en amont de Tuchan sur le petit Verdoble. La pluie a débuté vers 12h00. Vers 22h00-23h00, l'eau est passée sous la porte de la cuisine. La maison a été inondée par les eaux de ruissellement provenant des versants (10 à 20 cm d'eau dans la cuisine). Nous avons travaillé une bonne partie de la nuit pour canaliser ces eaux de ruissellement et protéger la maison. Le lendemain matin, la rivière n'était pas encore retournée dans son lit. Je suppose qu'il y a eu une seconde crue dans la nuit de samedi à dimanche car les dégâts sur la route de Tuchan étaient nettement plus importants le dimanche matin que le samedi matin.

**Témoignage 4 :** Hameau de Ségure, ancienne bergerie. A 12h00, le vendredi, les pluies intenses ont débuté. A partir de 16h00, les pluies sont devenues torrentielles. Vers 18h00-19h00, le Verdoble coulait à pleins bords. Vers 23h00, alors que nous regardions la télévision, l'électricité a été coupée : le transformateur EDF situé sur la route en contrebas de la maison venait d'être emporté par la crue. Je suis descendu constater les dégâts. Le ruisseau de Faste avait emporté une partie du chemin qui le longe, et y avait déposé de gros cailloux. Cependant, le chemin était hors d'eau. Était-ce une décrue ou bien alors le ruisseau avait-il progressivement changé de lit ? Le lit du ruisseau s'est en effet déplacé d'une dizaine de mètres en amont immédiat de la route D39 lors de cette crue. Le niveau maximum du Verdoble (légère submersion de la D39 au droit de la maison) s'est maintenu entre 24h00 et 2h00 du matin. Il semble que la pointe de crue du ruisseau de Faste ait précédé celle du Verdoble. A 2h00 du matin, nous sommes allés nous coucher. A 8h00, le samedi, le Verdoble occupait encore la moitié de la largeur de la vallée. Dans la soirée, il était retourné dans son lit.

#### **Secteur de Tuchan (rue du Pont, ruisseau des Nouyés)**

**Témoignage 5 :** Première maison en rive droite du ruisseau des Nouyés. La première pointe de crue a eu lieu entre 24h00 et 1h00 du matin. Il y a eu une seconde vague, inférieure à la première, vers 3h00 du matin. Les pluies ont débuté vers 12h00-13h00. Nous sommes

revenus de Narbonne vers 17h00. La chaussée était noyée au niveau de la station service de Tuchan. A 19h00, les pluies étaient encore faibles. Les pluies intenses se sont abattues entre 20h00 et 24h00. A 1h00 du matin, le voisin avait de l'eau à l'étage. Le panneau de bois de la fenêtre de la cave voisine (cave de la grand-mère) donnant sur le ruisseau a cédé. Le temps que mon fils descende nous avons constaté que cette cave était pleine d'eau. Nous avons alors voulu ouvrir la porte du garage pour que cette eau s'évacue par la rue de l'autre côté de la maison, mais nous avons alors constaté que l'eau s'engouffrait par la porte du garage. La cote maximale d'eau atteinte dans le garage est de 30 cm. Les hautes eaux se sont maintenues environ 20 minutes. Je suis ensuite sorti pour constater les dégâts. Les pluies avaient quasiment cessé et je suis sorti sans parapluie. Lorsque nous nous sommes couchés, les pluies ont repris. Mais l'eau ne semble pas avoir inondé une seconde fois notre garage.

**Témoignage 6 :** Monsieur Sanchez. Maison située en rive gauche, à l'angle de la rue du Pont et du ruisseau des Nouyès en face du transformateur EDF. L'eau a commencé à monter vers 18h00. Le maximum a dû avoir lieu vers 22h30-23h00. Le transformateur était alors submergé, l'électricité était coupée. L'eau est redescendue rapidement. En l'espace de 10 à 15 minutes, le ruisseau est passé de son niveau maximum à un écoulement libre sous le pont de la rue du pont. La deuxième pointe de crue n'a pas submergé le transformateur.

**Témoignage 7 :** Monsieur et Madame François Vignon, rue du Pont. Nous nous sommes relevés vers 23h00, pour constater que la rue était inondée. La rue a été submergée pendant 30 à 45 minutes.

### **Secteur de Padern**

**Témoignage 8 :** Ancienne habitante du village. Cette année le village n'a pas été inondé par le Verdoble et le Torgan. La crue du Verdoble a été très modeste. C'est le Torgan qui a donné. En 1940, le pont de la D123 sur le Verdoble a été emporté. Le Verdoble avait débordé, et la rue principale du village en rive droite s'était transformée en torrent, comme ce qui s'est passé à Durban. En 1968, le vieux pont romain sur le Torgan est parti. La crue du Torgan de 1968 est comparable à celle de 1999.

**Témoignage 9 :** Adjointe au maire. A 24h00, le ruisseau qui descend du rocher du Château a atteint son maximum. Mon mari a évacué les habitants de la maison qui se trouve à l'angle de la rue principal et du ruisseau. Le niveau maximum de l'eau dans cette

maison est de 1,2 m. Les pluies intenses ont duré de 21h00 à 2h00-3h00 heures du matin. A 4h00, la situation était redevenue calme, mais l'eau continuait à s'écouler le long des versants et dans le village. Le Torgan n'a inondé que les jardins en rive gauche et le parking et le terrain de boules en contrebas de la mairie. La décrue du Torgan s'est amorcée vers 2h00-3h00 du matin, dès que la pluie s'est arrêtée.

**Témoignage 10 :** Couple d'anglais, dernière maison en sortant du village par la D.123 en rive droite du Torgan. La crue du Torgan a dévasté notre jardin, mais nous ne l'avons pas réellement observée. La décrue a dû débuter vers 1h30-2h00 du matin. Nous avons déjà vécu plusieurs crues du Torgan, en particulier vers le 10 juin 2000 autour de 23h30-24h00 suite à des pluies intenses d'une heure ou deux. A chaque fois, la montée des eaux est précédée d'un grondement. Elle est très rapide : l'eau monte en quelques minutes. Je crains ces crues brutales et hésite à aller me baigner par temps orageux.

**Témoignage 11 :** Ancienne cave coopérative de Massac. Couple de Hollandais piégés dans leur voiture par la crue du Torgan à 4 kilomètres en amont de Padern alors qu'ils tentaient de rentrer chez eux. Nous sommes partis vers 17h30 d'Olonzac. Il y avait déjà, par endroits, 20 cm d'eau sur la route. A Lézignan, la route de Mouthoumet était barrée. Nous avons donc décidé de contourner les Corbières pour rejoindre Massac par l'est. A 21h00, nous avons traversé le pont de Padern sur la D.123. Nous avons croisé une voiture qui descendait de la montagne. Venait-elle de Maisons ou bien avait-elle été obligée de faire demi-tour ? Ceci dit, la route étroite ne s'y prête guère. Nous ne nous sommes donc pas méfiés. Quelques minutes plus tard notre voiture (un camion Renault Master) a roulé dans l'eau et le moteur a calé. L'eau est montée extrêmement rapidement, peut-être un peu avant 21h00 (entre 20h45 et 21h00 probablement). En l'espace d'une dizaine de minutes, l'eau est montée de 50 cm supplémentaires. Nous avons quitté la voiture pour nous mettre à l'abri sur les rochers. Il y avait 50 cm à 1 m d'eau sur la route. Peu après la voiture a été emportée. Nous l'avons retrouvée quelques dizaines de mètres plus bas sur la route. Vers 23h00, le bruit des flots s'est atténué. Nous sommes redescendus sur la route qui était à nouveau à sec. Après avoir tenté en vain de démarrer la voiture, nous nous sommes mis en chemin à pied pour Padern. A 0h15, nous sommes arrivés au village où nous avons été hébergés pour la nuit. Il semble que lorsque nous avons voulu récupérer notre voiture (le surlendemain ?), celle-ci avait été déplacée. Était-ce par les engins de travaux publics ou par une seconde crue. Les laisses de crues étaient cependant plus hautes dans l'habitable que le vendredi soir et la voiture était nettement plus endommagée.

**Secteur de Paziols**

**Témoignage 12 :** Maison située en rive droite du ruisseau de Coume dans le lotissement en face de la cave coopérative. L'eau a légèrement inondé le jardin en contrebas de la maison vers 23h00. Vers 24h00-24h30, nous avons évacué la maison. Un ruisseau provenant des versants s'écoulait dans la rue. Les laisses de crues sur les voitures indiquent que l'eau atteignait environ 70 cm d'eau dans la rue. Le ruisseau quant à lui a emporté une grande partie du jardin et des arbres qui s'y trouvaient. La dernière crue du ruisseau date de 22-23 ans : les vignes qui occupaient alors ces terrains avait été alors emportées. La maison n'a pas été inondée.

**Témoignage 13 :** L'une des seules maisons inondées dans le lotissement en rive droite du ruisseau de Coume. La maison a été inondée par le ruissellement provenant des versants, et du ruisseau de Faussigné qui a emprunté la route et s'est accumulé dans le point bas devant la maison. L'eau a rejoint le ruisseau de Coume en traversant la maison et en particulier le garage. Le niveau d'eau maximum atteint est de 20 à 30 cm. L'eau est montée rapidement (en l'espace de quelques minutes) vers 21h30.

**Témoignage 14 :** Epicerie de Paziols. Nous étions sur la route de 19h00 à 21h00. A 19h30, la route de Tautavel (D39) était coupée en amont de Vingrau. L'eau ruisselait de partout. Sur la route de Padern vers 20h00, au niveau du Gros de Padern, quatre ruisseaux se déversaient depuis les falaises sur la route. Vers 21h00, les pluies très intenses ont débuté. A 23h30, la rue et le parking en contrebas de l'épicerie étaient inondés (rive droite en amont immédiat du pont). L'eau est montée rapidement. En l'espace de 5 minutes, l'eau a atteint le niveau des portières des voitures. La rive gauche a été inondée à ce moment-là. La crue de 1965 était nettement moins importante. La crue de référence est celle de 1940. En 1940, la rivière avait submergé la route en rive gauche mais le lit était plus profond qu'aujourd'hui. Le peuplier derrière le garage de Paziols avait été épargné en 1940 alors qu'il a été inondé en 1999. Le niveau maximum de la crue de 1999 est approximativement 20 cm au dessus de celui de la crue de 1940.

**Témoignage 15 :** Bertrand Berger, cave privée située dans la rue principale. Le niveau maximum de l'eau dans la cave a été de 25 cm. Je n'étais pas présent lors de la crue. Le niveau maximum a dû être atteint vers 3h00 du matin.

**Secteur de Tautavel**

**Témoignage 16 :** Garage situé en rive gauche en amont du pont de Tautavel. Vers 23h00, l'eau a commencé à envahir le garage. Le niveau de l'eau est monté de 60 cm en moins de 30 minutes, le temps d'évacuer trois voitures. Il a ensuite continué à monter progressivement : 1 mètre d'eau dans le garage vers 24h00-0h30. La cote maximale atteinte dans le garage est de 1.8 mètres. A 5h00 du matin, il restait encore 1 mètre d'eau dans le garage. A 6h00, l'eau s'était retirée. Le niveau de l'eau a fluctué pendant la crue. J'ai observé au moins deux fluctuations importantes : deux décrues partielles. Le propriétaire nous signale que la nappe phréatique est peu profonde (1,5 m) dans la plaine de Tautavel. Elle semble réalimentée par les versants de la Serre d'el Clot.

**Témoignage 17 :** Monsieur Castres, 14 rue Danton, l'une des quelques habitations touchées par la crue du Verdoube à Tautavel. Le Verdoube a connu trois grandes crues dans le siècle : 1920, 1940, 1999. La plus grande crue était celle de 1920. L'eau avait alors atteint la 7ème marche de l'escalier qui conduit au premier étage de la maison. En 1999, l'eau est arrivée entre la 9ème et la 10ème marche. Soit environ 50 centimètres de plus. La maison a aussi été inondée en 1968 (20-30 centimètres d'eau dans la maison) et dans les années 90. Nous avons été avisés du risque de crue par haut-parleurs vers 17h00. Le soir, vers 20h00-21h00, j'avais évacué les véhicules et positionné les meubles du rez-de-chaussée à 1 mètre de hauteur. J'ai suggéré à mon voisin, l'ancien maire du village, d'en faire autant, mais il n'a pas écouté mes conseils. J'ai alors quitté la maison. D'après ce que m'ont dit mes voisins, l'eau a commencé à rentrer dans les maisons vers 22h00. Le niveau maximum a été atteint vers 4h00.

**Témoignage 18 :** Monsieur Sardat. Ferme située en aval de Tautavel en rive gauche. Nous avons été évacués vers 24h30. Des torrents d'eau s'écoulaient le long des falaises derrière la maison. Le niveau maximum de la crue était atteint. Vers 23h00, l'eau commençait à inonder la basse-cour (1,8 mètre en contrebas de la maison). Nous avons alors évacué les volailles. Vers 23h45, nous avions de l'eau aux genoux. L'eau est ensuite montée rapidement : le temps de me changer, la terrasse de la basse-cour était sous 1,80 mètres d'eau. La crue de 1995 avait été brutale et brève. A 23h00 le niveau maximum était atteint, et à 1h00, le Verdoube coulait à nouveau dans son lit.

### Vingrau

**Témoignage 19 :** Monsieur et Madame Lloubes. Maison située en bordure de ruisseau, en rive droite, à l'amont immédiat du pont de la D.39. La maison la plus exposée du village. A 22h30, après le film, le ruisseau était en crue, mais ne débordait pas. A 23h30, nous avons

été alertés par des bruits (chocs de tronc contre le mur de la maison, envahissement du garage). L'eau est montée rapidement. En 10 minutes, nous avons de l'eau jusqu'aux genoux. Madame Llobes assez sûre des horaires corrige : l'eau a inondé rapidement le rez-de-chaussée vers 2h00 du matin. Nous avons eu juste le temps de monter les papiers importants à l'étage. Vers 2h30-3h00, le niveau de l'eau est redescendu rapidement. La maison a été construite en 1930 et n'avait jamais été inondée jusqu'à présent. Selon M. Castany, habitant du village, le pont a été submergé vers 2h00-2h30 du matin.

De nombreux secteurs du bassin versant sont inhabités et aucune information n'a pu être recueillies sur la dynamique de la crue. C'est le cas de la Donneuve où seuls les témoignages des pompiers de Tuchan permettent de dater la rupture des deux ponts - cette rupture ne correspondant pas nécessairement aux débits les plus forts - et de savoir que le niveau des eaux était encore élevé en aval de la Donneuve à 3h00 du matin. C'est aussi le cas du Torgan où un seul témoignage précis ne correspondant, semble-t-il, qu'à la première partie de la crue a pu être recueilli. C'est le cas, dans une moindre mesure, du petit Verdoble. Les habitations situées en amont de Tuchan n'ont pas été inondées par le ruisseau de Ségure. De plus, le seul témoin direct inondé par le petit Verdoble à Tuchan a été évacué en début de crue. Les témoignages sur la crue du Verdoble à Paziols sont peu nombreux (épicerie, pompiers), le lotissement du ruisseau des Moures ayant subi une inondation pluviale. Enfin, les descriptions des crues des deux petits bassins versants (ruisseaux des Nouyès et de Vingrau) qui auraient pu nous apporter beaucoup d'informations sur l'évolution des coefficients d'apport au cours de l'événement sont très partielles et surtout apparemment très contradictoires. Les éléments sur lesquels nous pouvons fonder une interprétation hydrologique de la crue du Verdoble sont donc faibles.

Certains enseignements peuvent cependant d'ores et déjà être tirés des témoignages :

- L'augmentation du niveau des eaux lors de la première montée de crue est décrite comme brutale : en une dizaine de minutes le niveau d'eau augmente de 50 centimètres dans la vallée du Torgan vers 21h00 (témoin 11), il se passe une dizaine de minutes entre l'écoulement pleins bords et l'envahissement de la cour du témoin 2 à Tuchan (soit quelques dizaines de centimètres). Le témoin 2 attribue la rapidité de la montée des eaux à la rupture d'embâcles situés en amont sur le cours du petit Verdoble.
- La crue du Torgan et du Verdoble en amont de Paziols semble avoir eu deux pointes séparées par une nette décrue qui a permis au couple piégé dans la vallée du Torgan de rejoindre Padern à pieds secs. Les témoignages des pompiers suggèrent une décrue partielle du Verdoble à Paziols vers 0h30. A 3h00 du matin, le 13 novembre, le niveau des eaux était élevé sur le Verdoble à Paziols et en aval de la Donneuve au pont de la D 39.

- Deux pointes de crues bien marquées ont aussi été observées sur le ruisseau des Nouyès à Tuchan, même si les horaires de ces pointes sont imprécis. Le témoin 4 a aussi observé une décrue très nette du ruisseau de Faste, qui, tout comme le ruisseau des Nouyès, draine le mont Tauch, vers 23h00. Cet horaire est en accord avec ceux donnés par les témoins 6 et 7 pour la première pointe de crue du ruisseau des Nouyès. Ces décrues rapides lorsque la pluie cesse indiquent qu'un processus hydrologique à dynamique aussi rapide contribue majoritairement aux écoulements : typiquement le ruissellement de surface.
- La rupture des deux ponts sur la Donneuve est tardive (entre 1h00 et 2h00 du matin), alors que la cote maximale du petit Verdoube à Tuchan a été atteinte vers 22h30-23h00, et que le paroxysme de la crue des cours d'eau drainant l'autre versant de la Serre de Quintillan a eu lieu avant 1h00 (appel de détresse à 24h30 à Villeneuve des Corbières). Le rôle des ruptures d'embâcles dans l'évolution rapide des hauteurs d'eau en début de crue n'est pas évident.

#### 4.3.4 Interprétation des données collectées

##### 4.3.4.1 Le Verdoube en amont de Padern

Les résultats de simulation présenteraient peu d'intérêt dans la mesure où aucun élément sur la chronologie de la crue n'a pu être recueilli. Notons cependant que le bassin amont du Verdoube ( $73 \text{ km}^2$ ) a reçu une lame d'eau moyenne de 8 mm/h entre 1h00 et 5h00 du matin, pendant une durée du même ordre de grandeur que le temps de concentration du bassin. Le débit de pointe de 10 à 20  $\text{m}^3/\text{s}$  correspond à une lame d'eau moyenne efficace de 0.5 à 1 mm/h. Le coefficient d'apport moyen sur le bassin a donc été inférieur à 10%, malgré un cumul de pluie probablement nettement supérieur à 150 mm : 261 mm selon le pluviographe de Cucugnan.

##### 4.3.4.2 Le Torgan en amont de Padern et le Verdoube à Paziols

Une valeur de CN de 100 conduit à des débits simulés nettement supérieurs aux valeurs estimées pour la première pointe des hydrogrammes de crue du Torgan à Padern et du Verdoube à Paziols (cf. figure 4.18). Le coefficient d'apport se situerait autour de 50 % lors de cette première pointe si l'on se fie aux estimations de pluie RADAR et aux débits estimés. Une valeur de CN de 70 retraduit bien l'ordre de grandeur des débits de pointe de crue à Padern et Paziols. Elle permet aussi de retrouver deux pointes de crues à peu près équivalentes, ce que semble suggérer le témoignage des pompiers de Tuchan. La chronologie de ces deux pointes et la période de rémission simulées correspondent bien aux témoignages :

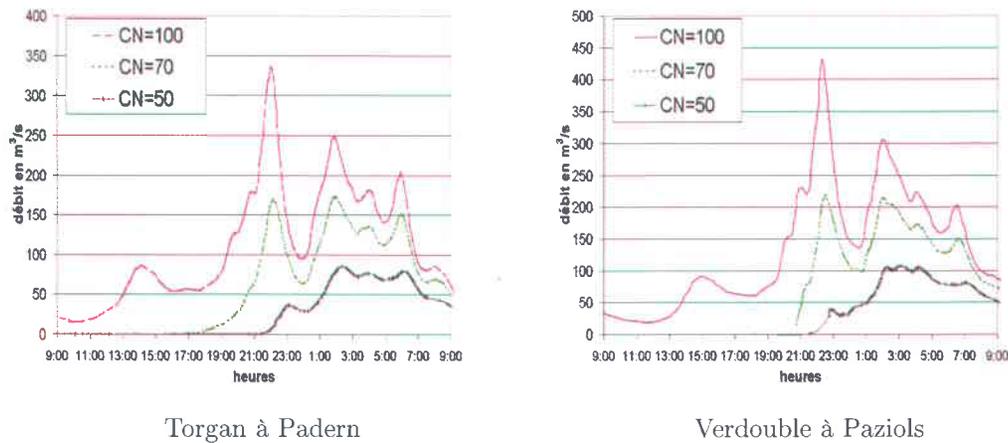


FIG. 4.18 – Résultats de simulations hydrologiques de la crue du Verdouble des 12 et 13/11/99.

montée de crue rapide un peu avant 21h00 à 4 kilomètres en amont de Padern selon le témoignage 11. Compte tenu de la célérité de propagation de l'onde de crue (3 à 4 m/s), il faut décaler de 15 à 20 minutes les horaires de ce témoignage pour pouvoir les comparer à l'hydrogramme simulé à Padern. Le débit de crue est triplé entre 21h00 et 22h00 pour l'hydrogramme simulé avec une valeur de CN de 70. Notons que l'hydrogramme restitue la soudaineté de la montée des eaux décrite par le témoignage. Compte tenu du site, 50 centimètres d'eau supplémentaires correspondent approximativement à un accroissement de 20 à 30  $m^3/s$  du débit. Or le gradient de montée de crue simulé est d'environ 20  $m^3/s$  toutes les 10 minutes. A 23h15 (23h00 pour le témoin), le débit de crue simulé (84  $m^3/s$ ) a été divisé par deux. Il reste en dessous de cette valeur jusqu'à 0h30. Ces horaires concordent parfaitement avec ceux de la phase de rémission décrite par le témoignage 11 qui leur a permis de rejoindre Padern à pied. Notons au passage que cette rémission était tout juste suffisante pour que les témoins rejoignent Padern. En revanche, le témoin 1 situe la décrue un peu plus tôt : vers 22h30.

De même les deux pointes de crue simulées à Paziols correspondent au témoignage 1. Les hautes eaux avaient submergé la rive gauche du pont lors de l'arrivée des pompiers entre 22h00 et 23h00. Les eaux s'étaient en partie retirées de Paziols lors du départ des pompiers vers 0h30. Les hautes eaux avaient de nouveau envahi la rive gauche du Verdouble entre 2h30 et 3h00 du matin le 13. Les gradients de montée de crue simulés, plus importants à Paziols qu'à Padern sont aussi en accord avec le témoin 14 : + 40  $m^3/s$  de 22h05 à 22h15. En revanche, l'horaire annoncé par le témoin 14 apparaît tardif.

## 4.3.4.3 Petit Verdoble à Tuchan et Donneuve

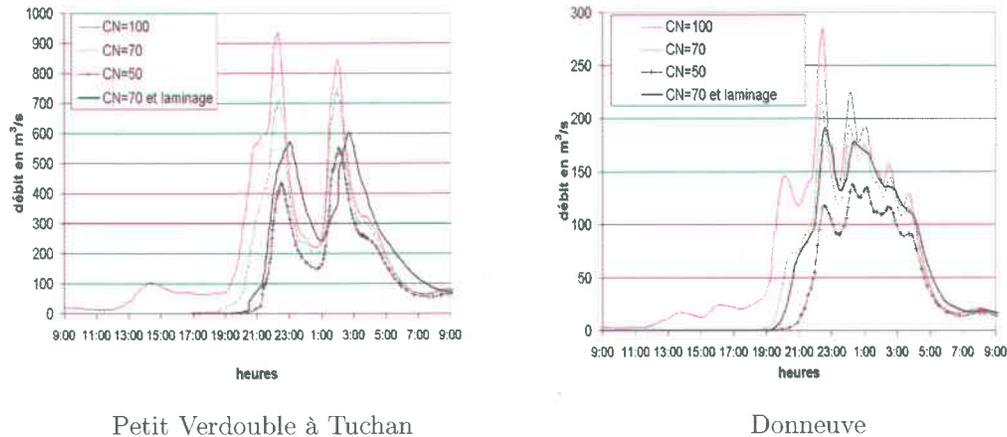


FIG. 4.19 – Résultats de simulations hydrologiques de la crue du Verdoble des 12 et 13/11/99.

Les témoignages disponibles sont peu nombreux et ne peuvent faire l'objet d'une validation croisée. Il est cependant à noter que selon toute vraisemblance, les deux ponts ont été emportés bien après les premières pointes de crue (vers 1h00 pour le pont amont et vers 2h00 pour le pont aval selon les témoins 1). A 2h30 - 3h00, le débit de la Donneuve est encore élevé puisque la D39 est encore submergée, ce que reproduit l'hydrogramme simulé. Les débits simulés avec une valeur de CN de 70 semblent un peu élevés par rapport aux estimations. De même les débits simulés sur le petit Verdoble sont nettement plus élevés que ceux qui ont été estimés. Ceci peut être en partie dû à la non prise en compte du laminage de la crue dans la version initiale du modèle hydrologique, laminage dont l'effet est illustré par les hydrogrammes présentés en figure 4.19. La montée de crue est légèrement en avance par rapport au témoignage 2 dans la version initiale du modèle hydrologique, les horaires sont concordants dans le cas de la version modifiée (choix d'une largeur de lit de cours d'eau représentative du lit majeur et non du lit mineur) : doublement du débit du petit Verdoble entre 21h45 et 23h00. Comme dans le cas du Torgan, le modèle reproduit bien la montée de crue rapide décrite par les témoins. La forte réactivité des bassins versants aux pluies lorsque le ruissellement superficiel est dominant suffit à expliquer les augmentations de niveau d'eau et donc de débit de crue relativement brutales décrites par les témoins. Il n'est pas nécessaire d'invoquer une éventuelle rupture d'embâcle.

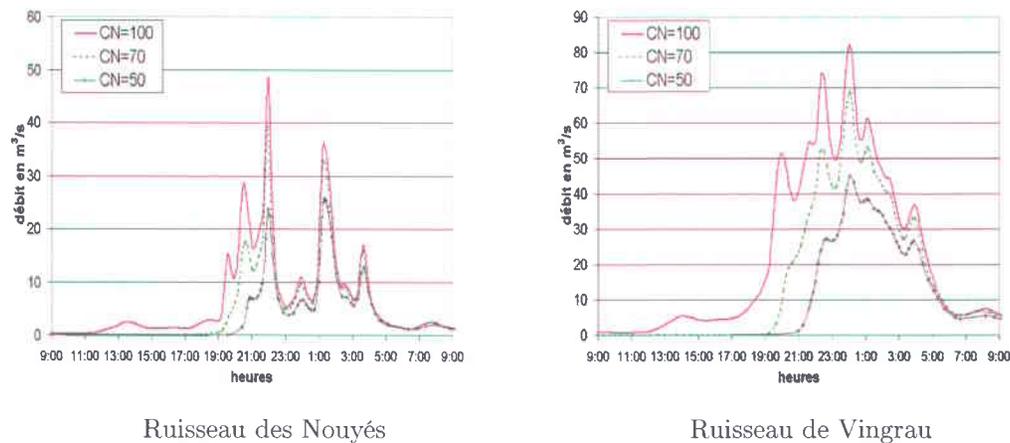


FIG. 4.20 – Résultats de simulations hydrologiques de la crue du Verdouble des 12 et 13/11/99.

#### 4.3.4.4 Le ruisseau des Nouyès (Padern) et le ruisseau de Faste

Les témoignages sont trop contradictoires, et les données de pluies trop peu précises pour qu'il soit possible de pousser loin la comparaison entre simulations et témoignages. Notons que les ordres de grandeur des débits simulés avec une valeur de CN de 70 et estimés pour le ruisseau des Nouyès sont comparables (figure 4.20 et tableau 4.12). Il en va de même d'ailleurs pour le ruisseau de Vingrau. La deuxième pointe simulée semble élevée : elle devait être sensiblement moins forte que la première dans la mesure où elle n'a pas provoqué de nouvelles inondations selon les témoins. La durée de la première pointe simulée, quelques dizaines de minutes, correspond bien aux témoignages. De même la décrue rapide après 23h00 selon les témoins 6 et 7, et avant 23h00 selon le témoin 4 pour le ruisseau de Faste qui a reçu une pluie comparable est bien reproduite par le modèle hydrologique. Cette forte réactivité de la réponse des bassins versants aux pluies confirme de nouveau la prédominance du ruissellement superficiel lors de ces événements pluvieux intenses.

#### 4.3.4.5 Le Verdouble à Tautavel

Nous avons déjà souligné la très bonne concordance entre les témoignages et les mesures limnimétriques à Tautavel. La forme générale de l'hydrogramme est aussi assez bien restituée par le modèle hydrologique initial. C'est un indice qui confirme indirectement que les données RADAR sont de bonnes estimations des intensités de pluie ayant touché le bassin versant, au moins pour la période réellement efficace de l'événement (i.e. après 21h00). Comme nous l'avons présenté plus haut, l'avance de près de deux heures, ainsi

que la forme trop abrupte de l'hydrogramme simulé peuvent être corrigées en élargissant artificiellement le lit du Verdoble dans sa partie aval pour reproduire l'effet probable de laminage des zones d'expansion de crues. Les valeurs de débits mesurés obtenues par extrapolation de la courbe de tarage de la station limnimétrique, largement au-delà des hauteurs d'eau pour lesquelles il existe des jaugeages (hauteurs inférieures à 50 cm selon la DDAF des Pyrénées Orientales) ne sont pas très fiables. Le débit de pointe est cependant assez proche de la valeur que nous avons estimée à partir des relevés de laisses de crue. La bonne adéquation entre l'hydrogramme " mesuré " et l'hydrogramme simulé avec le modèle hydrologique ajusté confirme une fois encore que la crue est probablement essentiellement liée au ruissellement superficiel, seul processus pris en compte dans le modèle. D'autre part, le modèle hydrologique retenu, bien que très simple, semble pertinent au regard de ces résultats (figure 4.21).

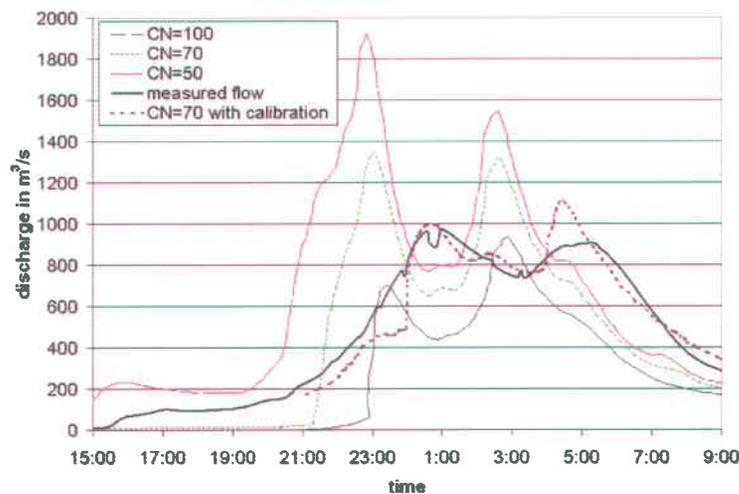


FIG. 4.21 -- Comparaison entre l'hydrogramme de la crue du Verdoble des 12 et 13/11/99 reconstitué à partir des relevés limnimétriques de la station de Tautavel et différents résultats de simulations hydrologiques.

Enfin, malgré l'incertitude concernant les débits mesurés, les résultats de simulation obtenus avec un paramètre CN de 70 sont celles qui s'ajustent le mieux aux données mesurées. La même conclusion peut être tirée sur la quasi totalité des sous-bassins versants du Verdoble étudiés.

#### 4.3.4.6 Enseignements généraux tirés de la comparaison entre résultats de simulations et témoignages

La comparaison est d'autant plus délicate dans le cas du bassin versant du Verdoble que les données de pluie sont peu fiables. On observe malgré tout une assez bonne concordance entre les hydrogrammes simulés et les témoignages, en particulier en amont des gorges du Verdoble. En aval, le laminage de l'hydrogramme de crue doit de toute évidence être pris en compte. Cette bonne concordance semble confirmer que les données RADAR reflètent assez fidèlement les intensités de pluie pour la période réellement efficace de l'événement pluvieux sur le bassin du Verdoble, soit entre 21h00 et 3h00 du matin. Remarquons au passage que les écoulements du petit Verdoble constituent la contribution majeure de la crue à Tautavel. La seconde pointe de crue à Tautavel ne peut être liée qu'à une deuxième pointe sur le petit Verdoble et donc à une reprise des pluies sur ce secteur du bassin entre 24h00 et 3h00 du matin, qui a été observée par certains témoins à Tuchan. Le relevé pluviométrique de Météo-France pour le 13 novembre à Tuchan apparaît douteux. Compte tenu de la faible fiabilité des données disponibles, nous ne pouvons pas pousser trop loin la comparaison entre simulations et témoignages et les interprétations hydrologiques qui s'ensuivent. Mais quelques traits caractéristiques se retrouvent sur l'ensemble des sous-bassins versants.

**Une forte réactivité des bassins versants aux pluies.** Le modèle hydrologique basé sur l'hypothèse d'un ruissellement superficiel dominant reproduit des hydrogrammes de crue qui s'accordent bien, non seulement avec les témoignages, mais aussi avec les mesures de la station limnimétrique de Tautavel. La décrue partielle sur le Torgan à Padern et le Verdoble à Paziols est bien reproduite par le modèle et aussi bien resituée chronologiquement : entre 23h00 et 1h00 à Padern et légèrement plus tard à Paziols. Ceci confirme que si le ruissellement superficiel est rarement observé lors des crues courantes sur les bassins versants, il s'agit incontestablement du processus dominant de genèse des écoulements lors des épisodes exceptionnels.

**Coefficient d'apport proche de 100 % en fin de crue.** Les simulations hydrologiques indiquent que le coefficient d'apport ou de ruissellement lors de la deuxième pointe de crue est proche de 100% sur l'ensemble des sous-bassins étudiés. L'occupation des sols n'a alors plus d'influence sur le débit de pointe, le bassin versant se comportant comme un bassin imperméabilisé. Notons aussi que le coefficient d'apport est très élevé alors que les intensités de pluie sur le bassin versant sont relativement modestes : 10 à 15 mm/h en moyenne entre

23h00 et 5h00. Le rôle de l'intensité de la pluie dans la genèse du ruissellement, l'existence de zones de ruissellement Hortonien (i.e. par dépassement des capacités d'infiltration des sols) ne sont pas confirmés par ces observations. Le bassin versant semble réagir comme un système qui se sature progressivement, la variable explicative majeure étant le cumul de pluie depuis le début de l'événement. On constate que le modèle du SCS donne des résultats satisfaisants autant que nous pouvons en juger. Notons cependant que ces grandes tendances de comportement hydrologique sont valables à l'échelle du bassin versant, et non pas à l'échelle de la parcelle.

**Une réaction relativement rapide des bassins aux pluies.** Par rapport au bassin versant voisin de la Nielle, la réponse hydrologique du bassin versant du Verdouable aux pluies intenses apparaît comme rapide. La première période de pluies plus intenses mesurée par le RADAR entre 19h00 et 22h00 déclenche une crue significative. La valeur de CN calée est très supérieure à celle qui a été calée sur la Nielle (CN=50). Mais jusqu'à 21h00, les intensités de pluie sont sous-estimées par le RADAR météorologique à Tautavel, Cucugnan et Tuchan, donc probablement sur l'ensemble du bassin versant du Verdouable. Cette réaction quasi instantanée du bassin versant n'est donc qu'apparente. Les témoins confirment que les pluies intenses ont débuté en début de soirée dans le secteur de Tuchan : inondations par ruissellement pluvial dès 15h00 d'après les pompiers de Tuchan, début des pluies torrentielles à 16h00 d'après le témoin 4, vers 20h00 d'après le témoin 5. Or la montée de crue, décrite comme rapide n'est observée que vers 22h30 sur le ruisseau des Nouyès et le petit Verdouable.

#### 4.3.5 Conclusions

L'analyse de la crue du bassin versant du Verdouable conduit à des conclusions analogues à celles du rapport d'enquête sur la crue de la Nielle. Compte tenu de la réactivité des bassins aux pluies et en particulier à l'interruption des pluies, le ruissellement superficiel est très probablement le processus hydrologique dominant lors de ces événements exceptionnels. Les coefficients d'apport au paroxysme de l'événement sont proches de 100%, et ceci malgré des intensités de pluie modestes (10 à 15 mm/h en moyenne). La pluie, et plus particulièrement les cumuls de pluie apparaissent comme le facteur explicatif majeur de la diversité des comportements hydrologiques des sous-bassins versants, bien plus que l'occupation des sols. De plus, la capacité de rétention, probablement d'infiltration de l'eau de pluie, sur les bassins est remarquable : le bassin du Verdouable en amont de Padern a connu une crue très modeste malgré un cumul de pluie de 150 à 250 mm. De même, autant qu'il

nous est possible d'en juger, l'augmentation rapide des débits de crue du Torgan et du petit Verdoube correspond à des périodes de pluie intense mais intervient tardivement par rapport au début de la période de fortes pluies. Notons enfin, que le modèle hydrologique reproduit l'augmentation rapide des débits de crue décrite par les témoins, sans qu'il soit nécessaire d'invoquer une rupture d'embâcle. De plus, les ruptures d'ouvrages qui peuvent être datées sur la Donneuve sont très largement postérieures à la phase de montée initiale de crue. Le rôle réel des ruptures d'embâcles lors de ces crues catastrophiques, souvent invoquées comme facteurs aggravants, n'est pas clairement établi dans le cas du Verdoube.

## 4.4 La crue de la Clamoux (Aude) : 12 et 13 novembre 1999

### 4.4.1 Présentation du bassin versant de la Clamoux

#### 4.4.1.1 Localisation, surface, forme

Le bassin de la Clamoux en amont de Malves en Minervois s'étend sur  $85 \text{ km}^2$ , sur le versant sud de la Montagne Noire et dans la plaine de l'Aude au nord-est de Carcassonne (figure 4.22). La Clamoux est le principal affluent de l'Orbiel.

La Clamoux prend sa source au coeur de la Montagne Noire au pied du pic de Nore. Elle coule du nord au sud. Ses trois principaux affluents sont situés en rive droite. Il s'agit du ruisseau de Ganganel (bassin de  $3.5 \text{ km}^2$ , confluence située à Cabrespine), du ruisseau de Rémol (bassin de  $2.5 \text{ km}^2$ , confluence située en aval de Cabrespine) et du ruisseau de la Ceize (bassin de  $13 \text{ km}^2$ , confluence située à Villegly).

Le tableau 4.13 donne quelques éléments sur les différents sous-bassins versants de la Clamoux.

	Superficie ( $\text{km}^2$ )	Longueur de cours (km)
La Clamoux à Malves (station limnimétrique)	85	27
La Clamoux à Malves	81	27
Le ruisseau de la Ceize	13	10
Clamoux entre Villegly et Malves	13	4.5
Clamoux entre Villeneuve et Villegly	12	5.5
Clamoux entre Cabrespine et Villeneuve	10	7
Clamoux en amont de Cabrespine	29	13
Le ruisseau de Ganganel	3.5	3.5

TAB. 4.13 – Repères sur le bassin de la Clamoux, calculés à partir de la carte IGN au 1/25000

La partie amont du bassin versant est montagneuse. A partir de Villegly, la Clamoux coule dans les plaines de l'Aude. Le point culminant du bassin, le Pic de Nore a une altitude de 1211 mètres, la confluence avec l'Orbiel se situant à une altitude inférieure à 90 mètres. La pente moyenne du lit de la Clamoux et de ses affluents est comprise entre 10 et 1 % dans les parties amont du bassin, et est inférieure à 1% à l'aval, tandis que les pentes des versants varient entre 3 et 50 % (assez pentus en amont et nettement moins dans les plaines de l'Aude).

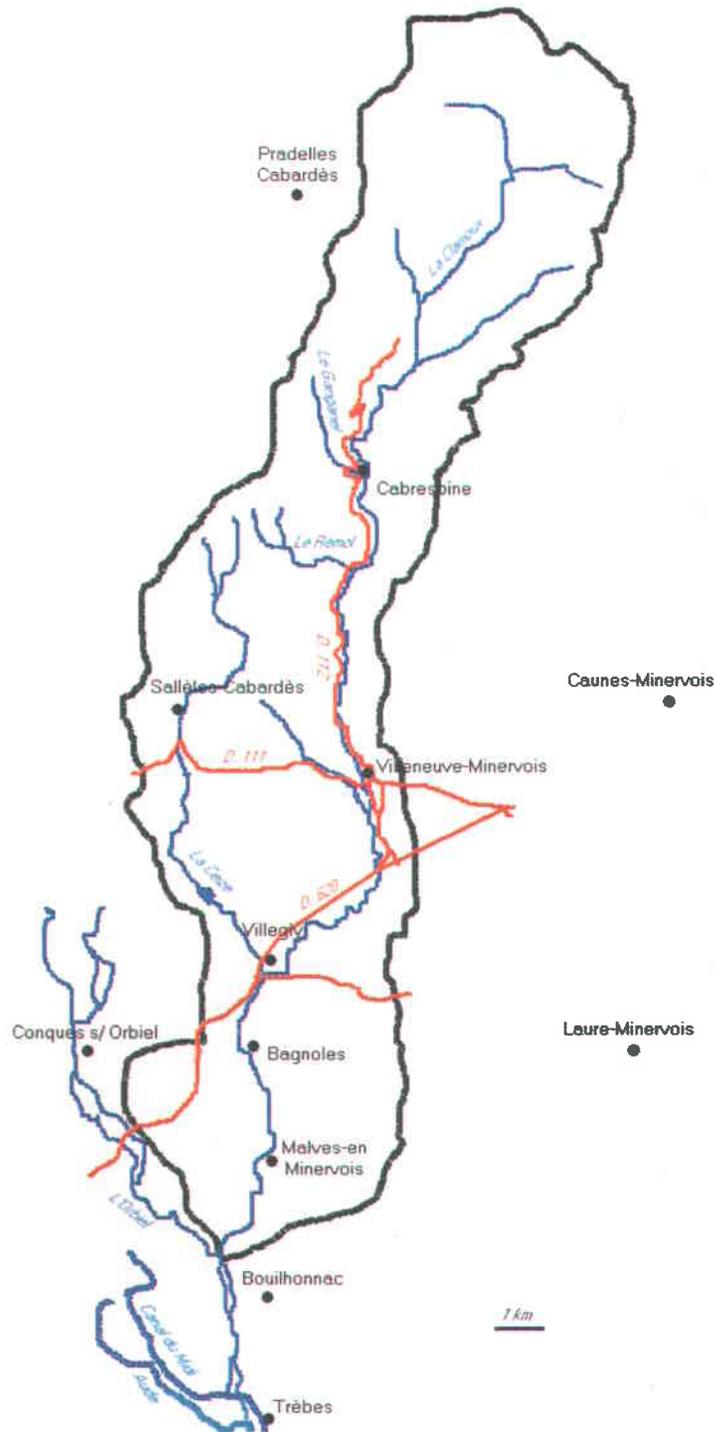


FIG. 4.22 - Le bassin versant de la Clamoux.

#### 4.4.1.2 Occupation des sols

Les Plaines de l'Aude sont essentiellement occupées par la vigne. Les versants de la Montagne Noire (partie du bassin versant située entre Villeneuve et Cabrespine) sont couverts suivant les sites de garrigue ou de maquis. Le haut bassin de la Clamoux, en amont de Cabrespine est couvert à 90% d'une forêt de résineux et feuillus en mélange. La densité de population est faible dans la partie amont du bassin (moins de 10 habitants au kilomètre carré) et nettement plus élevée dans la plaine (figure 4.14). Dans la plaine, les habitations sont regroupées dans les villages. Il n'existe que quelques fermes isolées.

Commune	Nombre d'habitants	Densité (hab/km <sup>2</sup> )
Cabrespine	196	11
Trassanel	20	5
Sallèles Cabardès	105	15
Villeneuve Minervois	824	35
Villegly	747	76
Villarzel Cabardès	144	23
Bagnoles	188	33
Malves en Minervois	755	155

TAB. 4.14 – Population et densité : données INSEE, recensement 1999.

#### 4.4.1.3 Géologie, nature des terrains

Les plaines de l'Aude sont constituées de terrains tertiaires d'époque Eocène : banc gréseux ou calcaifères (molasse de Carcassonne) au sud et calcaires à Alvéolines plus au nord vers Villeneuve-en-Minervois. Ces terrains sont presque partout recouverts d'alluvions quaternaires. Le sol semble limoneux dans ce secteur si l'on se fie à la seule analyse de sol réalisée sur la Clamoux lors de cette étude. La Clamoux traverse des terrains sédimentaires de l'ère primaire entre Villeneuve-Minervois et Cabrespine très tourmentés et variés : les faciès dominants étant les calcaires du Dévonien parfois dolomitiques et les grès et quartzites. En amont, la Clamoux traverse les formations sédimentaires de base du Cambrien constituées de poudingues renfermant des galets de rhyolites, microgranites, quartzites, grès et schistes. Cette formation géologique est probablement la source des nombreux galets charriés lors des crues de la Clamoux, qui ont partiellement comblé son lit mineur lors de la crue de 1999, et dont le bruit d'entrechoquement a valu, selon certains riverains, son nom à la rivière. Le socle hercynien gneissique affleure dans la partie la plus amont du bassin versant de la Clamoux (massif de Nore).

#### 4.4.2 L'événement des 12 et 13 novembre 1999

##### Origine des données

- Images RADAR météorologiques de Toulouse ;
- Données des postes pluviométriques de Caunes Minervois, Conques sur Orbriel, Cabrespine et Laure Minervois (Météo France).

**Particularités des pluies sur le bassin de la Clamoux** Trois pluviomètres (Laure Minervois, Conques-sur-Orbiel et Cabrespine) et un pluviographe (Caunes-Minervois) sont situés sur, ou à proximité, du bassin versant de la Clamoux. Les cumuls de pluie mesurés pour les journées des 12 et 13 novembre sont tous supérieurs à 400 millimètres excepté à Conques (315 millimètres). Le bassin versant de la Clamoux se situe donc dans la zone touchée par les cumuls de pluie les plus élevés du département de l'Aude.

Les mesures de réflectivité du radar de Toulouse, interprétées par la formule de Marshall Palmer ne correspondent pas aux cumuls mesurés au sol. Un coefficient multiplicateur de 3 doit leur être appliqué pour retrouver un cumul RADAR équivalent à celui qui a été mesuré à Caunes, Cabrespine et Laure. En revanche, le rapport entre le cumul de pluie mesuré à Conques et le cumul RADAR brut n'est que de 2.3 et plus faible encore à Mazamet et Angles au coeur de la Montagne Noire. Le coefficient multiplicateur de 3 est nettement plus faible que celui qui a été appliqué aux mesures RADAR sur les secteurs de la Nielle, du Verdoublo ou de Lézignan Corbières, indiquant une particularité de la mesure RADAR dans ce secteur de la Montagne Noire (cf. tableau 4.15).

pluviomètre	Total (mm) pluviométrique	Total (mm) Radar	Facteur de calibration
Cabrespine	450	476	3
Caunes	471	517	3
Conques	315	407	3
Laure	470	469	3
Lézignan	610	534	4
Arquette	333	335	4
Rouairoux	420	430	3
Mazamet	255	483	3
Angles	260	478	3

TAB. 4.15 - Lames d'eau précipitées sur des postes proches du bassin versant de la Clamoux.

La comparaison du hyétogramme des pluies mesurées à Caunes-Minervois et du hyéto-

Poste	Cumul pluvio. du 12/11/99	Cumul RADAR du 12/11/99	Cumul pluvio. du 13/11/99	Cumul RADAR du 13/11/99
Caunes	277	255	194	262
Lézignan	491	291	119	243
Arquette	234	157	99	178

TAB. 4.16 – Répartition de la lame d'eau entre les journées du 12 et du 13 novembre 1999, cas des postes pluviographiques.

gramme reconstitué à partir des images RADAR en appliquant le coefficient correcteur de 3 est très satisfaisante (Figure 4.23).

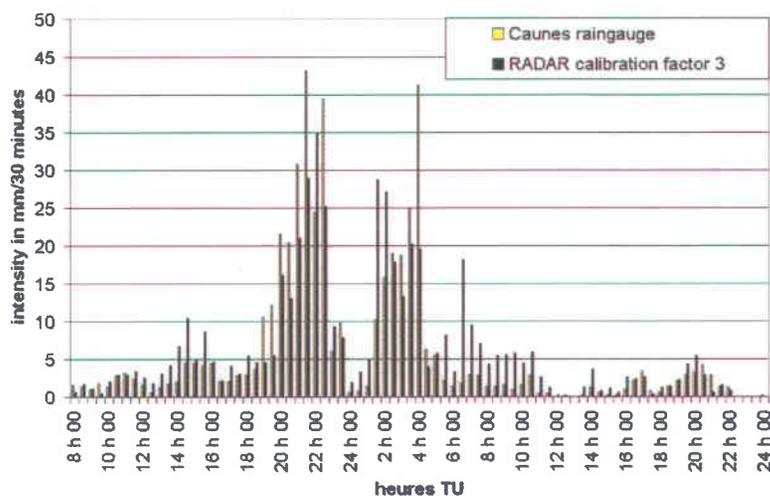


FIG. 4.23 – Comparaison des intensités de pluie cumulées sur 30 minutes mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Caunes (nord du département de l'Aude) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : facteur de calibration de 3.

Les deux pics de pluie de 20h00 à 24h00 et de 1h00 à 5h00 sont identifiés par le RADAR, le premier pic étant légèrement sous évalué. Le RADAR surestime aussi nettement les intensités de pluie après 5h00 le 13 novembre.

On peut aussi noter sur les figures 4.24 et 4.25, l'étroitesse par endroits de la zone pluvieuse intense : environ 5 kilomètres. La pluie apparaît spatialement très hétérogène. Curieusement, les lames d'eau estimées pour les différents sous-bassins versants à partir des images RADAR apparaissent homogènes, alors que, nous le verrons, les contributions des sous-bassins versants semblent avoir été très différenciées. On peut donc s'interroger sur

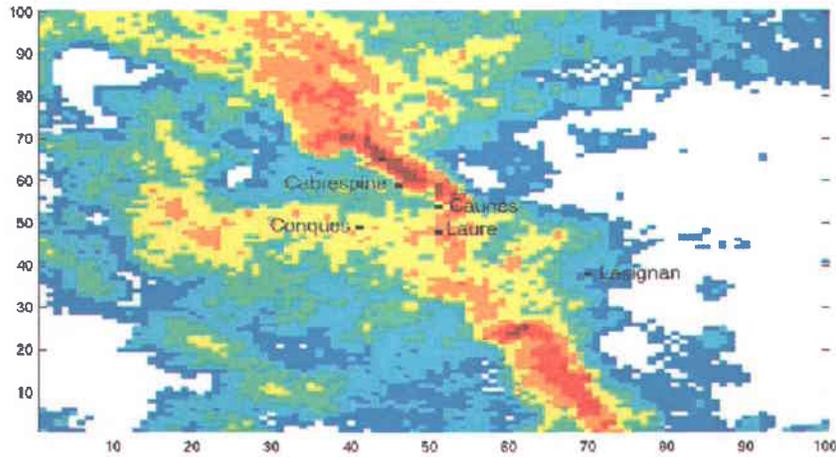


FIG. 4.24 – Image du RADAR de Toulouse centrée sur le bassin de la Clamoux, le 12 novembre 1999 à 20h50 TU (cellule orageuse intense et étroite identifiable au nord de Cabrespine : 1 pixel RADAR = 1 km<sup>2</sup>).

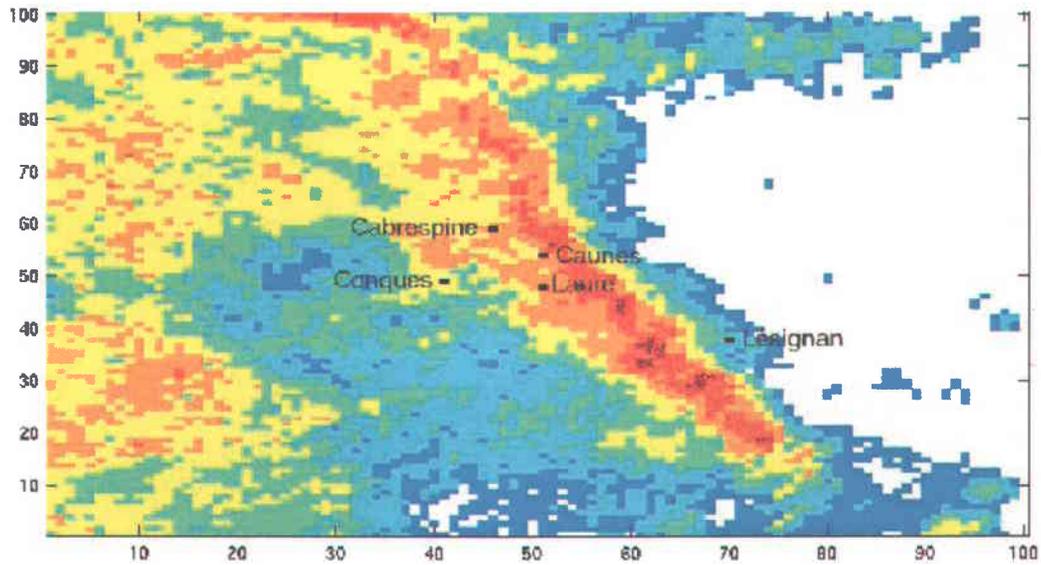


FIG. 4.25 – Image du RADAR de Toulouse centrée sur le bassin de la Clamoux, le 13 novembre 1999 à 2h30 TU : ligne de grains intense et étroite orientée nord-ouest sud-est passant par Caunes et Laure.

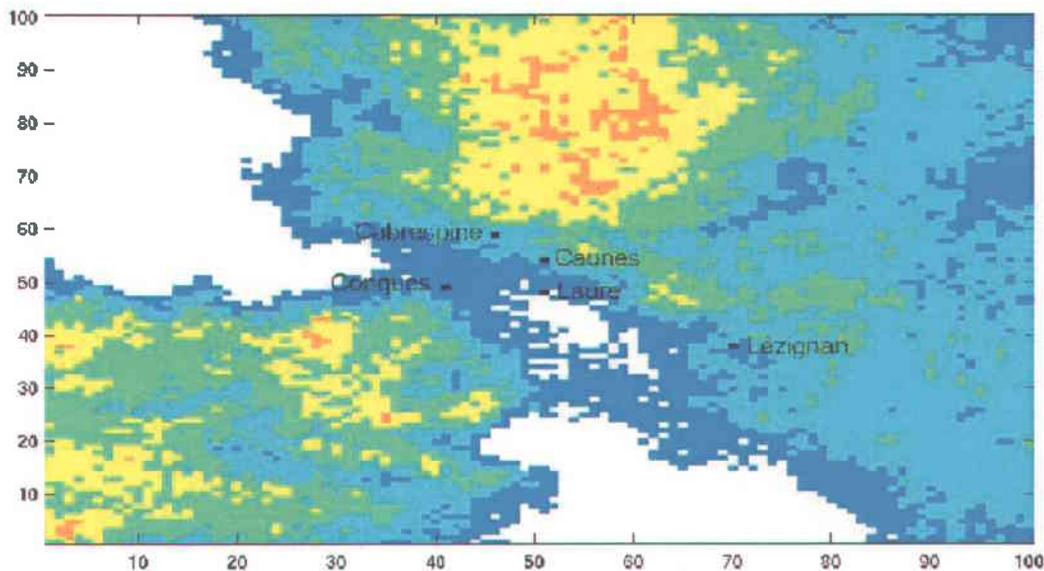


FIG. 4.26 – Image du RADAR de Toulouse centrée sur le bassin de la Clamoux, le 13 novembre 1999 à 8h50 TU : les pluies s'estompent.

la capacité du RADAR à rendre compte à une fine échelle de la répartition spatiale des pluies.

**Conclusion sur les données de pluie.** Malgré une bonne concordance entre les hyétoigrammes mesurés et reconstitués pour le poste de Caunes, les données RADAR apparaissent peu fiables pour le bassin versant de la Clamoux. Le facteur de calibration des images RADAR semble évoluer notablement avec la localisation géographique dans ce secteur de l'Aude, alors qu'il était apparu assez stable pour le reste du département. Le facteur de calibration semble aussi évoluer avec le temps comme en témoigne la surestimation des intensités pluvieuses à Caunes après 5h00 le 13 novembre. Les défauts assez mineurs constatés à Caunes semblent être accentués dans le cas des postes de Cabrespine et de Conques, à savoir : une sous-estimation des intensités et des cumuls de pluie pour la journée du 12 novembre, et une très nette surestimation des cumuls de la journée du 13. Le RADAR mesure à Caunes des pluies persistantes après 5h00 le 13 novembre d'une intensité supérieure à 10 mm/h qui sont mesurées mais sont beaucoup plus faibles en intensité. On observe le même phénomène à Arquette en Val. Tout laisse penser que le facteur de calibration retenu n'est pas adapté à cette fin d'épisode pluvieux.

#### 4.4.2.1 Les conséquences de l'événement pluvieux des 12 et 13 novembre 1999

De nombreux habitants ont été inondés par la crue de la Clamoux, de ses affluents ou par le ruissellement des versants les 12 et 13 novembre 1999 en particulier à Cabrespine, Villeneuve et Villegly. L'ensemble des habitations de la rue des Six Ponts ont été inondées à Cabrespine par le Ganganel, et la façade de la maison située à la confluence de la Clamoux et du Ganganel s'est effondrée (probablement par affouillement). Les quartiers bas de Villeneuve et Villegly ont été fortement inondés. Le pont du hameau de Laval et le pont aval de Villeneuve ont été emportés vers 3h00-4h00 du matin le 13 novembre en fin de crue. La Clamoux a charrié de nombreux galets lors de la crue de 1999, et le lit mineur, profondément remanié, s'est remblayé sur plus d'un mètre par endroits. D'après les témoignages recueillis la Clamoux a connu quatre autres grandes crues dans le siècle : le 22 août 1921, les 3 et 4 mars 1930, le 18 octobre 1940, et du 4 au 10 novembre 1962. Les niveaux atteints lors des crues de 1940 et 1962 ont été nettement inférieurs à ceux de la crue de 1999 : 1 mètre de moins en 1962 au hameau de Laval, 1 mètre de moins en 1940 à Villeneuve, 1,5 mètres de moins à Villeneuve en 1962. Les crues de 1930 et 1921 semblent plus proches de celle de 1999. Un pont en fer avait été emporté à Cabrespine lors de la crue de 1921 et le cimetière ravagé en 1930. Le pont amont de Villeneuve avait cédé en 1930 ou 1921. Mais tous les témoins considèrent l'épisode de 1999 comme la crue la plus importante de la Clamoux dans le siècle.

#### 4.4.3 L'enquête sur la crue de la Clamoux et de ses affluents

Nous avons consacré la semaine du 23 au 30 août 2000 à recueillir les témoignages des personnes touchées par la crue. Nous avons également effectué des estimations de débits de pointe en divers points du bassin à partir des laisses de crues.

##### 4.4.3.1 Repérage des laisses de crue et estimation des débits de pointe de crue

Il apparaît que les contributions sont hétérogènes sur le bassin versant de la Clamoux. Le débit de pointe de la Clamoux en amont de Cabrespine se situe probablement entre 120 et 150  $m^3/s$  pour un bassin versant d'environ 30  $km^2$ , soit 4 à 5  $m^3/s/km^2$ .

Les estimations de débits de pointe des ruisseaux de Ganganel et de Rémol sont concordantes et situent les contributions de ces bassins sensiblement au-dessus de celle de la Clamoux amont avec respectivement 30 à 50  $m^3/s$  pour 3,5  $km^2$  et 30  $m^3/s$  pour 2,5  $km^2$  soit dans les deux cas plus de 10  $m^3/s/km^2$ . Les débits de pointe des bassins versants

Section	Section mouillée (m*m)	Pente %	Rugosité	Vitesse (m/s)	Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)
1. Clamoux au moulin du hameau de Laval	2.3*12	2	15	3	82
2. Clamoux , aval du pont du hameau de Laval	16*3.4	2	15	3.8	206
3. Clamoux entre Laval et Cabrespine	2.5*14	2	15	3.2	120
4. Ganganel pont de la D.112 (non submergé)	2.25*5.65	5	10-15	2.6-3.9	33-50
5. Clamoux en amont du pont de Cabrespine	14*3	2	15	3.5	146
6. Clamoux pont de Cabrespine	30 m <sup>2</sup>	2	20	5	150
7. Clamoux, aval du pont de Cabrespine	13*3.1+13*1.2	2	15	3.5+2	170
8. Ruisseau de Rémol amont de la D. 112	1.8*12	5	10	2.5	32
9. Clamoux amont de Villeneuve (lavoir)	4.5*8+ 1.5*50	1.5	15	3+1.5	225
10. Clamoux, Villeneuve entre les maisons	3.5*12	2.5	25	5.2	218
11. Clamoux, Pont de la D. 620	2.5*10	1.5	20-25	3.4 à 4	86-110
12. Clamoux, aval du pont de la D. 620	3*12+1.5*60	1	10-15	2.4+1.2	200
13. Clamoux à l'amont de Villegly (Ste Marie)	4.5*16+115*1	0.5	15-10	2+0.7	234
14. Clamoux en aval du pont de Villegly	4.5*30+110*0.3	0.5	15-10	2.4+0.3	337
16. Barrage sur la Ceize (surverse 70 cm*25 m)	20			3-4	60-80
17. Ceize au passage à gué	2.4*12	2	10-15	2	60
17. Ruisseau des Maillols	2.20*1.5	1	10	1	3
18. Clamoux (station dépuraton de Malves)	3.5*22+130*0.7	0.5	20-10	2.7+0.6	258
19. Orbiel au lieu dit le Moulin battant	10*4+1*50	0.4	10	1+0.6	70
20. Orbiel, seuil de la prise du canal du midi	1.70*60	0.4	30	2.6	265

TAB. 4.17 – Estimation de débits de pointe en différents points du bassin de la Clamoux à partir de laisses de crue.

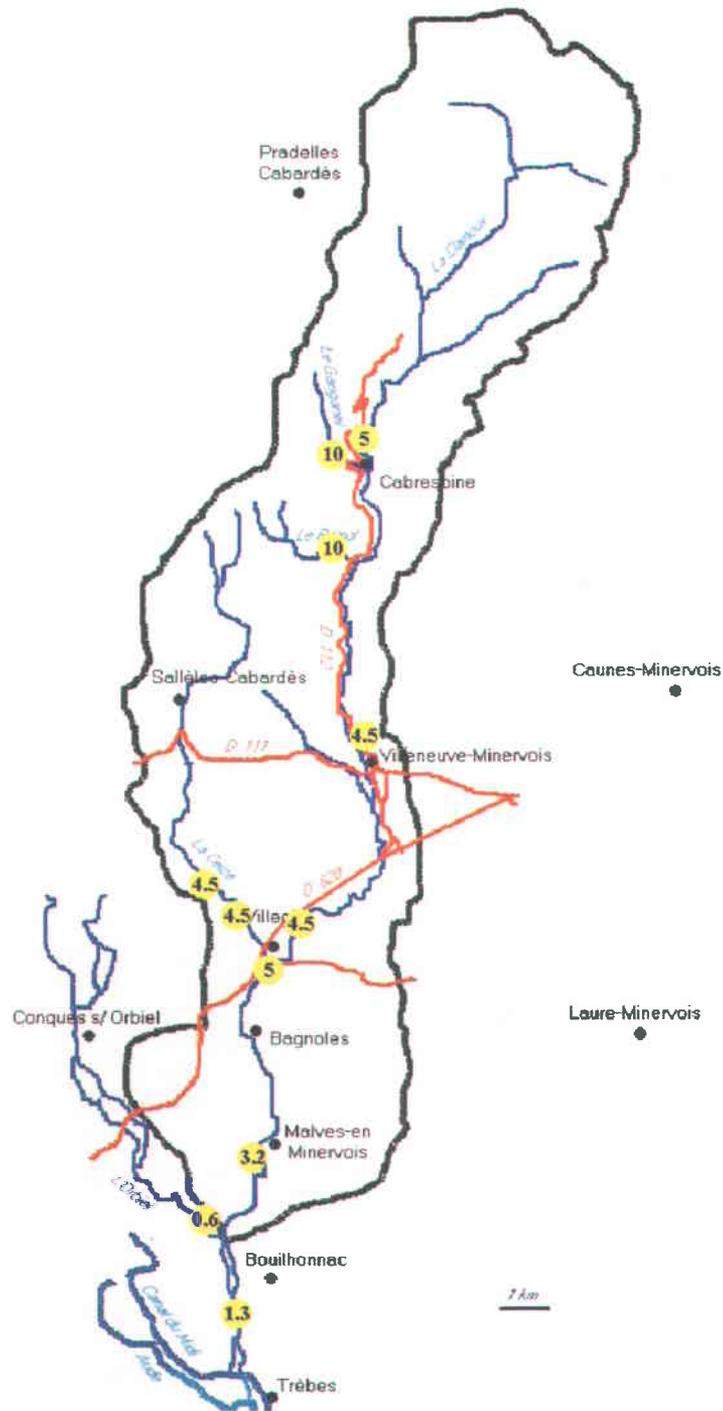


FIG. 4.27 – Répartition des débits spécifiques estimés ( $m^3/s/km^2$ ) le long du cours de la Clamoux

intermédiaires alimentant la Clamoux entre Cabrespine et Malves sont difficiles à estimer pour deux raisons. D'une part, les pointes de crues des différents sous-bassins ne sont pas nécessairement concomitantes. Le débit de pointe du bassin versant intermédiaire alimentant un tronçon de cours d'eau est de fait souvent supérieur à la différence entre les débits de pointe amont et aval.

D'autre part, les contributions des bassins intermédiaires, de petite dimension compte tenu de la forme du bassin versant de la Clamoux, sont du même ordre de grandeur que les incertitudes sur les estimations de débits. On ne peut donc les estimer par différence amont-aval. On peut cependant constater que l'estimation du débit de la Clamoux à Malves, cohérente avec les estimations de la DIREN et l'estimation du débit de l'Orbiel au seuil de la prise d'eau du canal du midi, conduit à un débit de pointe de crue pour l'ensemble du bassin de la Clamoux de l'ordre de  $3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ , nettement inférieur aux débits spécifiques estimés pour l'amont du bassin.

Cette différence n'est pas simplement liée au temps de concentration plus élevé de l'ensemble du bassin, mais suggère que les contributions de la partie aval du bassin ont été nettement plus modestes que celles de l'amont. L'évolution des débits de pointe de crue de la Clamoux estimés à partir de Villeneuve conduit à la même conclusion. De même, le débit de pointe du ruisseau de la Ceize ( $4 \text{ à } 5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) qui prend sa source dans le même secteur que le ruisseau de Rémol ne peut être expliqué que par une contribution plus modeste de quelques  $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  dans la partie aval de son cours. Enfin, le débit estimé du ruisseau des Maillols à Villegly ( $3 \text{ m}^3/\text{s}$  pour un bassin d'environ  $1,5 \text{ km}^2$ ) situe le débit de pointe des parties aval du bassin de la Clamoux entre 1 et  $2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ .

La répartition spatiale des pluies, telle qu'elle est retranscrite par le RADAR, ne peut expliquer une telle disparité de comportement des différentes parties du bassin versant de la Clamoux. Une conclusion s'impose : soit l'occupation des sols des bassins, la pédologie et/ou la géomorphologie des différents sous-bassins explique la disparité des réponses hydrologiques observées, soit le RADAR ne rend pas bien compte de l'hétérogénéité spatiale des pluies dans ce secteur. Nous avons peu d'éléments pour trancher entre ces deux possibilités.

#### 4.4.3.2 Chronologie de la crue : recueil de témoignages

##### Secteur de Cabrespine (Hameau de Laval)

**Témoignage 1 :** Moulin en amont du hameau de Laval. Nous n'étions pas présents lors de la crue de 1999. La laisse de crue à l'intérieur de la maison est encore très nette (située à 1,2 mètres du sol du rez-de-chaussée). Le pont du hameau de Laval avait été déstabilisé lors de la crue du 10 novembre 1962. Lors de cette crue, le moulin avait été envahi par les eaux.

**Témoignage 2 :** Monsieur et madame Dewavrin. Maison située en rive droite de la Clamoux, à l'amont immédiat du pont du hameau de Laval. La maison a été inondée par les eaux de ruissellement des versants et des eaux d'infiltration, et la remise a été inondée par la Clamoux. Les pluies ont commencé le jeudi. Le vendredi, il a plu toute la journée : des averses sans arrêt. Vers 19h00, un orage violent s'est déclaré alors que nous nous sommes mis à table. L'orage s'est arrêté vers 1h00 du matin. La rivière avait alors submergé de 10 cm le jardin situé en contrebas de la maison (1,5 m à 2 mètres sous le niveau maximum de la crue de la Clamoux qui a inondé la remise située sous la maison). Le rythme de montée des eaux avait été régulier. Vers 22h00, un écoulement probablement souterrain d'eau claire et jaillissant par l'aération de la double cloison de la cave a inondé la cave. Cet écoulement s'est tari en 30 minutes après l'interruption des pluies. Nous nous sommes couchés entre 1h00 et 2h00 du matin alors que les pluies avaient cessé. A cette heure-là, des arbres entiers emportés par la Clamoux passaient déjà sous le pont. D'après nos voisins, le pont s'est rompu vers 4h00 du matin. Il ont juste eu le temps de se réfugier sur le versant au-dessus de leur maison. Des petits torrents de versant se sont écoulés en cascades sur la route jusqu'au mardi suivant la crue. Le lit de la Clamoux a été profondément remanié. Il a été remblayé par environ 1 mètre de graviers durant la crue. La crue de 1962 avait été moins importante. La route en rive droite à l'aval du pont avait été à peine submergée, alors que le niveau de l'eau a atteint 1 mètre en 1999.

### **Cabrespine**

**Témoignage 3 :** Rue des Six Ponts à Cabrespine. Monsieur Jacques Jean. Maison située en rive gauche à l'aval de la rue. La crue du ruisseau de Ganganel a eu deux vagues : la première vers 22h00 et la seconde vers 1h00-2h00 heures du matin. Lors de la première vague, nous avons tenté d'écoper l'eau hors du garage, puis nous sommes montés à l'étage. Notre 2CV a été emportée sur 20 mètres. Puis l'eau s'est totalement retirée de la rue pendant 10 à 15 minutes. Certaines personnes ont alors circulé dans la rue des Six Ponts. La seconde vague était nettement plus forte que la première. L'eau a atteint 2,5 mètres dans le garage et 1,2 mètres dans la maison.

**Témoignage 4 :** Rue des Six Ponts. Maison située en rive droite à l'amont de la rue. Il pleuvait depuis deux jours. A 21h00, l'eau a submergé la rue du fait, probablement, d'embâcles sous les premiers ponts à l'amont de la rue. En 30 minutes, l'eau a atteint un niveau de 1,4 mètres dans ma maison. Vers 22h30, l'eau s'était totalement retirée de la rue. 15-20 minutes plus tard l'eau est remontée. Le niveau de l'eau est resté élevé une bonne partie de la nuit, avec quelques fluctuations. A 3h00 du matin, une vague d'un mètre a submergé la rue, atteignant le balcon de mon voisin. Cela n'a duré que quelques secondes.

**Témoignage 5 :** Rue des Six Ponts. Maison située en rive gauche. A 20h30, je regardais les informations, et l'eau est rentrée par mon portail. A 24h00, la rue des Six Ponts était à sec et nous avons fait un tour pour constater les dégâts. La rue en amont de la D.112 avait déjà été partiellement emportée. Le témoin 4 intervient : " Non, la décrue a eu lieu vers 22h30, j'ai regardé l'heure ". A 3h00 du matin, la maison située au bord de la Clamoux a été éventrée.

**Témoignage 6 :** Jean-Michel Valette, maison située sur la D. 112 à proximité de la rue des Six Ponts, responsable du pluviomètre de Météo-France. La période d'accalmie se situe entre 24h00 et 1h00 du matin.

**Témoignage 7 :** Maison située en rive gauche à l'aval immédiat du pont de Cabrespine. La pointe de crue a eu lieu vers 3h30-4h00. Le niveau maximum atteint est de 1,20 m dans ma maison. Le pont de Cabrespine n'a pas été submergé. La première pointe de crue a eu lieu vers 23h00. Le niveau de l'eau était alors de un mètre environ au dessous du niveau maximum. La décrue s'est amorcée dès l'interruption des pluies.

**Témoignage 8 :** Madame Berlan, maison située en rive gauche du ruisseau de Ganganel, place de la Fontaine à Cabrespine. La crue de la Clamoux a emporté le bois qui se trouvait sur la terrasse, mais la maison a été inondée par le Ganganel. Les pluies ont débuté vers 19h00 ou 20h00, à 21h00 les pluies se sont intensifiées. Les ponts de la rue des Six Ponts se sont bouchés. Vers 22h00, il y avait 15 cm d'eau dans la rue devant la maison. Il était impossible de traverser le pont du ruisseau de Ganganel. La maison voisine s'est effondrée vers 20h30-21h00. Nous avons posé la vanne de la porte pour limiter les entrées d'eau dans la maison. Après avoir écopé toute la nuit dans l'entrée de la maison, nous nous sommes couchés vers 6h00 du matin. La crue de 1940 avait emporté notre terrasse, mais il n'y avait pas plus d'eau dans la Clamoux. En 1921, la maison avait été inondée et un pont de fer de 2 tonnes emporté en amont de Cabrespine avait traversé le village. Ce pont qui était resté

sur les berges de la Clamoux à quelques kilomètres en aval de Cabrespine a été totalement broyé par la crue de 1999. En 1930, la crue avait emporté une partie du cimetière, des cercueils avaient été retrouvés dans les arbres. En 1962, la crue n'a pas fait de dégâts à Cabrespine. Les plus fortes crues sont celles de 1921 et surtout de 1999. La Clamoux monte dès qu'il pleut. Les eaux baissent dès que les pluies s'arrêtent. Le bruit des cailloux qui roulent lors des crues donne son nom à la Clamoux. Notre maison est un bâtiment d'une ancienne abbaye, transformé en tannerie. Elle est dans la famille depuis 1840.

**Témoignage 9 :** Cabrespine, maison située place de la Fontaine, Monsieur et Madame Fervick. Maison non inondée. A 16h00, on pouvait traverser la Clamoux avec des bottes, la rivière était un peu grosse. Dans la soirée, la pluie était tellement dense qu'on ne voyait pas les maisons en face. La pluie était tout le temps forte (nous avons beau le vider, le plat du chat devant la porte était en permanence rempli d'eau) avec peut-être une pointe à 24h00. Je me suis couchée vers 24h30 - 1h00. Les crues de 1930, 1940 et 1962 étaient nettement moins fortes. Vers 23h00, je suis montée chez mon fils rue de l'Escalan qui était inquiet car ma belle-fille n'était pas encore rentrée. En quelques mètres, j'étais trempée. Vers 24h30, il y a eu une accalmie. Nous sommes allés voir une amie rue des Six Ponts. La rue était alors hors d'eau. L'eau est remontée rapidement avant 1h00. Alors que je ressortais, mon fils m'a dit de ne m'approcher de la rue des Six Ponts sous aucun prétexte : l'eau montait, un barrage avait lâché. C'est alors que je suis allée me coucher. Les informations qui suivent ont été données par monsieur Fervick. Il s'agit pour partie de récits rapportés. Le ruisseau de Ganganel a submergé la rue principale entre 22h00 et 24h00. Plusieurs voitures sont passées sur le pont. Vers 1h30 le niveau du Ganganel était stable. Vers 2h00-2h30 une vague a traversé la rue des Six Ponts. Vers 3h00, le niveau de la Clamoux était à son maximum. Le lendemain sur la route de Pradel, l'eau dégoulinait de tous les versants. Les ruisseaux de la Grave et de Rémol qui ne coulent habituellement jamais étaient en crue.

**Témoignage 10 :** Fille de Madame Fervick, habitant rue de l'Escalan. A 23h00, la première vague de la crue du Ganganel était passée. Vers 24h00-24h30, il a cessé de pleuvoir et nous nous sommes couchés. A 2h00 du matin, je me suis relevée et je suis descendue à plusieurs reprises place de la Fontaine. A 4h00 du matin, la Clamoux était à son niveau maximum, le pont était presque submergé. En juillet dernier, la rivière n'a pas réagi à un orage violent de 15 minutes. Il faut de l'eau pour que la crue de la Clamoux s'amorce.

**Villeneuve-Minervois**

**Témoignage 11 :** Maison située en amont de Villeneuve, Monsieur Sévorac. Les pluies fortes ont débuté vers 18h00. Le niveau de la rivière a commencé à monter vers 20h00. A 21h00, il y avait environ 1 mètre d'eau dans la rivière et le niveau continuait d'augmenter. Le gîte situé en amont de la maison au bord de la Clamoux a été évacué vers 23h00. Vers 2h00, il y a eu une accalmie et une décrue partielle. Puis la crue a repris vers 3h00. L'eau a submergé la route : 20 centimètres d'eau sur la route. La crue antérieure comparable est celle de 1930.

**Témoignage 12 :** Maison située en rive gauche dans une petite rue à l'amont immédiat du pont amont de Villeneuve. La maison a déjà été inondée à deux reprises : en 1921 et en 1930. A 20h30, un orage s'est déclaré et la rivière était quasiment à sec. A 22h30, l'eau a commencé à inonder la rue. Nous avons monté la télévision à l'étage. Le temps de mettre des bottes et de redescendre, il y avait 50 centimètres d'eau au rez-de-chaussée et j'ai vu à travers les carreaux le niveau de l'eau à 1,5 mètres à l'extérieur, dans la rue ; vers 23h00-23h30, le niveau de l'eau est redescendu. Une seconde vague a inondé la maison vers 4h00 du matin. Le lendemain matin il n'y avait plus d'eau dans la rue. L'eau se retire vite après les orages. En 1930, le premier pont avait été emporté, un tonneau s'était coincé dessous. Dans les années 1960, la Clamoux avait connu une crue nettement moins forte : le niveau maximum de la crue était environ 1,5 mètres en dessous de celui de 1999.

**Témoignage 13 :** Monsieur Poudou, maison située à la sortie de Villeneuve au croisement de la D111 et de la D112. Les principales crues de la Clamoux à Villeneuve sont celles du 22 août 1921. Le premier pont avait alors été emporté. Les 3 et 4 mars 1930, l'inondation avait dévasté les jardins et les prairies. La plus récente date de novembre 1962. La crue de 1999 est la plus forte. L'eau a inondé le jardin et surtout la cave viticole un peu avant minuit. Elle provenait des coteaux et de la D 112. J'ai mis, avec l'aide de mon fils, mes deux motopompes en route pour vider la cave. Elles ont fonctionné de minuit à 3h00 du matin. Le niveau maximum atteint dans la cave est de 1 mètre. A 3h00, la cave était à sec. Durant les pluies intenses, un bac qui se trouvait au bord de la route s'est rempli deux fois entièrement, ce qui correspond à 1,2 mètres d'eau. A 3h30, mon fils a traversé le pont de la D. 111 pour rentrer chez lui. Quelques minutes plus tard, le pont était emporté. Lorsque nous avons voulu traverser le pont nous avons vu une voiture en travers de la route qui bloquait la circulation de l'autre côté du pont. Notre fils nous faisait des signes pour nous indiquer qu'il était sauf.

**Témoignage 14 :** Petite fille de Monsieur Poudou. Maison située à Villeneuve en rive droite de la Clamoux hors de la zone inondée. Des voisins inondés ont pu être évacués vers 22h30. Vers 23h30, une décrue partielle a permis à d'autres voisins bloqués dans leur maison de rejoindre la route D.111. Nous avons eu de l'électricité jusqu'à 3h30 du matin. Le pont a cédé à 4h10.

**Témoignage 15 :** Villeneuve, Mme Griff, maison située en rive droite au niveau du pont amont. Mon fils a posé la vanne de protection de la porte vers 21h00. L'eau est d'abord arrivée de la rue principale. Le nom de Clamoux vient du latin clamare qui signifie Clameurs. Ce nom est probablement lié au bruit des cailloux que la rivière charrie en crue. Villeneuve a été fondée au Xème ou XIème siècle par St Etienne de Clamoux.

### Villegly

**Témoignage 16 :** Maison située en rive gauche du ruisseau de Ceize, en amont de Villegly au niveau du passage à gué. A 23h00, le 12 novembre, le ruisseau de Ceize avait débordé et envahi les terrains en contrebas de la maison. Le niveau de l'eau était environ à 1 mètre sous la route. Vers 2h00 du matin, nous avons été évacués. Il y avait alors environ 30 cm d'eau sur la route. Le niveau maximum dans la maison est d'un mètre. A sept heures du matin, lorsque nous sommes revenus le niveau de l'eau était équivalent à celui de 23h00 la veille au soir. Nous avons à plusieurs reprises regardé nos montres durant la nuit du 12 au 13 novembre. Il a plu sans interruption jusqu'à notre évacuation.

**Témoignage 17 :** Villegly, maison située en rive droite à l'aval immédiat du pont. Le niveau maximum de l'eau se situe entre la 4ème et la 5ème marche du perron. La crue a eu deux vagues. La première vers 24h00 et la deuxième vers 3h00 du matin lorsque le mur du parc du château a cédé. Il y a eu alors une vague. Le pont a été submergé. Après le passage de cette vague, les hautes eaux se sont maintenues, le niveau étant légèrement redescendu d'une vingtaine de centimètres. Les hautes eaux se sont maintenues jusqu'à 7h00 du matin.

**Témoignage 18 :** Maison située en arrière du château dans le village. L'eau est arrivée brutalement vers 22h30. En 5 minutes, le niveau de l'eau dans la maison est monté de 10 centimètres à 1,70 mètres. A 2h00 du matin, j'ai été évacuée. La cote maximale avait été atteinte lors de la première vague.

**Témoignage 19 :** Maison voisine de celle du témoin 18. La première vague est arrivée entre 22h30 et 23h00, et la seconde vers 1h00. Il y a 20 centimètres de différence entre les cotes d'eau atteintes lors de ces deux vagues, la seconde étant la plus forte. L'inondation est venue de l'église et donc de la Ceize, puis très peu de temps après du haut du village. La Clamoux a dû déborder à l'amont du village. La crue de 1962 avait inondé le quartier mais les hauteurs d'eau atteintes étaient nettement moins importantes.

**Témoignage 20 :** Première maison inondée en amont de Villegly en rive droite de la Clamoux. A 20h00, la rivière était à sec. L'eau envahit le lit majeur vers 22h00. Puis le niveau de l'eau augmente brutalement : en 10 minutes nous avons 1 mètre d'eau au pied de la maison. Vers 24h00, l'eau s'était totalement retirée puisque des voisins sont venus nous voir. La seconde vague a eu lieu vers 5h00. Le lendemain matin la Clamoux était retournée dans son lit. Le lit de la Clamoux s'est fortement remblayé durant la crue.

**Témoignage 21 :** Avant-dernière maison située en rive droite du ruisseau des Maillols, avant sa confluence avec la Clamoux, rue du pic de More. Les pluies intenses se sont déclarées vers 20h00. A 22h00, l'eau est arrivée. L'eau s'est totalement retirée vers 23h00. La deuxième vague, légèrement plus importante que la première a eu lieu entre 24h00 et 2h30.

**Témoignage 22 :** Maison située en rive droite du ruisseau des Maillols à l'aval immédiat de la D 620. Le ruisseau des Maillols n'a pas débordé. En 1962, la Ceize avait connu une crue importante.

Les témoignages recueillis sur l'ensemble du cours de la Clamoux se ressemblent et sont tout à fait cohérents avec les mesures limnimétriques des stations de Malves en Minervois et de Villedubert sur l'Orbiel. Les principaux traits de la crue de la Clamoux, très comparables à ceux observés sur les autres crues étudiées dans l'Aude, sont les suivants :

- La crue de la Clamoux et celle du ruisseau de Ganganel ont eu deux pointes : la première vers 22h00 à Cabrespine et vers 22h30 - 23h00 à Villeneuve et Villegly, et la seconde sur laquelle les témoignages sont moins nombreux et moins cohérents, plus longue, semble-t-il, entre 1h00 et 4h00 à Cabrespine (témoignages 6 et 7) et débutant à 1h00 ou 2h00 à Villeneuve et Villegly et s'étant poursuivie jusqu'à 5h00 ou 7h00 du matin (témoins 16, 17 et 20)
- Les deux vagues ont été séparées par une décrue très nette succédant à un arrêt des pluies selon certains témoins : retrait total des eaux de la rue des Six Ponts à Cabrespine

- probablement entre 24h00 et 1h00, et retrait total des eaux pour les témoins 17, 18, 19 et 20 à Villegly entre 24h00 et 2h00. Le témoin 21 situe la décrue plus tôt.
- Les niveaux atteints lors de la deuxième vague sont légèrement supérieurs à ceux atteints lors de la première : 1,5 à 2 mètres de différence au hameau de Laval (témoin 2), 1 mètre de différence selon le témoin 7 en aval de Cabrespine, 20 centimètres de plus lors de la seconde vague à Villegly selon les témoins 18 et 20.
  - La phase terminale de montée des eaux lors de la première pointe est perçue comme rapide même dans la partie aval du bassin versant : plus 1,5 mètres en 30 minutes dans la rue des Six Ponts (témoin 4), plus 1,5 mètres en quelques minutes dans les quartiers bas de Villeneuve (témoin 12), plus 1,6 mètres d'eau en 5 minutes dans les quartiers bas de Villegly selon le témoin 18, plus 1 mètre en 10 minutes à l'amont de Villegly.
  - La rupture des deux ponts est tardive : vers 4h00 selon les témoignages indirects 2 et 14. Les ruptures d'embâcles ne semblent donc pas expliquer l'évolution rapide des hauteurs d'eau en début de crue.
  - Enfin, selon les témoins et les données de pluie disponibles, la Clamoux et ses affluents réagissent avec retard aux pluies, ce qui suggère une forte capacité de rétention des eaux de pluie sur les bassins versants.
  - On notera le témoignage 2 étayé par des images vidéo qui décrit un processus d'écoulement apparemment souterrain (infiltration par une grille d'aération en cave) très réactif aux pluies : tarissement de l'écoulement en 30 minutes après l'interruption des pluies. Cette observation démontre que les écoulements rapides qui expliquent la forte réactivité des bassins versants aux pluies ne sont pas nécessairement exclusivement superficiels. Des écoulements souterrains sur de petites profondeurs et de petites distances peuvent aussi être impliqués sur les versants.

#### 4.4.4 Interprétation des données collectées

Les simulations hydrologiques conduisent à des résultats qui s'accordent qualitativement bien avec les témoignages et les relevés limnimétriques : reconstitution des deux pointes de crues séparées par une nette décrue bien resituées chronologiquement. Cette décrue n'apparaît pas à la station de Malves car aucune mesure n'est disponible entre 0h05 et 1h45. En revanche, les résultats obtenus, en particulier pour la partie aval du bassin ne concordent pas quantitativement avec les témoignages et les estimations de débit. Le modèle SCS et les pluies estimées par RADAR conduisent à simuler deux pointes de crue très différenciées ce que ne suggèrent ni les témoignages, ni les relevés limnimétriques. Si on se fie aux estimations de lames d'eau à partir des données RADAR, les mesures et témoignages impliquent que le coefficient d'apport moyen (rapport entre la pluie brute et

la pluie efficace) du bassin de la Clamoux est resté stable à partir de 23h00 et se situe autour de 25%. Cela dénoterait un comportement tout à fait particulier du bassin versant de la Clamoux. L'autre hypothèse, plus probable car cohérente avec la comparaison entre les lames d'eau RADAR et les lames d'eau pluviométriques, est que les intensités estimées à partir des données RADAR pour la seconde partie de l'événement pluvieux, matinée du 13 novembre, sont largement surévaluées.

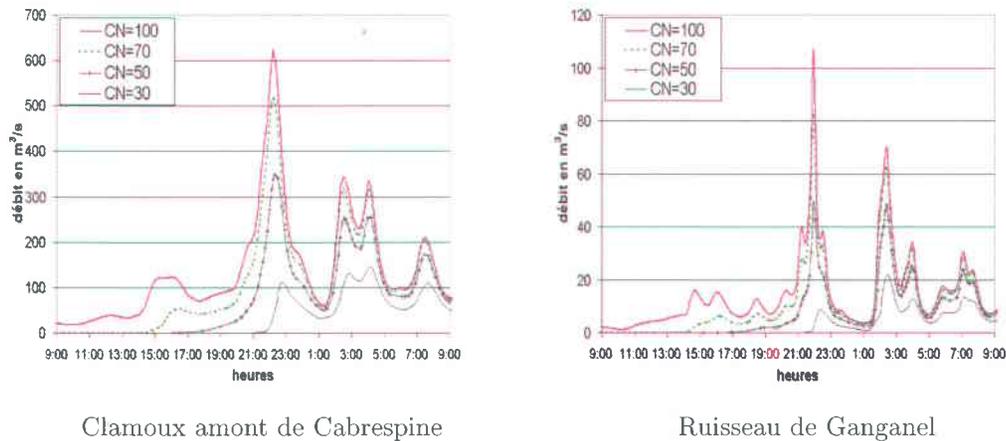


FIG. 4.28 – Résultats de simulations hydrologiques, 1) crue de la Clamoux en amont de Cabrespine, 2) crue du ruisseau de Ganganel à Cabrespine

Compte tenu des interrogations sur les données de pluies disponibles, il n'est pas possible d'approfondir l'analyse du comportement hydrologique du bassin versant de la Clamoux lors de cette crue. Deux enseignements concordants avec les observations effectuées sur d'autres bassins versants de l'Aude peuvent être cependant tirés de l'étude des données disponibles.

**Une forte réactivité des bassins versants aux pluies.** Le modèle hydrologique basé sur l'hypothèse d'un ruissellement superficiel dominant permet de reproduire la succession des périodes de pointes et de décrues décrites par les témoins et mesurées aux stations limnimétriques de Malves et Villedubert et de les positionner correctement dans le temps. L'hydrogramme de la station de Villedubert (figure 4.29) a été décalé de 18 minutes, ce qui correspond au temps de propagation approximatif de l'onde de crue entre les deux stations lors de la pointe de crue. La décrue partielle correspondant à la diminution d'intensité des pluies entre 24h00 et 1h00 est le signe qu'un processus hydrologique à réponse rapide est à l'origine de la crue de la Clamoux. Certaines observations (témoignage 2) indiquent qu'il ne s'agit pas uniquement de ruissellement superficiel sur les versants, mais que des écoulements dans les sols sur de petites profondeurs et de petites distances peuvent aussi

être impliqués.

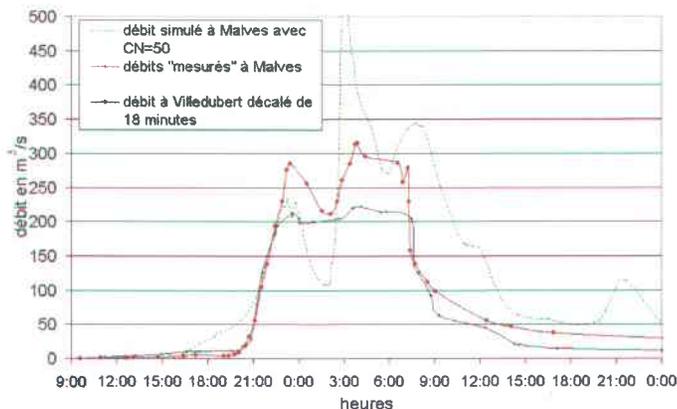


FIG. 4.29 – Hydrogrammes de la crue des 12 et 13/11/99 reconstitués à partir des relevés limnimétriques des stations de Malves en Minervois et de Villedubert sur la Clamoux.

**Une rétention d'eau importante sur le bassin versant.** Compte tenu des incertitudes sur les lames d'eau précipitées, il n'est pas possible de caler une valeur de " Curve Number ". On peut cependant constater que selon les pluviomètres situés sur, ou à proximité, du bassin versant de la Clamoux, celui-ci a été touché par un cumul de pluie moyen de 350 à 400 millimètres les 12 et 13 novembre 1999. L'hydrogramme reconstitué à la station de Malves en Minervois, partiellement validé par nos estimations de débit de pointe de crue représente un volume total d'environ 9 millions de mètres cubes d'eau, ce qui représente de l'ordre de 110 millimètres rapportés à la surface du bassin versant. On en conclut donc que ce sont probablement 250 à 300 millimètres de pluie qui n'ont pas participé à l'hydrogramme de crue de la Clamoux et ont été retenus sur le bassin versant. Cette valeur est peut-être un peu supérieure à celle qui avait été estimée pour les crues observées dans le massif des Corbières.

#### 4.4.5 Conclusions

L'analyse de la crue du bassin versant de la Clamoux, bien que n'ayant pu être réellement approfondie du fait de la qualité médiocre des données de pluie disponibles, conduit à des conclusions analogues à celles du rapport d'enquête sur les crues de la Nielle et du Verdoble. D'une part, compte tenu de la réactivité des bassins aux pluies et en particulier à l'interruption des pluies, le ruissellement superficiel est très probablement le processus

hydrologique dominant lors de ces événements exceptionnels. D'autre part, la capacité de rétention, probablement d'infiltration de l'eau de pluie, sur les bassins est remarquable. La comparaison du volume d'eau écoulé à Malves en Minervois et du volume précipité sur le bassin versant de la Clamoux suggère que 250 à 300 millimètres de pluie ont été retenus sur le bassin.

Notons enfin que les deux ponts, principaux secteurs de constitution d'embâcles possibles repérés lors de la visite de terrain, ont été emportés à la fin de l'événement selon les témoignages. Ces ruptures ne peuvent donc pas être à l'origine des montées des eaux rapides constatées par les témoins. Les ruptures d'embâcles n'ont pas été un facteur aggravant significatif dans le cas de la crue de la Clamoux tout comme dans le cas de celle du Verdoble.



## 4.5 Crues de l'Herbasse (Drôme) : 25 et 26/09/1999 et 03/10/1999

### 4.5.1 Présentation du bassin versant de l'Herbasse

#### 4.5.1.1 Localisation, surface, forme

Le bassin de L'Herbasse en amont de pont d'Herbasse s'étend sur  $187 \text{ km}^2$ , dans le nord du département de la Drôme (figure 4.30). L'Herbasse est l'un des derniers affluents de l'Isère en rive droite avant la confluence avec le Rhône.

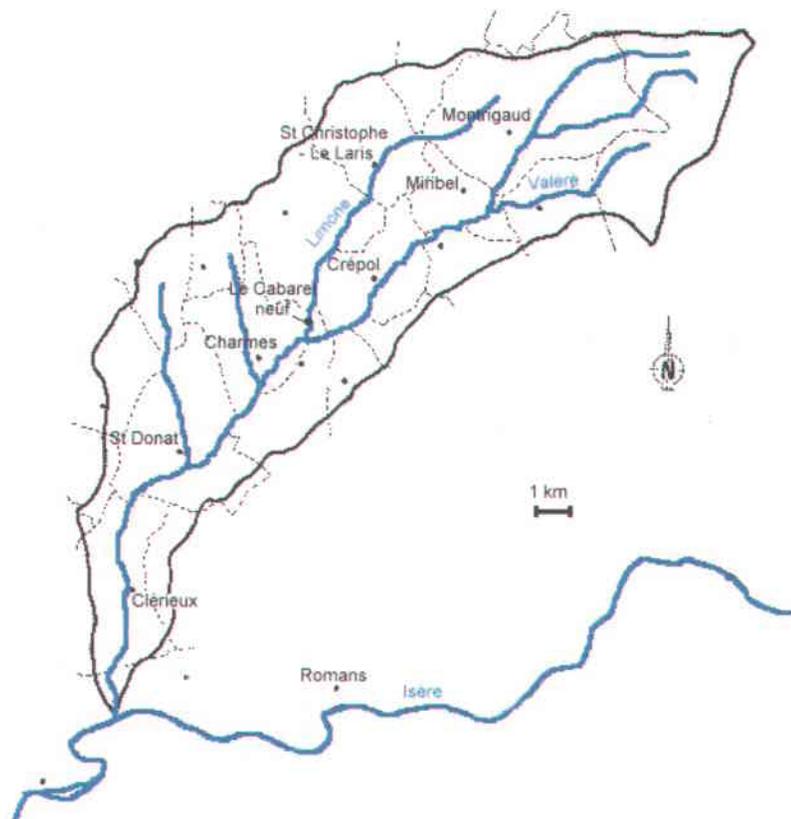


FIG. 4.30 – Bassin versant de l'Herbasse

L'Herbasse prend sa source sur le plateau de Chambaran. Le plus long parcours hydraulique est de l'ordre de 35 km. Les altitudes s'échelonnent entre 150 mètres NGF et 632 mètres. Le relief est vallonné, les pentes des versants pouvant atteindre 30%. La pente du lit de l'Herbasse est inférieure à 1% dans sa partie aval.

Le tableau 4.18 donne quelques éléments sur les différents sous-bassins versants de l'Her-

basse.

Bassin et cours d'eau	Superficie ( $km^2$ )	Longueur du cours (km)
Pont de l'Herbasse (station limni.)	187	35
Pont de St Donat-sur-l'Herbasse	159	25
Pont de Charmes	140	21
Limone au Cabaret Neuf	42	12.5
L'Herbasse à Crépol	59	16
L'Herbasse à Miribel	29	7
Le Valéré à Miribel	15	8.5

TAB. 4.18 – Repères sur le bassin de l'Herbasse, estimés à partir de la carte IGN au 1/100000.

#### 4.5.1.2 Occupation des sols

Le bassin versant de l'Herbasse est rural. Des champs cultivés et des prairies occupent la vallée, et les plateaux (Chambaran, Montrigaud, Thivolet) en amont du bassin sont couverts de forêts. La population se concentre dans les villages situés à l'aval du bassin. La densité de population est modeste sur la majeure partie du bassin (tableau 4.19). Elle est en moyenne égale à 43 *hab/km<sup>2</sup>*.

Commune	Population (hab)
Clérieux	1 605
Marsaz	469
Charmes	631
St Donat	2 658
Montchenu	389
Batherney	191
Margès	532
Arthémonay	334
Montrigaud	432
Miribel	163
St Christophe et le Laris	318
St Bonnet de Valclérieux	219
St Laurent d'Onay	111
TOTAL	8 052

TAB. 4.19 – Population : données INSEE, inventaire communal 1998.

#### 4.5.1.3 Géologie, nature des terrains

Le substrat du bassin versant de l'Herbasse est constitué de terrains tertiaires du Miocène et du Pliocène auxquels s'ajoutent des alluvions quaternaires dans la partie aval de la vallée de l'Herbasse. Les dépôts du Pliocène subsistent sur les sommets de certaines collines épargnés par l'érosion à l'est et au nord-est du bassin versant (forêt de Thivolet, plateau de Chambaran). Ils couvrent environ  $30 \text{ km}^2$  des parties les plus amont du bassin, et une petite surface autour de Marsaz. Ces formations sont constituées de marnes bleues. Les dépôts du Miocène à prédominance sableuse, peu agglomérés (molasse du Bas-Dauphiné) constituent le principal réservoir aquifère. Cette formation contenant des intercalations argileuses plus ou moins continues présente une granulométrie grossière. Sa perméabilité est de l'ordre de  $10^{-3}$  à  $10^{-4} \text{ m/s}$  (valeurs importantes). Les vallées des principaux cours d'eau (Herbasse, Galaure) délimitent le niveau de base de cette nappe, la surface de la nappe épousant assez bien la topographie. Les pentes de la nappe sont de l'ordre de 0.3 à 0.5 %.

#### 4.5.1.4 Bilan des écoulements à l'échelle annuelle

L'écoulement moyen annuel de l'Herbasse mesuré entre 1969 et 1992 est de l'ordre de 50 millions de  $\text{m}^3$ , soit 270 mm d'eau. Cette valeur correspond parfaitement avec le module mesuré sur la Galaure, cours d'eau voisin (Réseau national des données sur l'eau, 1994). A ceci s'ajoutent les prélèvements par pompage dans la nappe (1,2 millions de  $\text{m}^3/\text{an}$  pour l'alimentation en eau potable et 710000  $\text{m}^3/\text{an}$  pour l'irrigation soit un total de 10 mm) et les écoulements de nappe aux limites du bassin versant évalués grossièrement d'après un rapport de la Direction régionale de l'agriculture et de la forêt (SRAE, 1985) à  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$  soit 65 mm. La précipitation moyenne annuelle est de l'ordre de 850 mm : moyenne des précipitations mesurées aux postes de Montélimar (913 mm) et de Lyon (824 mm). L'évapotranspiration réelle évaluée par différence représente 500 mm/an.

### 4.5.2 L'événement des 25 et 26 septembre 1999

#### 4.5.2.1 Bilan hydrologique de l'événement

La lame d'eau moyenne ayant touché le bassin versant de l'Herbasse les 25 et 26 septembre 1999, estimée à partir des mesures de deux pluviographes situés sur le bassin (postes de Marsaz et St Christophe et le Laris), est de l'ordre de 200 mm soit 37,5 millions de  $\text{m}^3$ . La lame d'eau écoulée à la station du pont d'Herbasse entre 8h00 le 25 septembre et

18h00 le 26 septembre est estimée à 5,5 millions de  $m^3$ . Le coefficient d'écoulement moyen lors de cet événement est donc relativement modeste : 14,5%. Deux millions de  $m^3$  sont restitués progressivement après la crue jusqu'au 3 octobre. Ce bilan indique qu'une partie non négligeable de la lame d'eau a contribué à réhumecter le profil de sol et à réalimenter les nappes. En négligeant le débit avant l'événement du 25 septembre, cette quantité représente environ 150 mm de pluie (dont une partie cependant se serait écoulée si l'événement du 3 octobre n'avait pas eu lieu).

#### 4.5.2.2 Déroulement de l'événement

Le bassin versant de l'Herbasse a reçu dans la matinée du 25 septembre une averse pluvieuse d'une trentaine de millimètres. Cet épisode provoque une légère remontée du débit de l'Herbasse à partir de 8h30 TU (temps universel, équivalent à 10h30 heures légales), le débit de pointe se situant vers 10h00. Une seconde averse plus importante touche le bassin entre 15h00 et 20h00 TU d'après les mesures pluviographiques. L'analyse des images du RADAR de Lyon indique que le bassin versant est traversé par des trains de cellules orageuses se déplaçant du sud-ouest au nord-est, dans l'axe exact du bassin. Après 20h00, ces cellules se déplacent légèrement vers le sud, puis progressivement vers l'est, épargnant les deux pluviographes. Il semble d'après les images RADAR (figure 4.33) qu'une grande partie du bassin versant de l'Herbasse, en particulier la moitié est, reçoive des pluies intenses de 20h00 à 22h00 TU. L'épisode orageux se dissipe après 22h00 TU, et de petites pluies persistent au-delà de 24h00.

L'Herbasse réagit tout comme le matin avec beaucoup de retard à ce second épisode pluvieux. La montée de crue s'amorce vers 17h00 TU, la pointe de crue étant atteinte vers 1h00 TU et la décrue s'amorçant à 2h30 TU, soit plus de six heures après l'arrêt des pluies intenses mesurées par les pluviographes. Le limnigramme révèle une montée de crue en deux temps : vers 21h00 TU un premier maximum de l'ordre de  $100 m^3/s$  est atteint avant une reprise de l'augmentation des débits vers 22h30. La décrue est relativement rapide. Cette montée de crue en deux temps est surprenante : elle est aussi observée sur la Galaure (cours d'eau voisin) et pour d'autres crues de l'Herbasse, et en particulier celle du 3 octobre 1999. Les données pluviographiques, pas plus que les intensités estimées à partir des images RADAR ne révèlent la présence de deux averses successives nettement séparées qui pourraient expliquer ce phénomène. Les témoignages, en particulier sur les crues de l'Herbasse amont et de la Limone permettront peut-être de comprendre ce qui au premier abord apparaît comme un mystère.

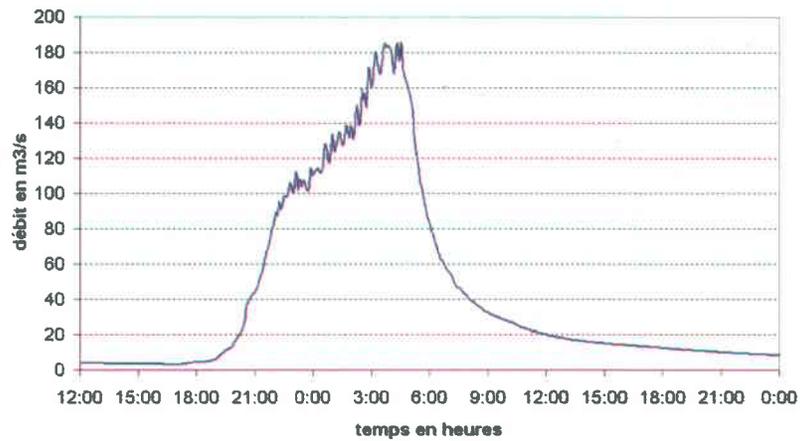


FIG. 4.31 – Hydrogramme de la crue des 25 et 26/09/99 à la station de pont d'Herbasse (source Banque Hydro).

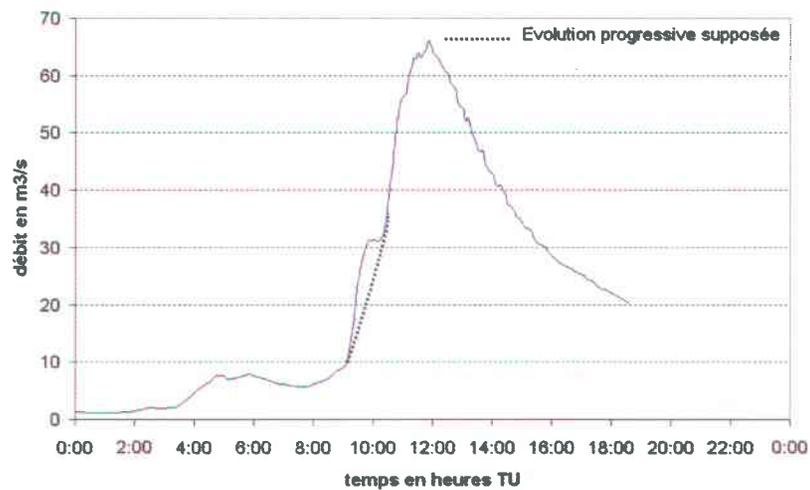


FIG. 4.32 – Hydrogramme de la crue du 03/10/99 à la station de pont d'Herbasse (source Banque Hydro).

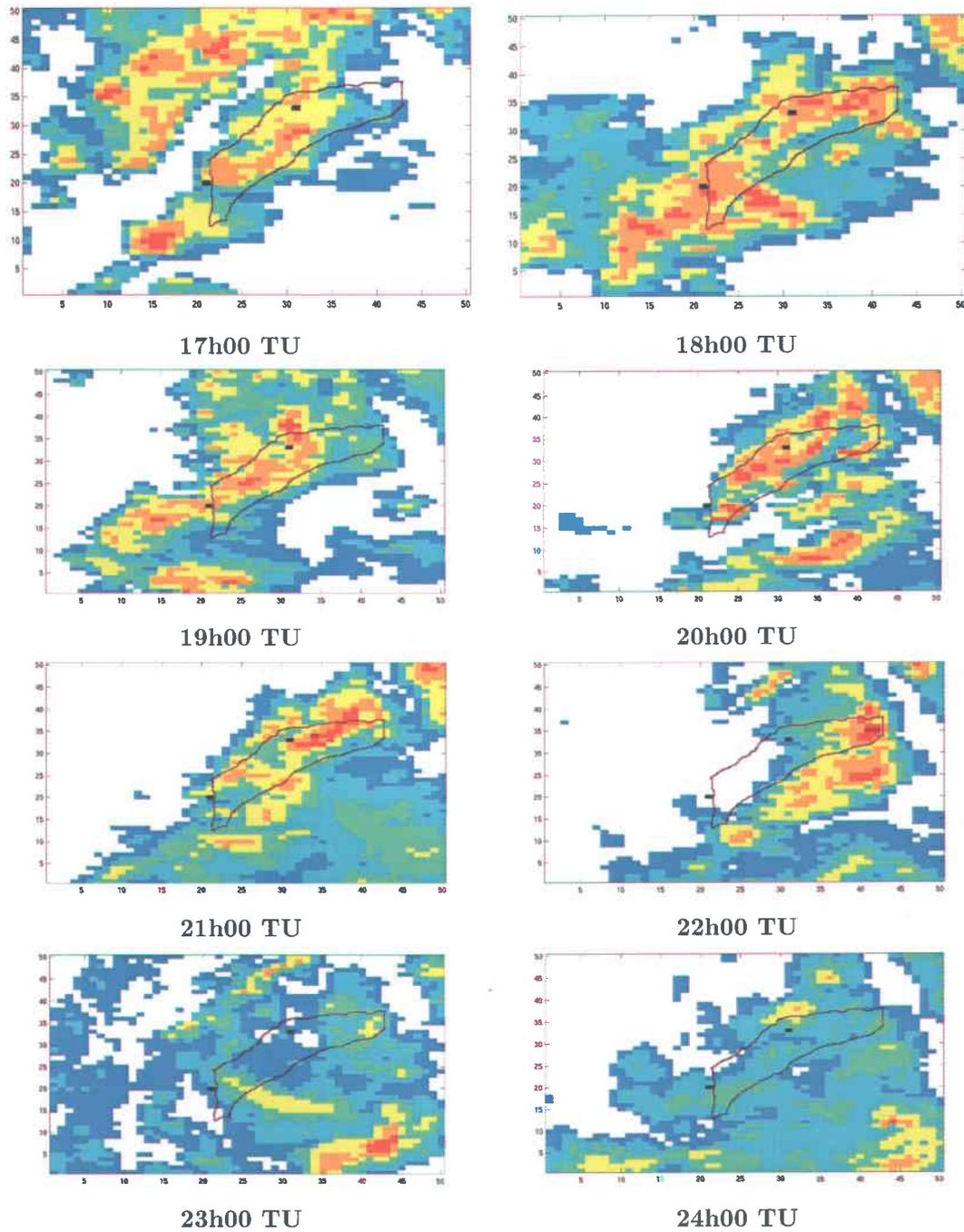


FIG. 4.33 – Images brutes (fichiers BFR) du RADAR de Lyon le 25 novembre 1999 et limites du bassin versant de l'Herbasse. Un pixel =  $1 \text{ km}^2$ . Les points noirs indiquent la localisation des deux pluviographes. On remarque la persistance des pluies au-delà de 20h00 TU, les pluies intenses épargnant les deux pluviographes.

#### 4.5.2.3 Éléments de comparaison avec la crue du 3 octobre 1999

La lame d'eau moyenne sur le bassin versant estimée à partir des mesures de deux pluviographes est de l'ordre de 70 mm soit 13 millions de  $m^3$ . Elle est répartie en deux averses, l'une de 28 mm et l'autre de 42 mm. La lame d'eau écoulée à la station du pont d'Herbasse entre 8h30 le 3 octobre et 4h00 le 4 octobre est estimée à 1,8 millions de  $m^3$ , soit un coefficient d'écoulement de 13,8% si on rapporte ce volume à l'ensemble de la pluie, mais de 23% si on le rapporte à la seule seconde averse qui semble être à l'origine de cette crue. 6 millions de  $m^3$  sont restitués progressivement jusqu'au 20 octobre. La nappe ne semble pas totalement rechargée après l'événement du 3 octobre ni les sols totalement réhumectés. Curieusement, malgré un état initial plus humide, le coefficient d'apport de la crue du 3 octobre est plus faible que celui de la crue des 25 et 26 septembre. Rappelons cependant que la lame d'eau moyenne sur le bassin a été estimée à partir des mesures de deux pluviographes situés en bordure nord du bassin versant.

L'épisode pluvieux du 3 octobre est constitué de deux averses brèves et intenses. Il a plus particulièrement touché la partie aval du bassin versant. La première averse a eu lieu entre 2h00 TU et 4h00 TU, la seconde entre 7h45 TU et 8h45 TU. Une légère augmentation des débits induite par la première averse est observée entre 3h30 TU et 7h30 TU, avec une pointe vers 5h45 TU. Comme dans le cas de la crue des 25 et 26 septembre, l'hydrogramme lié à la seconde averse présente un épaulement, comme si la réponse hydrologique du bassin versant était la somme de celles de deux systèmes bien différenciés. La première pointe est atteinte vers 10h00 TU, soit un peu plus d'une heure après l'interruption des pluies. La seconde pointe est atteinte vers 11h00 TU, la décrue débutant à 12h30 TU. Cet épaulement est aussi observé lors des crues suivantes des 21 et 23 octobre (figure 4.34).

L'épaulement de la crue du 3 octobre ne peut être dû à la répartition spatiale des pluies : on n'observe pas de décalage temporel entre les averses mesurées par les deux pluviographes. En revanche, on peut remarquer qu'il représente un débit et un volume supplémentaires assez modestes par rapport à une courbe de montée de crue progressive (cf. figure 4.32) : de l'ordre de  $10 m^3/s$  et de  $20000 m^3$ . Cette première pointe peut tout à fait correspondre aux apports des secteurs urbanisés et imperméabilisés de Clérieux et Saint-Donas sur l'Herbasse. Le décalage entre les pluies et cette première pointe de débit suggère une origine des écoulements assez proche de l'exutoire : moins de 10 kilomètres pour des célérités d'ondes de crues probablement situées entre 1 et 3 m/s en lit mineur. L'ensemble des secteurs imperméabilisés représente probablement plus d'un kilomètre carré sur la partie aval de l'Herbasse. Or  $1 km^2$  imperméabilisé produit un ruissellement de  $20\ 000 m^3$  pour une pluie de 20 millimètres et un débit de pointe de  $10 m^3/s$  pour une intensité de pluie moyenne sur

plusieurs dizaines de minutes de 36 mm/h. Ce sont des ordres de grandeur correspondant à la seconde averse du 3 octobre.

Le développement récent de zones d'activités fortement imperméabilisées expliquerait pourquoi l'influence des secteurs imperméabilisés n'était pas perceptible sur les hydrogrammes des crues plus anciennes (8 décembre 1982, 17 octobre 1979).

Enfin, remarquons que les courbes de décrue sont très comparables, quasiment superposables. Le tarissement est beaucoup plus lent le 3 octobre que le 26 septembre. La courbe de récession simulée par le modèle hydrologique utilisé, correspond assez bien aux courbes observées (figure 4.35).

#### 4.5.2.4 Les conséquences de l'événement pluvieux des 25 et 26 septembre 1999

Les deux principaux secteurs inondés par la crue de l'Herbasse sont le hameau du Cabaret neuf en bordure de la Limone en amont immédiat de sa confluence avec l'Herbasse et le lotissement " la riveraine " à Clérieux. Les autres habitations directement inondées par l'Herbasse se situent pour la plupart sur la commune de Clérieux en rive gauche (ferme " Commandeur ") ou en rive droite autour de l'ancien lit de l'Herbasse, lit actuel de l'Egoutté. Citons aussi quelques installations touchées comme le camping de St-Donas sur l'Herbasse.

D'après les témoignages recueillis l'Herbasse a connu d'autres crues comparables à celle de 1999 dans le siècle : en 1917 (" on sortait en barque au Cabaret Neuf ", et le pont de Crépol avait été submergé, on avait évoqué à l'époque des ruptures d'embâcles pour expliquer la brutalité de la crue de l'Herbasse amont), le 8 décembre 1954 (le niveau des eaux avait été supérieur à celui de 1999 à St Donas et Clérieux, mais le lit de l'Herbasse semble s'être enfoncé de un à plusieurs mètres par endroits depuis cette date), le 26 septembre 1987 (les données limnimétriques à la station de Pont de l'Herbasse ne sont pas disponibles mais le débit avait été estimé à  $180 \text{ m}^3/\text{s}$ ), le 9 septembre 1993 (tout comme pour la crue de 1987, les données limnimétriques ne sont pas disponibles mais le débit à la station de Pont de l'Herbasse avait été évalué à  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Les niveaux atteints lors des crues de 1954, 1987 et 1993 en bordure de la Limone sont inférieurs à ceux de 1999. En revanche, certains niveaux de crue en 1954 sont plus élevés qu'en 1999 sur le cours amont de l'Herbasse. Sur le cours aval de l'Herbasse, la crue de 1987 apparaît comme plus modeste que celle de 1999, en revanche les cotes atteintes en 1993 sont assez proches quoiqu'un peu plus faibles.

D'après les documents historiques disponibles et les interprétations qui en ont été faites, les débits des crues de 1917 et 1954 auraient dépassé  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  à Pont de l'Herbasse, et sont

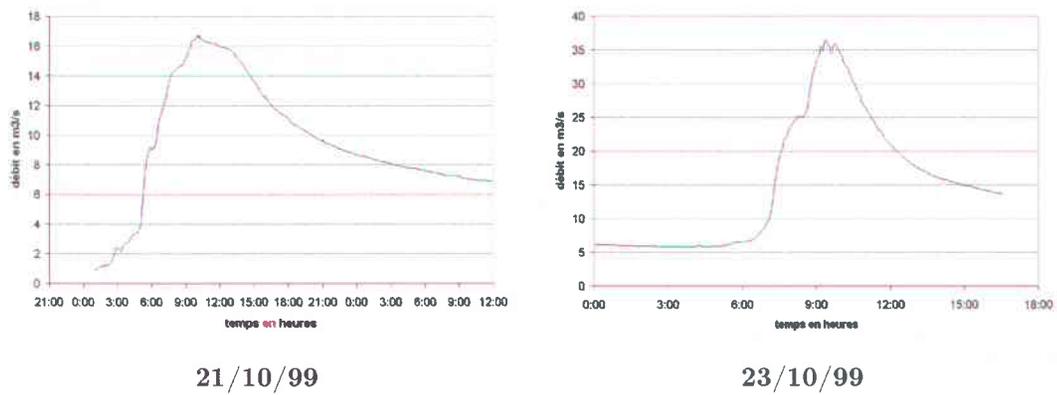


FIG. 4.34 – Hydrogrammes des crues du 21/10/99 et du 23/10/99 à la station de pont d'Herbasse (source Banque Hydro).

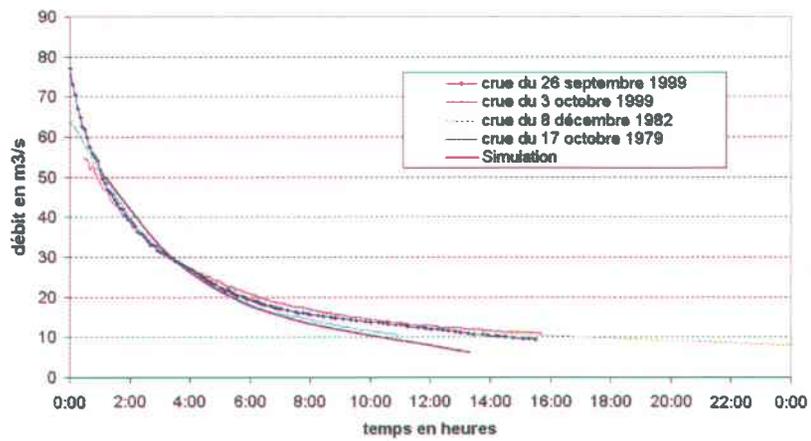


FIG. 4.35 – Comparaison des courbes de récession pour différentes crues importantes de l'Herbasse. Le modèle hydrologique proposé rend relativement bien compte de ces courbes.

donc très nettement supérieurs à celui de 1999. De nombreuses autres crues ont provoqué des dommages durant le XIXème siècle (10 avril 1861, 24 novembre 1898 et 28 septembre 1900).

### 4.5.3 Estimation des débits de pointe

Les estimations de débits de pointe de crue apparaissent comme assez cohérentes de l'amont vers l'aval. Signalons qu'une partie du débit de la Limone lors de la pointe de crue ne s'est pas écoulée sous le pont du Cabaret Neuf mais en rive gauche : la valeur calculée est probablement sous-estimée. Compte tenu des valeurs de débits évaluées sur le cours amont de la Limone, le débit de pointe au Cabaret Neuf n'a très probablement pas dépassé  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . On remarque au vu de ces estimations, et c'est encore plus clair lorsque l'on calcule les débits spécifiques (cf tableau 4.21), que les contributions ont été hétérogènes lors de la crue des 25 et 26 septembre 1999 sur le bassin versant. Les sources principales d'écoulements sont le bassin versant de la Limone et, dans une moindre mesure, le bassin versant de l'Herbasse en amont de Miribel. Les débits spécifiques estimés ( $4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  ou plus en amont de St Christophe, soit plus de 15 mm/h) impliquent compte tenu des intensités de pluie mesurées des coefficients d'écoulement supérieurs à 50 % au moment de la pointe de crue.

Section	Section mouillée	Pente %	Rugosité	Vitesse (m/s)	Débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Limone à Chaffaure	2*2.5	10	15	4	20
Limone gué (2 km aval de Chaffaure)	(2+1.7)*3	5	15	3	44
Limone à St Christophe pont aval	2.7*9	2	15	3	75
Pont du Cabaret Neuf (Limone)	20 $\text{m}^2$	1	50	5.5	110
Herbasse pont de Reilla	2*7	2	15	2.5	34
Herbasse à Miribel	2*15	1	20	2.7	80
Valéré à Miribel	1.6*6.5	1.5	20	2.5	27
Herbasse à Crépol	2.3*12	1	20	2.8	77
Pont de Charmes	20*2.5	0.8	25	3.6	180
Pont de St Donas (D 53)	2* 10*2.5	0.7	25	3	150
Herbasse Clérieux (pont amont)	2.5*13	0.5	25	2.6	84

TAB. 4.20 – Estimation de débits de pointe en différents points du bassin, à partir de laisses de crue.

#### 4.5.3.1 Chronologie de la crue : recueil de témoignages

##### Secteur de Clérieux et de Saint-Donas

Section	Débit de pointe ( $m^3/s$ )	Surface ( $km^2$ )	Débit spécifique ( $m^3/s/km^2$ )
Limone à Chaffaure	20	3.2	6.2
Limone gué (2 km aval de Chaffaure)	44	9.2	4.6
Limone à St Christophe pont aval	75	20	3.8
Pont du Cabaret Neuf (Limone)	110	42	2.6
Herbasse pont de Reilla	34	9.5	3.6
Herbasse à Miribel	80	29	2.8
Valéré à Miribel	27	15	1.8
Herbasse à Crépol	77	59	1.3
Pont de Charmes	180	140	1.3
Pont de St Donas (D 53)	150	160	0.9

TAB. 4.21 – Estimation de débits spécifiques.

**Témoignage 1 (Monsieur Commandeur, ferme en amont de Clérieux) :** L'eau est montée en une heure. Vers 21h00-21h30, la rivière était dans son lit. Elle a dû sauter vers 22h00. La ferme a été inondée à partir de 21h30 par le ruissellement des versants et le canal. Le niveau maximum a été atteint vers 22h30. La montée de crue a été régulière, il n'y a pas eu de montée en deux temps. La décrue s'est amorcée vers 3h00 du matin. A 12h00, le 26, l'Herbasse coulait encore mais dans son lit. Les pluies ont duré toute la journée du 25 septembre jusqu'à 9h00 ou 10h00 du soir. Le niveau maximum de la crue de 1954 se situe à 1,2 m au dessus de celui de la crue de 1999, mais le lit s'est affaissé de 1 mètre en 30 ans. Le niveau atteint en 1993 se situe 20 centimètres au-dessous de celui de 1999 dans le hangar. En amont de la maison, la 4ème marche a été atteinte en 1999, l'eau était arrivée au ras de la première marche en 1993.

**Témoignage 2 (lotissement " La Riveraine ") :** A 17h00 début des pluies intenses. A 18h30, le niveau de l'Herbasse avait peu évolué. A 21h00, la rivière coulait à pleins bords. Vers 21h30-21h45, les égouts ont refoulé l'eau. A 22h30-23h00, le terrain de football a été inondé. L'eau est montée à partir de 22h30 en 30 minutes, le maximum (1,2 m dans les maisons a été atteint vers 23h00). En 1987, le niveau maximum des eaux n'était que de 20 cm.

**Témoignage 3 (Maison située en rive droite en amont de Clérieux) :** Avant 22h00, certains fossés avaient débordé. Le maximum a été de 1 mètre d'eau au pied de la maison. Réveil à 2h00 ou 3h00 du matin par la sirène des pompiers (le maximum était atteint). La rivière avait passé la digue en amont vers 1h00 du matin selon certains voisins. Le courant était important : les pompiers n'ont pu que difficilement le remonter à l'aide

d'un canot pneumatique pour porter secours à des personnes bloquées sur la route. Véhicule des pompiers renversé sur la route. A 7h00 l'eau était retournée dans les fossés. Une brèche s'est ouverte dans la digue de la même façon même si c'était en des endroits différents en 1993 et 1954.

**Témoignage 4 (Camping de St Donas) :** A 23h00, l'Herbasse coulait à pleins bords. A 23h15, l'eau est arrivée dans le camping. L'eau est montée en 30 minutes alors que l'intensité des pluies avait diminué à 23h00. Vers 2h30, l'eau s'était retirée du camping. La hauteur d'eau maximale atteinte dans le camping était de 30 centimètres. Les hautes eaux se sont maintenues une bonne heure. En 1993, l'Herbasse ne coulait pas tout à fait à pleins bords. Les coteaux avaient ruisselé, alors que ce ne fut pas notable en 1999. En 1856, le lit se trouvait 4 mètres au-dessus du lit actuel, St Donas avait été inondé. Suite aux inondations, la prise d'eau du moulin de la soierie (habitation des gérants du camping) a dû être reculée.

#### **Limone au Cabaret Neuf et à l'amont**

**Témoignage 5 (ferme du Cabaret Neuf en aval de la D67a) :** Débordement de la Limone au Cabaret Neuf vers 21h00 à 22h00 (approximatif). La pluie s'est arrêtée et a repris à nouveau sur le coteau provoquant une seconde montée de crue de la Limone vers 23h30. Montée de crue en 15 minutes; les hautes eaux se sont maintenues pendant 1h30 et la décrue s'est effectuée en 30 minutes (la Limone était de nouveau dans son lit vers 1h30 du matin). Niveau maximum de 40 centimètres dans la maison. Courant modéré puisqu'il était possible de se déplacer dans la cour de la ferme, courant plus important entre les bâtiments (niveau d'eau jusqu'à la ceinture). Etat des sols après la crue : pas de travaux des champs, mais chenillards en difficulté lors du curage d'un fossé au Cabaret Neuf. Ressuyage des sols est rapide. Nappe à 3 m à 3m50 de profondeur dans la vallée. Le sol est plus argileux dans les parties amont des bassins de l'Herbasse et de la Limone. Quelques jours après la crue, il n'y avait plus d'eau dans la Limone.

**Témoignage 6 (Madame Buset, maison du Cabaret Neuf en rive gauche en amont du pont) :** Le niveau d'eau dans la maison était 1,20 mètres en 1993 et de 2 mètres en 1999. La maison a été construite en 1911. En 1954, hauteur de crue de 1 mètre. En 1917, témoignage : " On sortait en barques ", en 1987 la Limone n'avait pas débordé. La pluie a duré toute la journée. A 18h30, la rivière n'avait pas bougé (coup de téléphone d'amis qui devaient passer dîner). Rangement des voitures, protection des biens. La Limone a débordé vers 21h00-21h30. Nous nous sommes alors réfugiés au café. La montée de crue

a été rapide. La montée des eaux s'est poursuivie jusqu'à minuit. A 2h30, j'ai pu revenir dans ma maison, il restait 30-40 cm d'eau.

**Témoignage 7 (Monsieur Pellat, ferme du Cabaret Neuf) :** La pluie a été précédée d'une averse de 25 à 30 mm le matin. Les pluies ont débuté vers 16h30, l'averse s'est renforcée vers 17h30. Le cumul de pluie a été de 245 mm en 6 heures (pluviomètre). A 19h00, l'eau des versants a commencé à inonder la ferme. A 20h30, l'eau de la Limone a reflué par les canalisations d'égoûts. Le niveau de l'eau est monté de 1m80 entre 20h30 et 22h30. Le niveau s'est maintenu jusqu'à 1h30 du matin, la décrue a débuté vers 2h30. Le niveau maximum atteint a été de 2 mètres d'eau dans la cour, 80 centimètres sur la route de Crépol. La décrue a été rapide : à 3h30 la Limone était retournée dans son lit. Monsieur Pellat précise le rythme de montée des eaux. Il évoque une montée en deux temps (40 cm d'eau sur la route de Crépol avant 22h00, 80 cm lors du maximum, deuxième montée évoquée 1 heure après la première en 1h- 1h30, la deuxième montée se situerait donc vers 23h30). Jusqu'à 5h30 - 6h00, la rivière a coulé plein bord. Le niveau atteint est 20 à 30 centimètres au-dessus de celui de la crue de 1954, celle de 1993 se situe 1m20 en dessous.

**Témoignage 8 (Monsieur et madame Jourda, moulin isolé en amont de St Christophe et le Laris) :** Vers 18h00 début des pluies intenses. A 19h00, l'Herbasse est en crue modérée. Retour du mari vers 19h30. Ruissellement important d'eau sur la route. A 19h30, le niveau d'eau dans le champ en face de la maison atteint les genoux. La montée de crue a été régulière par la suite. Le lendemain matin, la Limone avait retrouvé son lit. Ruissellement constaté sur les versants (photographie le 3 octobre). Le niveau maximum a atteint le pied du portail de la maison soit près de deux mètres au-dessus du lit. Il a été atteint avant 24h00-24h30 (heure à laquelle les habitants se sont couchés), probablement aux alentours de 23h00.

#### **Herbasse à l'amont de la confluence avec la Limone**

**Témoignage 9 (Monsieur Marion, ancien moulin de Crépol en rive gauche en amont du pont) :** Le village n'a pas été inondé (il l'avait été en 1917 : submersion du pont). Le 8 septembre 1993, le cumul de pluie était de 220 mm en 4 heures. La crue était venue par les coteaux. En 1999, c'est de l'Herbasse que provenaient les débits. A 17h00-18h00, la pluie a commencé (cumul de 240 mm au pluviomètre). Les hautes eaux se sont maintenues jusqu'à 3h00 du matin. En 1987, le niveau était de 50 cm à 1 mètre inférieur.

**Témoignage 10 (Monsieur Lagut, ferme sur la route de Crépol à St Laurent) :**

Les crues de l'Herbasse : 1987 (retenue d'eau de ruissellement), 1977, 1968. La crue de 1999 est supérieure à la crue de 1968. Vers 21h00, un terrain qui m'appartient à Marges a été inondé par le débordement d'un fossé. A 1h00 heure du matin, lorsque je suis rentré chez moi, l'Herbasse était haute. A 24h30, le Cabaret Neuf était bloqué.

**Témoignage 11 (Maison en Bordure de l'Herbasse sur la route de St Laurent) :**

La maison n'a pas été inondée par l'Herbasse mais par le fossé provenant des coteaux. Le débordement du fossé probablement lié à la présence d'un embâcle a débuté vers 21h00. A 2h00 du matin, l'eau passait de nouveau dans la buse sous la route. La crue de 1993 a atteint une hauteur d'eau équivalente dans le bas de la propriété.

**Témoignage 12 (Monsieur Mottin, Miribel, maison située à l'amont immédiat de la confluence entre l'Herbasse et le ruisseau de Valéré) :**

Début des pluies intenses vers 18h00-19h00. Vers 17h30-18h00, la rivière commençait à monter. A 19h30 - 19h45, les très fortes pluies font hésiter les participants à une réunion au village à rentrer chez eux. Vers 20h30-20h45, le Valéré avait atteint 1 mètre d'eau sous le pont (crue typique décennale). A 21h00-21h15, le temps de mettre trois moteurs sur palans, l'eau est arrivée par les versants et coteaux (écoulement d'eau sur la route et dans les fossés). La pluie forte a cessé vers 22h00-22h30. La fin des pluies se situe vers 24h00-24h30. L'eau a atteint 15 à 20 cm dans la partie basse de la propriété. Les hautes eaux se sont maintenues 2 heures environ. La décrue a débuté vers 24h00. Vers 1h00 du matin, les ruisseaux des versants de Miribel et Montrigaud repassent sous la route. La crue du 8 décembre 1954 a atteint un niveau supérieur. En 1917, le niveau d'eau était de deux mètres dans le bas de la propriété. Cette cote importante était probablement liée à l'existence d'embâcles. La plupart des ponts avaient été emportés, le village de Clérieux inondé. Certains témoins ont évoqué une vague déferlante.

Les témoignages recueillis sur l'ensemble du cours de l'Herbasse et de la Limone sont tout à fait cohérents. Un certain nombre d'enseignements peuvent en être tirés :

- Les témoins situent le début des pluies intenses entre 17h00 (témoins 2 et 7) et 18h00 (témoins 8 et 12), ce qui correspond assez bien aux enregistrements des deux pluviographes situés sur le bassin. Des pluies d'environ 10 mm/h sont mesurées entre 17h00 et 18h00 (15h00 et 16h00 TU), puis se renforcent après 18h00. En revanche, les très fortes pluies observées à Miribel entre 19h30 et 19h45 par le témoin 12 n'ont pas été enregistrées par les pluviographes.

- Un ruissellement important provenant des versants est observé sur l'ensemble du bassin à partir de 19h00 (17h00 heures TU) : témoins 1, 7, 8. Même en tenant compte des temps de propagation sur les versants, ce ruissellement apparaît avec retard par rapport au début des pluies intenses.
- Les témoignages 1, 2 et 3 sont précieux. En effet, ils indiquent que la crue de l'Herbasse à Clérieux avait atteint son maximum dès 22h30- 23h00 et qu'elle n'a pas eu deux pointes. Une partie importante du débit - probablement la moitié des  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  compte tenu des estimations de débit de pointe de crue - a emprunté l'ancien cours de l'Herbasse dans la plaine de Clérieux (cours actuel de l'Egoutté). Le lit actuel de l'Herbasse a donc probablement permis l'écoulement de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  entre 22h30 et 3h00 du matin, l'excédent (environ  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ) s'est déversé par dessus la digue en amont de Clérieux, ce que confirme le témoin 3.
- La crue de la Limone au Cabaret Neuf persiste jusqu'à 1h30-2h30 du matin, largement après l'interruption de la pluie mesurée par les deux pluviographes situés sur le bassin versant. Une averse, évoquée par le témoin 5, a donc probablement touché une partie du bassin versant après 22h00. De même, le ruissellement provenant des versants et les hautes eaux se sont maintenus jusqu'à 1h00 ou 2h00 du matin sur le cours de l'Herbasse amont selon les témoins 11 et 12, alors que les fortes pluies avaient cessé vers 22h00-22h30 selon le témoin 12. Cette donnée coïncide avec les enregistrements des pluviographes. Les pluies plus faibles entre 22h00 et 24h00 auraient donc suffi à entretenir les débits des crues de l'Herbasse amont et de la Limone.
- La crue de la Limone au Cabaret Neuf et de l'Herbasse amont que les témoins situent entre 20h30 et 1 ou 2 heures du matin constituent très certainement les contributions majeures aux écoulements lors de la seconde pointe de crue observée à la station de pont de l'Herbasse. Ceci implique un temps de transfert de l'onde de crue de 3 ou 4 heures entre les deux points du bassin versant soit une célérité moyenne de l'onde de crue de 1.3 à 1.7 m/s sur les 18 kilomètres aval de l'Herbasse. Cette célérité est beaucoup plus faible que la vitesse moyenne d'écoulement estimée à proximité des ouvrages d'art et implique un fort ralentissement des écoulements en lit majeur de la rivière.

#### 4.5.3.2 Conclusions partielles

Les témoignages et les estimations de débits de pointe de crue apportent quelques éclairages sur la crue des 25 et 26 septembre. Tout laisse penser (données de pluie disponibles, estimations des débits de pointe de crue et témoignages) que la seconde pointe de crue observée à Pont de l'Herbasse est essentiellement le fait des apports de la Limone et de l'Herbasse amont. Les ondes de crue observées sur ces deux cours d'eau correspondent par

leur forme, et en particulier une période de 2 à 3 heures de débits élevés relativement stables, aux mesures effectuées à la station limnimétrique. La comparaison des différents témoignages (figure 4.36) indique que l'onde de crue s'est propagée assez lentement le long du cours aval de l'Herbasse : célérité de l'ordre de 5 kilomètres par heure, soit un peu moins de 1.5 m/s alors que les vitesses d'écoulement en lit mineur étaient probablement plus proche de 3 m/s et les célérités de propagation d'onde plus élevées encore.

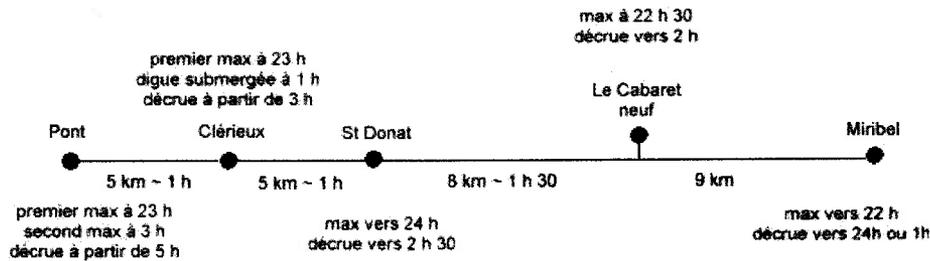


FIG. 4.36 – Synthèse des témoignages

L'extension en lit majeur de la crue ralentit donc très fortement sa propagation dans le cas de l'Herbasse. Ce phénomène de ralentissement peut expliquer l'épaule observé sur l'hydrogramme de crue. Les débits inférieurs à  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  se propagent essentiellement en lit mineur alors que les débits supérieurs à cette valeur se propagent nettement moins vite vers l'aval en lit majeur. Le déversement par dessus la digue en amont de Clérieux et l'écoulement dans la plaine de Clérieux en rive droite ont probablement encore ralenti un peu plus la propagation de l'onde de crue. Cet effet est cependant difficile à évaluer puisqu'on ne dispose que de l'horaire approximatif du début du déversement par dessus la digue - information issue d'un témoignage indirect - et non de la pointe de crue.

#### 4.5.4 Interprétation des données collectées

Le cas de la crue de la Limone au Cabaret Neuf semble être le plus facile à interpréter. Les témoignages 6 et 7 sont relativement concordants. Le débordement a débuté aux alentours de 21h00. La montée de crue semble avoir été régulière jusqu'à 22h30 d'après le témoin 7 et la décrue s'amorce vers 1h30 du matin. A 2h30, les eaux se sont nettement retirées. Le témoin 5 est plus éloigné de la Limone et n'a été directement touché que pendant la période de plus hautes eaux, ce qui peut expliquer l'horaire tardif de la montée des eaux (23h30) et leur retrait relativement plus précoce vers 1h00 du matin.

Ces informations témoignent d'une réaction tardive de la Limone à la deuxième averse du 25 septembre 1999, les pluies intenses ayant débuté des 17h00. Les résultats du modèle hydrologique (Figure 4.37) confirment que ce retard ne peut être expliqué par le seul transfert de la pluie nette sur le bassin versant, mais traduit une forte capacité de rétention des eaux de pluie sur le bassin versant en début d'événement pluvieux. Les hydrogrammes simulés avec une valeur de "Curve Number " de 60 ou 70 correspondent assez bien aux témoignages et à la valeur du débit de pointe estimée. Ceci signifie que 75 à 90 millimètres sur les 125 qu'à reçu le bassin versant lors de cette seconde averse n'ont pas contribué aux écoulements. Si on ajoute les 70 millimètres de l'averse du 25 septembre au matin mesurés par le pluviographe de St-Christophe et le Laris, on conclut que près de 150 millimètres de pluie ont été retenus sur le bassin versant et se sont probablement infiltrés dans les sols. Une telle valeur peut paraître élevée, mais est tout à fait cohérente avec les estimations effectuées dans le cas d'autres crues éclair. Elles concordent aussi avec le bilan volumétrique qui peut être effectué à l'échelle de l'ensemble du bassin de l'Herbasse en se basant sur l'hydrogramme de crue reconstitué à la station de Pont de l'Herbasse. Le cumul pluviométrique moyen sur le bassin versant est de l'ordre de 200 millimètres. Le volume de crue est approximativement égal à 5,2 millions de mètres cubes, ce qui représente un peu moins de 30 millimètres de pluies rapportés aux 187 km<sup>2</sup> du bassin versant. Plus de 150 millimètres de pluie ont été retenus sur le bassin versant de l'Herbasse lors de cette crue.

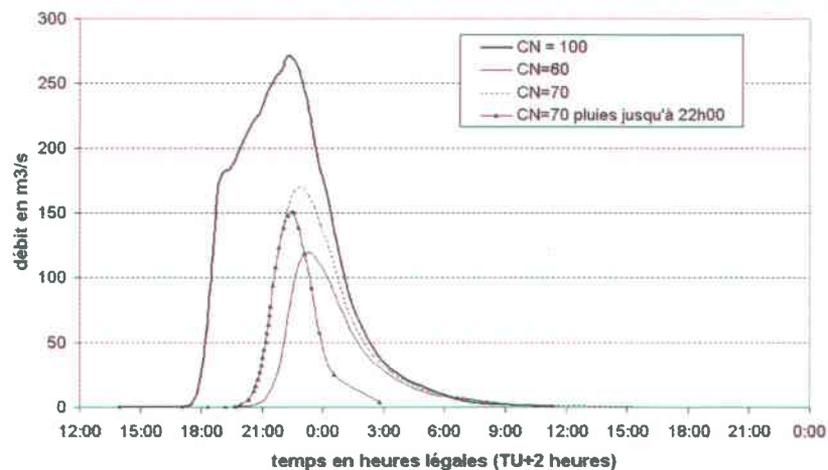


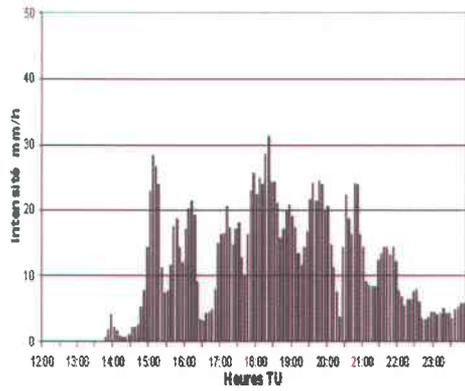
FIG. 4.37 – Hydrogrammes simulés de la crue de la Limone au Cabaret Neuf les 25 et 26 septembre 1999 pour différentes valeurs de " Curve Number ".

Remarquons par ailleurs que les intensités de pluie restent relativement stables entre 19h00 et 22h00 autour de 15 millimètres par heure. Elles ont tendance à diminuer à partir 22h00

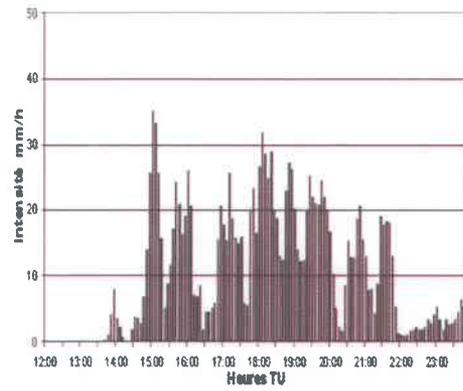
- très nettement d'après le pluviographe de St-Christophe qui se trouve alors en limite de la zone pluvieuse intense, sensiblement moins d'après les images RADAR (cf. figure 4.38). La genèse de la crue semble donc moins déterminée par les intensités de pluie que par le cumul pluvieux. Ce phénomène correspond aussi à ce qui a été observé dans le cas d'autres crues " éclair ". Enfin, les cellules pluvieuses intenses se décalent légèrement vers le sud à partir de 22h00 d'après le RADAR. La comparaison des résultats de simulation et des témoignages (figure 4.37) plaide en faveur de la persistance des pluies sur le bassin de la Limone au delà de 22h00, ce que le pluviographe de St-Christophe ne détecte pas. Le RADAR météorologique, malgré ses limites, apparaît donc comme une source d'informations complémentaires très utile pour l'analyse d'épisodes orageux intenses caractérisés par la très forte hétérogénéité spatiale des intensités et des cumuls de pluie.

La comparaison des hydrogrammes simulés et des mesures disponibles à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de l'Herbasse est bien moins satisfaisante (figure 4.39). Trois explications peuvent être avancées : 1) le modèle hydrologique est inadapté, 2) les estimations de lames d'eau à partir des images RADAR ne correspondent pas aux pluies réelles, 3) le comportement hydrologique de la Limone ne peut être extrapolé à l'ensemble du bassin versant.

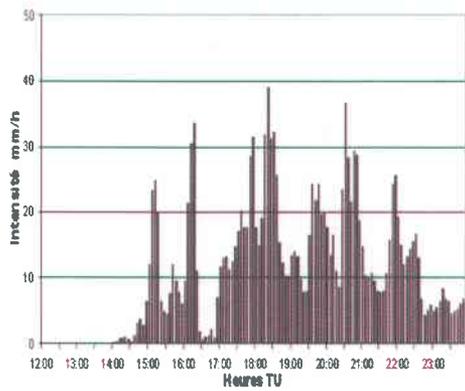
**Le modèle hydrologique est-il adapté ?** Les résultats obtenus dans le cas de la Limone étaient assez encourageants. Cependant, le modèle d'onde cinématique utilisé pour simuler le transfert des écoulements dans le réseau hydrographique n'est pas bien adapté au cas de larges plaines inondables. Tel qu'il est conçu, le modèle peut difficilement être calé pour rendre compte des célérités de propagation d'ondes de crues assez élevées en lit mineur pour les crues non débordantes et probablement beaucoup plus faibles en lit majeur. Par ailleurs, le modèle ne représente pas le secteur très particulier de la plaine de Clérieux. Le débordement par dessus la digue et l'étalement de la crue dans la plaine en rive droite pourraient expliquer un ralentissement et un amortissement prononcés de l'onde de crue, et éventuellement expliquer l'épaulement observé sur l'hydrogramme mesuré à la station de Pont d'Herbasse. L'épaulement de l'hydrogramme de la crue de l'Herbasse correspond effectivement au seuil de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  de déversement par dessus la digue en amont de Clérieux. La fonction de production qui conduit à l'estimation de la pluie efficace - modèle SCS - ne traduit pas non plus parfaitement l'évolution des coefficients d'écoulement au cours de l'événement sur l'ensemble du bassin versant de l'Herbasse. Le modèle réagit avec retard en début d'événement : ce peut être aussi dû aux choix des paramètres contrôlant la propagation de la crue sur le cours aval de l'Herbasse conduisant à surévaluer les temps de propagation en lit mineur. D'autre part, quelle que soit la valeur de " curve number ",



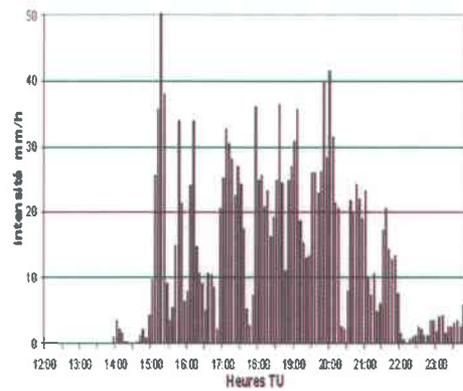
Ensemble du bassin versant (129 mm)



Aval de la confluence avec la Limone (124 mm)



Herbasse en amont de la confluence avec la Limone (130 mm)



Limone (143 mm)

FIG. 4.38 – Lames d'eau estimées à partir des images du RADAR de Lyon

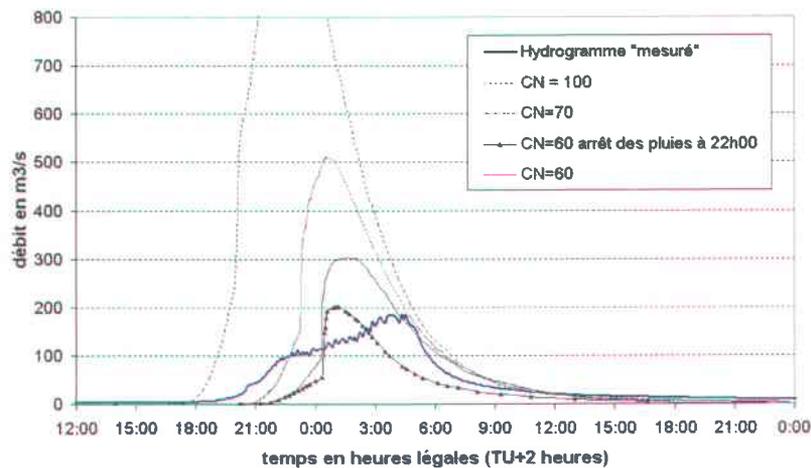


FIG. 4.39 – Hydrogrammes mesuré et simulés de la crue de l'Herbasse au pont de l'Herbasse les 25 et 26 septembre 1999 pour trois valeurs différentes de " Curve Number ".

les volumes de crue modélisés après minuit sont beaucoup trop importants.

**Les données de pluie utilisées sont elles fiables ?** Seules les données correspondant à la seconde averse du 25 septembre ont été utilisées dans la simulation. Or, selon les enregistrements pluviographiques, les cumuls pluviométriques du 25 au matin étaient hétérogènes à l'échelle du bassin versant : 42 millimètres de pluie mesurés à Marsaz et 70 millimètres à St Christophe. Ceci peut en partie expliquer pourquoi le coefficient d'écoulement global pour cette seconde averse semble en moyenne moins important sur l'ensemble du bassin versant de l'Herbasse que sur le seul bassin de la Limone. Par ailleurs, l'interprétation des données RADAR conduit à des hyétogrammes et à des cumuls de pluie assez homogènes sur l'ensemble du bassin versant de l'Herbasse. Toujours d'après les images RADAR, les pluies persistent au-delà de 22h00 sur l'ensemble du bassin versant (figure 4.38).

Cette persistance est seule à même d'expliquer la durée des hautes eaux sur la Limone au Cabaret Neuf. Elle semble d'ailleurs confirmée par certains témoins (témoignage 5). En revanche, la crue de l'Herbasse amont, en particulier à Miribel, semble de plus courte durée pour une surface de bassin versant comparable. Par ailleurs, le témoin 12 évoque une nette diminution des intensités de pluie au-delà de 22h00 (20h00 TU), ce qui ne correspond absolument pas à la lame d'eau estimée sur ce secteur du bassin versant (cf. figure 4.38). Compte tenu de la valeur des coefficients d'écoulement, probablement proches de 50%, à ce moment de l'épisode, les résultats de simulation sont assez sensibles à une erreur

d'estimation des intensités de pluie (cf. comparaison entre les résultats de simulation avec ou sans interruption des pluies à 22h00 dans la figure 4.39).

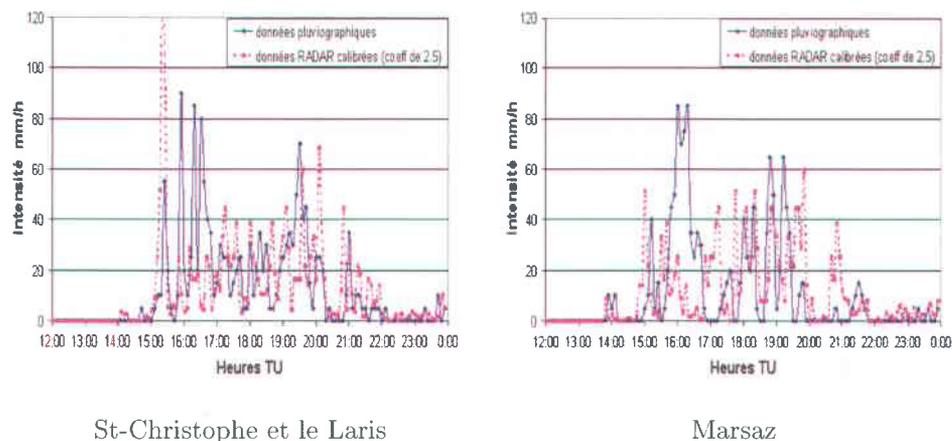


FIG. 4.40 – Comparaison des hyétogrammes mesurés par les deux pluviographes et reconstitués à partir des images RADAR pour les pixels correspondants.

Le RADAR permet donc bien de détecter la présence de cellules orageuses au-dessus du bassin versant de l'Herbasse qui expliquent la durée de la crue de la Limone. Il ne permet apparemment pas d'identifier précisément l'extension géographique de ces cellules, ni les intensités de pluie. La comparaison des données pluviographiques et des estimations RADAR (figure 4.40) donne une idée de la précision de ces dernières. On observe que les estimations RADAR retraduisent la tendance générale d'évolution des intensités de pluie. En revanche, les fluctuations d'intensité au pas de temps de 6 minutes sont assez éloignées des mesures pluviographiques. De plus, certaines discordances nettes entre les mesures pluviographiques et les estimations RADAR sont observables : en particulier en début d'averse sur les deux postes, et après 20h00 TU sur le poste de Marsaz.

**Le comportement hydrologique n'est pas homogène à l'échelle du bassin ?** Au regard de la figure 4.39 la question se pose. Les données disponibles (témoignages et données pluviographiques) sont cependant trop peu nombreuses et trop peu précises pour qu'il soit possible de conclure en ce sens.

#### 4.5.5 Conclusions

D'un point de vue méthodologique, cette étude confirme l'intérêt de la collecte de données complémentaires pour l'analyse des crues de petits bassins versants. Les images RADAR

ont révélé la persistance des pluies au delà de 20h00 TU sur une partie du bassin versant de l'Herbasse, persistance qui seule semble pouvoir d'expliquer l'horaire tardif de l'amorce de la décrue de la Limone au Cabaret Neuf et de l'Herbasse aval. De même, les témoignages recueillis se sont avérés précieux. Ils permettent de dater le début du déversement des débits par dessus la digue en rive droite en amont de Clérieux et d'évaluer la répartition des débits entre le lit actuel de l'Herbasse et la plaine de Clérieux (lit de l'Egoutté). Ils ont aussi permis de lever un certain nombre d'incertitudes qui n'auraient pu l'être sur la seule base de l'hydrogramme mesuré à Pont de l'Herbasse. Le caractère tardif de la réponse hydrologique apparaît clairement dans le cas de la Limone et de l'Herbasse amont.

Sur le comportement hydrologique du bassin versant lors de la crue, les données recueillies, malgré leur imprécision et leur caractère très parcellaire, permettent d'apporter quelques éclaircissements.

- Le coefficient d'écoulement moyen (14%), et les rapports entre les débits de pointe et les intensités de pluie sont modestes. Le débit de pointe de crue représente  $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$  soit 3.6 mm/h sur l'ensemble du bassin versant alors que les intensités de pluie étaient en moyenne à 25 mm/h avant 22h00 et de 15 mm/h entre 22h00 et 24h00. Le débit de pointe correspondant à la contribution des 90  $\text{km}^2$  aval du bassin de l'Herbasse n'a probablement pas dépassé 100  $\text{m}^3/\text{s}$  soit environ  $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ . Une grande partie des volumes de pluie a été retenue sur le bassin versant et n'a pas contribué à la crue.
- Par ailleurs, les bassins versants ont répondu assez tardivement aux pluies. C'est particulièrement net dans le cas de la Limone et de l'Herbasse en amont de Crépol. Les débits spécifiques beaucoup plus importants observés sur le bassin versant de la Limone semblent témoigner d'une évolution très rapide des coefficients d'écoulement sur le bassin au-delà d'un certain cumul de pluie. Un tel comportement hydrologique a été décrit dans le cas d'autres crues " éclair " (Gaume *et al.*, 2000a; Gaume & Livet, 1999; Cosandey, 1993). Si tel est effectivement le comportement du bassin versant, la crue aurait été nettement plus forte si les pluies intenses avaient persisté un peu plus longtemps (cf. comparaison des hydrogrammes simulés avec et sans interruption des pluies à 22h00 sur la figure 4.39 : une augmentation de 20% du cumul de pluie se traduit par un accroissement de 50% du débit de pointe de crue). Un tel comportement hydrologique a une autre conséquence pratique. Le seuil d'apparition d'un ruissellement généralisé ou l'évolution des coefficients d'écoulement sur un bassin versant dépendent probablement des conditions antérieures d'humidité et sont très difficiles à prévoir. Il sera probablement délicat de développer des modèles de prévision et donc des systèmes d'annonce de crue fiables pour ce type d'événements.
- L'expansion de la crue dans le lit majeur en aval de la confluence avec la Limone semble

avoir fortement ralenti la propagation de l'onde de crue. Ce phénomène n'a pu être modélisé dans le cadre de cette étude. Il est probable qu'il a aussi contribué à laminer l'hydrogramme de crue (réduction du débit de pointe et étalement de l'hydrogramme dans le temps). Il est certainement à l'origine de l'épaule observé sur l'hydrogramme de la crue de l'Herbasse mais aussi de la Galaure les 25 et 26 septembre 1999.

Ajoutons quelques remarques complémentaires :

- La rupture d'une digue en amont de Clérieux a permis de limiter le débit de la crue dans le village et donc les dommages. D'une certaine manière, ce fusible - qui a déjà fonctionné lors de crues précédentes - constitue une protection du village de Clérieux. Son existence est d'autant plus importante que certains quartiers de Clérieux comme le lotissement "La Riveraine" sont particulièrement exposés et vulnérables : habitations sans étage où les personnes peuvent se retrouver piégées, présence de nombreuses personnes âgées et invalides.
- La première pointe observée sur les hydrogrammes des crues d'octobre 1999 suggère l'existence d'un secteur représentant l'équivalent d'un kilomètre carré imperméabilisé à l'aval du bassin versant de l'Herbasse. On constate que l'impact de ce secteur n'est notable que dans le cas de crues modestes. Il provoque des montées de crue plus soudaines mais n'a pas d'influence sur le débit de pointe.



## Chapitre 5

# Conclusion de la première partie

*Où l'on s'assure que ce que l'on vient de révéler, si surprenant soit-il, tient debout*

### 5.1 Validation à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de l'Aude

L'extension géographique de l'épisode des 12 et 13 novembre 1999 (figure 5.1) offre la possibilité de valider les conclusions tirées sur les bassins versants amont à partir de données relativement imprécises. Les deux stations limnimétriques de Marseillette et de Moussoulens (figure 5.2) respectivement situées en amont et aval immédiat du secteur touché par les cumuls de pluie les plus élevés permettent d'évaluer les apports de ce sous-bassin versant de l'Aude. Les débits estimés à partir des relevés limnimétriques de ces deux stations sont probablement plus précis que ceux des stations amont dans la mesure où les cotes observées sont plus proches des cotes pour lesquelles des jaugeages sont disponibles.

La comparaison des deux hydrogrammes reconstitués (figure 5.3) indique que le volume de la crue du bassin versant intermédiaire a été d'environ 200 millions de  $m^3$ , ce qui représente 90 millimètres de pluie, rapporté à la surface de ce bassin ( $2200 km^2$ ). Or, le cumul pluviométrique moyen sur ce bassin versant les 12 et 13 novembre estimé à partir des postes pluviométriques ou des images RADAR calibrées, a été de l'ordre de 300 millimètres. On retrouve donc à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de l'Aude, l'ordre de grandeur

des déficits d'écoulement évalués à partir de l'analyse hydrologique des crues des bassins versants amont, soit 200 millimètres.

Par ailleurs, la crue de novembre 1999 est remarquable à la station de Moussoulens, à l'aval du bassin versant de l'Aude (4840 km<sup>2</sup>), non seulement par le débit de pointe - mais un débit de plus de 3000 m<sup>3</sup>/s avait déjà été atteint en 1930 et 1940 - mais aussi par la rapidité de montée des eaux.

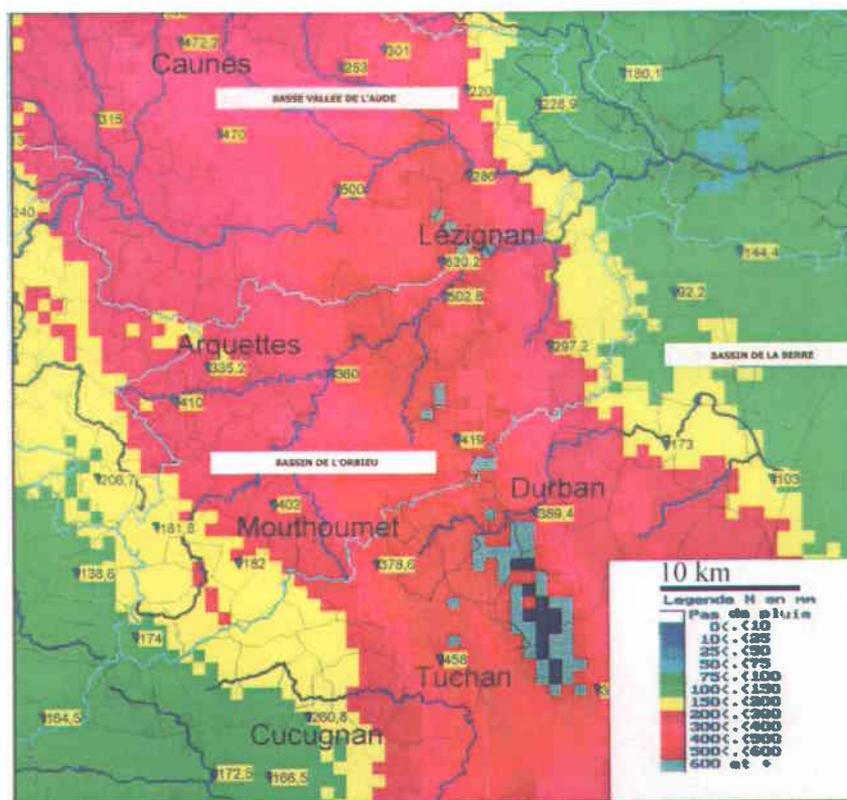


FIG. 5.1 – Cumuls pluviométriques mesurés les 12 et 13 novembre 1999 et image RADAR calibrée dans le bassin versant de l'Aude.

En tenant compte des temps de propagation approximatifs des crues sur le cours de l'Aude, il est possible de décomposer et donc d'interpréter l'hydrogramme mesuré à Moussoulens.

La forme de l'hydrogramme de montée de crue semble essentiellement contrôlée par les apports de quelques affluents : tout d'abord l'Aussou et les bassins des plaines de l'Aude situés autour de Lézignan Corbières touchés par des pluies très intenses entre 21h30 et 24h30, la Cesse, puis enfin la Nielle. On remarque que l'apport de la Nielle dont le bassin versant couvre 125 km<sup>2</sup>, soit 7% de la surface du bassin versant situé entre Marseillette

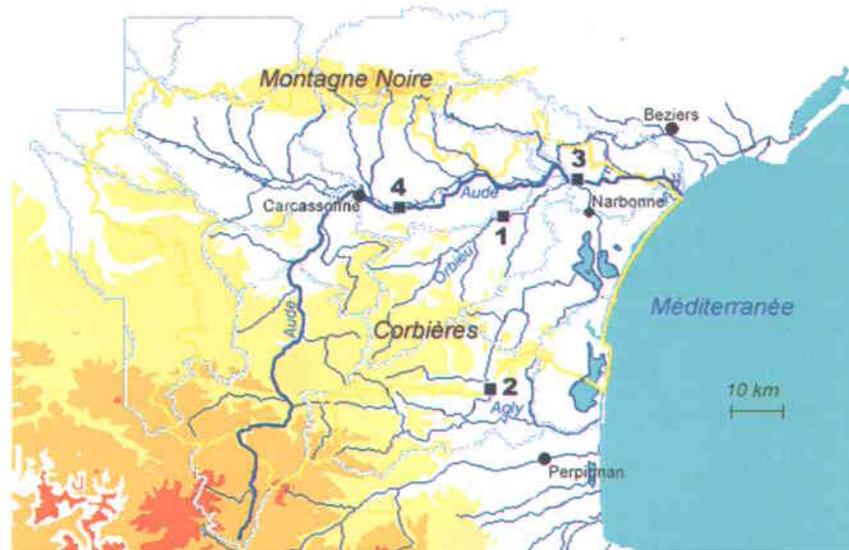


FIG. 5.2 – Le bassin versant de l'Aude ( $4840 \text{ km}^2$ ), localisation de quelques stations limnimétriques (1. Luc/Orbieu, 2. Tautavel, 3. Moussoulens, 4. Marseillette).

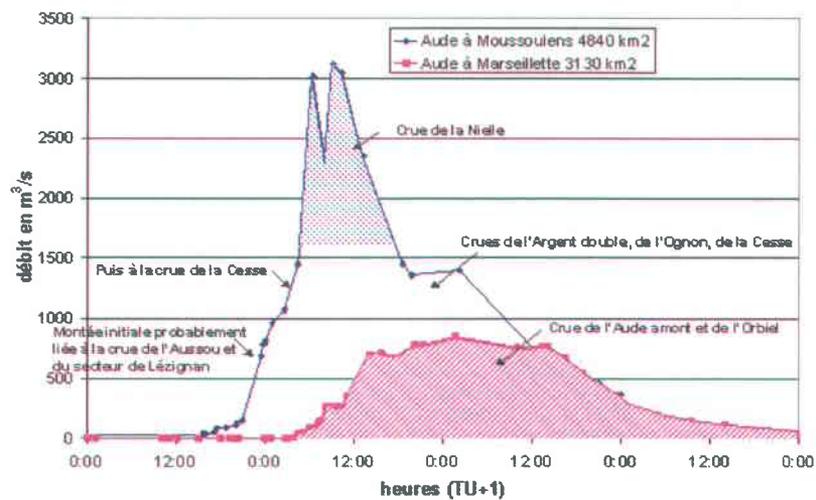


FIG. 5.3 – Décomposition de l'hydrogramme de la crue de l'Aude à Moussoulens.

et Moussoulens, contribue à près de 50% du débit de pointe et à un bon tiers du volume de crue de ce bassin au moment de la pointe. La très grande hétérogénéité spatiale des écoulements lors des crues éclair, très nettement mise en évidence dans le cas des crues du Verdoube et de l'Avène et dans une moindre mesure de celle de la Clamoux est donc aussi observée à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de l'Aude. Elle s'explique, comme nous l'avons vu, par la très grande capacité de rétention d'eau des bassins versants en début de crues, et explique le gradient de montée de crue observé à la station de Moussoulens.

La crue de l'Aude hérite donc des propriétés des crues éclair de ses bassins versants amont. Elle débute assez tardivement : les pluies intenses (de 20 à 50 mm/h) qui ont touché le secteur de Lézignan et le reste des bassins durant la journée du 12 novembre n'ont pas provoqué d'élévation sensible du niveau de l'Aude à Moussoulens. En revanche, la montée de crue est soudaine. Les documents historiques décrivent un déroulement assez comparable lors de la crue du 18 octobre 1940, avec là encore une contribution majeure de l'Orbieu et de ses affluents, et de la crue du 25 octobre 1891.

## 5.2 Synthèse

Les études réalisées sur des crues éclair récentes permettent de tirer deux grands types d'enseignements. D'un point de vue méthodologique, le RADAR, malgré ses défauts, constitue un apport inestimable pour l'étude des crues éclair. Il permet d'accéder, au moins de manière qualitative, à la répartition spatiale et temporelle des pluies, information sans laquelle il est bien difficile d'évaluer le niveau de fiabilité et d'exploiter les informations débimétriques et chronologiques qui peuvent être collectées par ailleurs. D'autre part, les récits des témoins oculaires se sont avérés être une source d'information complémentaire très intéressante par rapport aux données pluviographiques (mesures au sol et RADAR météorologiques) et aux laisses de crues. Les témoignages ont été très peu exploités par le passé. Ils sont certes imprécis, mais finalement pas plus, et peut-être moins, que les estimations de lame d'eau ou de débits de pointe. Dans les études de cas présentées, ils ont permis de mettre clairement en évidence la réactivité des bassins versants aux fluctuations d'intensité de pluie traduisant une contribution dominante de processus hydrologiques à temps de réponse court - typiquement le ruissellement superficiel - de révéler le caractère tardif de la réponse des bassins versants aux pluies intenses et l'importance des déficits d'écoulement grâce à la comparaison des témoignages et des résultats d'un modèle mathématique.

Concernant les processus hydrologiques, les conclusions sur l'ensemble des bassins versants étudiés sont remarquablement convergentes. Elles sont de plus cohérentes avec des résultats

présentés dans la littérature. Le nombre d'événements étudiés est cependant encore trop faible pour pouvoir les généraliser.

Le premier trait caractéristique des événements étudiés est **la très forte capacité de rétention d'eau sur les bassins versants étudiés : de 150 à 200 millimètres de pluie dans le cas de l'Aude, de l'Avène et de l'Herbasse ne contribuent pas aux écoulements en crue**, et ce, malgré une réhumectation des sols et une recharge partielle des nappes dans le cas de l'Aude. Ces valeurs de déficit d'écoulement peuvent sembler élevées, mais correspondent aux observations d'autres auteurs sur des crues méditerranéennes d'automne (Belmonte & Beltran, 2001; Cosandey, 1993).

La deuxième caractéristique des crues étudiées, qui est liée au point précédent, est **la réponse relativement tardive et soudaine des bassins versants** : les pluies intenses ne provoquent pas immédiatement de ruissellement généralisé. Les bassins semblent se comporter comme un système à saturation progressive, les coefficients d'écoulement étant contrôlés par le cumul de pluie bien plus que par les intensités. Certaines observations, en particulier dans le cas de la crue de l'Avène, suggèrent une évolution relativement brutale des coefficients d'écoulement au-delà d'un certain seuil. L'analyse d'autres données présentées dans la littérature (Smith *et al.*, 1996; Gilard & Mesnil, 1995) indique que cette réponse hydrologique retardée est souvent observée lors de crues "éclair". Dans les trois cas présentés, l'hétérogénéité spatiale des écoulements est, du fait de cette réponse hydrologique particulière des bassins, très nettement accentuée par rapport à celle des intensités et cumuls de pluie. Les débits spécifiques des secteurs touchés par l'épicentre des pluies apparaissent comme nettement discordants par rapport aux débits des secteurs environnants : à titre d'exemple, les débits spécifiques estimés sont 10 fois plus élevés sur l'Avène aval que sur l'Avène amont et 20 fois plus forts sur le Petit Verdoble que sur le Verdoble amont. Cette discordance traduit un changement profond de contrôle des écoulements sur les bassins versants. Durant la première partie des événements étudiés, et sur les bassins ayant reçu des cumuls de pluie moins importants, les débits de crue sont contrôlés par les capacités de rétention d'eau sur les bassins versants. Lors de la seconde partie de l'événement, les capacités de rétention se saturent plus ou moins rapidement. Les débits de crues sont alors essentiellement contrôlés par les intensités de pluie et les phénomènes de propagation des crues sur les bassins.

Enfin, dans le cas des crues étudiées, en particulier dans le cas de l'Aude, la répartition spatiale des écoulements est essentiellement liée à celle des pluies. **L'impact éventuel du type d'occupation des sols n'a pas pu être mis en évidence**. S'il existe, il est probablement de second ordre dans les cas étudiés.

Le comportement hydrologique mis en évidence a deux conséquences opérationnelles. D'une part, les systèmes de prévision des crues doivent pouvoir intégrer l'hétérogénéité spatiale des contributions de différents sous-bassins versants lors de ces épisodes de crues "éclair", ce qui écarte les modèles hydrologiques "globaux". D'autre part, ce qui a été observé à l'échelle spatiale au cours de quelques événements pluvieux se retrouve certainement, ce que nous allons illustrer dans la seconde partie de cette thèse, à l'échelle temporelle au sein des séries chronologiques de débits de crue. Il est fort probable que la majeure partie des épisodes pluvieux intenses d'automne ne provoquent pas de crues ou des crues modérées en région méditerranéenne (débits spécifiques de 1 à 2  $m^3/s/km^2$ ). L'exemple de la station de Saint-André-de-Majencoules sur l'Hérault l'illustre parfaitement. Le secteur du mont Aigoual, source de l'Hérault, a été touché par sept épisodes intenses de plus de 100 millimètres en moins de 24 heures entre 1988 et octobre 1994 (Météo-France, 1996). Seuls les deux derniers (octobre et novembre 1994) dont le cumul a dépassé 300 millimètres par endroits ont donné lieu à des crues remarquables (les estimations de débits ne sont pas disponibles). Les épisodes pour lesquels le ruissellement superficiel devient prépondérant du fait d'un cumul pluviométrique particulièrement élevé, ou éventuellement d'un état initial humide du bassin risquent d'apparaître fortement discordants par rapport aux crues courantes dans les séries chronologiques. L'impact de la relation pluie-débit sur les formes des distributions de débits de pointe de crue sera testé dans la partie suivante.

## Deuxième partie

**Analyse statistique des crues éclair :**  
*à quoi peuvent bien ressembler les lois de  
probabilité des débits de pointe de crue des  
petits bassins versants ?*



## Chapitre 6

# L'inférence statistique et ses limites

*Où l'on bouscule un peu les choses*

*Il existe trois sortes de mensonges : les mensonges, les affreux mensonges et ... les statistiques.*

*B. Disraeli*

*Ayant observé durant une période d'un siècle dans une certaine région des enregistrements sismiques de magnitude comprise entre 0 et 2, est-il possible d'en déduire avec quelle probabilité se produira dans la même région durant le siècle suivant un séisme de magnitude 4 ? Au problème ainsi posé, rares seraient ceux qui répondraient par l'affirmative, néanmoins l'usage de plus en plus répandu dans le milieu des ingénieurs de procédures rapides utilisant les lois des valeurs extrêmes conduit à des affirmations de ce type, dont l'enjeu socio-politique est important notamment par l'habit de scientificité qui leur est donné.*

*(Bouleau, 1991)*

On appelle **inférence statistique**, la pratique consistant à étendre les propriétés constatées sur un échantillon à la population toute entière et à valider ou infirmer des hypothèses *a priori* ou formulées après une phase exploratoire (Saporta, 1990).

Concrètement, ce terme recouvre quasiment toutes les applications liées à l'interprétation de données d'observations : estimation de caractéristiques des distributions des données observées (moyenne, variance, autres moments ou quantiles), comparaisons d'échantillons, régressions, etc.

En hydrologie, l'une des principales applications, celle à laquelle nous nous intéresserons dans cette partie de la thèse, est la **prédétermination des crues**. Elle consiste à estimer une valeur (débit de pointe de crue, intensité moyenne des pluies sur une durée donnée) de probabilité de non dépassement fixée, aussi appelée **quantile**, à partir d'un échantillon de données mesurées. La pratique est courante et les ingénieurs se sont habitués à utiliser des techniques d'estimation "clé en main" (Miquel, 1984; Natural Environment Research Council, 1975) sans s'interroger sur la pertinence de l'approche et la signification des résultats sur lesquels elles débouchent.

Or l'estimation d'un quantile 0.99 - valeur centennale - à partir d'un échantillon de taille limitée - généralement quelques dizaines à une centaine de valeurs - est bien loin d'être une opération évidente. Prenons deux exemples simples pour illustrer les interrogations que l'utilisation de ces techniques d'estimation peuvent susciter.

1. Certains cours d'eau du département du Finistère, et en particulier l'Odet à Quimper, ont connu des crues importantes en 1995. L'analyse statistique des séries de données mesurées disponibles avait alors conduit à attribuer une période de retour de 100 ans au débit de pointe observé sur l'Odet. Or, le débit de la crue de l'Odet de décembre 2000 est deux fois plus important que celui de la crue de 1995. Une nouvelle analyse statistique, conduit à une période de retour de 100 ans pour cette nouvelle valeur de débit. Des ingénieurs qui révisent une estimation de débit centennal du simple au double en l'espace de 5 ans sont-ils crédibles, s'interrogera l'élu ou le Préfet. N'a-t-on pas ici oublié de préciser les marges d'erreur des estimations ?
2. L'analyse statistique des quelques données disponibles à la suite de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes, essentiellement les relevés pluviométriques de deux postes situés dans l'agglomération (Nîmes Kennedy et Nîmes Courbessac) a conduit à attribuer une période de retour de 150 à 250 ans aux cumuls pluviométriques qui ont touché la ville (Desbordes *et al.*, 1989). Ces traitements statistiques auraient cependant tout aussi bien pu conduire à une période de retour de 500 ou 1000 ans en choisissant d'autres variables caractéristiques des pluies que celles utilisées (cumuls de pluies sur 24 heures) ou d'autres méthodes d'estimation (choix d'une loi de Gumbel plutôt que la loi log-normale ou la de Fréchet). Quant aux cumuls mesurés par le pluviomètre du Mas de Ponge (420 mm de pluie en 12 heures) situé dans la garrigue en amont

de Nîmes et probablement plus représentatifs des pluies qui ont généré la crue de 1988, leur période de retour estimée par les mêmes méthodes se situerait entre 500 et 1000 ans en utilisant la loi log-normale ou la loi de Fréchet et 10 000 et 100 000 ans en utilisant la loi de Gumbel!!! Le choix de la méthode d'estimation n'a-t-il pas ici été guidé par le résultat que l'on souhaitait obtenir bien plus que par des arguments théoriques ?

	Courbessac (mairie de Nîmes)	Kennedy DDE	Mas de Ponge (mairie de Nîmes)
Cumul mesuré (mm)	228	258	300 à 350
Méthode d'estimation	Période de retour (années)		
Loi Gamma (1964-1988)	126	210	400-900
Loi Gamma (série complète)	186	341	700-1700
Loi de Gumbel	500	1700	>5000
Loi de Fréchet	180	300	500-1200
Loi Log Normale	200	350	700-2000

TAB. 6.1 – Différentes estimations de la période de retour des cumuls pluviométriques maximums mesurés en 6 heures le 3 octobre 1988 à Nîmes. Station de référence : Nîmes Courbessac, période 1946-1988. Extrait de Hémain & Dourlens (1989).

La très large diffusion de ces techniques d'estimation s'est accompagnée de la mise en place insidieuse de certitudes infondées, que dénonce Nicolas Bouleau dans le texte cité en exergue de ce chapitre, et de rigidités de pensée concernant les lois de probabilité des variables hydrologiques qu'il était indispensable de briser pour pouvoir aborder cette seconde partie de la thèse.

Ce chapitre pose un regard critique sur l'application des statistiques inférentielles pour l'analyse des distributions de débits maximums annuels de crues de bassins versants et particulièrement pour l'estimation de débits de périodes de retour élevées : la **prédétermination des crues**. Il présente les perspectives d'amélioration et positionne le travail effectué dans cette seconde partie de thèse par rapport à ces perspectives.

## 6.1 Lois de probabilité des valeurs extrêmes

### 6.1.1 La théorie des lois des valeurs extrêmes

Les propriétés des lois des valeurs extrêmes, minima ou maxima d'un échantillon de variables aléatoires, ont été simultanément découvertes par Fréchet (1927) et Fisher et Tippett (1928). Le théorème correspondant a été démontré quelques années plus tard par Gnedenko (1943). Il s'énonce comme suit :

Soit  $X_1, X_2, \dots, X_n$  un échantillon de  $n$  variables aléatoires réelles indépendantes et identiquement distribuées, et  $M_n = \max_{i=1,2,\dots,n}(X_i)$  le maximum de cet échantillon. Quelle que soit la loi de probabilité des  $X_i$ ,  $M_n$  converge en loi lorsque  $n$  tend vers l'infini.

Dans un grand nombre de cas, et en particulier dans le cas de toutes les variables aléatoires à distribution continue, il existe deux constantes de normalisation  $a_n > 0$  et  $b_n$  telles que la loi de  $a_n(M_n - b_n)$  converge vers l'une des trois lois dont les fonctions de répartition ont pour expressions :

- I)  $G(x) = \exp(-e^{-x})$ , (Gumbel : loi des valeurs extrêmes de type I, EV I)
- II)  $G(x) = \exp(-x^{-\alpha})_{x>0}$ ,  $\alpha > 0$  (Fréchet : loi des valeurs extrêmes de type II, EV II)
- III)  $G(x) = \exp(-(-x)^{-\alpha})_{x\leq 0}$ ,  $\alpha > 0$  (Weibull : loi des valeurs extrêmes de type III, EV III)

Si on note  $F$  la fonction de répartition de la loi commune de  $X_i$ ,

1. S'il existe une fonction  $g(t) > 0$  telle que

$$\lim_{t \rightarrow \sup(X: F(X) < 1)} \frac{1 - F(t + xg(t))}{1 - F(t)} = e^{-x}$$

on est dans le cas I. On dit aussi que la loi des  $X_i$  appartient au domaine d'attraction de la loi de Gumbel.

2. Si et seulement si  $\sup(X : F(X) < 1) = +\infty$ , c'est à dire que  $F$  est définie pour toute valeur positive de  $X$  (i.e. les  $X_i$  ne sont pas bornées en valeur supérieure) et si et seulement si

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1 - F(tx)}{1 - F(t)} = x^{-\alpha}$$

$x > 0$ , avec  $\alpha > 0$ , on est dans le cas II.

3. Si et seulement si  $\sup(X : F(X) < 1) < +\infty$ , (i.e. les  $X_i$  sont bornées) et si et seulement si

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1 - F(a - tx)}{1 - F(a - t)} = x^\alpha$$

$x > 0$ , avec  $\alpha > 0$ , on est dans le cas III.

On dit qu'une loi de probabilité appartient au domaine d'attraction d'une des lois des valeurs extrêmes lorsque la loi de son maximum normalisé converge vers cette loi extrême. Chaque loi des valeurs extrêmes appartient à son propre domaine d'attraction. A titre indicatif, les lois normale, log-normale, exponentielle appartiennent au domaine d'attraction de la loi de Gumbel, la loi de Pareto (densité de probabilité de la forme  $x^{-\alpha}$  avec  $\alpha > 0$ ) appartient à celui de la loi de Fréchet, et la loi uniforme, bornée, appartient à celui de Weibull.

Ce théorème reste valable sous certaines conditions lorsqu'il existe des dépendances entre les  $X_i$  (Leadbetter *et al.*, 1983).

Jenkinson (1955) a proposé une formulation synthétique de ces trois familles de lois de probabilité connue sous le nom de loi généralisée des valeurs extrêmes ("Generalized Extreme Value" : GEV) :

$$G(x, a, b, k) = \exp \left[ - \left( 1 - \frac{k(x-a)}{b} \right)^{1/k} \right]_{b>0} \quad (6.1)$$

La valeur du paramètre  $k$  détermine le type de loi. Pour  $k < 0$  on retrouve l'expression de la fonction de répartition de la loi de Fréchet (EV de type II). De même pour  $k > 0$  on retrouve la fonction de répartition de la loi de Weibull (EV de type III). Enfin, la limite de la fonction de répartition de la loi de Jenkinson lorsque  $k$  tend vers 0 est la fonction de répartition de la loi de Gumbel (EV de type I).

Gumbel a très largement contribué par ses travaux à la vulgarisation et à la diffusion de cette jeune théorie des valeurs extrêmes (Gumbel, 1958), en particulier en hydrologie (Gumbel, 1941). Selon lui, dans la mesure où l'on s'intéresse à la loi de probabilité de débits de pointes de crues, qui constituent les valeurs maximales de séries généralement annuelles de débits, il est légitime de penser qu'elle est de l'un des trois types présentés ci-dessus. Le calage d'une loi EV de type I, choisie pour sa simplicité puisque sa fonction de répartition peut-être définie par deux paramètres ( $a_n$  et  $b_n$ ,  $k$  étant nul), sur des séries de débits observés<sup>1</sup> semble souvent conduire à des résultats tout à fait acceptables et conforte le point de vue de Gumbel. Or, il est nécessaire de garder à l'esprit le caractère asymptotique de la théorie des valeurs extrêmes : les lois des valeurs extrêmes (Gumbel, Fréchet et Weibull) sont des candidats privilégiés pour la modélisation des valeurs maximales d'un échantillon (Embrechts *et al.*, 2001), mais rien ne garantit en général, compte tenu des effectifs des échantillons et des gammes de probabilités considérés dans les applications

<sup>1</sup>Le Rhône à Lyon sur la période 1826-1936 et le Mississippi à Vicksburg sur la période 1890-1939 dans l'article de Gumbel de 1941, et de nombreuses applications depuis.

hydrologiques, que cette loi des valeurs maximales sera valablement approchée par une loi de l'un des trois types extrêmes.

### 6.1.2 Les limites de la théorie des valeurs extrêmes

L'article de Gumbel de 1941 présente une méthode d'analyse statistique des débits de crues telle qu'elle est encore bien souvent pratiquée aujourd'hui (Miquel, 1984). La motivation initiale affichée du calage d'une loi de probabilité théorique, était l'interpolation (i.e. le lissage) de la fonction de répartition empirique des débits observés. Mais les fondements théoriques du choix de cette loi semblent justifier à ses yeux son utilisation en extrapolation : pour l'estimation de débits de période de retour d'un ordre de grandeur comparable, voire supérieur à la durée de la série observée.

Cet argument est séduisant, mais passe sous silence un volet important de la théorie des valeurs extrêmes. Les trois types de lois présentés plus haut sont asymptotiques. La vitesse de convergence vers cette asymptote dépend de la loi des  $X_i$  : elle peut être extrêmement faible !

Si elle n'est pas dégénérée, la loi du maximum de  $n$  variables aléatoires  $X_i$  pourra être assimilée à une loi de l'un des trois types, ce qui revient aussi à dire qu'au-delà d'une certaine probabilité ou période de retour  $T$ , la fonction de répartition des  $X_i$  est très proche de celle d'une loi de l'un des trois types.

Mais les valeurs de  $n$  ou de  $T$  correspondantes peuvent être élevées. A titre d'exemple, la figure 6.1 présente les fonctions de répartition d'une loi exponentielle de moyenne 1 et d'une loi normale centrée réduite sur un "papier de Gumbel", les deux lois appartenant au domaine d'attraction de la loi de Gumbel. On ne porte pas directement  $G(x) = P(X < x)$  sur l'axe des abscisses mais  $-\log(-\log G(x))$ . Sur ce papier (i.e. avec ce type d'échelle), la fonction de répartition de la loi de Gumbel apparaît linéaire. On constate que la loi exponentielle converge rapidement vers la loi de Gumbel : au-delà d'une période de retour de 3 valeurs ( $-\log(-\log G(x)) = 1$ ), elle peut-être approchée par une droite. En revanche, la convergence de la loi normale est extrêmement lente, ce qu'avaient déjà signalé Fischer et Tippett (1928). La fonction de répartition de la loi Normale apparaît encore nettement concave sur papier de Gumbel pour des périodes de retour dépassant le million de valeurs.

Des essais numériques confirment cette impression visuelle. La moyenne et la variance de la loi des valeurs extrêmes de type I sont respectivement égales à la constante d'Euler  $\gamma = 0.5772$  et à  $\pi^2/6 = 1.645$ .  $a_n$  et  $b_n$  ont, dans le cas de la loi exponentielle pour expression (Leadbetter *et al.*, 1983) :

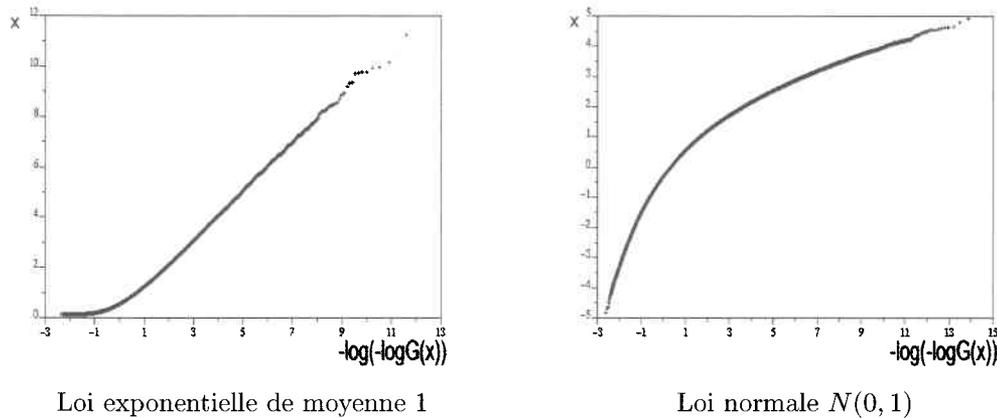


FIG. 6.1 – Fonctions de répartition de la loi exponentielle et de la loi Normale sur “papier de Gumbel”. A titre indicatif  $-\log(-\log(x)) = 1$  est équivalent à  $T = 3$ ,  $-\log(-\log(x)) = 4$  est équivalent à  $T = 50$ ,  $-\log(-\log(x)) = 7$  signifie  $T = 1000$ ,  $-\log(-\log(x)) = 14$  signifie  $T = 1$  million

$$a_n = 1$$

$$b_n = \log(n)$$

Et dans le cas de la loi Normale centrée réduite :

$$a_n = (2 \log(n))^{1/2}$$

$$b_n = (2 \log(n))^{1/2} - \frac{1}{2} (2 \log(n))^{-1/2} [\log(\log(n)) + \log(4\pi)]$$

$M_n$  étant le maximum de  $n$  variables, la moyenne et la variance de  $a_n(M_n - b_n)$ ,  $n$  étant égal à 100, estimés à partir de 20 000 simulations sont respectivement égaux à 0.577 et 1.63 dans le cas de la loi exponentielle et à 0.42 et 1.71 dans le cas de la loi normale. Pour  $n = 1000$ , ces valeurs estimées sont de 0.45 et 1.71 pour la loi normale. Elles convergent donc extrêmement lentement vers les valeurs correspondant à la loi de Gumbel.

Bouveau (1991) souligne un autre point qui révèle bien le caractère asymptotique de la théorie des valeurs extrêmes : les trois types de lois sont incompatibles avec des transformations non linéaires. Ainsi, considérons  $Y_i$  et  $X_i = F(Y_i)$ ,  $F$  étant une fonction strictement croissante.

$M_n = \max_{i=1, \dots, n}(X_i)$  est alors nécessairement égal à  $F(M'_n)$ , en notant  $M'_n = \max_{i=1, \dots, n}(Y_i)$ . Si au delà d'une certaine valeur  $n$ , la loi de probabilité de  $a_n(M'_n - b_n) = M'$  c'est-à-dire

la loi de  $a_n(F^{-1}(M_n) - b_n)$  peut être assimilée à l'une des lois des trois types, la loi de  $F(M'/a_n + b_n)$ , autrement dit la loi de  $M_n$ , n'a généralement pas une densité de probabilité correspondant à l'un des types de lois de valeurs extrêmes. Les distributions de  $M_n$  et de  $M'_n$  ne sont jamais exactement égales aux distributions des GEV, et les vitesses de convergence de  $M_n$  et de  $M'_n$  vers leurs lois asymptotiques, qui n'ont d'ailleurs aucune raison d'appartenir au même type, peuvent être très différentes.

A titre d'illustration, l'étude de la loi des valeurs extrêmes de séries de variables aléatoires  $X_i$ , sachant  $Y_i = X_i^\alpha$  et que les variables  $Y_i$  suivent une loi de Gumbel, est présentée en annexe C. Il apparaît que cette loi appartient au domaine d'attraction de la loi Gumbel. Sa fonction de répartition (figure 6.2) présente en revanche beaucoup de similitudes avec celle de la loi normale (figure 6.1) et témoigne d'une convergence très lente vers la loi de Gumbel.

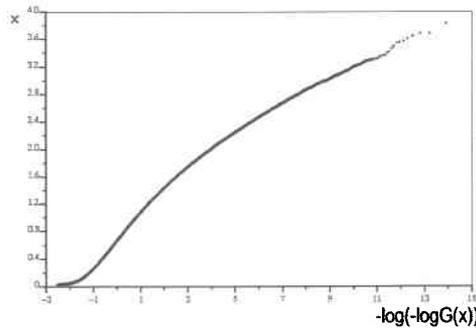


FIG. 6.2 - Fonction de répartition  $F(x) = \exp(-e^{-x^{-\alpha}})$  avec  $\alpha = 2$  reportée sur "papier de Gumbel".

Dans ce cas  $a_n$  et  $b_n$  ont pour expression (cf. annexe C) :

$$\begin{aligned} a_n &= \alpha \log n^{(1-1/\alpha)} \\ b_n &= \log n^{1/\alpha} \end{aligned}$$

Les moyenne et variance de la distribution de  $a_n(M_n - b_n)$ , estimées à partir de 20 000 tirages sont respectivement égales à 0.49 et 1.34 pour  $n = 100$  et 0.50 et 1.4 pour  $n = 500$ , valeurs à comparer toujours avec la moyenne et la variance de la loi de Gumbel : 0.577 et 1.645.

Les variables environnementales - cumuls pluviométriques, volumes et débits de crues - sont le fruit de processus fortement non linéaires. Aucune certitude ne peut exister *a priori* sur les vitesses de convergence de leurs distributions vers celles des lois de valeurs extrêmes,

et donc sur la pertinence du choix d'une des lois des valeurs extrêmes pour interpoler ces distributions pour les faibles périodes de retour.

### 6.1.3 Résumé

La théorie des valeurs extrêmes définit les propriétés asymptotiques des distributions des valeurs extrêmes d'un échantillon de variables aléatoires  $X_i$  lorsque l'effectif de l'échantillon tend vers l'infini, ou bien, ce qui est équivalent, les propriétés des queues de distributions.

Les vitesses de convergence vers ces lois asymptotiques peuvent être très faibles, et rien ne permet d'affirmer que la distribution d'une variable aléatoire quelconque peut être valablement approximée par une loi des valeurs extrêmes de l'un des trois types dans le domaine de probabilité (i.e. de période de retour) généralement exploré en hydrologie :  $p = 0.9$  à  $p = 0.99$ .

Remarquons de plus, que l'autocorrélation des débits d'un bassin versant est très élevée. Une série annuelle comporte, dans le meilleur des cas, une dizaine de crues et donc de valeurs de débits de pointes de crues indépendantes. Les effectifs des séries débitométriques étant particulièrement réduits, il est d'autant moins justifié d'utiliser les lois GEV pour interpoler et surtout extrapoler les distributions empiriques.

Comment expliquer alors la très bonne adéquation généralement observée entre les distributions empiriques de débits de pointes de crues de bassins versants et les distributions de type GEV calées ? Ce constat, issu de la confrontation avec les données observées, ne suffit-il pas à justifier, *a posteriori* l'emploi des lois GEV ?

Nous répondrons à cette interrogation par une question : doit-on être surpris de parvenir à interpoler de manière graphiquement satisfaisante une courbe strictement croissante (fonction de répartition empirique), constituée de quelques dizaines d'observations à l'aide d'une fonction à 2 ou 3 paramètres ?

## 6.2 Problèmes d'estimation et fluctuation d'échantillonnage

Les valeurs des paramètres d'une loi de probabilité estimés à partir d'un échantillon de données mesurées sont, tout comme l'échantillon, le fruit du hasard. Ces valeurs, ainsi que celles des estimateurs des quantiles qui en découlent fluctuent en fonction de la réalisation des variables  $X_i$  étudiées : on parle de "fluctuation d'échantillonnage".

Les estimateurs des paramètres de la loi des  $X_i$  ainsi que des quantiles sont donc aussi des variables aléatoires. La dispersion de leurs distributions, qui dépend de nombreux facteurs dont l'effectif de l'échantillon utilisé pour le calage, est une mesure du niveau de précision avec lequel ils peuvent être estimés compte tenu du jeu de données disponibles.

Les logiciels statistiques qui permettent l'évaluation des lois de probabilité - rarement simples - ou des intervalles de confiance des quantiles sont peu nombreux. De fait, les intervalles de confiance accompagnent très rarement les ajustements de lois de probabilité dans les applications hydrologiques. Ils sont pourtant de nature à modifier sensiblement le regard que l'on peut porter sur les résultats obtenus, comme nous allons l'illustrer.

Avant de présenter quelques exemples commentés d'ajustements et d'estimations de quantiles, les notions d'estimateurs et de loi de probabilité des estimateurs sont développées dans le cas de la loi de Gumbel afin de préciser ce que représentent exactement les intervalles de confiance calculés par la suite. Le logiciel HYFRAN, développé par l'équipe d'hydrologie statistique de l'INRS-Eau de Québec (HYFRAN, 2002; Fortin *et al.*, 1999) a été utilisé dans cette partie pour réaliser les ajustements et calculer les intervalles de confiance <sup>2</sup>.

### 6.2.1 Exemple de la loi de Gumbel

Rappelons la fonction de répartition de la EV de type I :

$$p = G(x, a, b) = \exp\left(-e^{-(x-a)/b}\right) \quad (6.2)$$

Les valeurs des deux paramètres de cette loi peuvent être estimés à partir d'un échantillon ( $X_i$ ). Il existe plusieurs méthodes d'estimation de  $a$  et  $b$ . On peut en particulier utiliser les relations qui les lient aux moments<sup>3</sup> de la distribution des  $X_i$  : par exemple la moyenne  $\mu$  et l'écart-type  $\sigma$  (en notant  $\gamma = 0.5772$  la constante d'Euler).

$$\begin{aligned} \mu &= b\gamma + a \\ \sigma &= \frac{\pi}{\sqrt{6}}b \end{aligned}$$

et donc,

<sup>2</sup>Le calcul des intervalles de confiance est basé sur une hypothèse de normalité asymptotique dans le logiciel HYFRAN. Les intervalles estimés sont donc à considérer comme des ordres de grandeur.

<sup>3</sup>On parle dans ce cas de "méthode des moments"

$$b = \frac{\sigma\sqrt{6}}{\pi}$$

$$a = \mu - b\gamma = \mu - \frac{\gamma\sigma\sqrt{6}}{\pi}$$

Des estimateurs  $\hat{\mu}$  et  $\hat{\sigma}$  des valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$  peuvent être calculés à partir de l'échantillon disponible :

$$\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum_n X_i$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{1}{n} \sum_n (X_i - \hat{\mu})^2$$

et donc des estimateurs de  $a$  et  $b$

$$\hat{b} = \frac{\hat{\sigma}\sqrt{6}}{\pi}$$

$$\hat{a} = \hat{\mu} - \frac{\gamma\hat{\sigma}\sqrt{6}}{\pi}$$

De même un estimateur du quantile  $X_p$  - valeur pour laquelle la fonction de répartition vaut  $p$  - peut-être calculé :

$$\hat{X}_p = \hat{a} - \hat{b} \log(-\log p) \quad (6.3)$$

d'où,

$$\hat{X}_p = \hat{\mu} - \hat{\sigma} \left( \frac{\gamma\sqrt{6}}{\pi} + \frac{\sqrt{6} \log(-\log p)}{\pi} \right) = \hat{\mu} + \hat{\sigma} \mathcal{F}(p) \quad (6.4)$$

$\hat{X}_p$ , résultat de l'inférence statistique, est donc une variable aléatoire. Sa loi de probabilité dépend de  $p$  et de  $n$ , l'effectif de l'échantillon étudié. Elle dépend aussi des distributions de  $\hat{\mu}$  et de  $\hat{\sigma}$  dans le cas de l'ajustement d'une loi de Gumbel par la méthode des moments. Si l'effectif de l'échantillon étudié est suffisant,  $\hat{\mu}$  suivra une loi de Student et  $\hat{\sigma}$  une loi de Chi2. La loi de  $\hat{X}_p$  ne relève *a priori* d'aucun type connu.

### 6.2.2 Quelques résultats d'ajustements commentés

Reprenons tout d'abord l'exemple de l'Odet à Quimper évoqué en introduction de ce chapitre. Différentes lois de probabilité semblent pouvoir s'ajuster de manière satisfaisante à la distribution empirique des débits de pointes de crues (cf. figure 6.3). Elles conduisent toutes à attribuer une valeur centennale à la période de retour du débit de pointe de la crue de décembre 2000 ; valeur légèrement supérieure à la période de retour empirique qui n'est autre que la durée de la série observée : 35 ans. Cette relative cohérence entre les différents ajustements peut donner une impression trompeuse de précision.

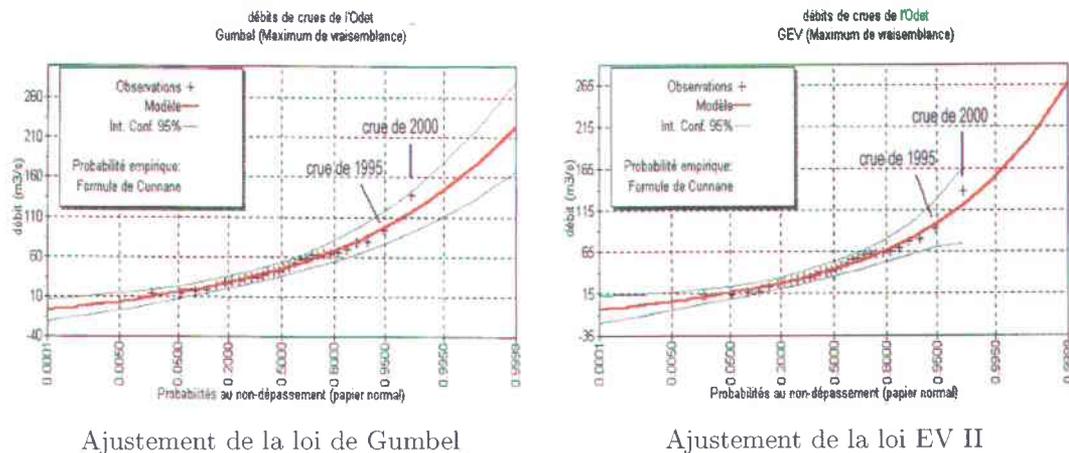


FIG. 6.3 – Intervalles de confiance à 95% sur les quantiles estimés à partir de l'ajustement des lois EV I et II sur une série de 30 valeurs de débits maximums annuels : cas de l'Odet à Quimper (source Service d'annonce des crues du Finistère). Calculs effectués à l'aide du logiciel HYFRAN (HYFRAN, 2002)

Les intervalles de confiance à 95% sur l'estimation du quantile 0.99 (période de retour de 100 ans) sont très larges. En supposant que les maximums annuels des débits de pointes de crues de l'Odet suivent une des deux lois testées - ce que rien ne permet d'affirmer - on peut dire, avec 5% de chances de se tromper, que le débit centennal se situe entre 70 et 200  $m^3/s$ . Il y a plus d'un facteur 2 entre ces deux valeurs et il s'agit d'une fourchette basse puisqu'il existe une incertitude concernant la loi de probabilité des débits de crues de l'Odet ! De même, on peut affirmer que la période de retour du débit de la crue de 2000 se situe entre 20 et plusieurs milliers d'années!!!

Force est donc de constater, au regard des intervalles de confiance, que les ajustements statistiques ne donnent qu'une illusion de précision. Dire que la période de retour du débit de pointe de crue de l'Odet se situe entre 20 et plusieurs milliers d'années, c'est tout simplement admettre que l'on est incapable d'affecter une probabilité à cet événement compte

tenu du jeu de données disponible. On est tout au plus en droit d'affirmer que cet événement est relativement rare puisque sa période de retour dépasse selon toute vraisemblance quelques dizaines d'années. Mais était-il nécessaire d'ajuster une loi de probabilité pour se rendre compte que l'événement majeur sur 35 années d'observations est probablement relativement rare? Quant au débit de crue observé en 1995, il fait partie dans les deux cas de l'intervalle de confiance à 95% du débit centennal : on ne peut donc pas rejeter l'hypothèse qu'il est centennal. Compte tenu de la largeur des intervalles de confiance, il n'apparaît plus contradictoire d'affirmer que les deux débits de pointes des crues de 1995 et 2000 ont une période de retour de 100 ans.

On peut aussi remarquer sur la figure 6.3 que les intervalles de confiance sont plus larges dans le cas de l'ajustement de la loi EV II à trois paramètres que dans le cas de la loi EV I à deux paramètres. L'effectif de l'échantillon, et donc la quantité d'information qu'il contient étant constants, l'augmentation du nombre de paramètres à ajuster s'accompagne d'un accroissement de l'incertitude concernant la valeur de chacun d'entre eux. Cette règle bien connue des modélisateurs (Perrin *et al.*, 2001; Jorgensen, 1988) a conduit aussi les statisticiens à privilégier l'utilisation de lois de probabilité à nombre de paramètres réduit - i.e. la EV I (Miquel, 1984; Gumbel, 1941). Elle peut conduire à une forme de paradoxe sur lequel nous reviendrons en guise de conclusion.

A titre indicatif, le même exercice d'ajustement a été reconduit sur un exemple méditerranéen : le Verdoube à Tautavel, 34 années d'observations disponibles. On peut noter (cf. figure 6.4) que les intervalles de confiance, qui dépendent entre autres de la variance de la série de données disponibles et donc de la distribution supposée des débits <sup>4</sup>, sont relativement plus larges que dans le cas de l'Odé. Les intervalles de confiance à 95% couvrent une grande partie de la zone droite des figures 6.3 et 6.5, confirmant que même dans le cas où la loi de probabilité des débits de pointes de crues est connue, l'échantillon de données mesurées ne contient pas suffisamment d'informations sur lesquelles s'appuyer pour extrapoler la distribution empirique.

On peut noter sur les figures 6.4 et 6.5 que le débit de la crue de 1999 est significativement en dehors des intervalles de confiance quelle que soit la loi de probabilité utilisée. Ceci signifie que la présence de cette valeur dans l'échantillon des 34 valeurs mesurées est fortement improbable si les débits suivent effectivement l'une ou l'autre des lois de probabilité testées. En d'autres termes, l'existence de cette valeur met en doute l'adéquation entre les distributions théoriques testées et la distribution effective des débits de crues du Verdoube.

---

<sup>4</sup>La comparaison des deux ajustements de la figure 6.4 illustre bien la relation existant entre la largeur de l'intervalle de confiance et la variance de la série de données, plus élevée dans l'exemple de droite que dans l'exemple de gauche

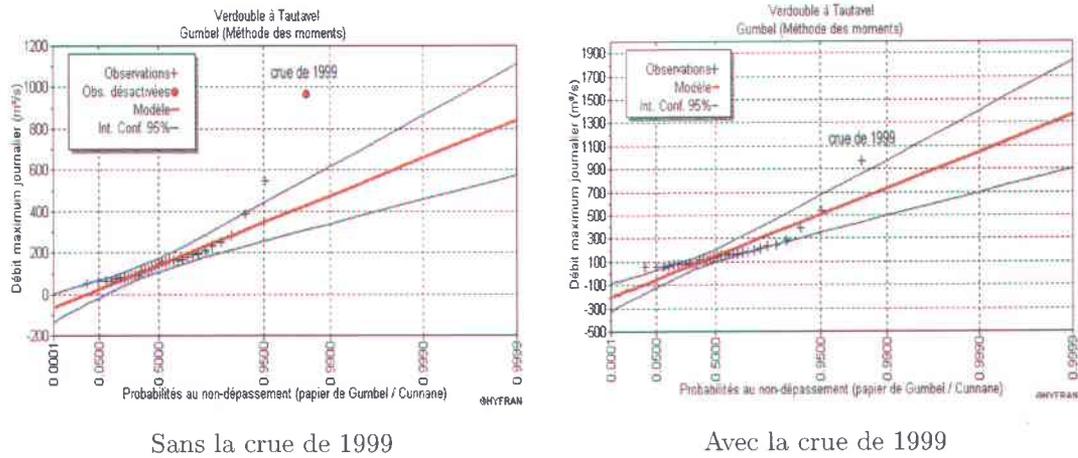


FIG. 6.4 – Intervalles de confiance à 95% sur les quantiles estimés à partir de l'ajustement de la loi de Gumbel en incluant ou non le débit de la crue de 1999. Cas du Verdoubte à Tautavel (Pyrennées Orientales), série de 34 années disponible. Calculs effectués à l'aide du logiciel HYFRAN (HYFRAN, 2002)

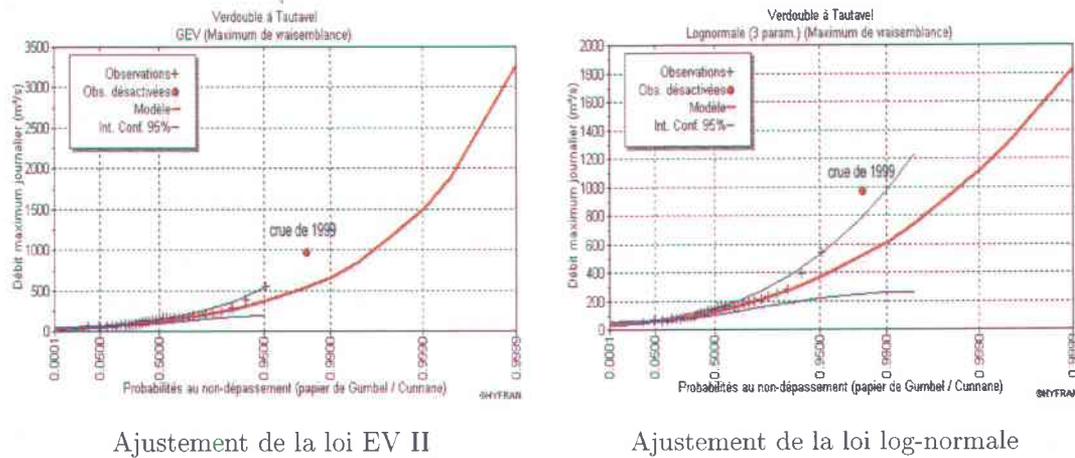


FIG. 6.5 – Intervalles de confiance à 95% sur les quantiles estimés à partir de l'ajustement des lois EV II et Log-normale. Cas du Verdoubte à Tautavel (Pyrennées Orientales), série de 34 années disponible. Calculs effectués à l'aide du logiciel HYFRAN (HYFRAN, 2002)

Ce constat vient renforcer les interrogations émises en introduction de la thèse sur les lois de probabilité des débits de pointe de crues de petits bassins versants méditerranéens.

En guise de conclusion, revenons sur le paradoxe évoqué un peu plus haut. Les incertitudes sur l'estimation des quantiles augmentent lorsque le nombre de paramètres de la loi de probabilité calée croît. De ce fait, le choix d'une loi de probabilité adaptée aux données étudiées ne se traduira pas nécessairement par une estimation plus précise des quantiles. Prenons un exemple.

Soit  $(X_i)_{i=1..30}$  un échantillon de 30 variables aléatoires tirées dans une loi Log-Normale calée à partir de la série des débits du Verdoube (cf. figure 6.5). La loi Log-Normale a été choisie car les problèmes liés au calage de ses paramètres sont bien maîtrisés (Stedinger, 1980). Sa fonction de densité a pour expression :

$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\log(x-c)-a}{b} \right)^2} \quad (6.5)$$

Dans le cas présent  $a = 5$ ,  $b = .6$  et  $c = 50$ .

Vaut-il mieux estimer la valeur centennale en ajustant une loi de Gumbel à l'échantillon ou bien une loi Log-Normale à 3 paramètres ? Les résultats de tests numériques indiquent que contrairement à ce que l'on pourrait penser, c'est l'ajustement de la loi de Gumbel qui conduit à l'estimateur le plus précis, dont l'écart-type d'erreur est le plus faible<sup>5</sup> (cf. tableau 6.2). La réduction très significative de la variance de l'estimateur par rapport au calage de la loi Log-Normale à trois paramètres compense très largement le biais d'estimation.

Méthode d'estimation	Moyenne	Ecart-type de l'estimateur	Ecart-type de l'erreur
Loi de Gumbel (méthode des moments)	637	134	135
Loi Log Normale (méthode des moments)	656	171	172
Loi Log Normale (maximum de vraisemblance)	813	236	237

TAB. 6.2 – Estimation du quantile 99% ( $F(x) = 0.99$ ), à partir d'un échantillon de trente variables aléatoires suivant une loi Log-Normale. La valeur exacte du quantile est 650.

Évidemment, cet exemple n'a pas valeur de démonstration, mais d'autres résultats récents de tests effectués sur une gamme plus large de lois de probabilité vont dans le même sens

<sup>5</sup>On constate aussi en examinant les résultats du tableau 6.2 que tous les estimateurs n'ont pas des propriétés équivalentes. Dans le cas de l'ajustement de la loi Log-Normale à trois paramètres, la méthode des moments est nettement plus performante que la méthode du maximum de vraisemblance qui conduit à des estimateurs nettement biaisés. Ce constat est en accord avec les conclusions de Bobée (1979) ou de Stedinger (1980).

(Kyung-Duk & Jun-Haeng, 2002) : quelle que soit la loi de probabilité des données observées (Gamma, EV II, EV III, Log-Normale), l'ajustement de la loi de Gumbel semble conduire assez systématiquement aux estimations de quantiles ayant les écart-types d'erreur les plus faibles.

### 6.2.3 Résumé

Les estimateurs des paramètres et des quantiles qui en découlent, calculés à partir d'un échantillon de données mesurées, sont des variables aléatoires.

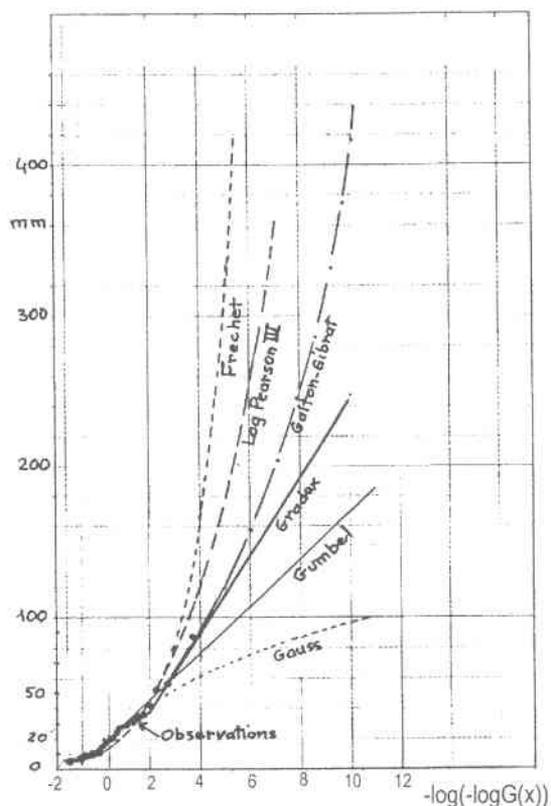


FIG. 6.6 – Exemple de dispersion d'extrapolations d'une distribution empirique en fonction de la loi de probabilité calée : cas des débits moyens maximums de la Loire en 24 heures exprimés en millimètres à la station de Brives Charensac, 35 années d'observations (Duband, 2000)

Les intervalles de confiance lorsqu'ils sont estimés apparaissent très larges : le rapport entre la borne inférieure et la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 95% du quantile de

période de retour égale à la durée de la série observée est typiquement de 2.

Si l'on prend en compte les incertitudes liées à l'échantillonnage et celles qui concernent la loi de probabilité des débits de pointe de crues (cf. figure 6.6), on doit se rendre à l'évidence : sans apport d'informations complémentaires - contraintes sur le type de lois de probabilité des débits de crues ou augmentation de l'effectif des échantillons disponibles - un ajustement de loi de probabilité, dont le choix n'est pas fondé théoriquement, ne permet pas de générer par miracle de l'information. L'information sur le processus aléatoire étudié reste, ni plus ni moins, celle qui est contenue dans l'échantillon de données disponible.

Affirmer le contraire, en affichant par exemple des estimations précises de quantiles revient selon les termes de Bouleau (1991) à fabriquer des conclusions *ex nihilo*.

### 6.3 Comment aller plus loin ?

Les deux voies permettant de dépasser les limites de l'approche inférentielle classique appliquée à l'analyse de séries données à effectifs généralement très réduits viennent d'être esquissées. Il s'agit d'une part de travaux théoriques sur les distributions statistiques de débits de pointe de crues dont on peut espérer qu'ils permettront de contraindre à terme le domaine du possible en extrapolation, et d'autre part de l'augmentation des effectifs des échantillons étudiés soit en augmentant la profondeur des séries par l'exploitation d'archives et de données historiques, soit en regroupant des données générées par le même processus aléatoire pour constituer des échantillons homogènes (régionaux).

Ce chapitre se termine par une rapide revue bibliographique des travaux réalisés dans ces deux directions.

#### 6.3.1 Approches théoriques

##### 6.3.1.1 Des pluies aux débits

On peut citer au moins deux approches concernant les distributions statistiques des pluies basées sur des considérations purement théoriques. Il s'agit d'une part de la méthode "PMP", pluie maximum probable (WMO, 1986) basée sur l'hypothèse qu'il existe une limite physique aux intensités de pluie. Cette limite est liée à la structure verticale des températures et teneurs en eau des masses d'air, à leur vitesses ascensionnelles et horizontales. La PMP peut donc varier suivant la localisation géographique. Le couplage d'une

estimation de PMP et d'un modèle hydrologique permet d'évaluer un débit maximum probable. Cette théorie, de part sa référence au processus physique sous-jacent, a connu un certain succès, en particulier aux Etats-Unis. Le calcul de la PMP implique cependant de nombreuses hypothèses et simplifications, et laisse une grande marge d'appréciation à l'utilisateur de la méthode. Tout ceci permet de douter du caractère "physique" des valeurs calculées.

Quasiment à l'opposé de cette théorie, certains auteurs (Bendjoudi & Hubert, 1998) constatant une très forte analogie entre les séries pluviographiques et des séries issues de processus stochastiques multifractals plaident en faveur de distributions d'intensités de pluie de type hyperbolique (i.e. de fonction de répartition de la forme  $P(X > x) = Ax^{-\alpha}$  avec  $\alpha > 0$ ). Il n'est pas possible, ni même réellement intéressant de présenter ici ce que sont les processus stochastiques multifractals et leurs propriétés, notons cependant qu'il a été démontré qu'une majorité de ces processus génèrent des données dont la loi de probabilité est hyperbolique, on parle aussi de fonctions de répartition à décroissance algébrique (Kahane & Peyrière, 1976). Comme nous l'avons vu plus haut, ces lois appartiennent au domaine d'attraction de la loi EV II <sup>6</sup>.

Concernant les lois de probabilité des débits, les travaux théoriques se basent sur les résultats de couplages d'un modèle statistique de pluies et d'un modèle pluie-débit. Les propriétés statistiques des débits découlent alors des propriétés statistiques des pluies et du comportement hydrologique du bassin versant tel qu'il est pris en compte dans le modèle pluie-débit. Les lois de probabilités - modèles statistiques - des intensités de pluie ajustées sont souvent considérés comme bien plus fiables que les lois de probabilités des débits, les données disponibles pour leur calage étant nettement plus nombreuses et se prêtant mieux à la constitution d'échantillons régionaux (cf. ce qui suit).

Ces approches, que nous avons choisi d'appeler semi-déterministes ("derived flood frequency distributions") aucun terme français n'existant, seront présentées en détail dans les chapitres suivants. C'est en effet sur ce type de techniques que se fonde la seconde partie de cette thèse.

L'une d'entre-elles, la méthode du **Gradex**, conçue par des ingénieurs d'Electricité de France pour apporter une réponse au problème du dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages hydro-électriques (Guillot & Duband, 1967), occupe cependant une place particulière. Il s'agit tout à la fois de la première tentative d'évaluation semi-déterministe

---

<sup>6</sup>Notons que parmi les lois de type hyperbolique la loi de Halphen de type  $B-1$  à trois paramètres semble particulièrement intéressante dans la mesure où les estimateurs de ses paramètres possèdent des propriétés optimales (Perreault *et al.*, 1999a; Perreault *et al.*, 1999b)

de distributions de débits de pointes de crues, plus simple que ce qui a été proposé par la suite, et du seul modèle de ce type qui a fait l'objet d'une large utilisation opérationnelle (Miquel, 2002).

Nous la présentons ici comme un avant-goût du chapitre suivant, et en profitons au passage pour soulever une interrogation sur la cohérence entre son emploi et la théorie qui la supporte.

### 6.3.1.2 Quelques commentaires sur la méthode du "Gradex"

Le modèle du Gradex se fonde sur trois hypothèses :

1. Les cumuls pluviographiques  $H$  sur différentes durées  $\tau$  suivent une loi de Gumbel. La pente  $\alpha$  des distributions de ces intensités sur papier de "Gumbel" est appelée Gradex. On choisira pour appliquer la méthode, une durée au moins égale au temps de concentration du bassin versant considéré. Dans la plupart des applications, on utilise les distributions des cumuls de pluie sur  $\tau = 24$  heures, les données de pluies journalières étant plus nombreuses que les données pluviographiques mesurées à des pas de temps plus fins.
2. Si on note  $R$  le volume d'eau de pluie retenu sur le bassin versant,  $V$  le volume écoulé durant la durée  $\tau$ , et s'ils sont exprimés dans les mêmes unités que  $H$ , alors  $V = H - R$ .  $R$  étant variable mais borné, au-delà d'un certain seuil  $H_0$ , tout accroissement de cumul de pluie se traduit par un accroissement équivalent du volume de crue. Le corollaire de ces deux premières hypothèses est que la distribution des débits est asymptotiquement exponentielle, la pente de la distribution des débits sur papier de Gumbel étant égale au gradex des pluies journalières. L'asymptote est généralement supposée atteinte pour une période de retour de 10 ans.
3. Le rapport  $K$  entre le volume de crue  $V$  sur la durée  $\tau$  et le débit de pointe, appelé "coefficient de forme" est indépendant de  $V$ .

Au delà de la période de retour "seuil", la distribution des débits de pointe de crue d'un bassin versant est supposée être de type exponentiel. Dans la plupart des applications numériques, la pente de cette distribution sur papier de Gumbel  $K\alpha$ , est supérieure à la tendance observée sur la distribution empirique. L'application de la méthode du Gradex conduit donc à proposer des distributions de débits de pointe de crue avec une rupture de pente (cf. figure 6.7). Certains développements ont été proposés pour assurer une transition plus progressive entre les deux distributions (Margoum *et al.*, 1994).

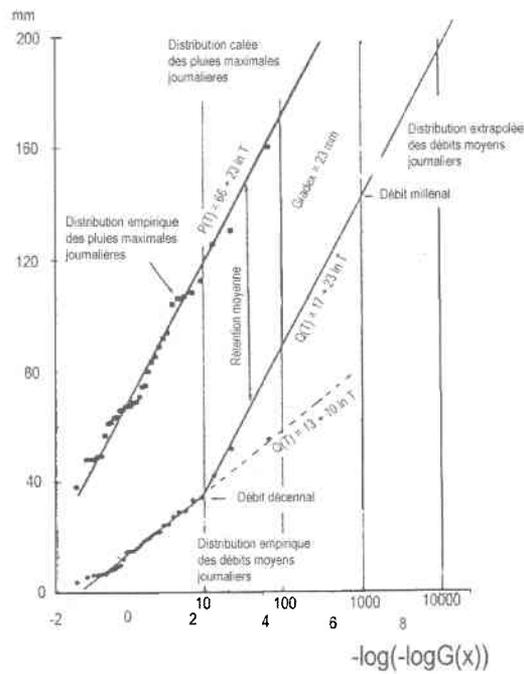


FIG. 6.7 – Exemple d'extrapolation d'une distribution empirique par la méthode du Graded : cas des débits moyens maximums de la Loire en 24 heures exprimés en millimètres à la station de Brives Charensac, 35 années d'observations (Duband, 2000)

Le principal reproche que l'on peut faire à la théorie du Gradex est que la conclusion tirée des deux premières hypothèses, à savoir que la distribution des volumes de crue est asymptotiquement exponentielle, n'a pas été démontrée. Essayons !

Le volume retenu  $R$  est borné, il prend ses valeurs dans l'intervalle  $[0, R_{max}]$ . Dans une première approche supposons que  $R$  et  $H$  sont indépendants, et notons  $p(r) = P(R = r)$  la fonction de densité de  $R$ . Quelle est alors la loi de  $V$  ?

Le calcul de la fonction de répartition de  $V$ , ou de son complément, sachant que  $V \geq 0$  est direct :

$$P(V \geq v) = \int_0^{R_{max}} p(r) \int_{v+r}^{\infty} \lambda \exp(-\lambda h) dh dr \quad (6.6)$$

$$P(V \geq v) = \int_0^{R_{max}} p(r) \exp(-\lambda(v+r)) dr \quad (6.7)$$

$$P(V \geq v) = e^{-\lambda v} \int_0^{R_{max}} p(r) e^{-\lambda r} dr = A e^{-\lambda v} \quad (6.8)$$

En notant

$$A = \int_0^{R_{max}} p(r) e^{-\lambda r} dr \quad (6.9)$$

$A$  est une constante indépendante de  $v$ . Pour  $v \geq 0$ , la fonction de répartition des volumes de crues est donc de type exponentiel et de même "gradex"  $\lambda$  que celui de la loi de probabilité des hauteurs de pluie. Selon les hypothèses retenues plus haut, **cette distribution ne peut pas présenter de rupture de pente.**

La rupture de pente qui a fait le succès de la méthode du Gradex ne peut pas être expliquée par les hypothèses invoquées. Nous verrons à la fin du chapitre suivant que, pour des hypothèses de relations pluie-débit réalistes,  $V$  converge bien asymptotiquement vers une loi exponentielle de même gradex que celle des pluies. Les dépendances entre  $R$  et  $P$  contrôlent la vitesse de cette convergence, et l'analyse des distributions empiriques semble indiquer qu'elle est lente.

Faut-il pour autant penser, comme de nombreux utilisateurs l'affirment, que la méthode du Gradex, qui semble minimiser nettement la période de retour à partir de laquelle la distribution asymptotique est atteinte, est majorante ? Pas nécessairement comme nous le verrons dans le chapitre 8.

La méthode du Gradex se base sur une représentation physique apparemment beaucoup trop simpliste pour pouvoir rendre compte de la forme des distributions de débits de pointes de crues. De fait, les extrapolations effectuées avec la méthode du Gradex ne sont certainement pas plus fiables que celles qui se basent sur l'ajustement de lois de probabilité classiques, du moins dans la gamme des périodes de retour intermédiaires : 10 à 10000 ans.

### 6.3.2 Augmentation des effectifs des jeux de données disponibles

#### 6.3.2.1 Utilisation des données historiques

Outre les enregistrements limnimétriques, de nombreuses informations sur les crues historiques peuvent être disponibles là où des installations humaines y sont exposées de longue date. Ces informations, de plus en plus souvent exhumées, lors de la réalisation des Plans de Préventions des Risques ou des Dossiers communaux synthétiques sur les risques, n'ont jusqu'à présent pas fait l'objet d'une collecte systématique en France, contrairement à ce qui a pu être fait pour les séismes par exemple<sup>7</sup>.

La seule tentative de synthèse connue (Champion, 1858), ambitieuse car elle cherchait à couvrir le territoire national, est ancienne, n'est pas exhaustive et s'est concentrée sur les crues des grands cours d'eau pour lesquels l'information était la plus facilement accessible.

La collecte et l'exploitation des données historiques sur les crues est donc un grand chantier à peine entamé en France mais aussi d'une manière générale en Europe. Compte tenu de l'urbanisation récente de l'Amérique du nord, les données historiques y sont certainement bien moins nombreuses et exploitables.

L'incertitude concernant les valeurs de débits qui peuvent être reconstituées à partir des cotes observées par le passé, dans un contexte hydraulique qui a pu être notablement modifié depuis la date de la crue historique, ne risque-t-elle cependant pas de réduire notablement l'intérêt de ces informations ?

Deux séries de travaux théoriques menés en parallèles apportent des réponses contradictoires à cette question.

D'une part, Hosking & Wallis (Hosking & Wallis, 1986a; Hosking & Wallis, 1986b) illustrent

---

<sup>7</sup>Le bureau de la Recherche Géologique et Minière a effectué un recensement et une description systématique des séismes en France. Les cartes d'aléa sismique s'appuient en grande partie sur ces données historiques. Ces informations sont actuellement regroupées dans la base de données SisFrance (<http://www.sisfrance.net/>). Le plus ancien séisme répertorié s'est produit en l'an 463 dans le Dauphiné.

au travers de simulations de type Monte Carlo que la connaissance de la valeur maximale du débit observé sur une période de 1000 ou 10000 ans ne permet d'augmenter significativement la précision de l'estimation du débit centennal d'un cours d'eau que dans le cas où i) les débits suivent une loi à trois paramètres et non une loi à deux paramètres et ii) où la série des débits mesurés est très courte (moins de 10 ans) ou bien la précision du débit historique est élevée +/- 50%, ce qui paraît peu réaliste. Hosking & Wallis en concluent que l'utilisation des crues historiques ou plutôt des paléocrues dans le cas d'espèce, présente peu d'intérêt pour la prédétermination des crues.

D'autre part Stedinger et al. (Stedinger & Baker, 1987; Stedinger & Cohn, 1986) ont étudié par le même type d'approche l'efficacité de données historiques censurées pour l'estimation du débit centennal d'un cours d'eau lorsque ces débits suivent une loi Log-Normale à deux paramètres et que la série mesurée compte 20 années d'observations. On dit d'une donnée de débit qu'elle est censurée quand seuls les débits dépassant un certain seuil sont détectés mais que leur valeur ne peut pas être estimée. Le seuil testé correspondait au débit centennal. Ces essais démontrent, qu'un siècle de données historiques censurées permet de réduire de moitié l'écart-type d'erreur d'estimation du débit centennal par rapport à la seule utilisation des données mesurées. Et Stedinger et al. de conclure : "One hundred years of historical flood data are likely to be worth 20-50 years of systematic record, whether or not the magnitudes of the peaks were recorded. Accurate records of actual magnitudes of historical and paleoflood peaks are not necessary if the data is treated properly."

Ces travaux sont partiels et mériteraient d'être approfondis. On retiendra simplement que l'utilité des données historiques dépend très probablement de la façon dont elles sont exploitées, et que l'estimation précise des débits correspondants aux crues historiques n'est pas une nécessité absolue. Ajoutons, que dans les deux cas de figure, la loi de probabilité des débits de pointe de crues était supposée connue. On peut penser que l'exploitation de l'information historique se révélera encore bien plus fructueuse dans le cas général où elle ne l'est pas.

### 6.3.2.2 Analyse régionale

Le recours à l'analyse régionale pour explorer les propriétés des distributions statistiques de variables hydrologiques, pour des gammes de périodes de retour de l'ordre de grandeur voire très nettement supérieures à la durée des séries observées, a essentiellement concerné les données pluviographiques. Le travail le plus abouti reste, encore aujourd'hui, celui de Hershfield et Kohler (1960). A partir de l'analyse des données de 128 stations pluviographiques réparties sur le territoire des Etat-Unis, ils concluaient que l'ajustement de la loi

de Gumbel conduit, dans le cas des intensités maximales de pluie sur 10 minutes, 1 heure et 24 heures, à des effectifs raisonnables d'épisodes de périodes de retour données compte tenu du nombre total d'années-stations que représente le jeu de données utilisées. En d'autres termes, la procédure de test régional qu'ils proposent permet de conclure que l'application de la loi de Gumbel pour interpoler et extrapoler les distributions d'intensités maximales de pluies conduit à des résultats satisfaisants.

Ces conclusions sont actuellement remises en question. L'observation de nombreuses séries pluviographiques semble indiquer que les valeurs extrêmes des distributions empiriques s'écartent trop fréquemment et de manière trop importante de la loi de Gumbel pour que celle-ci soit valable. Certains auteurs plaident donc en faveur de l'utilisation de la loi EV II (Bendjoudi & Hubert, 1998) ou d'une loi composée de deux lois exponentielles - "Two Component Extreme Value", TCEV - (Rossi *et al.*, 1984; Parodi & Boni, 2001) pour la prédétermination des pluies. A notre connaissance, ces recherches remettant en cause l'adéquation de la loi de Gumbel se basent sur la répétition d'observations convergentes, mais n'ont pas fait l'objet d'une tentative de démonstration basée sur une approche statistique régionale.

Les travaux de Hershfield et Kohler n'ont pas réellement eu de suites, ni connu de développements ultérieurs, en particulier pour l'analyse de distributions de débits de crues. Nous envisagerons des développements possibles inspirés de ces travaux en conclusion de cette thèse.

En ce qui concerne la prédétermination des crues, l'analyse régionale a, jusqu'à présent, essentiellement visé à proposer des méthodes d'estimation de débits sur les sites non jaugés, et non pas réellement à améliorer la connaissance des distributions et plus particulièrement des queues de distributions, sujet qui nous intéresse ici. Deux principales méthodes ont été utilisées (Ouarda *et al.*, 1999) que nous nous contentons ici de décrire succinctement :

Il s'agit d'une part de la régression multiple directe entre la valeur du quantile que l'on cherche à estimer et des variables explicatives physiographiques ou climatiques (Benson, 1962b; Benson, 1962a). L'application française la plus connue est la méthode Crupedix (Ministère de l'Agriculture, 1980) destinée à l'estimation des débits décennaux. Il ressort de la plupart des applications que la principale, voire la seule variable explicative qui se dégage de l'analyse des données disponibles est la surface de bassin versant (Javelle, 2001; Meigh *et al.*, 1997; Ministère de l'Agriculture, 1980). Le pouvoir prédictif des relations empiriques calées est bien souvent modeste (Sakout & Guilbot, 1988; Ministère de l'Agriculture, 1980).

D'un autre côté, la méthode dite de l'"indice de crue" (Index flood) initialement proposée

par Dalrymple (1960), est basée sur l'hypothèse que les distributions statistiques de débits en différents sites d'une région homogène sont identiques à un facteur d'échelle près<sup>8</sup>. Les coefficients de variation et d'asymétrie sont supposés constants. Cette hypothèse étant posée, les valeurs des échantillons sont adimensionnalisées en les divisant par l'indice de crue : généralement la moyenne de chaque échantillon. Les valeurs standardisées peuvent être alors regroupées au sein d'un échantillon unique afin de caler la distribution adimensionnelle régionale des débits. L'ajustement de relations entre l'indice de crue et des variables physiographiques et climatiques permet tout comme dans le cas de la méthode précédente, la prédétermination des crues sur des bassins versants non jaugés. Les performances de cette méthode semblent assez comparables à celle de l'estimation directe des quantiles, et après avoir été délaissée pendant un certain temps, elle suscite actuellement un regain d'intérêt (Ouarda *et al.*, 1999; Potter & Lettenmaier, 1990).

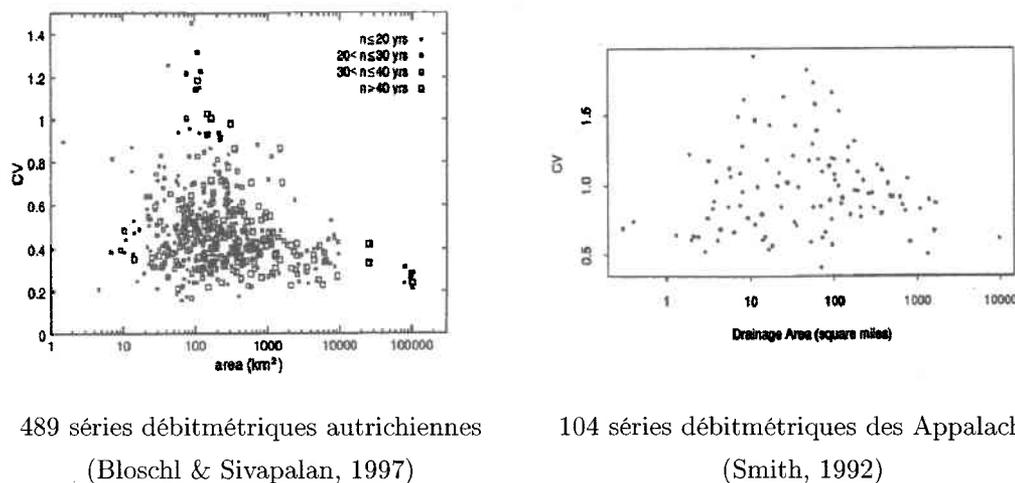


FIG. 6.8 – Évolution apparente du coefficient de variation des distributions des débits maximums annuels en fonction de la surface du bassin

Notons que si les distributions de débits de crues au sein d'une même région ne diffèrent que par leur moyenne, on parle aussi de "simple scaling", alors la méthode de l'indice de crue permet une estimation plus robuste des autres moments des distributions, et donc d'approfondir l'analyse des lois de probabilité des débits. C'est par exemple le point de vue adopté par Farquharson *et al* (1992) dans leurs travaux sur les distributions statistiques

<sup>8</sup>Dans la méthode originale, Dalrymple regroupait les bassins versants en fonction de leur proximité géographique pour constituer les "régions homogènes". Or la proximité géographique n'est pas nécessairement un bon indicateur de similarité de comportements hydrologiques des bassins et d'influences climatiques. D'autres méthodes ont été proposées depuis pour la constitutions d'échantillons de bassins versants "hydrologiquement homogènes" (GREHYS, 1996a; GREHYS, 1996b)

de débits de crues en régions arides.

Un certain nombre d'auteurs ont cependant remis en cause cette hypothèse (Bloschl & Sivapalan, 1997; Smith, 1992) en constatant en particulier, à partir de l'analyse de nombreuses séries de données, que le coefficient de variation des distributions de débits semblait évoluer avec la surface du bassin versant (cf. figure 6.8). Certains travaux théoriques ont été réalisés afin d'expliquer cette relation plus complexe, qualifiée "multiscaling", entre les lois de probabilité des débits et la surface du bassin versant (Gupta *et al.*, 1994). Comme dans le cas des travaux menés sur les distributions des pluies, il pourrait être intéressant de passer du constat qualitatif de l'existence du "multiscaling", à la construction d'arguments basés sur une réelle analyse statistique régionale.

## 6.4 Conclusion

Il ne se dégage de ce tour d'horizon que deux voies possibles pour progresser dans la connaissance des distributions statistiques des débits de crues de bassins versants :

- **Augmenter les effectifs des jeux de données analysés.** Ceci peut passer soit par le regroupement d'enregistrements considérés comme statistiquement homogènes afin de constituer des échantillons régionaux (Bobée & Rasmussen, 1995), soit par la valorisation des données historiques. Cette seconde approche est potentiellement fructueuse d'après les travaux de Stedinger et de son équipe (Stedinger & Baker, 1987; Stedinger & Cohn, 1986). Bien que nécessitant un travail de collecte fastidieux - les données historiques doivent être aussi exhaustives que possible pour limiter les biais d'estimation - c'est probablement, au moins dans un premier temps, la voie la plus prometteuse.
- **Étudier les distributions de débits de crues par des voies théoriques** dans la lignée de la méthode du Gradex : méthodes semi-déterministes. C'est l'approche que nous avons choisi de suivre dans cette seconde partie de thèse.

## Chapitre 7

# Les approches semi déterministes : revue bibliographique

*Où l'on regarde ce que d'autres ont fait - Où l'on propose un raccourci*

### 7.1 Introduction

Parmi les voies possibles d'analyse et de modélisation des distributions statistiques des débits de pointes de crues, l'approche à base physique ou semi déterministe qui consiste à coupler un modèle stochastique de pluie et un modèle hydrologique occupe une place privilégiée expliquant la multiplication des recherches sur ce sujet depuis les premiers travaux d'Eagleson (Eagleson, 1972; Rodriguez-Iturbe *et al.*, 1982; Hebson & Wood, 1982; Sivapalan *et al.*, 1990; Smith, 1992; Cernesson, 1993; Raines & Valdes, 1993; Gupta & Dawdy, 1995; Gupta *et al.*, 1996; Arnaud, 1997; Iacobellis & Fiorentino, 2000; Goel *et al.*, 2000; DeMichele & Salvadori, 2002; Loukas, 2002). Cette approche n'est, en effet, pas contrainte par les séries de données disponibles comme le sont l'inférence statistique à partir de séries ponctuelles ou régionales, mais simplement par l'imagination des chercheurs. Elle présente aussi un caractère intellectuellement satisfaisant dans la mesure où elle permet d'exploiter les connaissances existantes sur le comportement hydrologique des bassins versants dans le cadre de l'étude des risques de crues. Enfin, elle permet de dépasser l'approche totalement empirique consistant à ajuster des lois de probabilité pré-définies sur des séries de données

généralement assez courtes, et d'espérer éviter l'écueil de l'extrapolation hasardeuse. Les motivations des auteurs des premiers travaux étaient d'identifier les facteurs contrôlant la forme des distributions de débits de pointes de crues d'un bassin versant : de comprendre la "dynamics of flood frequency" pour reprendre les termes d'Eagleson. La tentation était cependant très grande de vouloir attribuer un caractère prédictif aux distributions théoriques obtenues et d'aller donc au-delà des objectifs initialement affichés, malgré le choix de modèles souvent extrêmement simplistes de simulation des intensités de pluie et de la relation pluie-débit.

Ce raccourci est tentant mais surtout hardi lorsqu'on sait que les modèles hydrologiques actuels ne reproduisent les hydrogrammes de crues que de manière très imparfaite lorsqu'ils ont pu être calés, et sont très peu fiables lorsqu'ils sont appliqués sans calage sur des bassins versants non jaugés. Mais est-il réellement nécessaire de disposer d'un modèle hydrologique quasi parfait pour espérer reproduire la distribution des débits de pointes de crues d'un bassin versant par la méthode à base physique ? Ne suffit-il pas que le modèle donne, en moyenne, des résultats corrects, les erreurs se compensant lors de la reconstruction des distributions statistiques ? Cet argument pourrait lever une partie du scepticisme vis-à-vis de l'utilisation de l'approche à base physique à des fins prédictives. Notons cependant qu'il n'est pas tout à fait exact comme l'illustrent les figures 7.1 et 7.2.

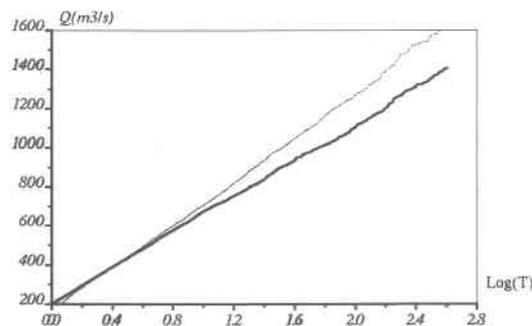


FIG. 7.1 – Comparaison de la distribution exponentielle des débits de pointes de crues d'un bassin versant (trait gras) et de celle des débits "bruités" (trait fin) : écart-type du bruit égal à 0.3 fois la valeur du débit

En effet, les distributions d'une variable aléatoire et de cette même variable entachée d'une erreur (i.e. du produit de cette même variable aléatoire et d'un bruit que nous avons ici supposé gaussien) ne sont pas équivalentes, même lorsque la moyenne de l'erreur est nulle.

Cependant, les modèles hydrologiques sont très souvent biaisés (i.e. la moyenne de l'erreur n'est pas nulle et dépend du débit), et sont généralement calés à partir de séries de don-

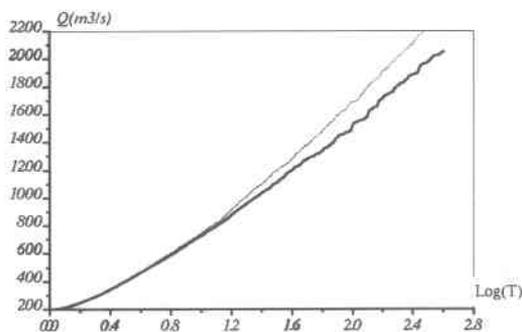


FIG. 7.2 – Comparaison de la distribution Gamma des débits de pointes de crues d'un bassin versant (trait gras) et de celle des débits "bruités" (trait fin) : écart-type du bruit égal à 0.3 fois la valeur du débit

nées ne comportant que des crues courantes, voire quelques rares crues plus exceptionnelles. Quel crédit accorder aux résultats de ces modèles lorsqu'ils sont utilisés en extrapolation, pour des gammes de débits et d'événements pluvieux dépassant largement celle pour laquelle ils ont été calés ? Et par voie de conséquence, quel crédit accorder aux queues de distributions des débits de pointes de crues reproduites à l'aide de ces modèles ?

Les modèles à base physique, construits par couplage d'un modèle stochastique de pluie et d'un modèle pluie-débit, ne peuvent, de toute évidence, pas être considérés comme des outils prédictifs. Quelques rares études critiques des différents modèles existants (Moughamian *et al.*, 1987; Raines & Valdes, 1993) ont d'ailleurs montré leurs très médiocres performances, s'il était encore nécessaire de s'en convaincre. En revanche, cette approche garde tout son intérêt en tant qu'outil d'analyse, d'introspection des relations existant entre les propriétés statistiques des pluies, les processus hydrologiques et la distribution statistique des débits d'un bassin versant.

Ce chapitre est consacré à la présentation des modèles de distributions de débits de pointes de crues développés jusqu'à présent, en tentant d'en tirer les principaux enseignements concernant en particulier les formes possibles des distributions. La plupart de ces travaux conduisent à des résultats très similaires. Un résultat général portant sur la queue des distributions de débits de crues générées par ces modèles est exposé en conclusion. Il servira de grille de lecture des résultats exposés dans le chapitre suivant.

## 7.2 Le modèle d'Eagleson (Eagleson, 1972)

*L'intensité moyenne et la durée des événements pluvieux sont des variables aléatoires indépendantes et de densité de probabilité exponentielle. Le coefficient d'écoulement est supposé constant. Le bassin versant est de forme rectangulaire. Le modèle d'onde cinématique est utilisé pour simuler la propagation des ondes de crues sur les bassins versants.*

Eagleson est l'un des premiers à avoir tenté d'expliquer la forme des lois de probabilité des débits de pointes de crues des bassins versants à partir de considérations sur la structure statistique des pluies et le comportement hydrologique des bassins. Ses travaux ont inspiré et conditionné les choix - en particulier du modèle stochastique de pluie - de nombreux auteurs à sa suite.

### 7.2.1 Le modèle stochastique de pluie

Les événements pluvieux ne sont décrits que par leur durée  $t_r$  et l'intensité moyenne de pluie  $i_0$ . Les deux variables aléatoires sont indépendantes et ont une densité de probabilité exponentielle. Notons ici que les distributions statistiques des cumuls de pluie et durées des événements pluvieux, contrairement à celles des intensités moyennes maximales, sont très dépendantes de la définition des événements pluvieux : durée minimale de temps sec entre deux événements, seuil d'intensité ou de cumul des événements. Le modèle stochastique de pluie et les distributions de débit de pointes de crues risquent de varier fortement en fonction de la définition qui est retenue pour l'événement pluvieux.

$$f(i_0) = \frac{1}{\beta} \exp(-i_0/\beta) \quad f(t_r) = \frac{1}{\lambda} \exp(-t_r/\lambda) \quad (7.1)$$

$\beta$  et  $\lambda$  sont respectivement l'espérance de l'intensité ponctuelle moyenne d'un événement pluvieux en pouces par heures et l'espérance de la durée d'un événement pluvieux en heures. Un facteur d'abattement spatial  $K$  est appliqué à l'intensité de pluie ponctuelle  $i_0$  pour obtenir l'intensité moyenne surfacique  $i'_0$  :  $i'_0 = K i_0$  avec  $K = 1 - \exp(-1.1\lambda^{1.4}) + \exp(-1.1\lambda^{1.4} - 0.01A_r)$ .  $A_r$  est la superficie sur laquelle se produit le ruissellement direct en miles carrés.

La densité de probabilité de la pluie moyenne surfacique d'un événement pluvieux a donc pour expression :

$$f(i'_0) = \frac{1}{K\beta} \exp(-i'_0/(K\beta)) \quad (7.2)$$

### 7.2.2 La fonction de production

Le taux d'infiltration  $\phi$  exprimé en *pouces/h* est supposé constant. L'intensité de pluie efficace  $i_e$  se déduit simplement de  $i_r$ , la durée  $t_e$  de la pluie efficace étant égale à  $t_r$

$$\begin{aligned} i_e &= i'_0 - \phi & i'_0 > \phi \\ i_e &= 0 & i'_0 \leq \phi \end{aligned}$$

La densité de probabilité de l'intensité moyenne de la pluie efficace sachant que  $i'_0 > \phi$  conserve la même expression que celle de la pluie moyenne surfacique :

$$f(i_e) = \frac{1}{K\beta} \exp(-i_e/(K\beta)) \quad (7.3)$$

La densité de probabilité conjointe de l'intensité moyenne de pluie efficace et de la durée de pluie a pour expression :

$$f(i_e, t_r) = \frac{\lambda\beta}{K} \exp(-\lambda t_r - \beta i_e/K) \quad (7.4)$$

Par ailleurs, le ruissellement n'apparaît que sur une sous portion  $A_r$  de la surface totale du bassin versant  $A_c$ . Cette surface contributive est constante et constitue l'un des paramètres de calage du modèle d'Eagleson.

### 7.2.3 La fonction de transfert

Eagleson propose de représenter un bassin hydrologique par deux versants de forme rectangulaire drainés par un thalweg central. Le modèle d'onde cinématique est utilisé pour simuler le transfert de la pluie efficace jusqu'à l'exutoire du bassin.

Nous ne présenterons pas dans les détails les développements mathématiques qu'implique ce modèle de propagation. Notons que le calcul de la fonction de répartition du débit de point de crues d'un bassin versant fait apparaître deux termes.

$$F(Q_{max}) = \int \int f(i_e, t_r) di_e dt_r = I_1 + I_2 \quad (7.5)$$

Le premier terme  $I_1$  correspond à l'ensemble des événements pluvieux dont l'intensité de pluie efficace est inférieure à  $Q_{max}/A_r$  :

$$I_1 = \int_0^\infty dt_r \int_0^{Q_{max}/A_r} \frac{\beta\lambda}{K} \exp(-\lambda t_r - \beta i_e/K) di_e \quad (7.6)$$

d'où

$$I_1 = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \quad (7.7)$$

Le second terme  $I_2$  correspond aux épisodes pluvieux dont l'intensité est supérieure à  $Q_{max}/A_r$  mais dont la durée est inférieure au temps de concentration du bassin versant de sorte que le débit de pointe résultant est inférieur à  $Q_{max}$ . En notant  $g(i_e, Q_{max})$  la fonction reliant  $i_e$ ,  $Q_{max}$  et la durée de l'événement :

$$I_2 = \int_{Q_{max}/A_r}^\infty di_e \int_0^{g(i_e, Q_{max})} \frac{\beta\lambda}{K} \exp(-\lambda t_r - \beta i_e/K) dt_r \quad (7.8)$$

qui s'écrit encore

$$I_2 = \int_{Q_{max}/A_r}^\infty \exp(-\beta i_e/K) di_e \int_0^{g(i_e, Q_{max})} \frac{\beta\lambda}{K} \exp(-\lambda t_r) dt_r \quad (7.9)$$

d'où

$$I_2 = \int_{Q_{max}/A_r}^\infty \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i_e/K) [1 - \exp(-\lambda g(i_e, Q_{max}))] di_e \quad (7.10)$$

en posant  $i = i_e - Q_{max}/A_r$

$$I_2 = \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \left[ 1 - \int_0^\infty \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i/K - \lambda g(i, Q_{max})) di \right] \quad (7.11)$$

d'où l'on déduit que

$$F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \left[ \int_0^\infty \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i/K - \lambda g(i, Q_{max})) di \right] \quad (7.12)$$

que nous noterons

$$F(Q_{max}) = 1 - I_0 \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \quad (7.13)$$

avec

$$I_0 = \int_0^\infty \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i/K - \lambda g^*(i, Q_{max})) di \quad (7.14)$$

$g^*$  est une fonction qui prend des valeurs positives. Quel que soit  $i$  on a donc  $\exp(-\beta/Ki - \lambda g^*(i)) < \exp(-\beta/Ki)$ . L'intégrale est donc toujours inférieure ou égale à  $K/\beta$  et  $I_0$  inférieur ou égal à 1. On en déduit donc que quelle que soit la valeur de  $Q_{max}$  :

$$F(Q_{max}) > 1 - \exp(-\beta Q_{max}/KA_r) = G(Q_{max}) \quad (7.15)$$

$g^*(i, Q_{max})$  est de plus une fonction décroissante de  $Q_{max}$ . L'expression de  $g^*$  est complexe mais  $g^*(i, Q_{max})$  est proportionnelle à  $Q_{max}^{-2/5}$  lorsque  $Q_{max}$  tend vers l'infini. L'exposant 2/5 provient de l'utilisation de la formule de Manning-Strickler. La fonction  $F$  converge donc asymptotiquement vers  $G$  lorsque  $Q_{max}$  tend vers l'infini<sup>1</sup>.  $I_0$  est donc une fonction croissante de  $Q_{max}$ . La fonction de répartition des débits de pointes de crues issue du modèle d'Eagleson apparaîtra donc concave sur "papier de Gumbel".

En effet, la période de retour  $T$  s'exprime en fonction de  $F$  :

$$T(Q_{max}) = 1/(1 - F(Q_{max})) = I_0^{-1} \exp(\beta Q_{max}/KA_r) \quad (7.16)$$

d'où

$$\log(T(Q_{max})) = \beta Q_{max}/KA_r - \log(I_0) \quad (7.17)$$

Le terme  $\log(I_0)$  est négatif et croissant en fonction de  $Q_{max}$ . Cette convergence est cependant relativement lente, et Eagleson a proposé pour une gamme de fréquence ou de période de retour donnée de considérer le terme  $I_0$  comme constant. La valeur de  $I_0$  dépend des propriétés statistiques des pluies (distribution des durées et des intensités moyennes des événements pluvieux). Toutes choses égales par ailleurs, la valeur de  $-\log(I_0)$  croît lorsque la surface du bassin versant considéré augmente : i.e. la contribution des événements pluvieux de durée inférieure au temps de concentration du bassin versant dans le calcul de la fonction de répartition des débits de pointes de crues est d'autant plus importante que sa surface et donc son temps de concentration augmente.

La valeur de  $I_0$  estimée par Eagleson dans ses applications numériques se situe entre 0.3 pour un bassin versant de 1000 km<sup>2</sup> et quasiment 1 pour un bassin versant de 50 km<sup>2</sup> (figure 7.3 et 7.4).

<sup>1</sup>La fonction de répartition  $G$  est équivalente à un facteur de proportionnalité près à celle des intensités de pluie efficace. Elle correspond à un modèle où la propagation des débits sur le bassin versant est négligée.

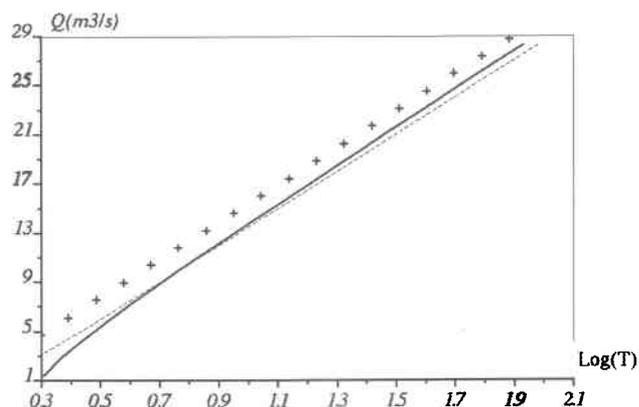


FIG. 7.3 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $100 \text{ km}^2$  d'après le modèle d'Eagleson, : a)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r)$  distribution des intensités moyennes de pluie efficace rapportée à la surface du bassin versant (croix), b) distribution issue du modèle d'Eagleson (trait continu), c) solution approchée proposée par Eagleson (trait pointillé).

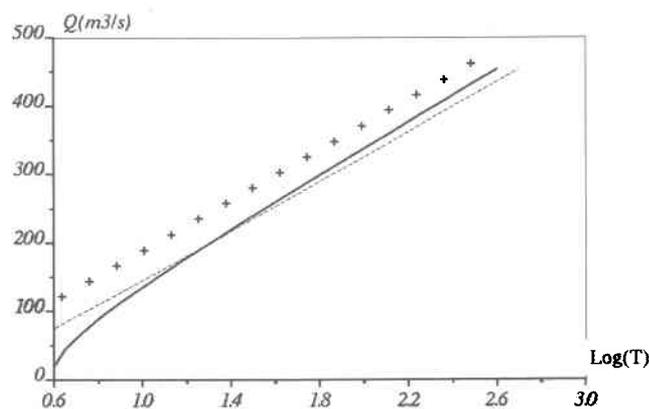


FIG. 7.4 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $1000 \text{ km}^2$  d'après le modèle d'Eagleson, : a)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r)$  distribution des intensités moyennes de pluie efficace rapportée à la surface du bassin versant (croix), b) distribution issue du modèle d'Eagleson (trait continu), c) solution approchée proposée par Eagleson (trait pointillé).

#### 7.2.4 Conclusions

Ces premiers travaux d'Eagleson sont relativement peu encourageants. Malgré le choix d'un modèle de pluie et d'un modèle hydrologique relativement simples et peu réalistes (conductivité hydraulique des sols constantes, pas de saturation), la démarche analytique débouche sur une expression complexe de la fonction de répartition des débits de pointes de crues. Cependant, les applications numériques conduisent à un résultat assez trivial : compte tenu des valeurs des paramètres du modèle caractérisant les pluies et le comportement hydrologique des bassins versants, cette fonction de répartition est quasiment exponentielle pour les gammes de période de retour qui intéressent les hydrologues (périodes de retour supérieures à un an). Le "gradex" des débits de crues (pente de la fonction de répartition sur papier semi logarithmique) est égal au "gradex" des intensités moyennes maximales des événements pluvieux.

Ce résultat est à la fois peu pertinent et problématique. Peu pertinent, parce qu'une relation aussi simple entre les propriétés statistiques des pluies et celles des débits de pointes de crues d'un bassin versant serait connue depuis bien longtemps si elle était effectivement vérifiée. Le modèle hydrologique retenu par Eagleson apparaît bien trop simpliste. Ce résultat est aussi problématique parce que la définition même de l'événement pluvieux est floue. La distribution des durées et des intensités moyennes dépendent énormément de la définition que l'on donne d'un événement pluvieux et en particulier de la durée minimum de temps sec entre deux événements. A titre d'exemple, l'intensité moyenne de l'événement du 12 et 13 novembre 1999 mesurée à Lézignan Corbières peut être égale à 12, 40 ou 90 mm/h selon que l'on considère qu'un épisode pluvieux est délimité par deux périodes de temps sec de 24 ou 1 heure, ou encore que l'on ne considère que l'épisode de pluie le plus intense. L'intensité moyenne de l'événement varie d'un facteur 10 selon la définition retenue. On imagine facilement les conséquences possibles sur les distributions de débits de crues reconstituées à l'aide du modèle d'Eagleson.

### 7.3 Travaux d'Hebson et Wood (Hebson & Wood, 1982)

*Même modèle que celui proposé par Eagleson. Le modèle d'onde cinématique est remplacé par une fonction de transfert linéaire (ie temps de propagation indépendants du débit) : un hydrogramme unitaire géomorphologique.*

Hebson et Wood ont tenté de généraliser l'approche d'Eagleson à des bassins versants de géométries variées en utilisant la théorie de l'hydrogramme unitaire géomorphologique (Rodriguez-Iturbe & Valdes, 1979). Sous certaines hypothèses, en particulier celle d'une

réponse hydrologique linéaire, on peut relier la forme de l'hydrogramme unitaire de réponse d'un bassin versant à ses caractéristiques géomorphologiques : niveau de ramification du réseau de thalwegs, répartition des longueurs de thalwegs et des surfaces de versants. Ce choix a donc conduit Hebson et Wood à abandonner l'un des aspects particulièrement intéressants du travail d'Eagleson, à savoir la prise en compte de la non linéarité de la réponse hydrologique par l'utilisation du modèle d'onde cinématique pour le transfert des débits.

### 7.3.1 Le modèle

La fonction de répartition des débits de pointes peut être calculée de la même manière que dans l'étude d'Eagleson en la décomposant en deux termes.

$$F(Q_{max}) = \int \int f(i_e, t_r) di_e dt_r = I_1 + I_2 \quad (7.18)$$

avec

$$I_1 = \int_0^\infty dt_r \int_0^{Q_{max}/A_r} \frac{\beta\lambda}{K} \exp(-\lambda t_r - \beta i_e/K) di_e \quad (7.19)$$

d'où

$$I_1 = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \quad (7.20)$$

et

$$I_2 = \int_{Q_{max}/A_r}^\infty di_e \int_0^{g(i_e A_r / Q_{max})} \frac{\beta\lambda}{K} \exp(-\lambda t_r - \beta i_e/K) dt_r \quad (7.21)$$

Le modèle de transfert retenu étant linéaire, la durée pour laquelle le débit maximum à l'exutoire du bassin versant est égal  $Q_{max}/A_r$  ne dépend que du rapport  $i_e A_r / Q_{max}$ . L'expression de  $I_2$  se simplifie donc :

$$I_2 = \int_{Q_{max}/A_r}^\infty \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i_e/K) [1 - \exp(-\lambda g(i_e A_r / Q_{max})] di_e \quad (7.22)$$

Comme dans le cas du modèle d'Eagleson en posant  $i = i_e - Q_{max}/A_r$ , il vient :

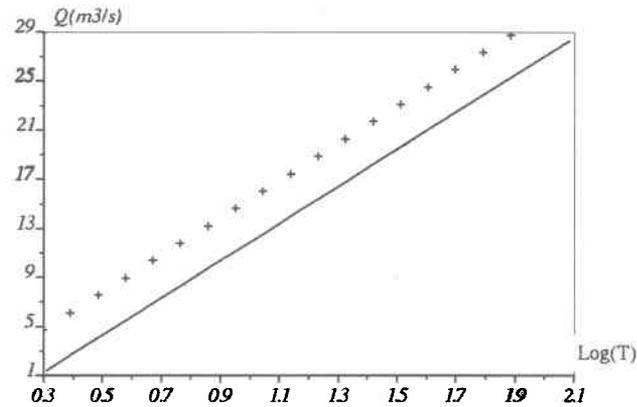


FIG. 7.5 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $100 \text{ km}^2$  d'après le modèle d'Hebson & Wood : a)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r)$  distribution des intensités moyennes de pluie efficace (croix), b) distribution issue du modèle d'Hebson & Wood (trait continu).

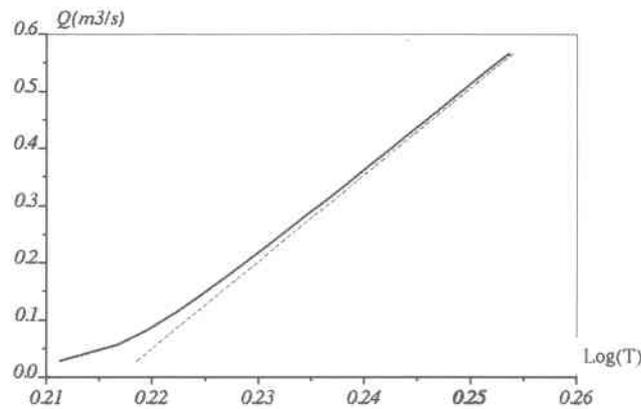


FIG. 7.6 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $100 \text{ km}^2$  d'après le modèle d'Hebson & Wood, zoom sur les débits de faible période de retour : a)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r)$  distribution des intensités moyennes de pluie efficace (croix), b) distribution issue du modèle d'Hebson & Wood (trait continu), c) distribution asymptotique (trait pointillé).

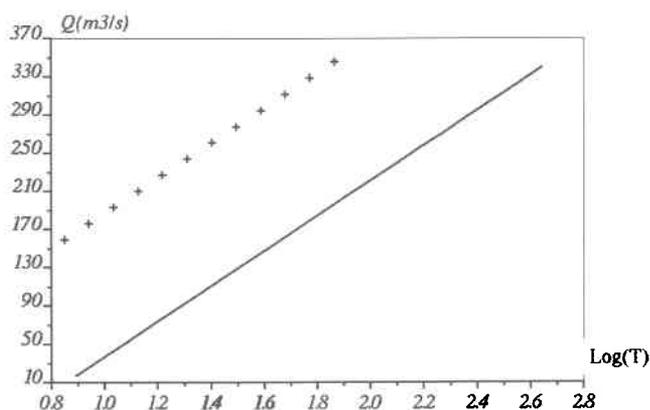


FIG. 7.7 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $1000 \text{ km}^2$  d'après le modèle d'Hebson & Wood : a)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r)$  (croix), b) distribution issue du modèle d'Hebson & Wood (trait continu).

$$F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \left[ \int_0^{\infty} \frac{\beta}{K} \exp(-\beta i/K - \lambda g * (i, Q_{max})) di \right] \quad (7.23)$$

La fonction  $g(i_e A_r / Q_{max})$  est décroissante : pour une intensité moyenne de pluie donnée, et une durée d'événement pluvieux inférieure au temps de concentration  $t_k$  du bassin versant,  $Q_{max}$  diminue lorsque la durée de l'événement pluvieux diminue. Notons que  $i_e A_r / Q_{max} = i A_r / Q_{max} + 1$ . Pour une valeur de  $i$  donnée, la fonction  $g^*$  est donc une fonction croissante de  $Q_{max}$ . Elle converge asymptotiquement vers la valeur constante  $g(1) = t_k$  lorsque  $Q_{max}$  tend vers l'infini. La fonction  $g^*$  prenant des valeurs positives, la fonction de répartition des débits est supérieure à :

$$F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r) \quad (7.24)$$

et elle converge asymptotiquement lorsque  $Q_{max}$  tend vers l'infini vers :

$$F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta Q_{max}/K A_r - \lambda t_k) \quad (7.25)$$

Quelques exemples de comparaisons de la distribution des pluies efficaces (équation 7.24), de la distribution asymptotique (équation 7.25) et de la distribution proposée par Hebson & Wood (équation 7.23) sont présentés dans les figures 7.5 7.6 et 7.7.

### 7.3.2 Conclusions

Les distributions de débits de pointes de crues issues du modèle d'Hebson & Wood sont convexes sur papier de Gumbel, et quasiment exponentielles sur une gamme restreinte de périodes de retour. Le comportement asymptotique des distributions d'Hebson & Wood et d'Eagleson sont légèrement différents. Alors que la distribution d'Eagleson converge vers celle des intensités moyennes des événements pluvieux, celle d'Hebson & Wood s'en éloigne.

## 7.4 Le modèle de Diaz-Granados (Diaz-Granados *et al.*, 1984)

*Les intensités et durées des événements pluvieux sont indépendants et leurs lois marginales sont exponentielles. Le modèle de Philip est utilisé pour calculer les intensités de pluie efficace. La fonction de transfert se base sur l'hydrogramme unitaire géomorphologique simplifié (de forme triangulaire) proposé par Rodriguez-Iturbe (Rodriguez-Iturbe et al., 1982). Dans cette version, les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire, et en particulier le temps de concentration du bassin versant, dépendent de l'intensité de la pluie efficace. La fonction de transfert est donc non linéaire.*

### 7.4.1 Le modèle

L'ajout d'une fonction d'infiltration conduisant à des valeurs de coefficients d'écoulements variables est la principale contribution de Diaz-Granados par rapport aux travaux antérieurs. Elle conduit cependant à complexifier notablement les expressions mathématiques et à une impasse pour l'approche analytique. La solution proposée par Diaz-Granados résulte d'une succession d'approximations numériques. Nous donnons ici l'expression de cette distribution pour mémoire :

$$P(Q \leq Q_{max}) = 1 - \lambda \exp(\beta K - 2\sigma) \Gamma(\sigma + 1) \sigma^{-\sigma} \left[ I + \sum_1^4 J_i \right] \quad (7.26)$$

avec

$$I = \int_{2.29(Q_{max}/A)^{-4/K}}^{\infty} \exp(-\lambda t_e + 1.4434 \beta S_i^k t_e^j (Q_{max}/A)^l) dt_e \quad (7.27)$$

et

$$J_i = \int_{a_i(Q_{max}/A)^{-A/K}}^{b_i(Q_{max}/A)^{-A/K}} \exp(-\lambda t_e + 1.4434\beta S^k t_e^j [2(c_i Q_{max}/A)^{d_i} / 0.871 K t_e]^{l/e_i}) dt_e \quad (7.28)$$

où  $1/\beta$  est l'espérance de l'intensité des événements pluvieux en  $cm/h$ ,  $1/\lambda$  est l'espérance de la durée des événements pluvieux en  $h$ ,  $S$  et  $K$  sont les paramètres du modèle d'infiltration (voir ci-dessous),  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$ ,  $d_i$ ,  $e_i$  sont des valeurs tabulées,  $A$  est la surface du bassin versant en  $km^2$ ,  $t_e$  est le temps de concentration du bassin versant qui dépend de  $Q_{max}$  et finalement  $\sigma = \lambda(\beta S/2\sqrt{2}\lambda)^{2/3}$ .

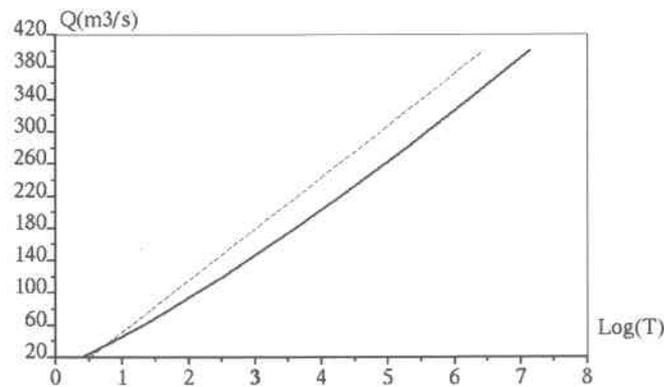


FIG. 7.8 - Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $100 km^2$  d'après des données proposées dans la publication de Diaz-Granados et al. : a) Approximation de Diaz-Granados avec  $1/\beta = 0.1 cm/h$ ,  $1/\lambda = 30 h$  et  $K = 0.044 cm/h$ , b)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta[(Q_{max}/A) + K])$  (trait pointillé)

#### 7.4.2 Conclusions

La solution de Diaz-Granados est difficile à interpréter. Notons simplement que l'expression du taux d'infiltration  $f(t)$  dans le modèle de Philip est la suivante :

$$f(t) = 1/2St^{1/2} + K \quad (7.29)$$

où  $S$  est la sorptivité en  $cm/h$  et  $K$  la conductivité hydraulique du sol considéré à saturation en  $cm/h$ . Bien entendu, à l'instant  $t$  d'un événement pluvieux  $i_e(t) = i_r - f(t)$ . L'intensité de la pluie efficace  $i_e$  dépendra donc de la durée  $t_r$  de l'événement pluvieux. On peut prévoir que lorsque  $Q_p$  tendra vers l'infini et donc  $i_e$  tendra vers l'infini, le terme  $f(t)$  deviendra

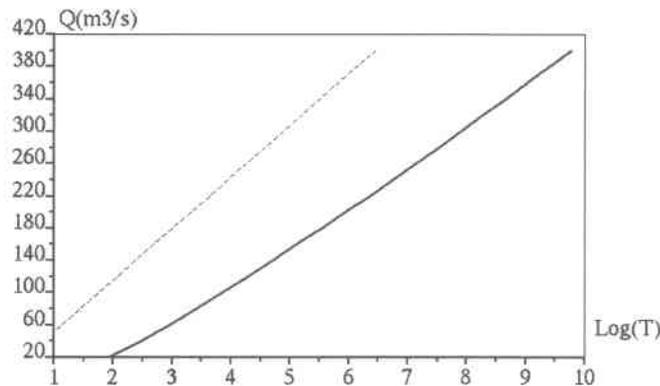


FIG. 7.9 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $100 \text{ km}^2$  : a) Approximation de Diaz-Granados avec  $\beta = 1/0.1 \text{ h/cm}$ ,  $\lambda = 1/3 \text{ h}^{-1}$  et  $K = 0.044 \text{ cm/h}$ , b)  $F(Q_{max}) = 1 - \exp(-\beta[(Q_{max}/A) + K])$  (trait pointillé)

négligeable devant  $i_r$ . La fonction de répartition obtenue avec le modèle de Diaz-Granados doit donc tendre asymptotiquement vers celle proposée par Eagleson, soit une fonction exponentielle. C'est effectivement ce qu'illustrent les applications numériques (figure 7.8 et 7.9). Par ailleurs - et nous nous limiterons ici à une appréciation qualitative - le coefficient d'écoulement moyen aura tendance à augmenter avec la période de retour de la crue. On peut donc s'attendre à voir augmenter la pente locale de la fonction de répartition des débits de pointes de crues d'un bassin versant lorsque la période de retour augmente : i.e. la fonction est convexe sur papier de Gumbel. Les applications numériques (figure 7.8 et 7.9) indiquent que cet effet l'emporte sur l'influence de la fonction de transfert non linéaire qui, selon les résultats d'Eagleson, dans le cas du modèle stochastique de pluie supposant une distribution exponentielle des intensités moyennes et durées d'événements, a tendance à produire des distributions de débits concaves sur papier de Gumbel. Contrairement aux résultats d'Eagleson, la distribution issue du modèle de Diaz-Granados et al. ne converge pas vers celle des intensités moyennes de pluies efficaces mais vers une distribution décalée en période de retour. Ce décalage est lié au modèle de production. Il dépend, comme l'illustrent les figures 7.8 et 7.9 des valeurs relatives de  $S$  et  $K$ , et de la durée moyenne des événements pluvieux. Plus la durée moyenne des événements pluvieux est élevée, moins l'influence de la fonction de production sur la distribution des débits de pointe de crue sera marquée. Le modèle de Diaz-Granados et al. doit converger vers un modèle analogue à celui d'Eagleson lorsque  $\lambda$  tend vers 0. On remarque (figure 7.8) que ce n'est pas tout à fait le cas. Cette discordance entre la limite théorique du modèle de Diaz-Granados et al. et les résultats numériques est probablement le reflet des erreurs liées aux approximations

numériques utilisées pour établir l'équation 7.26.

## 7.5 Travaux de Sivapalan *et al.* (Sivapalan *et al.*, 1990)

*Sivapalan et al. renoncent totalement à l'approche analytique. Les distributions de débits de pointes de crues sont obtenues par simulation numérique.*

### 7.5.1 Le modèle de pluie

Les durées et les intensités moyennes des événements pluvieux sont supposées indépendantes. Les durées suivent une loi exponentielle. Les intensités moyennes des pluies sur le bassin versant suivent une loi gamma de paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  :

$$g(i) = \frac{\beta^\alpha i^{\alpha-1}}{\Gamma(\alpha)} \exp(-\beta i) \quad (7.30)$$

Les valeurs des deux paramètres de la distribution dépendent de la surface du bassin versant -  $\alpha_p = K(A)\alpha$  et  $\beta_p = K(A)\beta$  - en notant  $\alpha_p$  et  $\beta_p$  les paramètres de la distribution des pluies moyennes sur une surface unitaire ( $1 \text{ km}^2$ ).  $K(A)$  est une fonction décroissante de la surface du bassin versant prenant ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 1]$ . On peut noter que d'après ce modèle, l'espérance des intensités de pluies ( $\alpha/\beta$ ) ne dépend pas de  $A$ . En revanche, la variance de la distribution des pluies ( $\alpha/\beta^2$ ) décroît lorsque  $A$  augmente.

Le modèle de pluie retenu est relativement classique, excepté le choix d'une loi gamma plutôt que d'une loi exponentielle pour la distribution des intensités des événements pluvieux. En revanche, l'intensité de pluie moyenne  $i$  à l'échelle du bassin versant est répartie aléatoirement sur la surface du bassin. L'intensité ponctuelle suit une loi gamma de moyenne  $i$  et de coefficient de variation  $C_v(A)$  (rapport entre l'écart-type et la moyenne de la distribution) augmentant avec  $A$  :  $C_v(A) = C_v(1 - K(A))^{1/2}$  où  $C_v$  est le coefficient de variation de la distribution des pluies ponctuelles sur un bassin de surface unitaire.

### 7.5.2 La fonction de production

Deux processus sont pris en compte : le ruissellement par saturation et le ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration des sols.

La conductivité hydraulique à saturation des sols  $K_0$  est considérée comme spatialement hétérogène sur le bassin versant. Sa distribution statistique est supposée suivre une loi log

normale. Indépendamment du degré de saturation des sols du bassin, toute surface recevant une pluie d'intensité  $i$  supérieure à  $K_0$  ruisselle, la pluie nette étant égale à  $i - K_0$  si le sol n'est pas saturé. D'autre part, le modèle retenu intègre aussi la représentation conceptuelle de la saturation des sols proposée par Beven (Beven *et al.*, 1995). La profondeur  $z_x$  de la nappe - et donc le déficit de saturation des sols si l'on considère qu'ils sont à capacité au champ au-dessus de la nappe - dépend des caractéristiques topographiques du bassin et des caractéristiques pédologiques locales :

$$z_x = z_m - \frac{1}{f} \left[ \log \left( \frac{afT_e}{K_0 \tan\beta} \right) - \lambda \right] \quad (7.31)$$

où  $z_m$  est la profondeur moyenne de la nappe sur le bassin,  $a$  est la surface amont drainée au point  $x$ ,  $\tan\beta$  est la pente locale,  $f$  un paramètre caractérisant la diminution de conductivité hydraulique des sols avec la profondeur,  $\log(T_e)$  et  $\lambda$  les valeurs moyennes de  $\log(K_0/f)$  et  $\log((afT_e)/K_0 \tan\beta)$  sur le bassin versant. La surface contributive  $A_c$  s'étend au cours d'un événement pluvieux au fur et à mesure que la proportion de sols saturés, i.e. la proportion de la surface du bassin pour laquelle la relation suivante est vérifiée, augmente :

$$\log \left( \frac{afT_e}{K_0 \tan\beta} \right) \geq \lambda + fz_m + fg(M(\tau)) \quad (7.32)$$

avec  $M(\tau)$  le volume cumulé infiltré pendant la durée  $\tau$ .

Notons enfin que la profondeur moyenne de la nappe sur le bassin  $z_m$  est une condition initiale qui est aussi variable et peut être rattachée au débit de base avant chaque événement pluvieux. Ce débit est supposé suivre une loi gamma.

### 7.5.3 La fonction de transfert

Nous ne présenterons pas ici les développements de Sivapalan. L'hydrogramme unitaire géomorphologique proposé par Rodriguez-Iturbe (Rodriguez-Iturbe *et al.*, 1982), et déjà employé par Diaz-Granados *et al.*, est utilisé. Les paramètres de cet hydrogramme sont recalculés en fonction de la proportion de surfaces contributives et du ratio entre ruissellement par saturation et ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration des sols.

#### 7.5.4 Conclusions

Sivapalan propose lui-même une analyse de sensibilité de son modèle dont nous ne reprendrons ici que les principales conclusions. Malgré la complexité du modèle, c'est essentiellement le rapport entre l'intensité moyenne de pluie  $i_m$  sur le bassin versant et la conductivité hydraulique moyenne  $K_{0m}$  qui contrôle la forme des distributions de débits de pointes de crues. Bien entendu, ce résultat est valable pour des valeurs des autres paramètres du modèle considérées comme réalistes.

Deux cas de figure se présentent alors :

- $i_m$  est du même ordre de grandeur ou supérieur à  $K_{0m}$ . Alors la distribution des débits de pointes de crues est essentiellement contrôlée par le ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration des sols, et donc par l'intensité moyenne des événements pluvieux (figure 7.10).
- Dans le cas contraire, les crues courantes sont essentiellement associées au ruissellement par saturation des sols. La distribution des débits de pointes de crues est, dans ce cas, contrôlée par la distribution des intensités moyennes, des durées des événements pluvieux mais aussi par les propriétés physiques des bassins versants et en particulier la distribution des déficits de saturation des sols en début d'événement. Au-delà d'une certaine intensité de pluie cependant, le ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration redevient prépondérant. La distribution des débits de pointes, au-delà d'une certaine période de retour, est contrôlée, comme dans le cas précédent, par celle des intensités moyennes des événements pluvieux. Les distributions de débits simulées présentent donc deux parties bien distinctes correspondant aux deux types de processus dominants, avec une phase de transition assez rapide (figure 7.11).

Sivapalan attire l'attention sur la similitude, du moins d'un point de vue qualitatif, entre cette seconde forme de distribution et les distributions empiriques de débits mesurés sur des bassins jaugés. Sans être une démonstration, cette comparaison indique que ce type de distribution, qui peut paraître très originale à de nombreux hydrologues, n'est pas moins bien adaptée qu'une autre (Gumbel, Weibull, Fréchet) pour décrire la répartition statistique de débits de pointes de crues observés. On peut aussi noter sur la figure 7.11 l'influence de la rupture de pente dans la distribution des débits de pointes de crues sur la fluctuation d'échantillonnage. Si les débits de pointes de crues suivent une loi du type de celle proposée par Sivapalan et al., on peut s'attendre à une grande variabilité des distributions empiriques reconstituées à partir de séries de données de durée limitée et, par voie de conséquence, à une grande difficulté voire une impossibilité de calage et d'extrapolation des distributions statistiques à partir des séries observées.

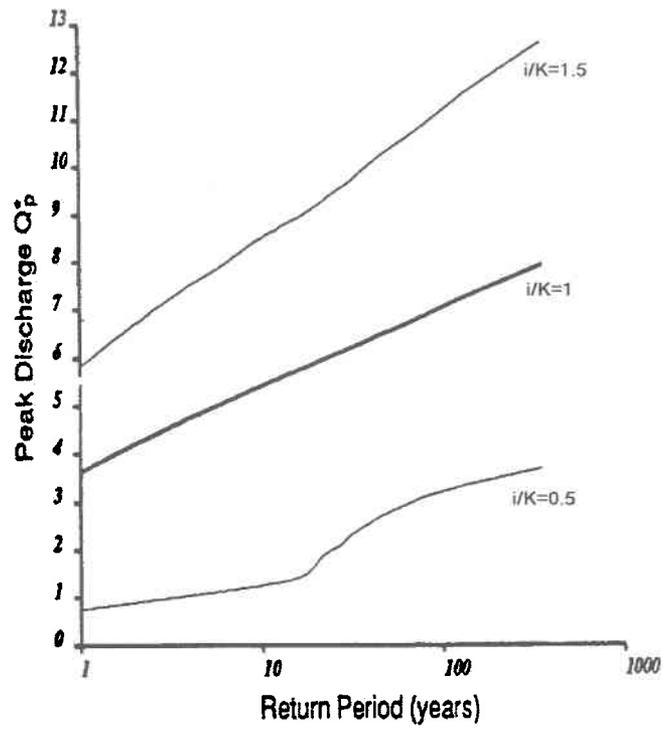


FIG. 7.10 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues adimensionnels obtenues par Sivapalan *et al.* pour différentes valeurs du rapport  $i_m/K_{0m}$ .

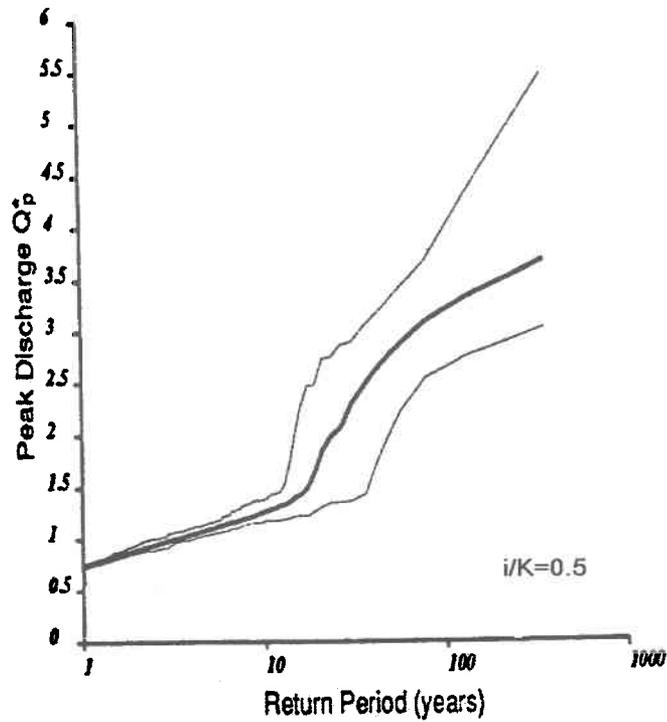


FIG. 7.11 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues obtenues par Sivapalan et al. pour une valeur de  $i_m/K_{0m}$  de 0.5. Valeurs minimum, moyenne et maximum obtenues pour chaque quantile pour une série de 25 tirages de 1000 valeurs.

On retiendra du travail de Sivapalan *et al.* que la relation pluie-débit implique des processus à seuil comme le ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration des sols. Ces processus, peuvent être à l'origine de distributions de débits de pointes de crues assez originales par rapport aux distributions usuellement utilisées en statistiques inférentielles : distributions dont la fonction de répartition présente de nettes ruptures de pentes. S'il s'avère que les débits de pointes de crues suivent des lois de probabilité du type de celle proposée par Sivapalan *et al.*, la très grande fluctuation d'échantillonnage qu'elles impliquent peut devenir un handicap voire rendre impossible tout ajustement de loi de probabilité et extrapolations à partir de séries de données observées de durée limitée.

## 7.6 Le modèle de Goel (Goel *et al.*, 2000)

*Les intensités et durées des événements pluvieux sont corrélées et leurs lois marginales sont exponentielles. La fonction de production est de type Horton avec un taux d'infiltration constant. La fonction de transfert se base sur l'hydrogramme unitaire géomorphologique proposé par Rodriguez-Iturbe (Rodriguez-Iturbe *et al.*, 1982).*

### 7.6.1 Le modèle stochastique de pluie

La densité de probabilité conjointe de l'intensité  $i_r$  et de la durée  $t_r$  d'un événement pluvieux a l'expression suivante (Nagao & Kadoya, 1971), en notant  $\rho$ , leur coefficient de corrélation :

$$f(i_r, t_r) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\rho^k (\beta\lambda)^{k+1}}{(1-\rho)^{2k+1} (k!)^2} (i_r t_r)^k \exp\left(-\frac{\beta}{1-\rho} i_r - \frac{\lambda}{1-\rho} t_r\right) \quad (7.33)$$

### 7.6.2 La fonction de production

Le taux d'infiltration  $\phi$  exprimé en  $mm/h$  est supposé constant. L'intensité de pluie efficace  $i_e$  se déduit simplement de  $i_r$ , la durée  $t_e$  de la pluie efficace étant égale à  $t_r$

$$\begin{aligned} i_e &= i_r - \phi & i_r > \phi \\ i_e &= 0 & i_r \leq \phi \end{aligned}$$

La densité de probabilité conjointe de l'intensité et de la durée des pluies efficace prend alors l'expression suivante

$$f(i_e = 0) = \int_0^\infty \left[ \int_0^\phi f(i_r, t_r) di_r \right] dt_r \quad (7.34)$$

qui après intégration donne :

$$f(i_e = 0) = 1 - \exp\left(\frac{-\beta\phi}{1-\rho}\right) \sum_{k=0}^{\infty} \left[ \frac{\rho^k(\beta)^{k+1}}{(1-\rho)^k k!} \sum_{n=0}^k \frac{k! \phi^n (1-\rho)^{k-n+1}}{n! \beta^{k-n+1}} \right] \quad (7.35)$$

et

$$f(i_e, t_e)_{i_e > 0} = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\rho^k (\beta \lambda)^{k+1}}{(1-\rho)^{2k+1} (k!)^2} ((i_e + \phi) t_e)^k \exp\left(-\frac{\beta}{1-\rho}(i_e + \phi) - \frac{\lambda}{1-\rho} t_e\right) \quad (7.36)$$

### 7.6.3 La fonction de transfert

Le modèle de transfert proposé par Rodriguez-Iturbe (Rodriguez-Iturbe *et al.*, 1982) est utilisé. Le débit de pointe  $Q_p$  à l'exutoire du bassin versant a pour expression :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{2t_e i_e A}{t_b} \left[ 1 - \frac{t_e}{2t_b} \right] & \text{pour } t_e < t_b \\ Q_p &= i_e A & \text{pour } t_e \geq t_b \end{aligned}$$

Le temps de base  $t_b$  de l'hydrogramme unitaire de réponse du bassin versant étant lui-même lié à l'intensité de pluie efficace :

$$t_b = \frac{2L}{0.871(i_e AR)^{2/5} \alpha^{3/5}} = K_1 i_e^{-2/5} \quad (7.37)$$

où  $i_e$  pluie efficace est exprimée en  $cm/h$ ,  $A$  est la surface du bassin versant en  $km^2$ ,  $R$  est ratio des longueurs des biefs de cours d'eau ordonnés par la méthode de Horton,  $L$  est la longueur du bief de plus grand ordre,  $\alpha$  est le paramètre de la formule d'onde cinématique correspondant au bief de plus grand ordre - il dépend de la pente, de la largeur et de la rugosité du bief.

On montre que si  $t_e < K_1 i_e^{-2/5}$  alors la relation suivante lie  $Q_p$ ,  $i_e$  et  $t_e$  :

$$t_e = G(Q_p, i_e) = K_1 i_e^{-2/5} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{Q_p}{A i_e} \right)^{1/2} \right] \quad (7.38)$$

Dans le cas contraire  $Q_p = A i_e$

La fonction de répartition des débits de pointes de crues se décompose, comme dans les cas précédents en deux termes qui regroupent d'une part les événements dont l'intensité moyenne est inférieure à  $Q_p/A$  et d'autre part, les événements pluvieux dont l'intensité moyenne est supérieure mais dont la durée est inférieure à  $G(Q_p, i_e)$  :

$$P(q \leq Q_p) = f(i_e = 0) + \int_0^{Q_p/A} \left[ \int_0^\infty f(i_e, t_e) dt_e \right] di_e + \int_{Q_p/A}^\infty \left[ \int_0^{G(Q_p, i_e)} f(i_e, t_e) dt_e \right] di_e \quad (7.39)$$

Qui peut aussi s'écrire :

$$P(q \leq Q_p) = \int_0^{Q_p/A+\phi} \left[ \int_0^\infty f(i_r, t_r) dt_r \right] di_r + \int_{Q_p/A+\phi}^\infty \left[ \int_0^{G(Q_p, i_e)} f(i_r, t_r) dt_r \right] di_e \quad (7.40)$$

Du fait de la dépendance entre les intensités et les durées des événements pluvieux, l'expression des deux termes de  $P(q < Q_p)$  se complique notablement par rapport au modèle d'Hebson & Wood. Nous ne donnons ici pour mémoire que l'expression du premier de ces deux termes :

$$I_1 = \int_0^{Q_p/A+\phi} \left[ \int_0^\infty f(i_r, t_r) dt_r \right] di_r \quad (7.41)$$

qui après intégration donne :

$$I_1 = 1 - \exp\left(\frac{-\beta(Q_p/A + \phi)}{1 - \rho}\right) \sum_{k=0}^{\infty} \left[ \frac{\rho^k (\beta)^{k+1}}{(1 - \rho)^k k!} \sum_{n=0}^k \frac{k! (Q_p/A + \phi)^n (1 - \rho)^{k-n+1}}{n! \beta^{k-n+1}} \right] \quad (7.42)$$

#### 7.6.4 Conclusions

Lorsque le coefficient de corrélation entre les intensités et les durées des événements pluvieux est nul, le modèle de Goel conduit à des résultats équivalents à ceux obtenus par Eagleson ou Hebson & Wood bien que la fonction de transfert retenue soit un peu différente (figure 7.12) : la distribution des débit de pointes de crues est exponentielle, le "gradex" de la fonction de répartition (pente de la droite  $T(Q)$ ) est le "gradex" des intensités moyennes des événements pluvieux. Insistons une fois de plus sur le fait que le modèle stochastique (équation 7.40) peut certainement conduire à des résultats très différents mais que les

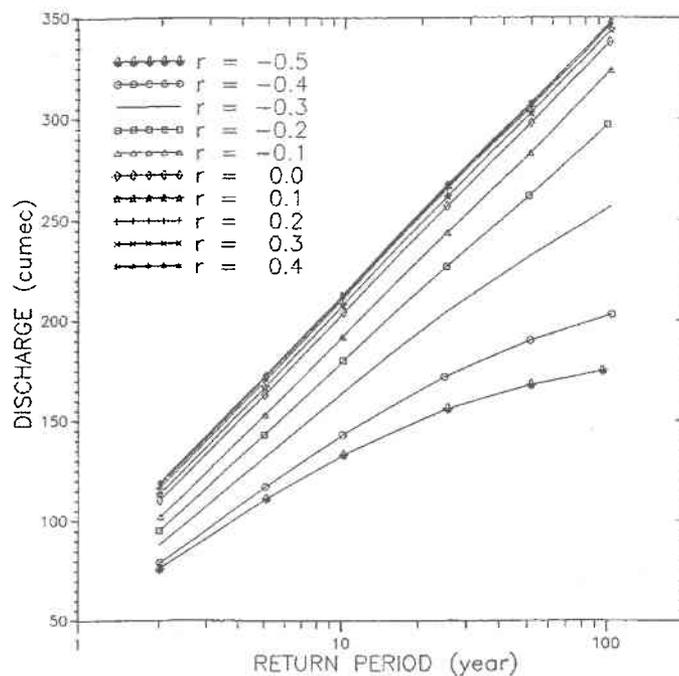


FIG. 7.12 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'après le modèle de Goel pour différentes valeurs de coefficient de corrélation (noté  $r$  dans la figure) entre la durée et l'intensité moyenne des événements pluvieux : bassin versant de  $100 \text{ km}^2$  dont  $52 \text{ km}^2$  de surfaces contributives,  $1/\beta = .4 \text{ cm/h}$ ,  $1/\lambda = 5 \text{ h}$  et  $\phi = 0.72 \text{ cm/h}$ , 24 événements pluvieux par an en moyenne.

distributions résultantes apparaissent exponentielles compte tenu des gammes de valeurs usuelles des paramètres du modèle caractérisant les pluies et le comportement hydrologique des bassins versants.

Un coefficient de corrélation positif ne semble pas modifier la forme des distributions des débits de pointes de crues. Il conduit simplement à une translation de la distribution - réduction de la période de retour associée à un débit de pointe donné - tendant à rapprocher la fonction de répartition des débits de pointes de celle des intensités de pluie efficace. Les distributions de débits de pointes de crues obtenues par Goel et al. pour des valeurs de coefficients de corrélation supérieures à 0.2 sont quasiment superposées à la distribution des pluies efficaces sur le bassin versant  $P(q > Qp) = \exp(-\beta q/A_c - \beta\phi)$ . Cette rapide convergence est certainement liée à la durée moyenne élevée des événements pluvieux (5 heures) par rapport au temps de réponse du bassin versant qui minimise dans ce cas l'influence de la fonction de transfert sur la distribution de débits de pointes de crues. En revanche, une corrélation négative, tend à écarter la distribution des débits de celle des pluies lorsque la période de retour augmente : i.e. la fonction de répartition des débits de pointes de crues apparaît concave sur papier de Gumbel.

La portée opérationnelle des résultats de Goel et al. est cependant limitée. Le coefficient de corrélation entre les durées et les intensités moyennes des événements pluvieux est généralement très faible : de 0 à -0.2 dans les études de cas présentées par Goel et al. Sa prise en compte ne modifie pas la forme des distributions des débits de pointes de crues, pour les plages de valeurs usuelles caractérisant les propriétés des pluies et des bassins versants. Elle conduit tout au plus à un léger décalage des distributions, décalage qui pourrait être obtenu ou corrigé par l'ajustement d'autres paramètres du modèle.

## 7.7 Le modèle de Iacobellis et Fiorentino (Iacobellis & Fiorentino, 2000)

*Le modèle proposé est assez original par rapport aux travaux précédents. La surface contributive suit une loi gamma tronquée (la surface maximale étant égale à la surface du bassin versant). Le débit élémentaire sur cette surface contributive est une fonction linéaire de l'intensité moyenne des pluies. Cette intensité moyenne suit une loi de Weibull dont les paramètres sont eux-mêmes dépendants de la surface contributive.*

### 7.7.1 Expression du débit de pointe de crue

Iacobellis et Fiorentino considèrent qu'un débit de pointe de crue correspond à la contribution d'une sous-partie du bassin versant. Les écoulements "rapides" ne se constituent en effet généralement que sur une sous-partie d'un bassin versant. Les événements pluvieux peuvent avoir une extension limitée. Enfin, la surface contribuant au débit de pointe de crue est aussi contrôlée par les processus de propagation des crues sur le bassin pour des épisodes d'intensité relativement constante sur des durées inférieures au temps de concentration du bassin. Si on note  $a$  la surface contributive et  $u_a$  le débit unitaire correspondant à cette surface, on peut écrire :

$$Q = au_a \quad (7.43)$$

Contrairement aux travaux précédents où, à partir d'hypothèses concernant les processus hydrologiques, la surface  $a$  était calculée en fonction de la durée et de l'intensité de l'événement pluvieux, c'est ici l'approche inverse qui a été retenue. La distribution de  $u_a$  est définie en fonction de la valeur de  $a$ .

### 7.7.2 Distribution des surfaces contributives

Les surfaces contributives suivent une loi gamma tronquée. La densité de probabilité de  $a$  a pour expression :

$$g(a)_{0 \leq a \leq A} = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta) P_A} \left(\frac{a}{\alpha}\right)^{(\beta-1)} \exp\left(-\frac{a}{\alpha}\right) \quad (7.44)$$

$\alpha$  et  $\beta$  sont les deux paramètres de la loi. *Gamma* est la fonction gamma.  $P_A$  est égal à :

$$P_A = \int_0^A \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{a}{\alpha}\right)^{(\beta-1)} \exp\left(-\frac{a}{\alpha}\right) da \quad (7.45)$$

### 7.7.3 Distribution des débits unitaires

L'expression de la fonction de répartition de  $u_a$  est basée sur un certain nombre d'hypothèses. Iacobellis et Fiorentino constatent que, compte tenu des formes d'hydrogrammes unitaires usuelles des bassins versants (on suppose donc implicitement que la fonction de transfert est linéaire) et des formes des courbes "intensité-durée-fréquence", (1) le débit de

pointe maximum est obtenu, pour une période de retour donnée, pour l'intensité correspondant à un temps caractéristique du bassin versant. Ce temps caractéristique est proche du temps de réponse et donc nettement inférieur au temps de concentration du bassin versant. La durée de pluie considérée étant inférieure au temps de concentration, le débit maximum rapporté à la surface contributive est inférieur à la pluie efficace. Il a été montré que le rapport  $\xi$  entre ces deux quantités était assez stable et de l'ordre de 0.7. Iacobellis et Fiorentino proposent donc de supposer que (2) la distribution des débits de pointes de crues rapportée à la surface contributive est, à la transformation "pluie brute - pluie efficace" près, la distribution des intensités moyennes maximales sur la durée caractéristique du bassin versant. Notons que ce raisonnement semble astucieux mais est probablement incomplet. En effet, la proposition (1) n'implique en rien la proposition (2). En revanche, il a été montré que le débit de pointe de crues d'un bassin versant est très fortement corrélé à l'intensité moyenne maximale de la pluie efficace d'un événement pluvieux sur le temps de concentration du bassin versant, et est relativement indépendant des autres caractéristiques de l'événement pluvieux. Ce constat a conduit à la "méthode rationnelle" : la distribution des débits de pointes de crues rapportée à la surface contributive est la distribution des intensités moyennes maximales des pluies efficaces sur le temps de concentration du bassin versant.

D'autre part, le taux d'infiltration  $f_a$  qui représente dans le modèle l'ensemble des pertes (interception et infiltration) est supposé constant, ainsi que la proportion  $\xi$  de surfaces potentiellement contributives.

On a donc :

$$u_a = \xi(i_{a,\tau} - f_a) \quad (7.46)$$

La distribution des intensités moyennes maximales sur la durée  $\tau$  suit une loi de Weibull de paramètres  $k$  et  $\theta_{a,\tau}$  dont la fonction de répartition  $G$  a pour expression :

$$G(i \leq i_a) = 1 - \exp\left(-\frac{i_{a,\tau}^k}{\theta_{a,\tau}}\right) \quad (7.47)$$

On en déduit que la fonction de répartition de  $u_a$  a pour expression :

$$G(u_a | i_a > f_a) = 1 - \exp\left(-\frac{(u_a/\xi + f_a)^k - f_a^k}{\theta_{a,\tau}}\right) \quad (7.48)$$

$E[i_{a,\tau}]$  et  $f_a$  dépendent de la surface  $a$  :  $E[i_{a,\tau}] = i_1 a^{-\epsilon}$  et  $f_a = f_1 a^{-\epsilon_b}$ . Les séries de

données pluviographiques analysées par Iacobellis et Fiorentino conduisent aux valeurs suivantes :  $\epsilon = \epsilon_b = 0.25$  et  $k = 0.8$ .

Le paramètre  $\theta_{a,\tau}$  se déduit de la valeur de  $E[i_{a,\tau}]$  :

$$\theta_{a,\tau} = E[i_{a,\tau}^k] = (E[i_{a,\tau}]/\Gamma(1 + 1/k))^k \quad (7.49)$$

L'expression de la fonction de répartition de  $u_a$  est donc la suivante :

$$G(u_a|i_a > f_a) = 1 - \exp\left(-\frac{(u_a/\xi + f_1 a^{-\epsilon_b})^k - (f_1 a^{-\epsilon_b})^k}{[i_1 a^{-\epsilon}/\Gamma(1 + 1/k)]^k}\right) \quad (7.50)$$

#### 7.7.4 Distribution des débits de pointes de crues

La fonction de répartition des débits de pointes de crues d'un bassin versant peut être calculée de la manière suivante :

$$P(x \leq q) = \int_0^A g(a)G(q/a|i_a > f_a)da \quad (7.51)$$

Ce qui donne donc, compte tenu de l'expression de  $G(u_a|i_a > f_a)$  :

$$P(x \leq q) = \int_0^A g(a) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{(q/\xi a + f_1 a^{-\epsilon_b})^k - (f_1 a^{-\epsilon_b})^k}{[i_1 a^{-\epsilon}/\Gamma(1 + 1/k)]^k}\right) \right] da \quad (7.52)$$

Les figures 7.13 et 7.14 illustrent les formes de distributions de débits de pointes de crues obtenues pour deux bassins versants fictifs d'après des données numériques proposées dans l'article de Iacobellis et Fiorentino ( $i_1 = 0.5 \text{ mm/h}$  soit une intensité moyenne de pluie maximum annuelle assez faible de  $0.15 \text{ mm/h}$  pour un bassin versant de  $100 \text{ km}^2$  et  $f_1 = 0.1 \text{ mm/h}$ ).

#### 7.7.5 Conclusions

L'approche de Iacobellis et Fiorentino est très originale par rapport aux travaux antérieurs. Elle présente, entre autres, l'intérêt majeur de relier les débits de pointe de crue à une variable explicative des pluies : l'intensité moyenne maximale sur la durée caractéristique du bassin versant. On peut cependant émettre certains doutes sur les arguments méthodologiques avancés pour justifier le choix de cette variable plutôt que l'intensité moyenne maximale de la pluie sur le temps de concentration du bassin versant utilisée dans la "méthode rationnelle" (cf. commentaires de la partie 7.7.3).

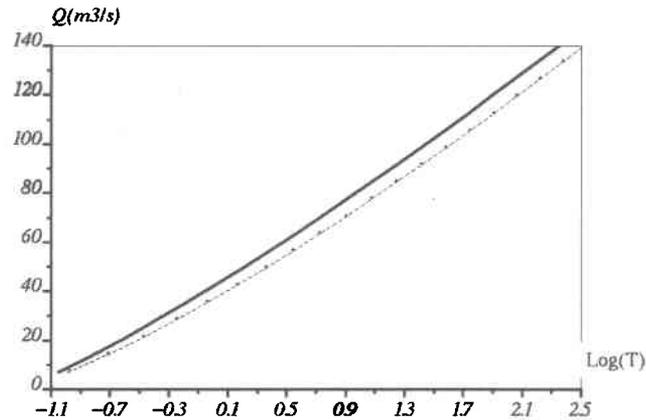


FIG. 7.13 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $50 \text{ km}^2$  1) d'après le modèle de Iacobellis (trait continu), 2) en supposant que  $E[i_{a,\tau}]$  et  $f_a$  sont indépendants de  $a$  (pointillés), 3) avec de plus  $k = 1$ , i.e. distribution exponentielle, (croix).

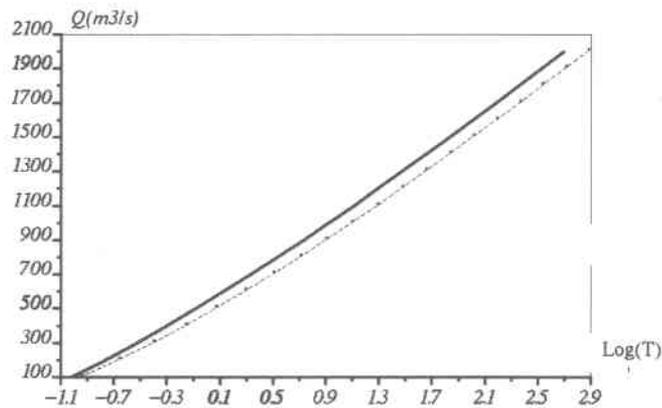


FIG. 7.14 – Distributions théoriques des débits de pointes de crues d'un bassin fictif de  $1500 \text{ km}^2$  1) d'après le modèle de Iacobellis (trait continu), 2) en supposant que  $E[i_{a,\tau}]$  et  $f_a$  sont indépendants de  $a$  (pointillés), 3) avec de plus  $k = 1$ , i.e. distribution exponentielle, (croix)

La construction du modèle est astucieuse, mais il apparaît difficile d'en tirer un réel profit. On peut en effet se demander ce dont tient réellement compte la dépendance dans le modèle entre les paramètres des modèles de pluie et d'infiltration et la surface contributive. Compte tenu de la valeur du paramètre  $\epsilon$ , l'espérance des intensités de pluie est une fonction décroissante de la surface contributive  $a$ . La valeur du coefficient  $\epsilon$  correspond aux ordres de grandeur utilisés pour traduire l'abatement spatial des pluies. En revanche, les phénomènes de saturation ou de mise en place de ruissellement hortonien devraient se traduire par une corrélation positive entre l'intensité moyenne de la pluie et la surface contributive. La surface contributive a tendance à augmenter avec les cumuls et éventuellement l'intensité des pluies, et donc inversement une surface contributive importante doit correspondre à des cumuls de pluie ou intensités élevées. Ce second aspect des choses, lié aux processus de genèse des crues n'est, semble-t-il, pas du tout pris en compte dans le modèle.

La dépendance entre la surface contributive et l'intensité des pluies dans le modèle de Iacobellis rend essentiellement compte de l'abatement spatial. Compte tenu de la faible valeur du paramètre  $\epsilon$ , la prise en compte de cette dépendance a peu d'influence sur la distribution des débits de pointe de crue comme l'illustrent les figures 7.13 et 7.14. De même, les résultats du modèle de Iacobellis sont peu modifiés par le remplacement de loi de Weibull avec une valeur de 0.8 pour le paramètre  $k$  retenue pour décrire la distribution des intensités de pluie, par une loi exponentielle classique. La forme de la loi de probabilité des débits de pointes de crues résultant du modèle de Iacobellis et Fiorentino est essentiellement celle du produit de probabilité de deux variables aléatoires indépendantes  $a$  et  $u$  : l'une suivant une loi gamma tronquée et l'autre une loi exponentielle. La variable aléatoire résultante suit une loi de probabilité de type gamma quelle que soit la loi de probabilité de  $a$ . La fonction de répartition des débits de pointe de crue apparaît donc convexe sur papier semi logarithmique.

## 7.8 Conclusions sur les travaux antérieurs

La première limite de la quasi totalité des études antérieures est l'extrême simplicité du modèle de pluie utilisé : les événements pluvieux ne sont décrits que par leur intensité moyenne et leur durée. Or, nous l'avons vu, ces caractéristiques moyennes des pluies sont très dépendantes de la définition même, de la délimitation dans le temps, des événements.

Par ailleurs, toute l'information pertinente pour l'analyse de la relation "pluie / débit" et particulièrement "propriétés statistiques des pluies / distribution des débits de crues" n'est pas prise en compte dans ces modèles extrêmement simplifiés. Deux événements, l'un d'intensité constante de 1 mm/h pendant 4 jours et l'autre présentant une averse de 100

$mm/h$  pendant une heure au sein d'une pluie peu intense de  $0.04 mm/h$  durant 4 jours ont la même durée et presque la même intensité moyenne. Chacun imagine facilement qu'ils ne conduiront certainement pas aux mêmes débits de crue.

On peut remarquer de plus, que les modèles présentés dans ce chapitre conduisent tous à des résultats similaires : convergence généralement assez rapide de la distribution des débits de crues vers une loi exponentielle de même Gradex que la distribution des intensités moyennes de pluies. Doit-on s'en étonner ? Et n'était-ce pas prévisible ? Arrêtons-nous un instant pour apporter quelques éléments de réponses à ces questions.

### 7.8.1 Quelques considérations théoriques : le raccourci

La plupart des modèles présentés plus haut peuvent être synthétisés de la manière suivante.

Soit  $(X_i)$  les intensités moyennes des événements pluvieux et  $(Y_i)$  les débits de pointes de crues correspondants. Les intensités étant supposées constantes au cours d'un événement, la relation entre  $X$  et  $Y$  peut s'écrire :

$$Y_i = C_i(Y_i).X_i \quad (7.53)$$

$C(Y_i)$ , coefficient d'écoulement peut dépendre de la valeur de  $Y_i$ . Appelons  $f$  la densité de probabilité de  $C$  :

$$P(C = c) = f(c, Y_i) \quad (7.54)$$

L'expression de la densité de probabilité des débits de pointes de crues se déduit alors de celle des intensités moyennes des pluies, supposées suivre une loi exponentielle ( $a$  étant l'intensité minimale de pluie considérée).

$$P(X = x)_{X \geq a} = \lambda e^{-\lambda(x+a)} = A e^{-\lambda x} \quad (7.55)$$

et donc dans le cas où  $C$  est une variable aléatoire prenant ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 1]$  :

$$P(Y = y) = \int_0^1 f(c, y) P(X = y/c) dc = \int_0^1 A f(c, y) e^{-\lambda y/c} dc \quad (7.56)$$

Les propriétés asymptotiques de cette intégrale lorsque  $y$  tend vers l'infini, ainsi que celles de la fonction de répartition  $P(Y \geq y)$  qui y est reliée, peuvent être étudiées par la méthode dite du "point de selle" (Arfken & Weber, 2001; Kolassa, 1997; Jensen, 1995; Frisch & Parisi, 1985; Bahadur & Rao, 1960). Les développements mathématiques sont exposés en annexe D, nous n'en reprenons ici que les conclusions.

Le logarithme des fonctions de densité et de répartition de  $y$  sont asymptotiquement linéaires (*i.e.* la distribution des débits de pointes de crues est asymptotiquement linéaire sur papier de Gumbel).

$$\log P(Y \geq y) = -Ky[1 + o(1)] \quad (7.57)$$

La valeur de la constante  $K$  dépend des propriétés de la densité de probabilité  $f$  du coefficient d'écoulement  $c$ . Si on note  $[c_1, c_2]$  ( $0 \leq c_1 \leq c_2 \leq 1$ ), l'intervalle sur lequel la fonction  $f$  prend des valeurs non nulles lorsque  $y$  tend vers l'infini et excepté le cas particulier d'une concentration très rapide de la fonction  $f$  autour d'une valeur  $c_0 \neq c_2$ , la pente  $K$  (1/Gradex) de la distribution asymptotique des débits est égale à  $\lambda/c_2$ . Dans la plupart des approches présentées plus haut  $c_2 = 1$  : quel que soit le débit, il peut être associé à un coefficient d'écoulement égal à 1 avec une probabilité non nulle.

Si  $f$  se concentre autour de la valeur 1 lorsque  $y$  tend vers l'infini, ce que prévoient les modèles hydrologiques réalistes qui ne prennent pas en compte l'hétérogénéité spatiale des pluies, la distribution asymptotique des débits est alors tout simplement celle des intensités de pluie, aux changements d'unités près.

**On conclut donc, moyennant certaines contraintes concernant la densité de probabilité du coefficient d'écoulement  $c$  généralement respectées si les modèles de pluie et pluie-débit retenus sont réalistes, que les distributions des débits de pointes de crues obtenues par les approches semi déterministes présentées plus haut sont asymptotiquement linéaires sur papier de Gumbel et de même Gradex que la distribution des intensités moyennes de pluies. Deux cas de figure se présentent : (i) soit  $c$  est constant et généralement égal à 1 au-delà d'un certain seuil ou bien la densité de  $c$  se concentre autour de la valeur 1, auquel cas la distribution asymptotique des débits est celle des pluies, (ii) soit  $c$  conserve une densité de probabilité lorsque la valeur du débit tend vers l'infini, la distribution asymptotique des débits est alors linéaire sur papier de Gumbel et de même Gradex que la distribution des intensités de pluies. Les modèles de pluie et pluie-débits retenus contrôlent la vitesse de convergence**

vers cette distribution asymptotique et la forme de la distribution pour la gamme intermédiaire de périodes de retour. Un résultat très similaire peut être énoncé si les intensités de pluies suivent une loi EV II plutôt que la loi exponentielle (cf. annexe D).

La vitesse de convergence dépend des modèles utilisés et il n'est pas possible d'établir des propriétés générales. Notons simplement que les durées et intensités des événements pluvieux sont supposées indépendantes, alors qu'il apparaît généralement qu'elles sont corrélées négativement dans les séries observées. Cette hypothèse augmente apparemment notablement la vitesse de convergence vers la distribution asymptotique (cf. travaux de Goel et al. et chapitre suivant).

En revanche, la forme des distributions de débits dans la gamme des périodes de retour intermédiaires dépend des propriétés de la transformation pluie-débit. Le chapitre suivant en donnera quelques exemples. En guise de conclusion de cette parenthèse, conduisons les calculs dans le cas simple où  $c$  suit une loi uniforme.

$$P(Y \geq y) = \int_0^1 \int_{y/c}^{\infty} \lambda \exp(-\lambda x) dx dc \quad (7.58)$$

Qui peut aussi bien s'écrire :

$$P(Y \geq y) = \int_y^{\infty} \int_{y/x}^1 \lambda \exp(-\lambda x) dx dc \quad (7.59)$$

d'où

$$P(Y \geq y) = \int_y^{\infty} \lambda \exp(-\lambda x) (1 - y/x) dx \quad (7.60)$$

et donc

$$P(Y \geq y) = \exp(-\lambda y) - \lambda y \left( \int_y^{\infty} \frac{\exp(-\lambda x)}{x} dx \right) \quad (7.61)$$

Le développement asymptotique lorsque  $y$  tend vers l'infini de la seconde intégrale est connu (Spiegel, 1993) :

$$\int_y^{\infty} \frac{\exp(-u)}{u} du = \frac{e^{-y}}{y} \left( 1 - \frac{1!}{y} + \frac{2!}{y^2} - o(y^{-3}) \right) \quad (7.62)$$

On en déduit donc que :

$$P(Y \geq y) = \frac{\exp(-\lambda y)}{\lambda y} + o(y^{-2}) \quad (7.63)$$

En intégrant on obtient :

En notant  $T(y) = 1/P(Y \geq y)$ , on a donc :

$$\lim_{y \rightarrow \infty} \log T(y) \simeq \lambda y + \log(\lambda y) = H(y) \quad (7.64)$$

La dérivée première de cette fonction est égale à :

$$\frac{\partial H(y)}{\partial y} = \lambda + \frac{1}{y} \quad (7.65)$$

On vérifie que la dérivée tend bien vers  $\lambda$ . En d'autres termes, la fonction de répartition des pluies nettes converge asymptotiquement vers une fonction linéaire sur papier de Gumbel et de même Gradex que celui des pluies brutes. La dérivée seconde de la fonction  $H(y)$  est égale à :

$$\frac{\partial^2 H(y)}{\partial y^2} = -\frac{1}{y^2} \quad (7.66)$$

Cette dérivée seconde est négative. La fonction  $\log T(y)$  est asymptotiquement concave. La fonction de répartition des débits  $y = \mathcal{F}(\log T(y))$  est donc asymptotiquement convexe sur papier de Gumbel.

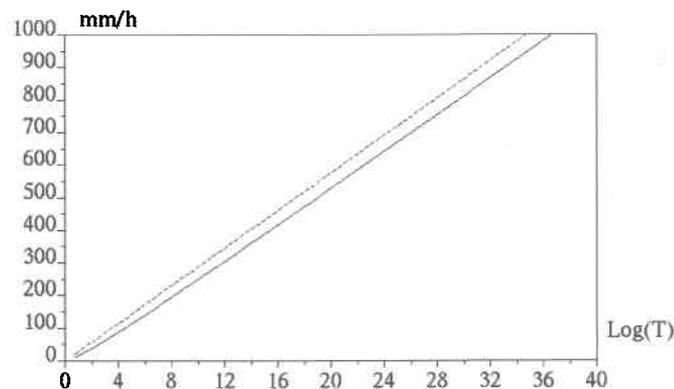


FIG. 7.15 – Comparaison de la distribution des intensités de pluie brute et des intensités de pluie efficaces dans le cas où l'on suppose que  $C$  est indépendant de  $i$  et suit une loi uniforme sur  $[0, 1]$ .

La figure 7.15 illustre la signification de l'équivalence au sens de l'approximation du point

de selle, et confirme numériquement ces résultats théoriques. La fonction de répartition des pluies nettes, obtenue dans le cas où le coefficient d'écoulement  $C$  suit une loi uniforme sur  $[0, 1]$  est légèrement convexe sur une représentation semi logarithmique et elle a asymptotiquement linéaire sur papier de Gumbel et de Gradex très proche de celui de la fonction de répartition des intensités de pluies brutes.

### 7.8.2 Développements proposés

La volonté d'aboutir à une expression analytique avait initialement conditionné le choix d'un modèle stochastique de pluie simplifié. Or, il apparaît que dès que le modèle pluie-débit est complexifié, les distributions statistiques de débits de pointes de crues doivent être dérivées numériquement, l'approche analytique débouchant sur une impasse. Il n'y a donc pas lieu de contraindre le choix du modèle de pluie. De plus, on peut fortement douter que les distributions de débits puissent être expliquées par les seules intensités moyennes des événements pluvieux. Nous proposons par la suite de poursuivre l'analyse théorique des distributions des débits de pointes de crues à l'aide d'un modèle de pluie décrivant la répartition temporelle des intensités au sein des événements pluvieux.

Par ailleurs, la plupart des fonctions de production retenues sont hortonniennes (ruissellement par dépassement des capacités d'infiltration des sols du bassin versant). C'est ce processus qui contrôle par exemple la forme des distributions de débits de pointes de crues pour les événements rares dans le modèle de Sivapalan. Or, les retours d'expériences sur les crues éclair indiquent, que sur les bassins versants étudiés (bassins méditerranéens avec une couverture végétale), le ruissellement hortonien n'est pas le processus dominant, même lors des événements pluvieux exceptionnellement intenses. Le modèle du Soil Conservation Service, éventuellement modifié (modèle à seuil), semble rendre compte de manière assez satisfaisante de l'évolution des coefficients d'écoulement à l'échelle du bassin versant. C'est donc le modèle qui sera retenu comme "fonction de production" dans la suite de l'analyse.



## Chapitre 8

# Formes possibles des distributions de débits de crues

*Où l'on explore et où l'on découvre des lois d'un genre bien particulier*

*To increase our understanding of probabilities of extreme floods and droughts and to improve their estimates, more would be gained by the study of geophysical and anthropogenic processes than by the present preoccupation with the subtleties of distribution fitting which merely diverts talent from the task of shedding light on the dark areas to the futile search of the key to nature's secrets under the proverbial street lamp.*

*(Klemes, 1988)*

### 8.1 Introduction

Ce chapitre vise à compléter les travaux antérieurs réalisés sur le sujet, en exploitant entre autres les connaissances acquises dans le cadre des retours d'expériences sur les crues "éclair" les plus récentes.

Une nouvelle approche est proposée reposant sur un modèle stochastique de pluie plus

complexe rendant compte de la structure temporelle des pluies au pas de temps de 5 minutes. Le modèle hydrologique testé est celui sur lequel se sont basées les interprétations lors des retours d'expériences sur les crues éclair.

Afin de pouvoir mettre en évidence l'influence possible des différents processus hydrologiques sur les distributions de débits de pointes de crues, le modèle sera complexifié progressivement.

Dans un premier temps, le coefficient d'écoulement et donc la surface contributive seront considérés comme constants et indépendants des caractéristiques des événements pluvieux. Ceci permettra d'étudier l'influence de la fonction de transfert. Deux types de fonctions seront testés. Une fonction de transfert linéaire et le modèle d'onde cinématique probablement plus proche de la physique des écoulements en crue en particulier sur les petits bassins versants. La célérité de propagation des ondes de crues a en effet tendance à croître lorsque le débit augmente, en l'absence d'importantes zones d'expansion des crues. Rappelons que les vitesses moyennes d'écoulement dans les cours d'eau amont lors des crues de l'Aude ont été estimées à 2 à 3  $m/s$ , soit nettement plus que les vitesses moyennes d'écoulement lors des crues courantes sur ces mêmes cours d'eau probablement plus proches de 1  $m/s$ . Le modèle retenu, lors de cette première analyse est très proche de celui qu'ont utilisé Eagleson et Hebson & Wood. Les résultats obtenus seront comparés à ceux de ces études antérieures, ce qui révélera l'importance de la complexification du modèle stochastique de pluie. Quelques observations sur les relations éventuelles entre la structure temporelle des pluies et l'évolution du coefficient de variation <sup>1</sup> des distributions de débits de pointes de crues avec la surface du bassin versant - phénomène de "multiscaling" suggéré par certains auteurs - clôtureront cette partie.

La seconde partie de l'analyse est consacrée à l'étude de l'influence de la fonction de production sur les distributions de débits de pointes de crues ou plus précisément de l'intensité de pluie efficace puisque le transfert n'est pas pris en compte. Sur la base des retours d'expériences présentés au chapitre 4 de ce document, le modèle du "Soil Conservation Service" (SCS) a été retenu. Ce modèle reproduit à l'échelle du bassin versant la saturation progressive des sols et donc l'évolution de la proportion de surfaces contributives au cours d'un événement pluvieux. Contrairement aux travaux de Diaz-Granados ou de Sivapalan (cf. chapitre 7), le modèle ne prévoit pas la possibilité d'apparition, sur les bassins versants, de ruissellement "hortonien" lié au dépassement des capacités d'infiltration des sols, processus hydrologique qui contrôlait les formes des distributions de débits de pointes de crues pour les événements rares dans le cas du modèle de Sivapalan. Pour tenir compte

---

<sup>1</sup>Ecart-type divisé par la moyenne.

des enseignements tirés des retours d'expériences sur les crues "éclair", et en particulier de la possibilité d'évolution très rapide des coefficients d'écoulement au-delà d'un certain seuil de précipitations, une version modifiée du modèle du SCS est testée dans un second temps. Ce nouveau modèle contribue à infléchir plus encore les distributions de débits de pointes de crues. Les propriétés théoriques des distributions, présentées en conclusion du chapitre 7, sont étendues et servent de guide à l'interprétation des résultats de simulations numériques présentés dans cette partie.

Quelques simulations de distributions de débits de pointe de crue (DDPC) à l'aide du modèle hydrologique complet (couplage de la fonction de production et de la fonction de transfert) sont présentées en guise de conclusion. Elles permettent de vérifier que les "in-flechissements" des distributions dus aux non linéarités des fonctions de production et de transfert se conjuguent, conduisant à des DDPC très nettement convexes sur papier semi-logarithmique voire de type "courbes en S". De telles distributions impliquent une grande fluctuation d'échantillonnage et on peut penser que si les DDPC des cours d'eau sont effectivement de ce type, alors le calage de lois de probabilités à partir de séries courtes de données (20 à 30 ans) est illusoire. Quelques exemples de distributions empiriques reconstituées à partir de séries simulées de 20 années sont présentés. Ils permettent de constater la grande variabilité possible des distributions reconstituées à partir d'un nombre limité de réalisations (crues). Cette variabilité et la forme des distributions empiriques rappellent celles des séries de débits de pointes de crues observés sur les petits bassins versants en région méditerranéenne.

L'analyse réalisée dans ce chapitre présente deux limites qui seront discutées dans la conclusion. D'une part, le modèle hydrologique utilisé est événementiel. L'état initial du bassin versant est identique quel que soit l'événement pluvieux. L'impact possible de la succession d'événements pluvieux et de la saisonnalité, et donc de la dépendance possible entre les caractéristiques des événements pluvieux et l'état initial du bassin n'est donc pas étudié. D'autre part, la pluie est supposée homogène à l'échelle du bassin versant. Or, l'hétérogénéité spatiale des pluies est un facteur explicatif majeur des débits de pointes de crues de bassins versants de plus de quelques dizaines de kilomètres carrés comme l'illustrent les retours d'expériences sur les crues éclair. L'impact possible des relations existant entre l'hétérogénéité spatiale des pluies, la surface du bassin versant et l'intensité de l'événement pluvieux n'est pas non plus étudié en détail ici.

## 8.2 Présentation des outils de modélisation utilisés

### 8.2.1 Le modèle de bassin versant

Nous reprendrons ici la représentation simplifiée de bassin versant proposée par Eagleson (Eagleson, 1972) : le bassin versant est de forme rectangulaire et composé de deux versants raccordés à un thalweg central (figure 8.1). Seuls les écoulements rapides sont simulés. Ceux-ci se constituent sur une sous-partie du bassin versant. Les surfaces contributives sont supposées être les plus proches du réseau de drainage du bassin. Elles constituent deux bandes de terrain situées de part et d'autre du thalweg central dans la représentation retenue.

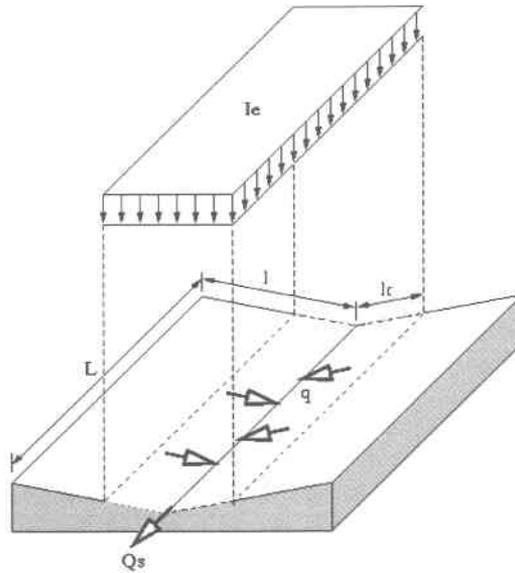


FIG. 8.1 – Représentation simplifiée d'un bassin versant.

Les fonctions de production et de transfert utilisées ont été présentées au chapitre 3.

### 8.2.2 Le modèle stochastique de pluie

Le modèle stochastique de pluie utilisé (Thauvin *et al.*, 1998) est à notre connaissance l'un des seuls modèles opérationnels permettant de simuler des séries pluviographiques à des pas de temps inférieurs à l'heure (5 minutes dans le cas présent). Il s'agit d'un modèle dit de "simulation directe" qui reconstitue un hyétogramme de pluie par juxtaposition d'entités

dont les caractéristiques peuvent être interdépendantes. Trois types d'entités permettent de reconstituer un hyétogramme dans ce modèle (figure 8.2) : les périodes de temps sec (de durée variable et d'intensité de pluie nulle), les périodes inter-averses (de durée et intensité moyenne variables, l'intensité restant inférieure à  $2,5 \text{ mm/h}$ ), et les pics d'averses de forme trapézoïdale correspondant aux périodes les plus intenses des événements pluvieux. Chaque averse peut comporter plusieurs pics.

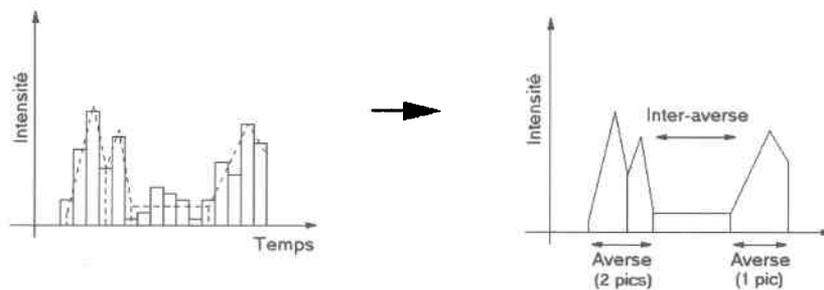


FIG. 8.2 – Représentation schématique d'un hyétogramme dans le modèle stochastique de pluie

Neuf variables aléatoires sont nécessaires dans ce modèle pour décrire la répartition temporelle des intensités de pluie :

1. La durée des périodes de temps sec
2. Le nombre d'averses d'un événement pluvieux
3. La durée des périodes inter-averses
4. L'intensité moyenne des périodes inter-averses
5. Le nombre de pics par averse
6. La durée des pics
7. L'intensité moyenne des pics
8. L'intensité maximale des pics
9. La position du maximum au sein du pic

Les lois de probabilité de chacune de ces variables comportent 2 ou 3 paramètres. Elles dépendent éventuellement de la saison. Il existe des dépendances entre certaines de ces variables aléatoires.

Le modèle a été calé sur des données de la région parisienne et plus précisément du département de la Seine-Saint-Denis où près de 50 années-stations de données pluviographiques

étaient disponibles. En tenant compte de la saisonnalité, des interdépendances entre variables, une soixantaine de paramètres ont été nécessaires pour décrire les lois de probabilité des 9 variables du modèle.

A titre indicatif, un exemple de distribution d'intensités moyennes maximales (courbes dites "intensité-durée-fréquence" ou IDF) des événements pluvieux générées à l'aide du modèle de pluie est présenté dans le tableau 8.1.

Pas de temps	5 min.	10 min.	20 min.	30 min.	1 h	2 h	4 h	8 h	16 h
Moyenne	127.6	82.3	54.0	41.4	24.6	13.8	7.5	4.1	2.3
CV	0.26	0.28	0.30	0.30	0.31	0.32	0.31	0.28	0.23
Imax T = 10 ans	169.4	110.6	74.5	57.7	35.4	19.5	10.3	5.4	2.9
Imax T = 5 ans	146.0	95.5	63.6	49.1	29.6	16.4	8.9	4.7	2.6
Imax T = 1 an	93.8	59.6	38.6	29.2	16.9	9.6	5.4	3.1	1.8
Gradex ( <i>mm/h</i> )	79.4	53.6	37.7	29.5	17.9	10.5	5.4	2.7	1.2

TAB. 8.1 – Synthèse des caractéristiques des pluies simulées (500 ans simulés) : statistiques établies sur les pluies d'intensité maximale de fréquence inférieure à 1/an. Les intensités sont exprimées en *mm/h*.

Les statistiques des valeurs simulées pour des durées supérieures à une heure sont très comparables à celles des séries observées (tableau 8.2). En revanche, les intensités simulées sur des pas de temps inférieurs à une heure sont sensiblement supérieures aux intensités obtenues par l'analyse directe des données du département de Seine-st-Denis.

Pas de temps	5 min.	10 min.	30 min.	1 h	2 h	4 h
Imax T = 10 ans	119	98	53	33.9	18.4	10.2
Imax T = 5 ans	107.4	81.9	43.9	25.5	15.2	9.0
Imax T = 1 an	68.4	46.8	23.4	14.0	8.7	5.3

TAB. 8.2 – Caractéristiques des pluies mesurées sur le réseau de pluviographes du département de Seine-st-Denis (Roux, 1996). Les intensités sont exprimées en *mm/h*.

Les ordres de grandeur sont cependant comparables. Le modèle de pluie a été initialement conçu pour reproduire des événements courants de période de retour inférieure à l'année. Il n'est donc pas étonnant de voir apparaître quelques divergences entre les pluies simulées et mesurées lorsqu'on s'intéresse aux événements extrêmes. On ne peut d'ailleurs pas espérer reproduire parfaitement les queues de distributions empiriques de lames d'eau avec un modèle qui utilise des lois de probabilité relativement simples à deux ou trois paramètres. Par ailleurs, et peut-être avant tout, les valeurs des quantiles sont estimées à partir de 50 années-stations dans le cas des données mesurées. Les valeurs des quantiles de période de

retour 10 ans et 5 ans sont donc relativement incertaines (cf. chapitre 6).

Les lois de probabilité utilisées dans le modèle de pluie ne sont pas tronquées (*i.e.* les variables du modèle peuvent prendre des valeurs comprises entre zéro et l'infini). Le modèle ne semble cependant pas produire d'événements extraordinairement intenses. Les intensités maximales moyennes des pluies sur 1 heure et 30 minutes, simulées sur 500 ans, sont respectivement de 60.5 mm/h et 116 mm/h. Elles restent du même ordre de grandeur que les intensités mesurées. Les courbes IDF reconstituées à partir des séries simulées sont de type exponentiel (cf. figures 8.3, 8.5, et 7.15 par exemple). La loi exponentielle est assez souvent retenue pour décrire les distributions statistiques des intensités moyennes maximales des événements pluvieux. Si les séries de pluies simulées ne sont pas parfaitement équivalentes aux séries de pluies mesurées, elles semblent cependant réalistes.

En résumé, le modèle de pluie est un outil d'extrapolation, qui permet de reconstituer des séries longues de pluies, et que nous utiliserons comme tel pour étudier les formes des distributions statistiques de débits de pointes de crues, en particulier pour des périodes de retour supérieures à dix ans. Ce modèle reconstitue des séries de pluies réalistes, mais pas statistiquement équivalentes aux séries de pluies mesurées. Il semble en particulier que les lames d'eau de faible fréquence simulées soient sensiblement plus élevées que les lames d'eau mesurées. On peut aussi s'interroger sur la pertinence de l'extrapolation exponentielle des courbes IDF dans le cas des pluies méditerranéennes : cf. travaux de Bendjoudi *et al* (1998) ou Parodi *et al* (2001) évoqués dans le chapitre 6.

Enfin, le modèle de pluie simule en l'état des événements pluvieux caractéristiques d'un climat océanique dégradé. Le manque de séries longues de données pluviographiques n'a pas permis de le recalibrer en contexte méditerranéen. Il sera éventuellement nécessaire de compenser l'intensité globalement plus faible des pluies simulées par rapport aux pluies méditerranéennes par un choix judicieux de paramètres du modèle hydrologique : en particulier ceux de la fonction de production (choix de valeurs de "Curve Number" relativement plus élevées que les valeurs calées lors des retours d'expériences). Cet ajustement peut paraître au prime abord contestable. Le modèle ne nous servira ici cependant que comme support à la réflexion sur les formes possibles des DDPC. Les résultats présentés dans ce chapitre sont, comme nous le verrons, suffisamment généraux pour pouvoir être extrapolés malgré les faiblesses des modèles de simulation utilisés.

## 8.3 Influence de la “fonction de transfert”

### 8.3.1 Quelques jalons

Cette courte introduction est destinée à mettre en place, à partir de cas simples, quelques notions qui serviront par la suite de guide à l'interprétation des résultats des simulations numériques. Il s'agit plus particulièrement d'identifier, dans le cas de surfaces contributives invariantes, les caractéristiques des événements pluvieux qui contrôlent les débits de pointes de crues des bassins versants, et dont la distribution statistique contrôlera donc celle des débits.

Remarquons tout d'abord que l'intensité moyenne maximale est, par définition, une fonction décroissante de la durée sur laquelle elle est estimée pour un événement pluvieux donné. Le débit de pointe de crue d'un bassin versant dont le coefficient d'écoulement ne varie pas au cours d'un événement pluvieux est donc supérieur ou égal au produit de sa surface contributive et de l'intensité moyenne maximale de l'événement pluvieux sur son temps de concentration. Il se peut, suivant l'hydrogramme unitaire de réponse du bassin versant et la répartition temporelle des pluies, que le débit de pointe corresponde aux apports d'une sous-partie du bassin versant et soit donc lié à l'intensité moyenne maximale de pluie sur une durée inférieure au temps de concentration du bassin versant. Nous allons dans ce qui suit établir dans quelles conditions cela est possible.

Notons cependant que si, quel que soit l'événement pluvieux, le débit de pointe de crue est égal au produit de la surface contributive par l'intensité moyenne maximale du bassin versant, et si ce temps de concentration est constant (fonction de transfert linéaire), alors la méthode rationnelle (équation 8.1) permet d'évaluer directement la distribution des débits de pointes de crues d'un bassin versant en fonction de la distribution des intensités de pluie efficace.

$$Q_p(T) = C.A.i(t_c, T) \quad (8.1)$$

où  $C$  est le coefficient d'apport du bassin,  $A$  sa surface,  $t_c$  son temps de concentration,  $i(t_c, T)$  intensité moyenne de pluie sur la durée  $t_c$  et de période de retour  $T$ .

Dans le cas contraire, la méthode rationnelle conduira à sous-évaluer les débits de période de retour donnée : quantiles de la distribution des débits de pointes de crues.

On peut d'ores et déjà noter l'importance probable des distributions d'intensités moyennes

maximales des pluies sur le contrôle des distributions des débits de pointes de crues, et s'interroger sur la pertinence des modèles stochastiques de pluie utilisés dans le cadre des études antérieures qui ne tenaient compte que de la durée et de l'intensité moyenne des événements pluvieux ...

Reprenons le cas célérité constante et du bassin versant ayant une répartition uniforme des temps de parcours à l'exutoire (bassin rectangulaire dont les temps de transfert sur les versants sont négligés par exemple). Nous cherchons à savoir s'il est possible qu'une sous-partie du bassin versant ayant un temps de réponse plus court et soumis à une intensité moyenne de pluie plus élevée produise un débit supérieur au débit produit par l'ensemble du bassin.

Soient  $t, i, A$  le temps de concentration, l'intensité moyenne de la pluie sur ce temps de concentration, et la surface du bassin versant,  $t', i', A'$  le temps de concentration, l'intensité moyenne de la pluie sur ce temps de concentration, et la surface du sous-bassin.

En posant :

$$t/t' = (A/A')^{1/2}$$

et

$$i = \frac{t'i' + (t - t')i''}{t}$$

Dans un événement pluvieux, si  $t > t'$ , alors nécessairement  $i \leq i'$ .  $i''$  est donc nécessairement supérieur ou égal à zéro.

Nous cherchons à savoir s'il est possible que :

$$i'A' > iA$$

en remplaçant  $A, A'$  et  $i$  on obtient l'inégalité suivante,

$$i' > \frac{t'i' + (t - t')i''}{t} \left(\frac{t}{t'}\right)^2$$

en remarquant que  $t'$  est inférieur à  $t$  par définition on obtient

$$i'' < \frac{-i't'}{t}$$

Ce qui est incompatible avec la condition  $i''$  positif.

Dans le cas du bassin rectangulaire, ou plus généralement d'un bassin ayant une répartition uniforme des distances à l'exutoire, un sous-bassin ne peut produire un débit plus élevé que l'ensemble du bassin. L'application de la formule rationnelle est alors parfaitement justifiée pour déterminer la loi de probabilité des débits de pointe de crue.

En revanche cette conclusion n'est plus valable si la répartition des temps de transfert vers l'exutoire n'est pas uniforme, ou si l'on considère que la célérité est variable. Prenons le cas d'un bassin à hydrogramme unitaire de type courbe en cloche (sinusoïdal par exemple), si on ne prend en compte que les sous-bassins directement raccordés à l'exutoire on obtient :

$$A' = \frac{A}{2} \left( 1 - \cos\left(\frac{\pi t'}{t}\right) \right)_{t' \leq t}$$

En remplaçant dans l'inégalité précédente on aboutit à

$$i'' \leq \frac{t i'}{(t - t')} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \cos\left(\frac{\pi t'}{t}\right) \right) - \frac{t'}{t} \right]$$

$t'$  étant inférieur à  $t$ ,  $i''$  est positif si et seulement si :

$$\frac{1}{2} \left( 1 - \cos\left(\frac{\pi t'}{t}\right) \right) - \frac{t'}{t} \geq 0$$

Ce qui est toujours vérifié si

$$\frac{1}{2} \leq \frac{t'}{t} \leq 1$$

Dépendant de la structure temporelle de la pluie, il est donc possible que le débit de pointe de crue soit lié à une intensité moyenne sur une durée plus courte que le temps de concentration du bassin. Dans un certain nombre de cas viendront donc se substituer aux débits estimés par la formule rationnelle des débits plus élevés.

L'application de la formule rationnelle ne conduira à la distribution effective des débits de pointes de crues que dans le cas très particulier d'un bassin versant à réponse hydrologique linéaire et dont l'hydrogramme unitaire de réponse est rectangulaire. Dans le cas où la fonction de transfert est linéaire et le coefficient d'écoulement constant, il a cependant été montré, en particulier en hydrologie urbaine, que quelle que soit la forme du bassin versant, le débit maximum de crue est très fortement corrélé à l'intensité moyenne maximale de la pluie sur une durée caractéristique, généralement inférieure au temps de concentration du bassin (Lepelletier & Gaume, 2000; Chocat, 1997; Desbordes, 1987). La répartition temporelle des intensités de pluies à des pas de temps inférieurs à ce temps caractéristique a peu d'influence sur le débit de pointe.

Nous nous servirons donc des courbes "intensité-durée-fréquence" comme base de référence pour l'interprétation des résultats des applications numériques.

### 8.3.2 Résultats des simulations numériques

Nous avons repris la relation entre la surface du bassin versant et la longueur du thalweg principal proposée par Eagleson (Eagleson, 1972) :

$$L = (3A)^{1/2} \quad (8.2)$$

Un coefficient de ruissellement de 30% est appliqué quel que soit l'événement pluvieux.

Afin de mettre en évidence l'influence de la non linéarité de la propagation des débits sur les versants et dans le thalweg, deux modèles de propagation ont été utilisés : un modèle linéaire, à célérité indépendante du débit, et le modèle d'onde cinématique. Dans le second, la formule de Manning-Strickler a été employée pour le calcul des pertes de charge. Les coefficients de Manning retenus pour les versants et le thalweg sont respectivement de 10 et 30.

Les débits maximums de crues ont été calculés pour des bassins versants de surfaces comprises entre 10 et 10000  $km^2$  à partir d'une série pluviographique synthétique de 500 ans. Les distributions obtenues avec le modèle linéaire dans le cas du bassin versant de 10  $km^2$  (fig 8.3) confirment les résultats analytiques de la section 8.3.1.

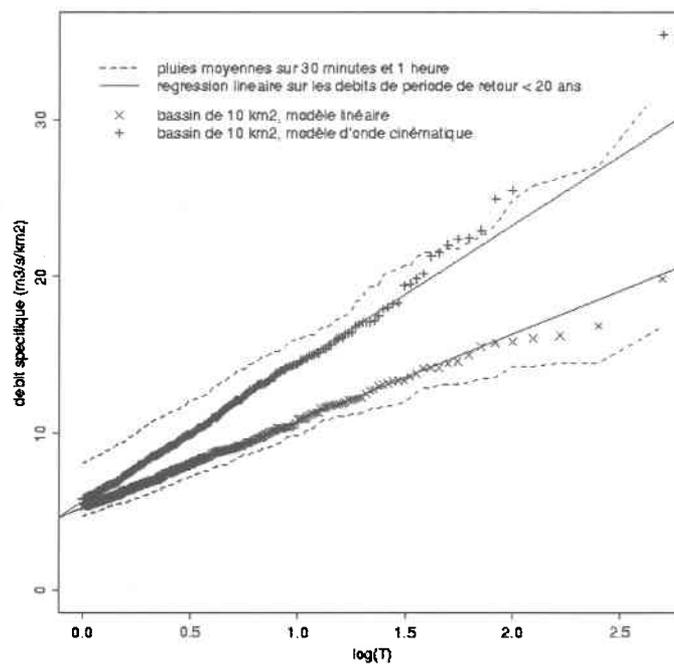


FIG. 8.3 – Comparaison des résultats obtenus avec les modèles linéaires et d'onde cinématique pour un bassin de 10  $km^2$ .

La lame d'eau moyenne sur le temps de concentration du bassin explique le débit de pointe de crue dans le cas d'un bassin ayant une répartition uniforme des distances à l'exutoire.

Ce n'est pas tout-à-fait le cas du bassin étudié (fig 8.4). Ceci explique la légère divergence observée entre la fonction de répartition des débits de pointes de crues et celle des lames d'eau moyennes sur une heure (i.e. temps de concentration du bassin versant fictif étudié).

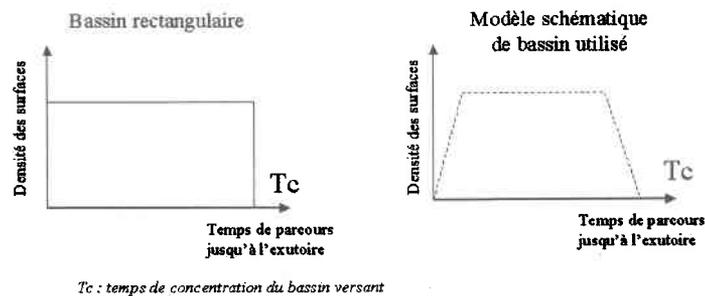


FIG. 8.4 – Comparaison des répartitions des distances à l'exutoire entre le bassin rectangulaire et le modèle schématique de bassin utilisé.

Dans le cas du modèle d'onde cinématique, deux effets se conjuguent :

- Les temps de parcours des ondes de débit ont tendance à diminuer avec l'intensité de la crue. Pour une pluie d'intensité constante de  $18 \text{ mm/h}$  (environ  $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ), le temps de concentration du bassin versant de  $10 \text{ km}^2$  est de  $70 \text{ minutes}$ . Ce temps de concentration n'est plus que de  $36 \text{ minutes}$  pour une pluie de  $80 \text{ mm/h}$  (environ  $22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ). La pente de la courbe débit-fréquence est donc plus importante que celle des courbes intensité-fréquence correspondantes (fig 8.3).
- Malgré la forme quasi rectangulaire du bassin versant, la répartition des temps de parcours vers l'exutoire n'est plus uniforme. Les débits de pointes de crues, sont alors probablement liés à des caractéristiques de pluies mesurées sur des pas de temps plus faibles que le temps de concentration du bassin. C'est ce que l'on constate. Le débit de pointe supérieur à  $8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ , correspondant à un temps de concentration d'environ une heure dans le cas d'une pluie d'intensité constante. Il est plus fréquent que la pluie d'intensité moyenne maximale sur une heure de  $8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ , et que le même débit produit par le modèle linéaire.

Enfin, on peut noter sur la figure 8.3 que la fonction de répartition des débits de pointes de crues reconstitués avec le modèle d'onde cinématique est légèrement convexe. Une extrapolation suivant une loi de Gumbel ou exponentielle d'une série courte de débit mènerait dans ce cas à une surestimation des périodes de retour des débits élevés.

### 8.3.3 Structure temporelle des pluies et “multiscaling”

Quel que soit cependant le modèle hydrologique utilisé, les temps de parcours ou de concentration augmentent avec la surface du bassin versant, comme le montre de manière indirecte la figure 8.5.

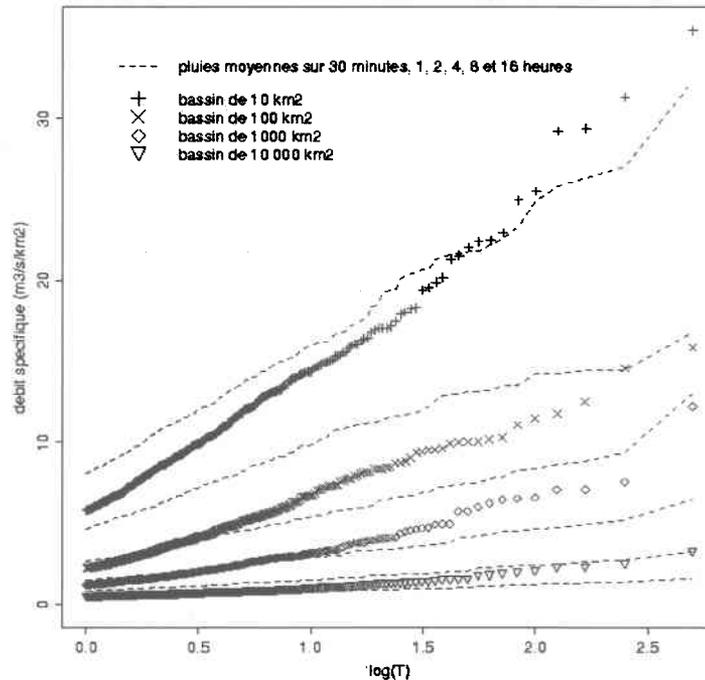


FIG. 8.5 – Fonctions de répartition des débits spécifiques de bassins versants de surfaces variées, et des intensités de pluies mesurées sur des durées variables.

Les distributions de débit de pointes de crues doivent donc hériter en partie des propriétés des distributions d'intensités moyennes maximales. On peut en particulier s'attendre à ce que le lien éventuel existant entre le pas de temps et le coefficient de variation des distributions d'intensités (cf. tableau 8.3) se traduise par un lien entre le coefficient de variation des distributions de débits de pointes de crues et la surface du bassin versant. Ce phénomène est appelé “multiscaling” par certains auteurs (Bloschl & Sivapalan, 1997; Gupta *et al.*, 1994; Smith, 1992).

La représentation des distributions adimensionnelles des débits de pointes de crues pour différentes surfaces de bassins versants (fig. 8.6) ne permet pas d'apprécier les différents coefficients de variation. En revanche, leur calcul (tab. 8.4) révèle le phénomène de “multiscaling” auquel nous nous attendions.

durée	5 min.	30 min.	1 h.	4 h.	16 h.
CV	0.26	0.30	0.31	0.31	0.23

TAB. 8.3 – Coefficient de variation des distributions d'intensité moyenne maximale des événements pluvieux, simulés à l'aide du modèle de pluies, sur différentes durées.

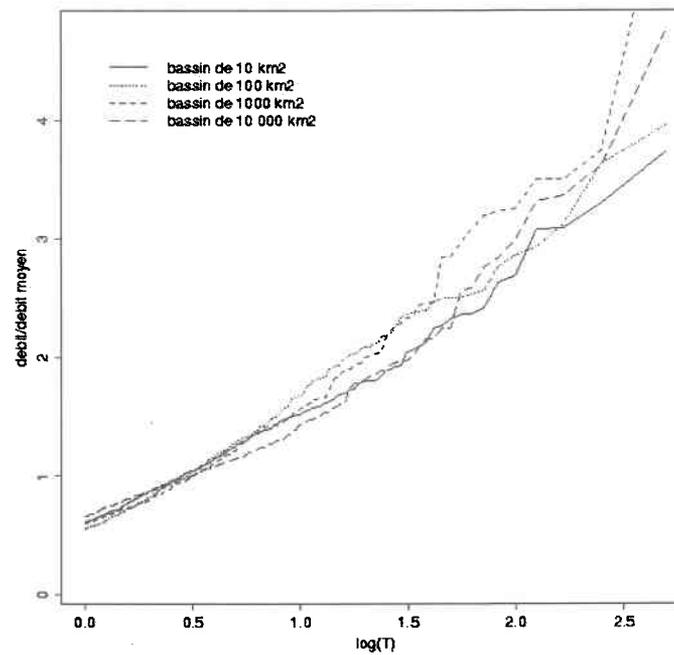


FIG. 8.6 – Fonctions de répartition adimensionnelles des débits spécifiques de bassins de surfaces variées.

Surface du bassin ( $km^2$ )	10	100	1000	10 000
Longueur du thalweg ( $km$ )	5.5	17.5	55	175
Longueur de ruissellement ( $km$ )	0.5	2	5	19
Moyenne des débits de fréquence $< 1/an$	26	140	557	2252
Débit spécifique moyen ( $m^3/s/km^2$ )	2.6	1.4	0.56	0.23
Coefficient de variation	0.42	0.50	0.54	0.43
Débit de période de retour 1 an	16	78	334	1484
Débit de période de retour 10 ans	40	235	874	3226
Débit de période de retour 100 ans	70	402	1814	6736
Moyenne des débits maximums annuels	23	123	497	1972
Débit spécifique moyen ( $m^3/s/km^2$ )	2.3	1.2	0.50	0.20
Coefficient de variation	0.58	0.65	0.66	0.56

TAB. 8.4 – Synthèse des résultats de simulation obtenus pour des bassins versants de surfaces comprises entre 10 et 10 000  $km^2$  (500 années simulées) : modèle d'onde cinématique, débits sont exprimés en  $m^3/s$ .

La structure temporelle des pluies peut, au moins en partie, être invoquée pour expliquer le phénomène de multiscaling observé par différents auteurs dans des régions climatiques où les crues sont principalement d'origine pluviale.

La prise en compte de la structure temporelle des pluies à faible pas de temps, et l'utilisation d'un modèle hydrologique très simplifié permettent d'expliquer le phénomène de "multiscaling" mis en évidence par plusieurs auteurs (Bloschl & Sivapalan, 1997; Gupta *et al.*, 1994; Smith, 1992). Plus encore, ce premier essai a permis de retrouver la tendance générale d'évolution du coefficient de variation (CV) des distributions des débits maximums annuels en fonction de la surface du bassin versant (cf. figures 8.7 et 6.8). En deçà d'une surface critique  $A_c$ , le CV croît avec la surface, au-delà, le CV décroît.

Cette surface critique est de l'ordre de 10  $km^2$  dans le cas des données des Appalaches (Smith, 1992), et se situe entre 100 et 1000  $km^2$  dans le cas des données autrichiennes exploitées par Blöschl (Bloschl & Sivapalan, 1997), surfaces à rapprocher des résultats exposés dans le tableau 8.4.

Signalons cependant que les coefficients de variation obtenus ici sont sensiblement plus faibles que ceux qui ont été calculés par Blöschl et Smith. Ce premier essai n'a pas tenu compte de la dynamique de l'infiltration. La croissance des coefficients de ruissellement avec l'intensité de l'événement est en effet susceptible d'augmenter notablement la variance des

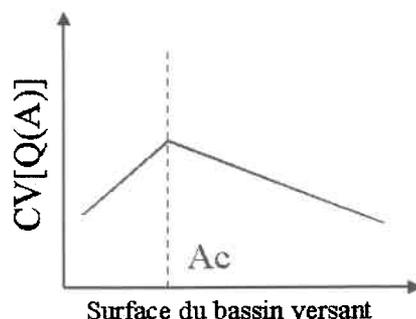


FIG. 8.7 – Évolution du coefficient de variation des distributions des débits maximums annuels en fonction de la surface du bassin versant (Gupta *et al.*, 1994)

distributions simulées. On peut aussi s'attendre à ce que la dynamique de l'infiltration propre à chaque bassin ait une grande influence sur les distributions de débits de pointes de crues et donc sur la variance de ces distributions. Par ailleurs, l'hétérogénéité spatiale des pluies, qui est liée à la surface du bassin versant, et dont il n'a pas été tenu compte ici, est aussi susceptible d'avoir une influence sur la forme des distributions de débits de pointes de crues et donc leurs coefficients de variation.

#### 8.3.4 Conclusion partielle

L'explication du phénomène de "multiscaling" par la structure temporelle des pluies était ici donnée à titre anecdotique. Si ce phénomène est bien confirmé, il a certainement bien d'autres causes possibles. Ce développement souligne cependant l'influence de la structure temporelle des pluies au sein des événements pluvieux, sur les distributions de débits de pointes de crues (DDPC). Dans le cas d'une fonction de transfert linéaire et d'un coefficient d'écoulement constant c'est la distribution de l'intensité moyenne maximale des pluies sur le temps caractéristique de réponse du bassin versant qui contrôle la forme de la DDPC. En dehors des problèmes de définition des événements pluvieux et de la distribution de leurs intensités moyennes et durées, il ressort de ces premiers essais numériques que le choix même de ces deux variables pour décrire les événements pluvieux ne semble pas pertinent dans un objectif d'analyse théorique des DDPC.

Enfin, ces résultats numériques indiquent qu'une fonction de transfert non linéaire - hypothèse la plus probable pour la majeure partie des petits bassins versants amont - peut conduire à infléchir légèrement les DDPC par rapport aux courbes "Intensité-durée-fréquence".

## 8.4 Influence de la “fonction de production”

### 8.4.1 Introduction

Nous ne traiterons ici, que de la fonction de production - transformation des pluies brutes en pluies efficaces - indépendamment de la fonction de transfert dont nous venons d'évoquer l'influence sur les distributions de débits de pointes de crues. Deux types de fonctions de production découlant des retours d'expériences sur les crues “éclair” seront testés : le modèle du “Soil Conservation Service” (SCS) présenté au chapitre 3<sup>2</sup> (voir équation 3.5 par exemple) et une version modifiée de ce modèle prévoyant une augmentation brutale du coefficient d'écoulement du bassin versant lorsqu'une valeur de 30% est atteinte. Ce choix d'une valeur de 30% s'appuie sur certains résultats des retours d'expériences sur des crues éclair récentes (cf. chapitre 4).

Nous reprendrons dans un premier temps, le modèle simplifié de pluies utilisé dans la majeure partie des études du même type : les événements pluvieux ne sont décrits que par leur intensité moyenne et leur durée. Ces deux variables sont indépendantes et suivent une loi de probabilité exponentielle (cf. figure 8.8). L'analyse des données simulées par le modèle stochastique révèle cependant que les durées et les intensités moyennes des événements pluvieux sont inter dépendantes<sup>3</sup> (cf. figure 8.9). La prise en compte de cette dépendance ne doit pas changer le type de la distribution asymptotique (cf. conclusion du chapitre 7), mais doit en revanche modifier sensiblement la forme des distributions de pluies efficaces simulées pour les périodes de retour intermédiaires (cf. travaux de Goel *et al*).

Enfin, le modèle stochastique de pluie “complet” sera utilisé pour mettre en évidence l'influence de la structure temporelle des pluies sur les distributions de pluies nettes simulées et, par voie de conséquence, souligner l'importance de sa prise en compte dans les approches semi-déterministes.

Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus à l'aide des modèles simplifié et complet de pluies, les paramètres du modèle simplifié ont été calés à partir de séries générées par le modèle stochastique complet. L'espérance de l'intensité moyenne des événements pluvieux est ainsi de  $12.5 \text{ mm/h}$ , et l'espérance de leur durée est de 3.3 heures. La figure 8.8 indique que les distributions des durées et intensités moyennes des événements pluvieux générés par

---

<sup>2</sup>Dans ce qui suit, pour éviter d'avoir à interpréter conjointement les effets possibles des pertes initiales  $I_a$  et de la rétention potentielle maximale  $S$ , les pertes initiales ont été fixées à 0 quelle que soit la valeur de  $S$ .

<sup>3</sup>Cette dépendance est assez logique : les événements relativement longs intègrent souvent d'importantes périodes de temps sec, qui contribuent à réduire leur intensité moyenne.

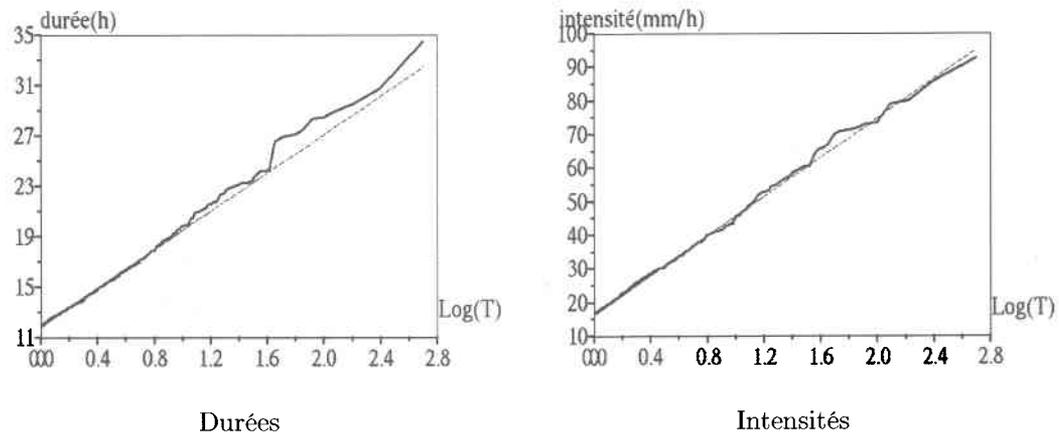


FIG. 8.8 – Distribution des durées et intensités des événements pluvieux générés à l'aide du modèle stochastique de pluie (trait continu), et comparaison avec la distribution exponentielle ( $\text{Gradex } 3.3 \ln(10) = 7.6$  heures pour les durées et  $\text{Gradex } 12.5 \log(10) = 28.8 \text{ mm/h}$  pour les intensités moyennes). Deux événements pluvieux sont séparés par 24 heures de temps sec.

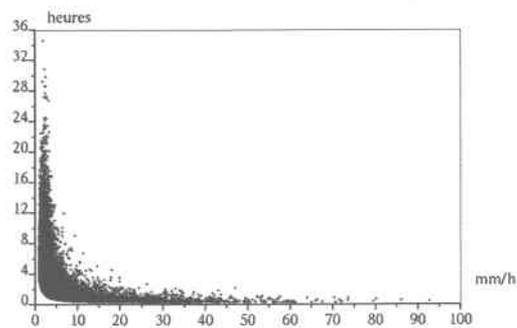


FIG. 8.9 – Dépendance entre les durées et intensités moyennes des événements pluvieux générés par le modèle stochastique de pluie.

le modèle stochastique sont assez bien représentées par des lois exponentielles, du moins pour les valeurs de périodes de retour supérieures à 1 an ( $\log T = 0$ ).

#### 8.4.2 De l'importance de la structure temporelle des pluies

Les conclusions du chapitre 7 restent valables dans le cas du modèle de pluie complet. En effet, si seule la fonction de production est considérée, la transformation "pluie-débit" peut s'écrire sous la forme :

$$Y_i = C_i \cdot X_i \quad (8.3)$$

où  $Y_i$  est l'intensité maximale de la pluie efficace,  $X_i$  l'intensité maximale de l'événement pluvieux sur le plus petit pas de temps considéré (5 minutes dans le cas présent), et  $C_i$  un coefficient qui prend ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 1]$  :  $Y_i$  ne peut en effet être supérieure à  $X_i$ .

La loi de probabilité de  $C$  dépend d'un nombre plus important de variables que dans le cas du modèle de pluie simplifié : la répartition temporelle des intensités, la position de la pointe d'intensité au sein de l'événement pluvieux et la dépendance statistique entre la hauteur totale de pluie et l'intensité maximale de l'événement.

Les distributions asymptotiques des intensités maximales de pluies efficaces obtenues avec les deux modèles de pluies sont donc différentes. Dans le cas où le modèle simplifié est utilisé, la distribution converge - très lentement en cas de dépendance négative entre l'intensité et la durée des événements - vers une distribution linéaire sur papier de Gumbel, de Gradex égal à 29  $mm/h$ . Si le modèle de pluie complet est utilisé, la distribution est asymptotiquement linéaire sur papier de Gumbel et de même Gradex que la distribution des intensités maximales sur 5 minutes, soit environ 80  $mm/h$ . Les essais dont les résultats sont présentés dans les figures 8.10 et 8.11 le confirment.

Comme dans le cas de la fonction de transfert, la répartition temporelle des intensités sur des pas de temps comparables aux échelles de temps caractéristiques étudiées doit être considérée : temps de concentration dans le cas de la fonction de transfert et intensité instantanée ou sur le plus petit pas de temps disponible dans le cas de la fonction de production. On peut donc s'interroger sur la pertinence des résultats des travaux antérieurs reposant sur une description très sommaire des propriétés statistiques des pluies.

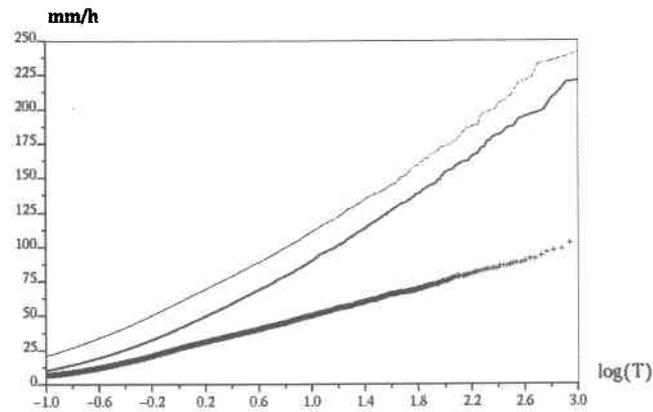


FIG. 8.10 – Comparaison des distributions d'intensités de pluies brutes sur 5 minutes (pointillés) et de pluies efficaces (trait plein) et rappel de la distributions des intensités moyennes des événements pluvieux (croix) : modèle du SCS ( $S = 50$  mm), 5000 années simulées.

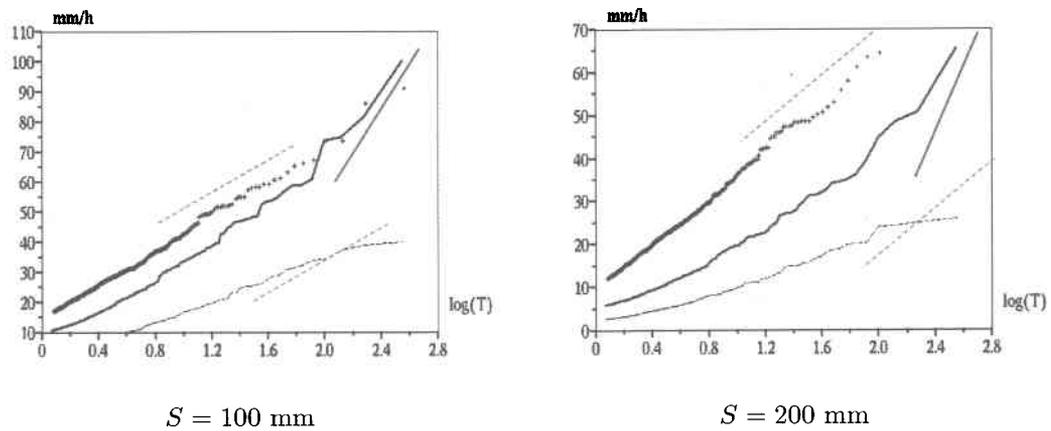


FIG. 8.11 – Distributions des intensités de pluie efficace : a) modèle de pluie complet (trait gras), b) description des événements pluvieux par leurs seules intensités moyennes et durées (pointillés), c) intensités moyennes et durées supposées indépendantes (croix), et tendances asymptotiques (Gradex = 80 mm/h dans le cas (a) et 29 mm/h dans les cas (b) et (c).

### 8.4.3 Détail des résultats obtenus avec le modèle du SCS

Deux observations peuvent être formulées au vu des distributions de pluies nettes obtenues avec le modèle du SCS :

- En faisant abstraction de la fluctuation d'échantillonnage, les fonctions de répartition obtenues en utilisant le modèle très simple du SCS ont une dérivée première monotone. Elles apparaissent convexes sur papier de Gumbel (cf. figure 8.11 et surtout figures 8.12 et 8.13).
- La convergence vers la distribution linéaire sur papier de Gumbel semble très rapide dans le cas où les intensités moyennes et les durées des événements pluvieux sont supposées indépendantes. Ce résultat est en accord avec ceux des travaux antérieurs présentés dans le chapitre précédent.

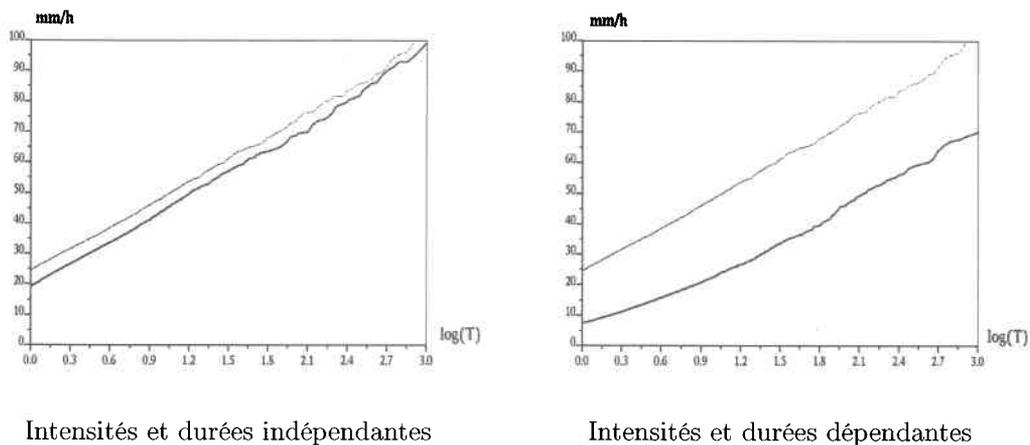
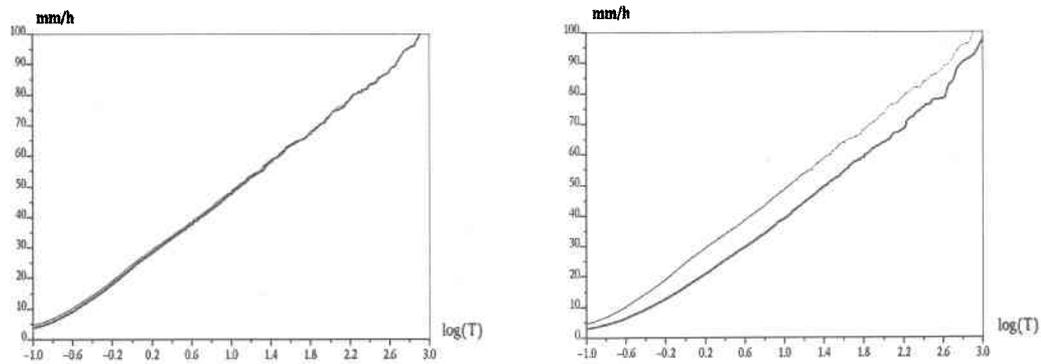


FIG. 8.12 – Comparaison des distributions d'intensités de pluies brutes (pointillés) et de pluies efficaces (trait plein) : modèle de pluie simplifié et modèle du SCS ( $S = 50$  mm), 5000 années simulées.

Une analyse détaillée des figures 8.12 et 8.13 indique cependant que la distribution des pluies nettes se rapproche lentement de celle des pluies brutes. Dans le cas où les intensités moyennes et les durées des événements sont indépendantes et où  $S = 10$ , les deux distributions se confondent au-delà d'une période de retour de 20 ans ( $\log T = 1.3$ ). La fonction de répartition asymptotique des pluies nettes n'est donc pas parallèle mais, tout simplement superposée à celle des pluies brutes. Est-ce surprenant ?

Remarquons que, dans le cas du modèle de pluie simplifié, et si l'événement pluvieux dure deux pas de temps ou plus, le coefficient d'écoulement  $C$  est au moins égal à :

$$C_{min} = \frac{x\Delta t}{x\Delta t + S} \quad (8.4)$$



Intensités et durées indépendantes

Intensités et durées dépendantes

FIG. 8.13 – Comparaison des distributions d'intensités de pluies brutes (pointillés) et de pluies efficaces (trait plein) : modèle de pluie simplifié et modèle du SCS ( $S = 10$  mm), 5000 années simulées.

où  $x$  est l'intensité moyenne de pluie brute de l'événement pluvieux et  $\Delta t$  le pas de temps de calcul utilisé dans le modèle.

L'équation précédente peut aussi s'écrire :

$$x = \frac{SC_{min}}{\Delta t(1 - C_{min})} \quad (8.5)$$

Ou encore, en notant  $y$  l'intensité de pluie nette  $y = Cx$  :

$$y = \frac{SC_{min}^2}{\Delta t(1 - C_{min})} \quad (8.6)$$

$C_{min}$  prenant par définition ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 1]$ , la relation 8.6 est une fonction croissante de  $y$  et  $C_{min}$  tend vers 1 lorsque  $y$  tend vers l'infini. On en déduit que :

$$\lim_{x \rightarrow \infty} p(C = 1) = 1 \quad (8.7)$$

Nous sommes donc dans le premier cas de figure identifié en conclusion du chapitre précédent. Lorsque  $y$  tend vers l'infini,  $C$  tend vers 1.

**La densité de probabilité asymptotique et donc la fonction de répartition asymptotique des pluies nettes sont alors égales à celles des pluies brutes et non pas simplement de même Gradex.** La convergence est très lente si on se fie aux résultats de simulation obtenus. Notons qu'elle implique qu'au-delà d'une certaine période de retour, le Gradex des pluies nettes est très légèrement supérieur à celui des pluies

brutes. Sans aller dans les détails, on peut signaler qu'un résultat identique serait obtenu en utilisant comme fonction de production le modèle de Horton.

La propriété que nous venons de mettre en évidence est liée à la très faible probabilité, voire l'inexistence, d'événements de durées inférieures ou égales à un pas de temps. Notons pour lui donner plus de crédibilité qu'un événement pluvieux, un tant soit peu intense, correspond au passage d'une entité météorologique : front d'une perturbation, cellule orageuse. Compte tenu des dimensions de ces entités, un événement significatif a nécessairement une durée minimale nettement supérieure à 5 minutes.

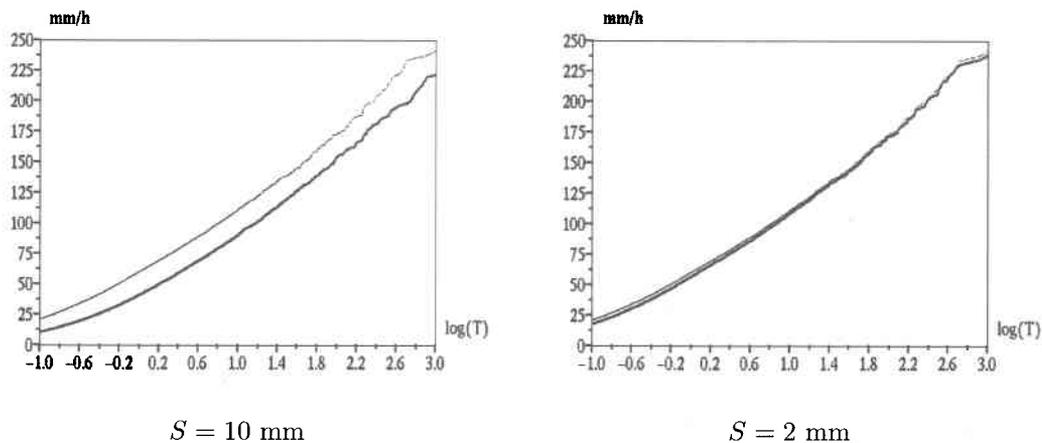


FIG. 8.14 – Comparaison des distributions d'intensités de pluies brutes (pointillés) et de pluies efficaces (trait plein) : modèle de pluie complet, 5000 années simulées.

La relation entre  $C_{min}$  et  $y$ , intensité maximale de l'événement pluvieux, est plus complexe dans le cas du modèle de pluie complet. Elle est liée, en particulier, à la dépendance stochastique entre la valeur de cette intensité et celle du cumul de pluie qui précède le pas de temps intense. Les simulations numériques indiquent cependant que la distribution des intensités de pluies nettes converge extrêmement lentement vers celle des intensités de pluies brutes. Cette convergence n'est réellement perceptible que pour les très faibles valeurs du paramètre  $S$  (cf. figure 8.14, cas  $S = 2 \text{ mm}$ ).

#### 8.4.4 Résultats obtenus avec le modèle SCS modifié

Les retours d'expérience sur les crues éclair récentes suggèrent que les coefficients d'écoulement tendent à évoluer assez rapidement, voire brutalement, au-delà d'un certain seuil. Cette évolution particulière explique la très grande variabilité spatiale des écoulements lors de ces crues.

Pour mettre en évidence l'impact éventuel d'une discontinuité de la fonction de production, le modèle modifié proposé est le suivant : le modèle du SCS est appliqué jusqu'à ce que le coefficient d'écoulement global atteigne 30%. Au-delà de cette valeur le taux de ruissellement est supposé égal à 100%. Notons que dans ce cas, le déficit maximum d'écoulement à l'issue d'un événement pluvieux n'est plus égal à  $S$  mais à  $0.3S$  ou  $0.7P_0$ ,  $P_0$  étant le cumul de pluie à partir duquel le coefficient d'écoulement est égal à 100%.

$$P_0 = \frac{0.3S}{0.7} \quad (8.8)$$

On peut s'attendre à ce que ce modèle de production discontinu produise des distributions d'intensités de pluies efficaces analogues à celles obtenues par Sivapalan (Sivapalan *et al.*, 1990) : distributions bi-modales (de type "courbe en S"). La forme des distributions des événements courants est contrôlée par le modèle du SCS simulant la saturation progressive des sols du bassin versant, et celle des distributions des événements rares dominée par la distribution des intensités de pluies brutes, les deux distributions étant reliées par une fonction de transition.

Deux valeurs du paramètre  $S$  ont été choisies en fonction de la distribution des cumuls des événements pluvieux simulés : a)  $S = 120$  mm équivalent à  $P_0 = 51.5$  mm, la période de retour des événements dont le cumul de pluie dépasse cette valeur est d'environ 10 ans, b)  $S = 140$  mm équivalent à  $P_0 = 60$  mm, la période de retour des événements dont le cumul de pluie dépasse cette valeur est d'environ 40 ans.

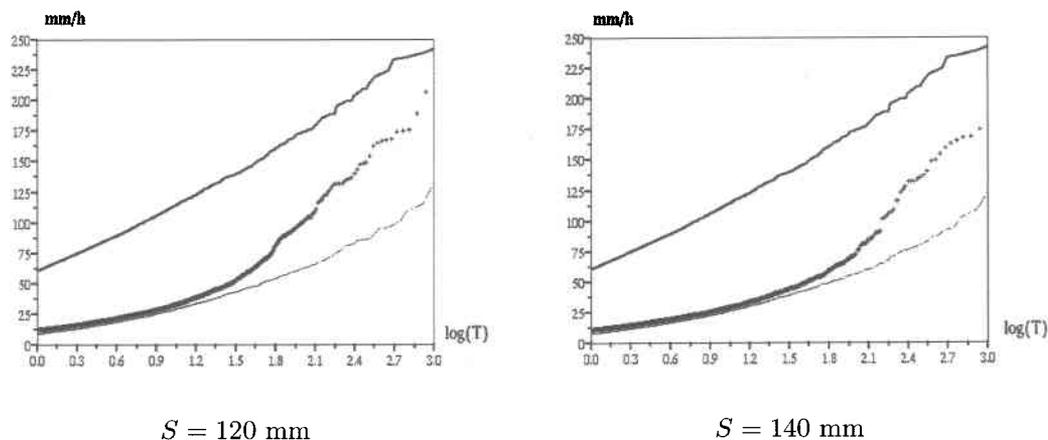


FIG. 8.15 - Distribution des intensités de pluies efficaces : a) intensités de pluies brutes en 5 minutes (trait continu), b) modèle SCS standard (pointillés), c) modèle SCS modifié (croix).

Les résultats de simulations ne font pas apparaître clairement le caractère "bi modal" des distributions, la distribution asymptotique n'étant pas atteinte (figures 8.15). Pour s'en convaincre, les simulations ont été reconduites avec une valeur nettement plus faible de  $S$  (cf. figure 8.16).

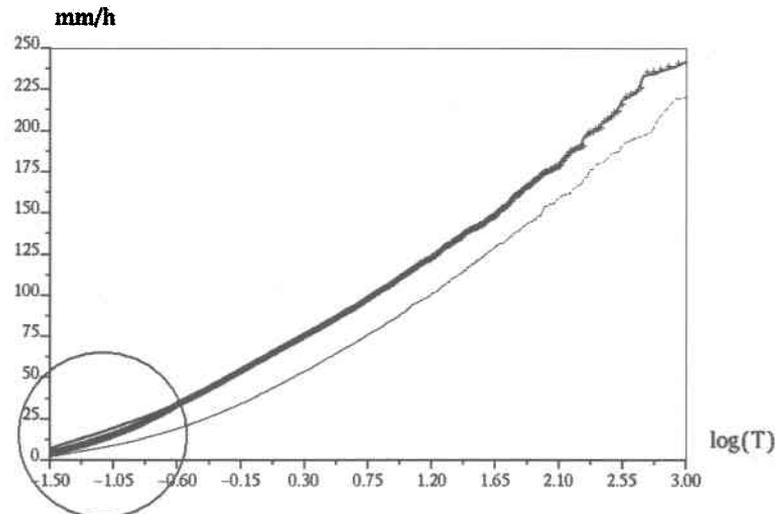


FIG. 8.16 – Distribution des intensités de pluies efficaces ( $S = 10$  mm) : a) intensités de pluies brutes en 5 minutes (trait continu), b) modèle SCS standard (pointillés), c) modèle SCS modifié (croix).

La distribution des pluies nettes converge dans ce cas extrêmement rapidement vers celle des pluies brutes. La modification du modèle SCS conduit donc à augmenter très sensiblement la vitesse de convergence et donc la pente de la distribution des pluies nettes dans la gamme intermédiaire de périodes de retour.

Comme nous l'avons dit plus haut, la forme des distributions de débits de pointes de crues d'un bassin versant avant que la distribution asymptotique soit atteinte est contrôlée par les processus hydrologiques. On retiendra de ces quelques essais, que l'existence de non linéarités et de seuils dans le comportement hydrologique des bassins versants, que les retours d'expériences sur les crues éclair récentes semblent mettre en évidence, peut conduire à des distributions de formes complexes : bi-modales (courbes en S) dans le cas présent. Sur certaines plages de période de retour, la pente de ces distributions peut dépasser notablement le Gradex des intensités de pluies brutes.

## 8.5 Modèle hydrologique complet

Comme dans le cas de la fonction de production, on peut écrire dans le cas du modèle hydrologique complet :

$$Y'_i = C'_i \cdot X'_i \quad (8.9)$$

où  $Y'_i$  est le débit de pointe à l'exutoire du bassin,  $C'_i$  un coefficient qui prend ses valeurs dans l'intervalle  $[0, 1]$  et  $X'_i$  l'intensité maximale de l'événement pluvieux sur le temps de concentration du bassin versant si le bassin a une répartition uniforme des distances à l'exutoire, ou sur une durée caractéristique dépendant éventuellement de la période de retour dans le cas contraire.

Compte tenu de ce que nous venons de voir, les propriétés des distributions de débits de pointes de crues obtenues par couplage du modèle stochastique de pluie et du modèle "pluie-débit" complets sont prévisibles. La distribution des débits de pointes de crues tendra asymptotiquement vers la distribution des intensités moyennes maximales de pluies sur le temps caractéristique du bassin versant si la fonction de transfert est linéaire ou, plus généralement, vers la distribution des débits de pointes de crues obtenue en supposant le coefficient d'écoulement constant et égal à 1 si la fonction de transfert est non linéaire (cf. figure 8.17 et 8.20).

Les résultats de simulations numériques le confirment. Les distributions des débits de pointes de crues obtenues dans le cas du modèle du SCS simple ont, tout comme celles des intensités de pluies nettes, une dérivée première monotone, du moins dans la gamme de périodes de retour étudiée (cf. figures 8.18 et 8.19). Elles apparaissent donc nettement convexes sur papier de Gumbel et semblent converger vers une distribution linéaire sur papier de Gumbel, dont la pente (le Gradex) est très proche de celui de la distribution des débits de pointes obtenue en supposant le coefficient d'écoulement constant et égal à 1 : distribution maximum maximorum des débits de pointes. On vérifie au passage que ce comportement est indépendant de la surface du bassin versant (figures 8.18). Cependant, le modèle semi déterministe proposé ne tient pas compte de l'hétérogénéité spatiale des pluies et de l'existence possible de zone d'expansion et donc de laminage des crues, phénomènes qu'il est nécessaire de considérer lorsque la surface du bassin versant augmente. Nous y reviendrons en conclusion.

Le modèle du SCS modifié conduit à des distributions dont la pente sur un papier de Gumbel est nettement supérieure à celle de la distribution maximum maximorum (cf.

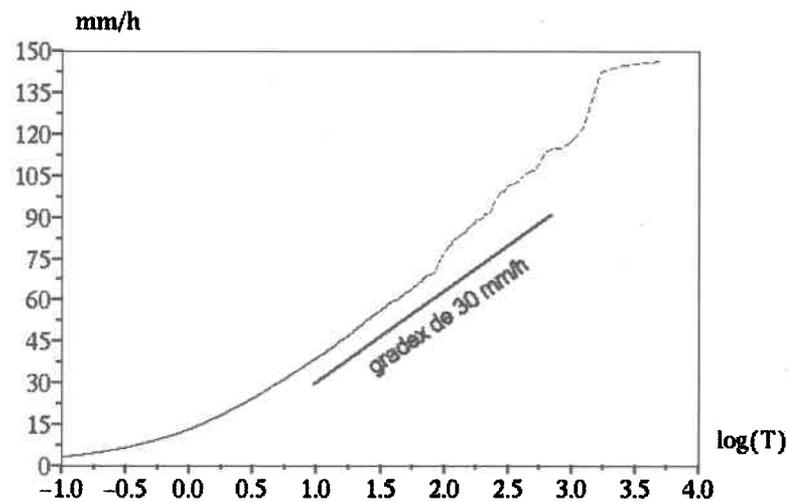


FIG. 8.17 – Distribution des débits spécifiques d'un bassin versant fictif de  $10 \text{ km}^2$  en  $\text{mm/h}$  : coefficient d'écoulement supposé constant et égal à 1.

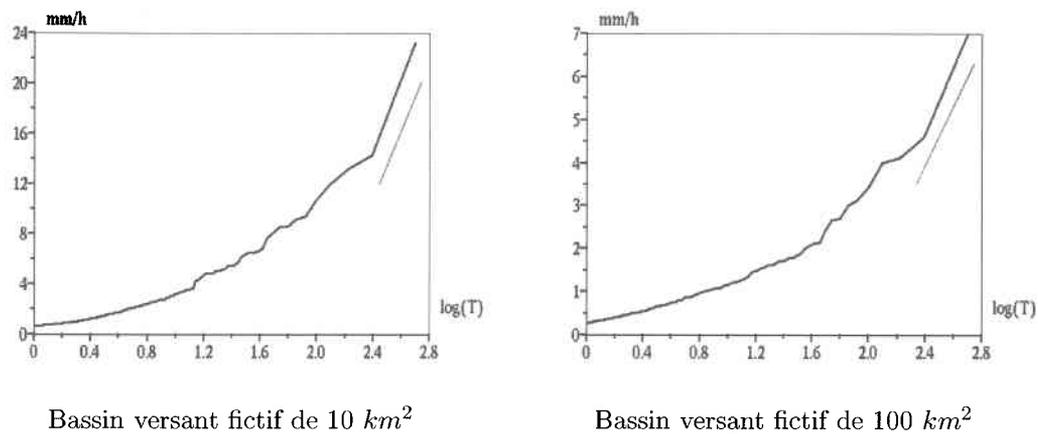


FIG. 8.18 – Distribution des débits spécifiques simulée (modèle du SCS simple couplé au modèle d'onde cinématique) et tendances asymptotiques estimées à partir des temps de concentration des bassins versants pour la crue centennale (Gradex des intensités moyennes de pluie sur 30 minutes =  $30 \text{ mm/h}$  et Gradex des intensités moyennes de pluie sur 3 heures =  $7-8 \text{ mm/h}$ ).

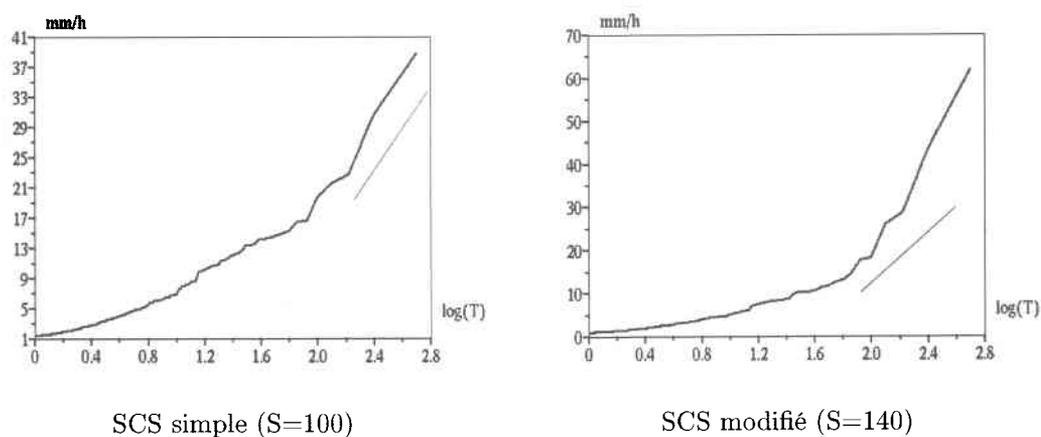


FIG. 8.19 – Distribution des débits spécifiques simulée pour un bassin versant fictif de  $10 \text{ km}^2$  (modèle du SCS simple et modifiés couplés au modèle d'onde cinématique) et tendances asymptotiques (Gradex des intensités moyennes de pluie sur 30 minutes =  $30 \text{ mm/h}$ ).

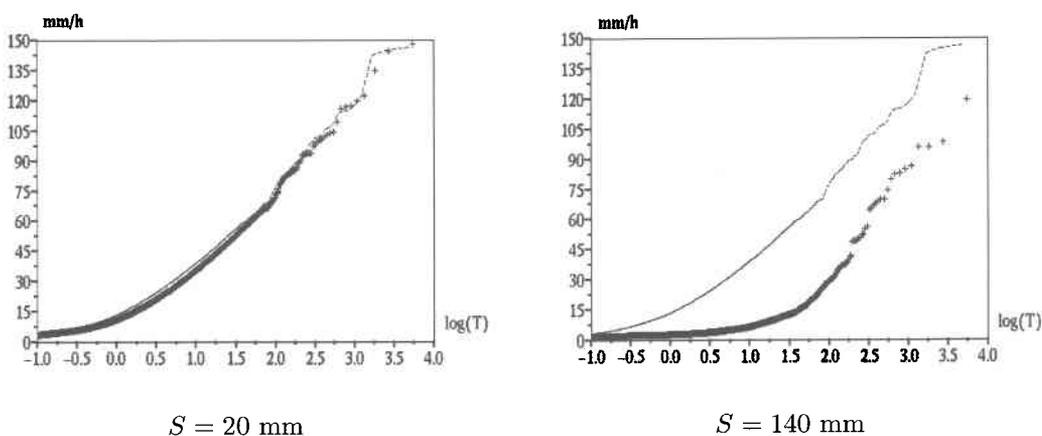


FIG. 8.20 – Comparaison des distributions de débits de pointes de crues d'un bassin versant fictif de  $10 \text{ km}^2$  : ruissellement à 100% (trait) et modèle du SCS version modifiée (croix).

figures 8.19 et 8.20). Les résultats des simulations effectuées avec une valeur de  $S$  faible ( $S = 20$  mm, figure 8.20) indiquent que la distribution maximum maximorum est bien la distribution asymptotique des débits de pointes, et confirment par là même le caractère bi modal - la forme de courbe en S - des distributions générées par le modèle du SCS modifié. Ce type de distributions est plausible compte tenu des informations collectées lors des retours d'expériences. On imagine aisément au vu de la figure 8.20 quel est le biais d'estimation de crues centennales ou millennales évaluées par ajustement d'une loi de Gumbel sur une série courte de débits maximums annuels mesurés ... Une telle loi de probabilité, ayant des valeurs élevées de moments d'ordres supérieurs à 1, pose aussi des difficultés d'estimation que nous prenons le temps d'illustrer avant de conclure ce chapitre.

## 8.6 Quelques mots sur la fluctuation d'échantillonnage

La valeur des coefficients de variation des distributions convexes sur une représentation semi-logarithmique est supérieure à celle de la loi exponentielle de même moyenne. Il s'en suit une plus grande fluctuation d'échantillonnage : i.e. une plus grande variabilité des réalisations de tirages aléatoires effectués dans ces lois. Cette variabilité est encore renforcée dans le cas de lois de probabilité à fonction de répartition de type "courbe en S". Nous en donnons ici quelques exemples.

La figure 8.21 présente quatre exemples de fonctions de répartition empiriques reconstituées à partir de tirages de 20 valeurs de débits maximums annuels dans la loi de probabilité obtenue par l'approche semi déterministe en utilisant le modèle du SCS modifié avec une valeur de  $S = 140$  mm.

Ces distributions apparaissent à première vue très différentes que ce soit par leurs formes ou les valeurs de leurs premiers moments (moyenne notée  $\mu$  et écart-type noté  $\sigma$ ), alors que les séries sont constituées de variables aléatoires "tirées" dans une même loi de probabilité. Ainsi, dans l'un des cas le débit spécifique maximum observé durant 20 ans est inférieur à  $2.5$  mm/h alors qu'une valeur de  $10$  mm/h est dépassée 3 fois en 20 ans dans un autre cas.

S'il s'avère que les débits de pointes de crues des bassins versants suivent effectivement des lois de probabilité à fonctions de répartition de type "courbe en S", ne risque-t-on pas de conclure trop rapidement à l'inégalité des lois de probabilité des débits de pointes de crues de deux bassins versants? D'autre part, la très grande fluctuation d'échantillonnage posera des problèmes d'estimation importants. A titre indicatif, les distributions de la moyenne et du coefficient de variation (écart-type divisé par la moyenne) estimés à partir

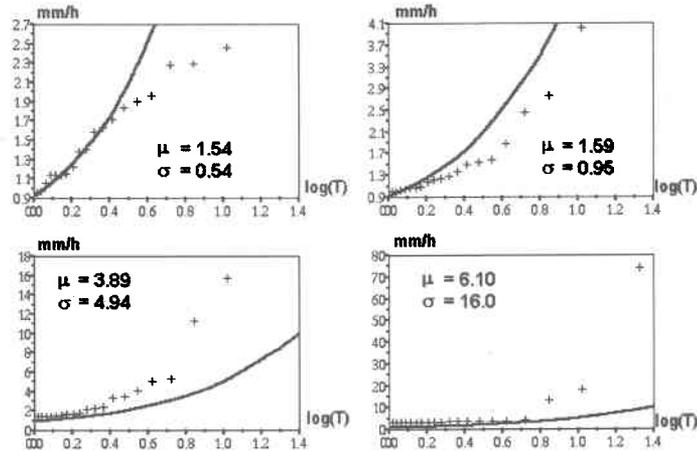


FIG. 8.21 – Exemple de la diversité des distributions empiriques des débits spécifiques d'un bassin versant de  $10 \text{ km}^2$  en  $\text{mm/h}$  reconstituées à partir de séries de données de 20 années tirées aléatoirement (croix) et loi "théorique" obtenue à partir de 5000 années simulées (trait) : SCS modifié  $S = 140 \text{ mm}$

de 250 séries de 20 valeurs maximales annuelles générées à l'aide du modèle SCS modifié ( $S = 140 \text{ mm}$ ), sont présentées dans la figure 8.22. Elles apparaissent très dispersées et dissymétriques. Les valeurs de moyennes estimées varient dans un rapport de 1 à 5, et celles des coefficients de variation dans un rapport de 1 à 10. Les distributions des moyennes et coefficients de variations estimées à partir de 20 valeurs dans le cas de la distribution maximum maximorum des débits (taux de ruissellement supposé égal à 100% pour tous les événements pluvieux), assez proche d'une distribution exponentielle, sont nettement plus resserrées (cf. figure 8.23).

Il est clair, que contrairement aux lois de probabilité "simples" (EV I ou II), quelques dizaines de valeurs ne permettent pas d'estimer précisément ne serait-ce que l'espérance de la variable aléatoire étudiée. Comment espérer identifier les autres caractéristiques de la loi de probabilité, et en particulier les quantiles de période de retour élevées, lorsque les incertitudes concernant les deux premiers moments de la distribution sont déjà si importantes ? En l'absence de certitudes concernant la loi de probabilité des débits de crues, le seul recours réside, comme cela a été souligné en conclusion du chapitre 6, dans l'augmentation des effectifs des jeux de données étudiés, en mobilisant les informations historiques éventuellement disponibles ou en regroupant des données observées en différents sites considérés comme homogènes pour constituer des échantillons régionaux.

Notons pour conclure les similitudes entre les formes et la variabilité des distributions

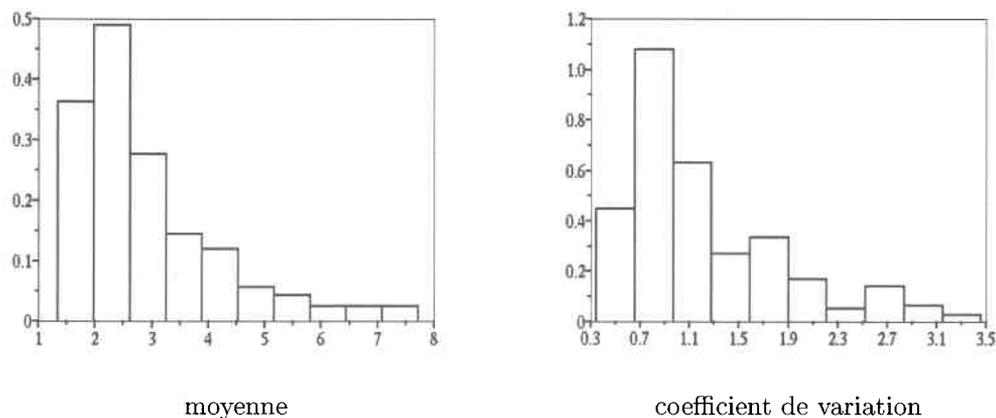


FIG. 8.22 – Distribution de la moyenne et du coefficient de variation de la loi des débits maximums annuels estimés à partir de 250 séries de 20 années de données simulées (modèle SCS modifié,  $S=140$  mm). La moyenne et le coefficient de variation de cette loi de probabilité, estimés à partir de 5000 valeurs, sont respectivement égaux à 2.94 mm/h et 2.1.

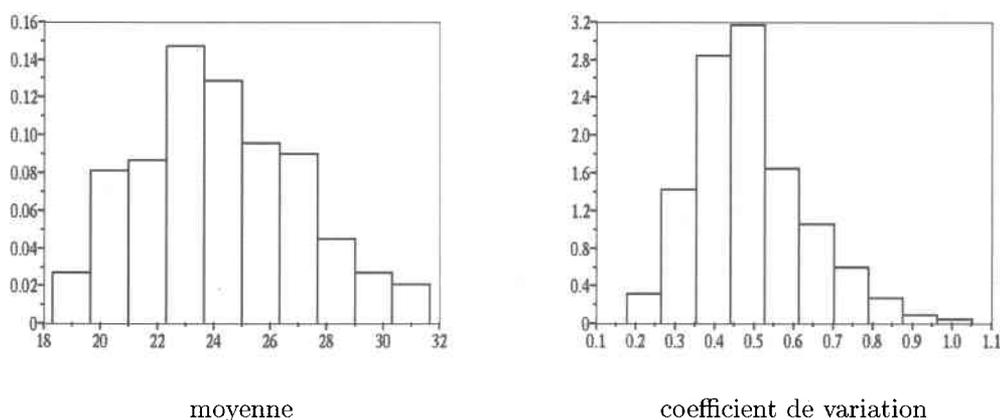


FIG. 8.23 – Distribution de la moyenne et du coefficient de variation de la loi des débits maximums annuels estimés à partir de 250 séries de 20 années de données simulées (taux de ruissellement 100%). La moyenne et le coefficient de variation de cette loi de probabilité, estimés à partir de 5000 valeurs, sont respectivement égaux à 24.2 mm/h et 0.49.

issues de tirages aléatoires présentées dans la figure 8.21 et les distributions de débits de pointes mesurés sur de petits bassins versants méditerranéens (cf. figure 8.24). Aucun argument géographique ou géomorphologique ne permet de supposer *a priori* que le régime des pluies et les processus hydrologiques, et par voie de conséquence les lois de probabilité des débits de pointe de crues, sont différents pour ces quatre bassins versants situés dans le département de l'Aude.

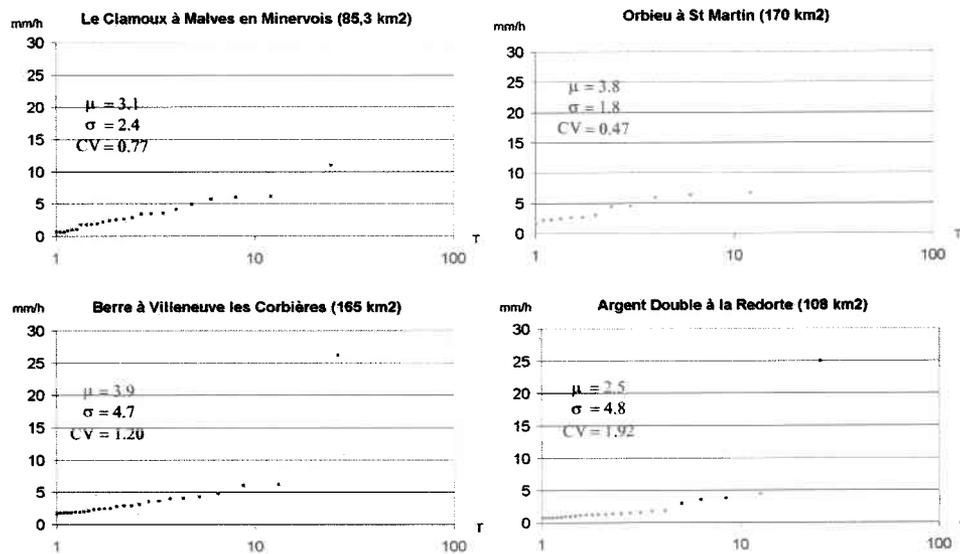


FIG. 8.24 – Exemples de distributions de débits de pointes de crues mesurés sur des petits bassins versants méditerranéens.

On peut aussi remarquer que les coefficients de variation des distributions d'intensités moyennes maximales de pluies sont généralement nettement inférieurs à 1, sous climat océanique, mais aussi en région méditerranéenne (Bois *et al.*, 1995). Or dans ce cas, comme l'illustre la figure 8.23, il est fort peu probable que le coefficient de variation d'une série aléatoire de plusieurs dizaines de valeurs dépasse nettement 1. La répétition de séries de débits maximums annuels observés dont le coefficient de variation est nettement supérieur à 1 (cf. figure 6.8 et 8.24) ne constitue-t-elle pas un indice du caractère nettement convexe des distributions de débits de pointes de crues sur papier de Gumbel ? La comparaison des coefficients de variation des distributions d'intensités moyennes maximales des pluies et des débits semble être une piste intéressante qui permettrait de conforter les conclusions de ce chapitre.

## Chapitre 9

# Conclusion de la seconde partie

*Où l'on se rappelle fort à propos que le pire n'est jamais certain... simplement très probable*

Deux voies de recherches peuvent être envisagées pour progresser dans la connaissance des lois de probabilité des débits de pointes de crues des bassins versants (cf. chapitre 6) :

- l'approfondissement de l'analyse des données disponibles en constituant des jeux de données aux effectifs plus en rapport avec les gammes de probabilités intéressant l'hydrologie, par la recherche et l'exploitation des données historiques et par l'analyse régionale,
- et l'approche théorique reposant sur l'étude de séries de débits générées par couplage d'un modèle stochastique de pluie et d'un modèle mathématique de transformation pluie-débit, approche que nous avons qualifiée de semi déterministe.

Ce sont les possibilités offertes par cette seconde voie qui ont été étudiées dans cette partie de la thèse. Les résultats exposés représentent un développement et une généralisation des travaux antérieurs du même type, présentés dans le chapitre 7. D'une part, le modèle proposé est l'un des seuls à tenir compte de la structure temporelle des pluies au sein des événements pluvieux (Arnaud, 1997; Cernesson, 1993). D'autre part, les développements théoriques présentés en conclusion du chapitre 7 et en annexe D, et étendus dans le chapitre 8, ont permis de définir les traits caractéristiques, "les formes possibles", des distributions de débits de pointes de crues.

Compte tenu des propriétés de la transformation "pluie-débit", il s'avère que la distribu-

tion asymptotique du débit de pointe lorsque celui-ci tend vers l'infini, n'est autre que la distribution des débits maximums possibles : i.e. celle qui est obtenue en supposant que le coefficient d'écoulement du bassin versant est constant et égal à 1 (cf. figure 9.1). Dans le cas où les vitesses d'écoulement ou plutôt les célérités de propagation des ondes de crues sur le bassin versant sont indépendantes du débit (fonction de transfert linéaire), cette distribution maximum maximorum est tout simplement la distribution des intensités moyennes maximales des pluies sur une durée caractéristique du bassin versant généralement inférieure au temps de concentration.

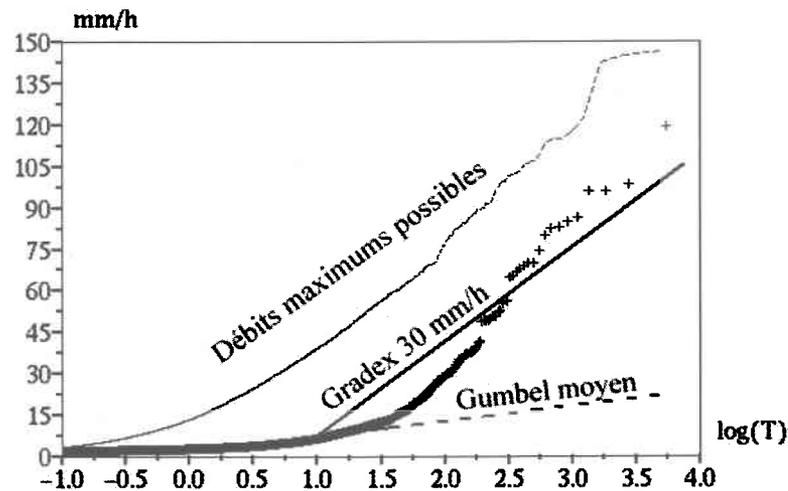


FIG. 9.1 – Exemple d'une distribution de débits de pointes de crues obtenue par simulation (modèle du SCS modifié,  $S = 140$  mm), et comparaison avec la distribution des débits maximums possibles (pointillés), une extrapolation par la méthode du "Gradex" et l'extrapolation moyenne par ajustement d'un loi de Gumbel sur une série de quelques dizaines de valeurs.

La vitesse de convergence vers cette loi de probabilité asymptotique ainsi que la forme de la distribution des débits dans la gamme des périodes de retour intermédiaires sont contrôlées par les caractéristiques statistiques des pluies et la dynamique de la transformation "pluie-débit". Les simulations numériques conduisent à des résultats variables suivant le modèle "pluie-débit" et plus particulièrement suivant le type de fonction de production utilisés.

L'emploi d'un modèle de saturation régulière et progressive du bassin versant - le modèle du SCS (Soil Conservation Service) dans le cas présent - génère des débits dont la fonction de répartition apparaît très nettement convexe sur "papier de Gumbel". La convergence

vers la distribution asymptotique est extrêmement lente, quasi imperceptible, de sorte qu'en première approximation on peut considérer que la pente de la distribution des débits est quasiment équivalente à celle de la distribution asymptotique au delà d'une certaine période de retour : quelques centaines d'années dans les tests numériques effectués.

Lorsque des discontinuités ou de très nettes non linéarités sont intégrées dans la fonction de production, discontinuités que suggèrent fortement les retours d'expériences, les simulations peuvent en revanche conduire à des distributions dont la pente locale peut largement dépasser celle de la distribution asymptotique (cf. figure 9.1).

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ces résultats :

- Il est absolument nécessaire, dans l'approche semi déterministe, de tenir compte de la variabilité des pluies à une échelle de temps du même ordre de grandeur que le temps de concentration du bassin versant considéré. Ce constat remet en cause les résultats de la plupart des travaux antérieurs, basés sur des modèles stochastiques de pluies trop simplistes.
- Le gradient de la fonction de répartition des débits de pointe de crue peut être très important sur une plage limitée de périodes de retour. Ce constat renforce l'impression dégagée par la répétition des crues éclair en région méditerranéenne et explicité dans la figure 1.1 de l'introduction de ce document. Les épisodes de crues sur de petits bassins versants, dont les débits de pointes ( $10$  à  $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) impliquent, tout à la fois, un coefficient moyen d'écoulement proche de 1 et des intensités de pluies élevées, peuvent être relativement fréquents.
- De même, et malgré ce que les promoteurs de la méthode du "Gradex" (cf. chapitre 6) annoncent souvent, les résultats présentés indiquent que cette méthode d'extrapolation ne conduit pas nécessairement à surévaluer nettement les quantiles de périodes de retours intermédiaires (figure 9.1). La méthode du "Gradex" n'est pas majorante.
- Quel que soit le modèle "pluie-débit" utilisé dans les simulations, les fonctions de répartition des débits de pointes de crues sont convexes sur papier de Gumbel dans la gamme des périodes de retour de 100 à 1000 ans. L'extrapolation utilisant une loi de Gumbel dont les paramètres sont ajustés à partir d'une série de données courte conduira, en moyenne, à sous-évaluer les quantiles de périodes de retour élevées.
- Inversement, les distributions obtenues par simulation n'appartiennent à aucun des types de lois des valeurs extrêmes. Leur domaine d'attraction - le type de la queue de distribu-

tion - est contrôlé par celui de la distribution des débits maximums possibles et donc des intensités moyennes maximales des pluies. Des travaux de recherches sont actuellement en cours pour tenter d'appliquer en hydrologie des techniques statistiques de distinction entre des distributions de type EV I et EV II (Fréchet et Gumbel)<sup>1</sup>. Une tendance détectée sur des séries de données de taille limitée, ne signifie pas qu'elle peut être extrapolée (cf. figure 9.2). La détection d'une courbure dans les distributions empiriques reconstituées à partir de séries de débits de tailles limitées ne signifie pas nécessairement que les lois de probabilité des débits sont de type EV II. Comme nous l'avons souligné dans le chapitre 6, la loi de probabilité d'une variable aléatoire quelconque, en particulier un débit maximum annuel d'un cours d'eau, n'a aucune raison d'être de l'un de ces trois types extrêmes. Les résultats présentés ici indiquent que les lois de probabilité des débits de crues n'appartiennent très probablement à aucun des trois types.

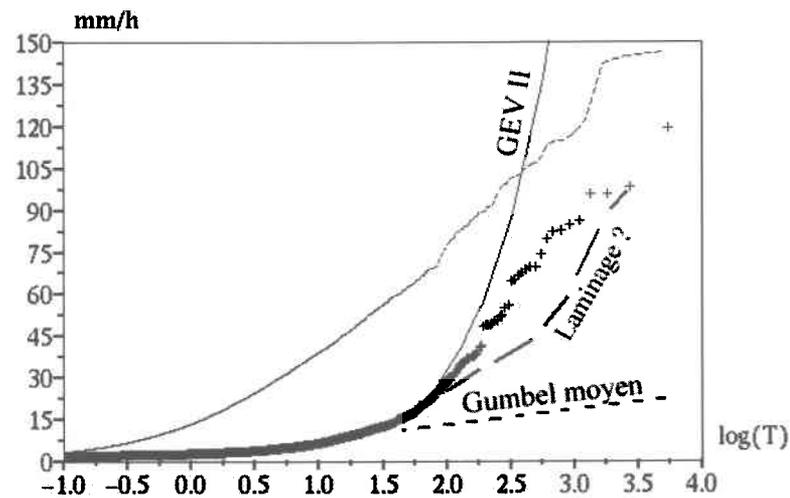


FIG. 9.2 - Exemple d'une distribution de débits de pointes de crues obtenue par simulation (modèle du SCS modifié,  $S = 140$  mm), et comparaison avec la distribution des débits maximums possibles (pointillés), l'extrapolation moyenne par ajustement d'un loi de Gumbel sur une série de quelques dizaines de débits maximums annuels et extrapolation par ajustement d'une loi EV II sur une centaine de valeurs.

L'approche semi déterministe présentée dans cette partie de la thèse ne prend pas en compte trois principaux facteurs susceptibles d'avoir une influence marquée sur les lois de probabilité des débits de pointes de crue et donc de moduler ou de renforcer les conclusions

<sup>1</sup>Programme de recherche Risques Inondations du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable.

précédentes.

Premièrement, le caractère saisonnier des pluies, mais aussi de l'état de saturation des sols et des nappes qui a une influence directe sur la fonction de production, ne sont pas considérés. D'une manière plus générale, la relation entre les caractéristiques des pluies et le coefficient d'écoulement est totalement déterministe dans le modèle utilisé alors que son caractère aléatoire devrait être pris en compte. La saisonnalité se traduira alors par une dépendance stochastique entre les lois de probabilité des paramètres de la fonction de production et celles des caractéristiques des pluies. Il se trouve que les pluies intenses d'automne en région méditerranéenne se déclenchent le plus souvent ... en automne. Or c'est aussi la saison durant laquelle les sols et les nappes des bassins partiellement désaturés lors de l'été, ont les plus fortes capacités de rétention d'eau. La prise en compte de la saisonnalité ne devrait pas changer la distribution asymptotique, mais probablement la vitesse de convergence vers cette distribution : dépendant des propriétés statistiques des pluies et du coefficient d'écoulement, la loi de probabilité des débits correspondant à l'une ou l'autre des saisons devrait contrôler la forme de la distribution des débits de crues pour les fortes périodes de retour. En revanche, la distribution pour les périodes de retour plus faibles correspondra à un mélange de lois, voire sera dominée par la loi de probabilité des débits d'une autre saison. Ainsi, en région méditerranéenne, la plupart des débits maximums annuels de crues courantes sont des débits de crues d'hiver ou de printemps alors que les événements majeurs se produisent le plus souvent à l'automne. Le caractère "multi modal" de la fonction de répartition des débits de pointes de crues devrait donc *a priori* se trouver renforcé par la prise en compte de la saisonnalité.

D'autre part, le modèle de "transfert" utilisé ne prévoit pas d'amortissement (laminage) de l'hydrogramme de crue au cours de sa propagation vers l'exutoire du bassin versant. Ce phénomène peut être déterminant s'il existe, au sein du bassin, de larges plaines inondables, zones d'expansion des crues. Il est souvent assez négligeable dans le cas de petits bassins versants. Le laminage dépend du débit de crue. Son effet est généralement modeste tant que l'écoulement reste confiné dans le lit mineur du cours d'eau, devient significatif lorsque la crue envahit le lit majeur. Son influence diminue ensuite progressivement lorsque le débit et le volume de la crue augmentent. A titre indicatif, dans le cas de la crue de l'Avène de 1997, l'expansion de la crue dans le lit majeur d'une largeur de plus de 300 mètres dans sa partie aval n'a pas contribué à réduire significativement le débit de pointe à l'aval du bassin, compte tenu du volume et de la durée de la crue. La prise en compte du laminage ne devrait modifier la forme des DDPC que dans la gamme des débits pour lesquels il a un impact significatif (figure 9.2).

Enfin, les développements présentés ici ne tiennent pas compte de l'hétérogénéité spatiale

des pluies, question relativement difficile à traiter. L'influence sur les DDFC croît avec la surface du bassin versant et est nettement moins prévisible que celle de la saisonnalité et du laminage. Compte tenu de la non linéarité de la fonction de production, cette question ne peut être abordée au travers de l'application d'une simple formule d'abattement spatial. En effet, la moyenne des pluies efficaces sur un bassin à laquelle est plus ou moins directement lié le débit de pointe, ne correspond pas au produit d'un coefficient d'écoulement moyen par une intensité de pluie moyenne. En revanche, définissons dans ce cas le coefficient d'écoulement  $C$  comme le rapport entre le débit de pointe de crue et l'intensité moyenne maximale de pluie sur le temps caractéristique du bassin versant, intensité mesurée au niveau de l'épicentre des pluies. La valeur de  $C$  est nécessairement inférieure ou égale à 1.  $C$  ne peut être égal à 1 que si la répartition des pluies sur le bassin versant est uniforme. La valeur de  $C$  n'a, dans ce cas, aucune raison de converger vers 1 lorsque le débit tend vers l'infini. Compte tenu des résultats présentés dans le chapitre 7, la distribution asymptotique des débits n'est alors plus la distribution des débits maximums possibles. En supposant cette dernière à croissance exponentielle, et de gradex  $a$ , la distribution asymptotique des débits de crues du bassin sera linéaire sur papier de Gumbel et de même gradex si la densité de probabilité limite de  $C$  prend des valeurs non nulles sur l'intervalle  $[c_1, 1]$  ou de gradex inférieur et égal à  $ac_2$  si la densité de probabilité limite de  $C$  est définie sur l'intervalle  $[c_1, c_2]$ . Ces conclusions sont illustrées en figure 9.3. La forme de la distribution dans les gammes de périodes de retour intermédiaires dépendra, entre autres, de la corrélation spatiale des pluies et de son lien avec l'intensité de pluie, qui sont encore assez mal connus et décrits.

Le travail d'analyse des formes possibles des distributions de débits de pointes de crues à partir de l'approche semi déterministe peut être poursuivi afin d'étudier plus en détail l'influence de ces trois facteurs : saisonnalité, laminage et hétérogénéité spatiale des pluies. Les résultats d'une telle étude seront cependant extrêmement dépendants des hypothèses retenues dans les modèles de pluie et pluie-débit : dépendance entre les caractéristiques statistiques des pluies et l'état d'humidité du bassin versant, dépendance entre le pas de temps considéré, la distance, le coefficient de corrélation spatial des intensités de pluie et l'intensité elle-même, relation entre les hydrogrammes entrant et sortant d'une zone d'expansion de crue ... Il sera probablement difficile d'en tirer des conclusions qui ne dépendent pas des particularismes des modèles choisis. Sans avoir épuisé les possibilités de l'approche semi déterministe, le travail présenté ici en tire probablement la plus grande partie des enseignements à caractère général.

Les résultats présentés permettent cependant d'ores et déjà de porter un regard nouveau sur les séries de débits mesurés ou reconstitués, en particulier dans le cas de petits bassins

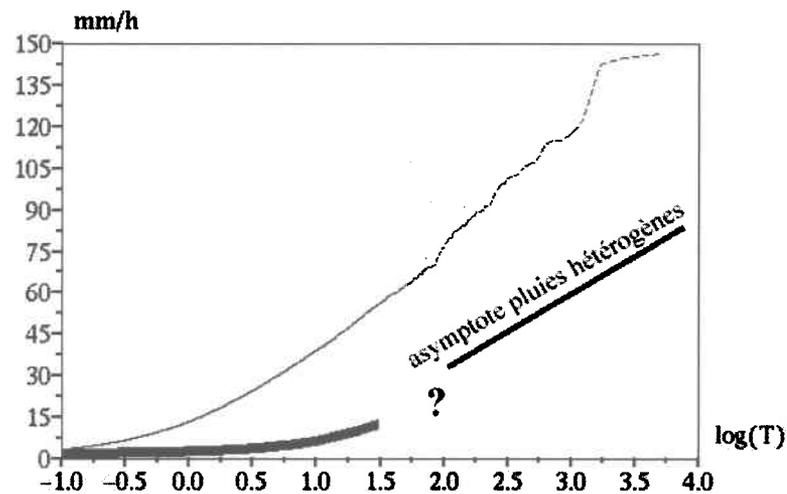


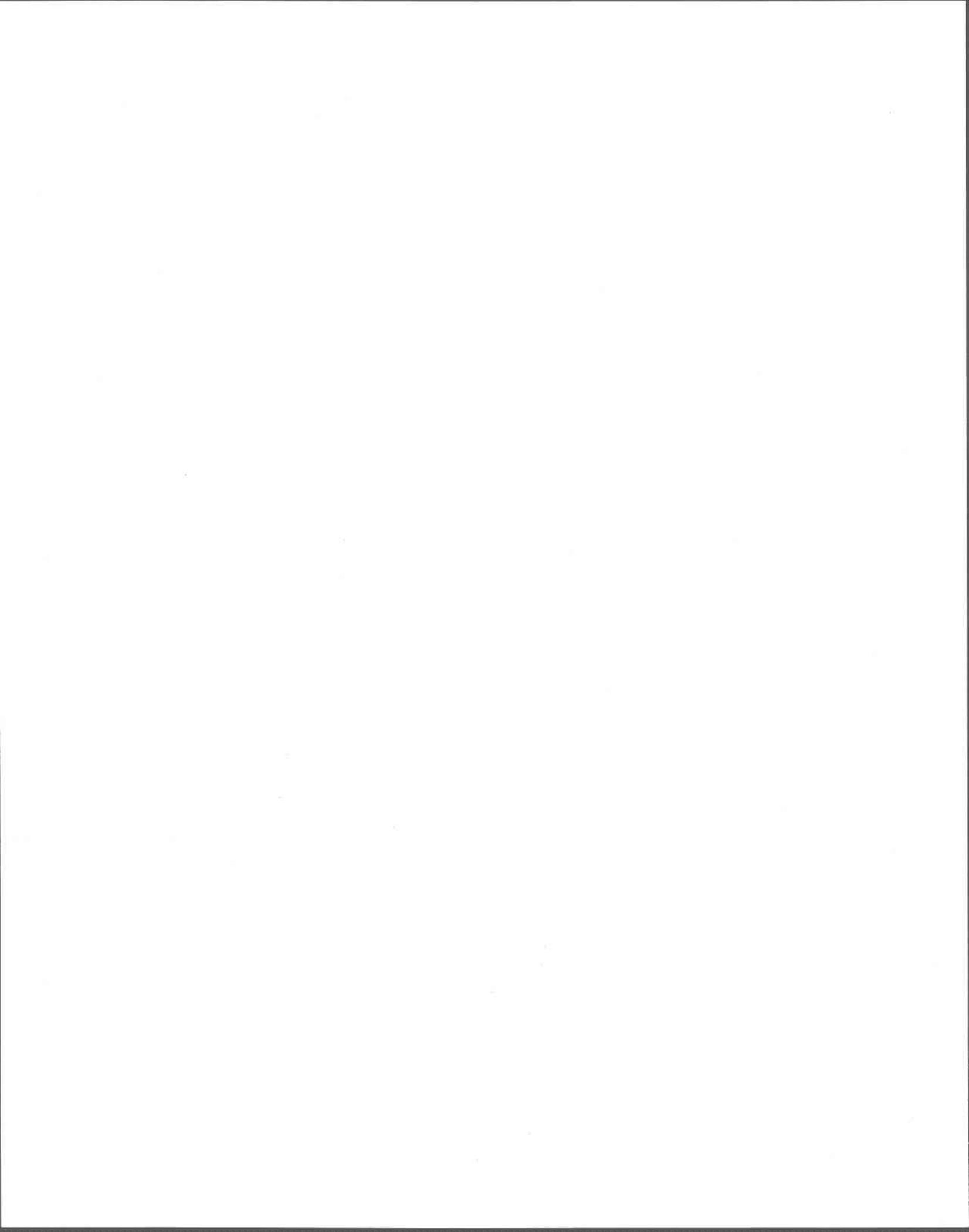
FIG. 9.3 – Exemple d’une distribution de débits de pointes de crues obtenue par simulation (modèle du SCS modifié,  $S = 140$  mm), et asymptote possible dans le cas où l’hétérogénéité spatiale des pluies est prise en compte.

versants pour lesquels les effets du laminage ou de l’hétérogénéité spatiale des pluies sont moins marqués. Ils démontrent que, compte tenu des formes possibles des DDPC, les crues éclair peuvent être relativement fréquentes. Cette hypothèse ne repose que sur le constat de la répétition de ce type d’événements en région méditerranéenne (chapitre 1) et désormais sur les résultats de simulations numériques présentés plus haut, qui ne valent que ce que valent les modèles de pluie et “pluie-débit” utilisés. Elle mériterait d’être confortée par une analyse systématique des données disponibles sur les crues des petits bassins versants. Etant données les difficultés posées par la fluctuation d’échantillonnage, évoquées dans les chapitres 6 et 8, il sera nécessaire de mobiliser les informations disponibles sur les crues historiques et de regrouper les séries de données pour constituer des échantillons régionaux.



## Troisième partie

### Conclusion générale et perspectives



## Chapitre 10

# Conclusion générale et perspectives

*Où l'on ramasse les morceaux - Où l'on comprend que tout cela servira peut-être à quelque chose - Où l'on découvre de nouveaux horizons tout aussi passionnants*

L'hydrologie des crues éclair ainsi que leur probabilité d'occurrence ont été très peu étudiées par le passé. En effet, les épisodes pluvieux générateurs de ces crues échappent bien souvent aux dispositifs de mesure pluviographiques dont la densité n'est pas suffisante. De même, les cotes atteintes lors de ces événements dépassent largement les limites des courbes de tarage lorsque, par chance, il existe une station limnimétrique sur le cours d'eau touché et que celle-ci n'est pas détruite lors de la crue (cf. chapitre 3). Les estimations de débits de pointes de crues, quand elles sont effectuées au droit des stations limnimétriques, sont rarement reportées dans les fichiers de données mesurées, car considérées comme trop imprécises<sup>1</sup>. Ces crues disparaissent donc progressivement des annales et ne persistent dans les mémoires locales qu'au travers d'une date et de quelques repères du niveau atteint par les eaux, dans le meilleur des cas. Cet effacement sélectif de l'information, au-delà des problèmes d'estimations statistiques (cf. chapitre 6), est bien entendu préjudiciable aux travaux portant sur l'occurrence de ces événements.

Dans ce contexte, ce travail de thèse avait une vocation exploratoire. Il s'agissait :

– d'une part, d'exploiter à des fins d'interprétation hydrologique, les données qui peuvent

---

<sup>1</sup>Les crues de l'Hérault d'octobre et décembre 1994 à la station de St-André de Majencoules, ou de septembre 1980 du Lignon à la station du Chambon-sur-Lignon correspondent à des lacunes dans les séries de données de la banque HYDRO du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable.

- être collectées à la suite des crues éclair et, de par ces premiers essais, de poser les bases méthodologiques d'une démarche de retour d'expérience hydrologique systématique<sup>2</sup>,
- d'orienter un futur travail de collecte, d'interprétation et d'exploitation statistique de séries de débits de crues mesurés ou reconstitués, par une réflexion théorique sur les formes possibles de leurs lois de probabilité.

Les retours d'expériences sur les crues éclair constituaient une sorte de saut dans l'inconnu : les données disponibles à la suite de ces crues sont-elles suffisamment riches et précises pour permettre une réelle interprétation hydrologique ?

Le développement du réseau français de RADAR météorologiques au cours des vingt dernières années permet de disposer, dans la majeure partie des cas, d'informations sur la répartition spatiale et temporelle des pluies à des échelles de temps et d'espace pertinentes pour l'analyse des crues éclair, ce que ne permet pas un réseau classique de pluviographes. Malgré leurs imperfections, les mesures RADAR, seules à même de donner un sens à l'hétérogénéité spatiale des écoulements sur les bassins étudiés dont témoignent les laisses de crues et les débits estimés correspondants, se sont avérées essentielles. L'analyse hydrologique n'a pas pu être poussée très loin dans les secteurs où les données RADAR sont apparues trop imprécises : cas du bassin versant de la Clamoux lors de la crue de 1999 par exemple. Incontestablement, la mise en place d'un réseau de RADAR météorologiques représente une avancée majeure pour le suivi et la connaissance des épisodes orageux localisés et des crues qu'ils génèrent.

D'autre part, en l'absence de relevés limnimétriques, les récits des témoins oculaires étaient les seules sources d'information possibles sur l'évolution temporelle des niveaux d'eau et donc des débits. Le pari du recueil et de l'exploitation des témoignages s'est révélé fructueux. Non seulement, après recoupement et comparaison avec des données enregistrées, les repères chronologiques des témoins apparaissent souvent assez précis, mais leur exploitation a permis de révéler des aspects originaux et inattendus de la réponse hydrologique des bassins versants lors de ces épisodes de crues éclair. Le point le plus remarquable, mis en évidence grâce aux témoignages, est le délai important de réponse des bassins versants aux épisodes de pluie intense, révélateur de la capacité élevée d'infiltration et de rétention d'eau sur les bassins versants. Les résultats obtenus dans les cinq études de cas traitées dans le cadre de cette thèse sont concordants. Le calage d'un modèle hydrologique sur la

---

<sup>2</sup>La capitalisation des informations sur les crues au travers des retours d'expériences s'est progressivement imposée en France comme une priorité au cours des dernières années (Dauge, 1999; Lefrou *et al.*, 2000; Huet *et al.*, 2001; Sauzay *et al.*, 2001; Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, 2002).

base des témoignages suggère que **150 à 200 millimètres de pluie sont retenus sur le bassin versant et ne participent pas à la crue**. Ce délai de réponse et cet ordre de grandeur de déficit d'écoulement peuvent paraître élevés. Ils sont cependant cohérents avec les résultats d'autres études portant sur les crues éclair en région méditerranéenne ou aux Etats Unis (cf. chapitre 9). On peut en conclure que, dans le cas des crues et des bassins étudiés, et malgré les intensités de pluie élevées mesurées - plus de 50 mm/h dans l'Aude et plus de 80 mm/h dans le Gard - les mécanismes de genèse des écoulements par saturation des sols sont prédominants par rapport aux mécanismes de genèse par dépassement des capacités d'infiltration, mécanismes "hortoniens" (cf. chapitre 2).

Deux autres aspects ont pu être révélés par les témoignages. D'une part, le type d'occupation des sols ne semble pas influencer sensiblement, non seulement sur les débits de pointes atteints lors de ces crues, mais aussi sur la dynamique de la réponse des bassins. **L'impact du type d'occupation des sols est probablement de second ordre dans le cas de ces crues éclair**. D'autre part, les témoignages recueillis à l'aval de bassins versants de quelques kilomètres carrés semblent indiquer une évolution assez brutale du coefficient d'écoulement au-delà d'un certain cumul de pluie. **La réponse hydrologique des bassins est donc fortement non linéaire** : la première partie de la crue étant dominée par la rétention d'eau sur le bassin et l'évolution du coefficient d'écoulement très progressive, ce coefficient évoluant beaucoup plus rapidement en seconde partie de crue pour atteindre 100%. Cette dynamique d'évolution du coefficient moyen d'écoulement au cours de la crue est très imparfaitement retranscrite par le modèle du SCS utilisé comme outil d'interprétation dans les retours d'expériences. La non linéarité de la réponse hydrologique des bassins versants explique la très grande variabilité spatiale des écoulements observée à la suite de ces épisodes de crues éclair. Elle peut aussi avoir des conséquences sur les lois de probabilités des débits de pointe de crues de petits bassins versants comme l'illustre la seconde partie de la thèse.

Le nombre d'études de cas est encore trop limité pour généraliser ces conclusions, mais ces résultats constituent un encouragement à poursuivre ce type d'analyses hydrologiques post événements.

Plusieurs améliorations peuvent être apportées à la méthodologie de retours d'expériences développée ici :

- Une analyse de l'état d'humidité des sols après les crues et de leurs propriétés physiques, en particulier leur conductivité hydraulique, permettrait de valider les déficits d'écoulement estimés, de boucler en quelque sorte le bilan.
- Il y a aussi certainement des enseignements à tirer de l'approche géomorphologique : présence de griffes d'érosion révélatrices de ruissellement superficiel, glissements de terrains

indiquant un niveau de saturation en eau des sols...

D'autre part, les informations collectées lors des retours d'expériences sont nombreuses et de natures variées : témoignages, relevés de sections d'écoulement, documents photographiques, pluviogrammes et limnigrammes, images RADAR, observations diverses. Il apparaît souhaitable que ces données soient standardisées, dans la mesure du possible, afin de faciliter la comparaison entre événements, et qu'elles puissent être aussi facilement archivées et consultables, afin que différentes équipes de recherche puissent les exploiter et qu'un débat scientifique plus fructueux puisse avoir lieu autour des conclusions qui peuvent être tirées de leur exploitation. Les possibilités offertes par les bases de données géographiques comme support d'archivage, de consultation et de traitement des informations sont actuellement explorées dans un projet de recherches soutenu par le Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable dans le cadre du programme "Risque Inondations II".

Enfin, les résultats d'ores et déjà obtenus conduisent à des conclusions sur les mécanismes de genèse des crues qu'il pourrait être intéressant de vérifier sur un bassin versant expérimental. Les versants du Mont Lozère (Cosandey, 1993) ou ceux du Mont Aigoual régulièrement touchés par des cumuls de pluie de plus de 200 millimètres en 24 heures - en moyenne 2 fois tous les trois ans sur la période 1958-1994 (Météo-France, 1996) - semblent particulièrement indiqués pour l'installation d'un tel site expérimental.

En ce qui concerne l'occurrence des crues éclair, une réflexion théorique sur les formes possibles des distributions statistiques des débits de crues a été menée, en exploitant les possibilités offertes par l'approche qualifiée dans ce document de "semi déterministe" : couplage d'un modèle mathématique de genèse aléatoire de séries pluviographiques et d'un modèle mathématique "pluie-débit". Ces travaux indiquent que compte tenu des propriétés de la transformation pluie-débit, les distributions des débits de pointes de crues (DDPC) n'appartiennent probablement à aucun des trois types de lois des valeurs extrêmes. Elles sont asymptotiquement contrôlées par la distribution des intensités moyennes maximales des événements pluvieux, mesurées sur une durée caractéristique du bassin versant. Lorsque l'hétérogénéité spatiale des pluies peut être négligée, cas des petits bassins versants, la DDPC asymptotique est tout simplement la distribution des intensités moyennes maximales sur la durée caractéristique du bassin versant.

La forme de ces distributions dans la gamme des périodes de retour intermédiaires - typiquement de 10 à  $10^3$  ans - dépend du modèle "pluie-débit". L'utilisation du modèle classique du Soil Conservation Service (SCS) conduit à des DDPC nettement convexes sur papier de Gumbel. La convergence vers la distribution asymptotique est extrêmement lente. La

modification du modèle du SCS en y introduisant des discontinuités, réalistes au regard des résultats des retours d'expériences, conduit à des DDPC de forme plus complexe : bi-modale, i.e. "courbe en S" sur papier de Gumbel. La convergence vers la distribution asymptotique est alors nettement plus rapide et la pente de la DDPC peut être largement supérieure au "Gradex" de la distribution asymptotique sur une plage limitée de périodes de retour.

Deux conclusions peuvent être tirées de ces résultats sur les DDPC asymptotiques :

- D'une manière générale, compte tenu de ce qui vient d'être dit, et en supposant la distribution des intensités moyennes maximales sur la durée caractéristique du bassin versant de type exponentielle pour simplifier l'explication, si la pente de la distribution empirique des débits est inférieure à celle des pluies - c'est généralement le cas pour les petits bassins versants - l'ajustement d'une loi de Gumbel sur la série de données disponibles devrait conduire assez systématiquement à sous-évaluer les quantiles de périodes de retour élevées. En effet, la pente de la DDPC converge asymptotiquement vers celle des intensités maximales de pluies.
- D'autre part, de nettes modifications de pente de la DDPC sont envisageables compte tenu des résultats des retours d'expériences et de l'approche semi déterministe. Le saut quantitatif entre la valeur du débit décennal et celle du débit "pluri centennal" d'un bassin, suggéré par la figure 1.1 de l'introduction de cette thèse, est donc du domaine du possible, voire du fortement probable. Il apparaît d'ailleurs nettement plus modeste s'il est rapporté à la distance qui sépare la distribution empirique et la distribution asymptotique (figure 10.1). En d'autres termes, des débits de pointes de 10 à 20  $m^3/s/km^2$  observés lors de certaines crues en région méditerranéenne peuvent tout à fait avoir des périodes de retour modestes.

L'étude théorique des distributions de débits de pointes de crues est bien entendu spéculative. Nous ne sommes probablement pas loin d'en avoir tiré ici le meilleur parti possible.

Il s'agit désormais de retourner à l'analyse des données observées pour :

- mesurer l'écart entre les distributions de débits de pointes de crues et la distribution de Gumbel ou un autre type de distribution simple en s'inspirant des travaux de Hershfield & Kohler (1960) sur les pluies, afin de valider les conclusions de la seconde partie de cette thèse,
- tenter d'affecter une période de retour empirique aux crues de débits spécifiques supérieurs à 5, 10 ou 20  $m^3/s/km^2$  (i.e. tenter de positionner plus précisément le point représentant une crue "équivalente" à celle de l'Avène sur la courbe 10.1).

Compte tenu des périodes de retour considérées dans les études de risques (100 ans ou plus), et des problèmes posés par la fluctuation d'échantillonnage (cf. chapitre 8), il sera

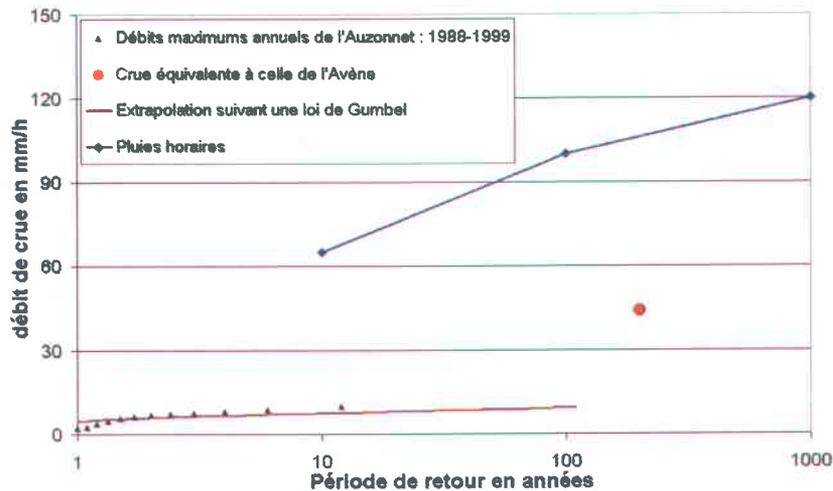


FIG. 10.1 – Distribution statistique des débits de pointes de crues d'un bassin versant de  $50 \text{ km}^2$  situé dans le Gard (Auzonnet), ajustement d'une distribution de Gumbel, débit de la crue de 1997 de l'Avène (bassin versant voisin), et distribution des intensités maximales des pluies horaires à Alès.

nécessaire de travailler sur des échantillons de données riches et donc de mobiliser les informations disponibles sur les crues historiques. Dans le cas où la loi de probabilité des débits est connue, il apparaît que les informations - quand bien même sont elles tronquées - sur les débits des crues historiques sur une période d'un ou deux siècles, sont aussi précieuses pour l'estimation du débit centennal que plusieurs dizaines d'années de débits mesurés (Stedinger & Baker, 1987). En l'absence de certitudes sur la loi de probabilité, les estimations de débits historiques, même très incertaines, auront probablement d'autant plus de valeur.

Enfin, la profondeur des données historiques exploitables ne dépasse probablement pas deux siècles, de nombreuses archives ayant été détruites au moment de la révolution française et le climat ne pouvant plus être considéré comme stable sur une période plus longue : le petit âge glaciaire essentiellement décrit dans le nord de l'Europe mais ayant certainement eu un impact sur la région méditerranéenne prend fin au milieu du XVIII<sup>ème</sup> siècle (Le-Roy-Ladurie, 1967). Il sera donc aussi nécessaire d'avoir recours à l'analyse régionale : regroupement des données observées sur différents bassins versants considérés comme homogènes au sein d'un même échantillon.

Tout ceci implique un travail important de collecte et d'exploitation des données historiques : repérage des cours d'eau où des installations anciennes sont exposées aux crues

---

dans une région donnée, identification des événements historiques à partir de la presse locale et des archives des municipalités, localisation des repères de crues, levés de sections d'écoulement, inventaire des modifications hydrauliques ayant affecté le lit du cours d'eau, estimation d'un débit...

Ce travail, de très longue haleine, est tout simplement incontournable si l'on souhaite progresser dans la connaissance du risque hydrologique, en particulier dans le cas des petits bassins versants.



# Bibliographie

- Abdul, A.S. & Gillham, R.W. (1984). Laboratory studies of the effects of the capillary fringe on streamflow generation. *Water Resources Research*, 20(6) :691–698.
- Alcoverro, J., Corominas, J. & Gomez, M. (1999). The barranco de Aras flood of 7 August 1996 (Biescas, Central Pyrenees, Spain). *Engineering Geology*, 51 :237–255.
- Ambroise, B. (1998). Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : 1- processus et facteurs. *Revue des Sciences de l'Eau*, 4 :471–495.
- Andrieu, H., Creutin, J-D. & Roche, P-A. (1992). Le RADAR météorologique : un outil pour l'hydrologie. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 180 :43–58.
- Andrieu, H., Creutin, J.D., Delrieu, G. & Faure, D. (1997). Use of a weather radar for the hydrology of mountainous area. Part I : radar measurement interpretation. *Journal of Hydrology*, 193 :1–25.
- Arfken, G.B. & Weber, H.J. (2001). *Mathematical methods for physicists*. Harcourt Academic Press, fifth edition edition.
- Arnaud, P. (1997). *Modèle de prédétermination de crues basé sur la simulation : extension de sa zone de validité*. PhD thesis, Université de Montpellier II.
- Bahadur, R.R. & Rao, R. (1960). On deviations of the sample mean. *Ann. Math. Statist.*, 31 :1015–1027.
- Bazemore, D.E., Eshleman, K.N. & Hollenbeck, K.J. (1994). The role of soil water in stormflow generation in a forested headwater catchment : synthesis of natural tracer and hydrometric evidence. *Journal of Hydrology*, 162 :47–75.
- Belmonte, A.C. & Beltran, F.S. (2001). Flood events in Mediterranean ephemeral streams (ramblas) in Valencia region, Spain. *Catena*, 45 :229–249.
- Bendjoudi, H. & Hubert, P. (1998). A propos de la distribution statistique des cumuls pluviométriques annuels. Faut-il en finir avec la normalité? *Revue des Sciences de l'Eau*, 4 :617–630.

- Benson, M.A. (1962a). Factors affecting the occurrence of floods in the southwest. Water-Supply Paper 1580-D, United States Geological Survey, Washington.
- Benson, M.A. (1962b). Factors influencing the occurrence of floods in a humid region of diverse terrain. Water-Supply Paper 1580-B, United States Geological Survey, Washington.
- Benson, M.A. (1968). *Measurement of peak discharge by indirect methods, Technical note n. 90*. World Meteorological organization, Geneva, Switzerland.
- Betsou, R.P. (1964). What is watershed runoff? *Journal of Geophysical research*, 69 :1541-1551.
- Beven, K. (1982a). On subsurface stormflow : an analysis of response times. *Hydrological sciences journal*, 4(12) :505-521.
- Beven, K. (1982b). On subsurface stormflow : predictions with simple kinematic theory for saturated and unsaturated flows. *Water Resources Research*, 18(6) :1627-1633.
- Beven, K., Lamb, R., Quinn, P., Romanowicz, R. & Freer, J. (1995). *Computer models of watershed hydrology*, chapitre Topmodel, pages 627-668. Water Resources Publications, Highlands Ranch, USA.
- Bloschl, G. & Sivapalan, M. (1997). Process controls on regional flood frequency : coefficient of variation and basin scale. *Water Resources Research*, 33(12) :2967-2980.
- Bobée, B. (1979). Comment on : Fitting the pearson type 3 distribution in practice by j. buckett and f.r. olivier. *Water Resources Research*, 15(3) :730.
- Bobée, B. & Rasmussen, P. (1995). Recent advances in flood frequency analysis. *Reviews of Geophysics*, Supplement, July 1995 :1111-1116.
- Bocquillon, C. (1978). Propagation des écoulements transitoires intermittents dans les systèmes hydrauliques à surface libre. Rapport technique, Université Montpellier II, Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, Montpellier.
- Boiffin, J. (1982). *La dégradation structurale des couches superficielles des sols sous l'action des pluies*. PhD thesis, Institut National Agronomique Paris-Grignon, Paris.
- Bois, P., Obled, C. & Saintignon, M-F. (1995). Atlas expérimental des risques de pluies intenses, Cévennes-Vivarais. Rapport technique, Laboratoire d'étude des transferts en hydrologie et Environnement, Grenoble.
- Borah, D.K., Prasad, S.N. & Alonso, C.V. (1980). Kinematic wave routing incorporating shock fitting. *Water Resources Research*, 16(3) :529-541.
- Bouveau, N. (1991). Splendeurs et misères des lois des valeurs extrêmes. *Risques*, 3 :85-92.
- Bras, R.L. (1990). *Hydrology, an introduction to hydrologic science*. Addison-Wesley, Reading, Massachusetts. Series in civil engineering.

- Cappus, P. (1960). Bassin expérimental d'Alrance, étude des lois d'écoulement, application au calcul de la prévision des débits. *La Houille Blanche*, A :493-520.
- Cernesson, F. (1993). *Modèle simple de prédétermination des crues de fréquences courantes à rares sur des petits bassins versants méditerranéens*. PhD thesis, Université de Montpellier II.
- Champion, M. (1858). Les inondations en France depuis le VIème siècle. Paris.
- Chartier, M.M. & Pardé, M. (1960). Initiation à l'étude des crues. In *L'information géographique*, volume supplément au n.1, pages 56-69. Paris, Baillièere et fils edition.
- Chocat, B., editor (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Lavoisier, Tec Doc, Paris.
- Chow, V.T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill Book Compagny.
- Cosandey, C. (1993). La crue du 22 septembre 1992 sur le Mont Lozère. *Revue de géomorphologie dynamique*, (2) :49-56.
- Cosandey, C. (1994). Formation des crues "cévenoles" dans des bassins élémentaires du Mont Lozère. *Revue des Sciences de l'Eau*, 7 :377-393.
- Cosandey, C. & Robinson, M. (2000). *Hydrologie continentale*. Collection U - Géographie. Armand Colin, Paris.
- Costa, J.E. (1987). Hydraulics and basin morphometry of the largest flash floods in the conterminous United States. *Journal of Hydrology*, 93 :313-338.
- Creutin, J.D., Andrieu, H. & Faure, D. (1997). Use of a weather radar for the hydrology of mountainous area. Part II : radar measurement validation. *Journal of Hydrology*, 193 :26-44.
- Dacharry, M. (1988). Averse et crue du 1er septembre 1987 en Brie (bassin du Petit-Morin). *Hydrologie Continentale*, 3(1) :3-17.
- Dalrymple, T. (1960). Flood Frequency Analysis. Water supply paper n. 1543a, U.S. Geological Survey.
- Daluz-Vieira, J.H. (1983). Conditions governing the use of approximations for the Saint-Venant equations for shallow surface water flow. *Journal of Hydrology*, 60 :43-58.
- Dauge, Y. (1999). Rapport parlementaire au Premier Ministre sur les politiques publiques de prévention des inondations. Rapport technique, Assemblée Nationale.
- DDE du Gard (1996). Valleraugue, inondation torrentielle, analyse historique, hydrogéomorphologique et mathématique.
- DeMichele, C. & Salvadori, G. (2002). On the derived flood frequency distribution : analytical formulation and the influence of the antecedent soil moisture condition. *Journal of Hydrology*, 262 :245-258.

- Desbordes, M. (1987). Contribution a l'analyse et a la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain. Doctorat d'Etat, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier.
- Desbordes, M., Durepaire, P., Gilly, J-C., Masson, J-M. & Maurin, Y. (1989). *3 Octobre 1988, inondations sur Nîmes et sa région, manifestations, causes et conséquences*. C. Lacour, Nîmes.
- Diaz-Granados, M.A., Valdes, J.B. & Bras, R.L. (1984). A physical based flood frequency distribution. *Water Resources Research*, 20(7) :995-1002.
- Duband, D. (2000). Les aléas extrêmes de crues et inondations. In *Catastrophes naturelles, aléas extrêmes et niveaux de protection de référence*, Paris. Société Hydrotechnique de France. 13 avril 2000.
- Dunne, T. & Black, R.D. (1970). Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed. *Water Resources Research*, 6(5) :1296-1311.
- Eagleson, P. (1972). Dynamics of flood frequency. *Water Resources Research*, 14(5) :878-898.
- Ellison, W.D. (1945). Some effects of raindrops and surface flow on soil erosion and infiltration. *Transactions of the American Geophysical Union*, 26(3) :415-430.
- Embrechts, P., Kluppelberg, C. & Mikosch, T. (2001). *Modelling extremal events for insurance and finance*. Springer, third printing edition.
- Esteves, M., ans S. Galle, X. Faucher & Vauclin, M. (2000). Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain : numerical results versus observed values. *Journal of Hydrology*, 228 :265-282.
- Farquharson, F.A.K., Meigh, J.R. & Sutcliffe, J.V. (1992). Regional flood frequency analysis in arid and semi-arid areas. *Journal of Hydrology*, 138 :487-501.
- Fisher, R.A. & Tippett, L.H.C. (1928). Limiting forms of frequency distribution of the largest or smallest member of a sample. *Proc. Camb. Phil. Soc.*, 24 :180-190.
- Fortin, V., Haché, M., Désiles, F. & Bobée, B. (1999). Manuel d'utilisation du logiciel HYFRAN-Pro 1.0. Rapport technique, INRS-Eau, Québec, Canada.
- Fréchet, M. (1927). Sur la loi de probabilité de l'écart maximum. *Ann. Soc. Math. Polon.*, 6 :93-126.
- Freeze, R.A. (1972). Role of subsurface flow in generating surface runoff, 1, base flow contributions to channel flow. *Water Resources Research*, 8(3) :609-623.
- Freeze, R.A. (1974). Streamflow generation. *Reviews of Geophysics and Space Physics*, 12(4) :627-647.

- Frisch, U. & Parisi, G. (1985). On the singularity structure of fully developed turbulence. In Ghil, M., Benzi, R. & Parisi, G., editors, *Turbulence and predictability in geophysical fluid dynamics, Proceedings of the International School of Physics 'E. Fermi', 1983, Varenna, Italy*, pages 84–87.
- Gallart, F. & Clotet-Perarnau, N. (1988). Some aspects of the geomorphic processes triggered by an extreme rainfall event : the November 1982 flood in the eastern Pyrenees. *Catena*, supplement 13 :79–95.
- Gascuel-Oudou, C., Merot, P., Durant, P. & Molenat, J. (1999). Genèse des crues normales dans les petits bassins versants ruraux. *La Houille Blanche*, (7/8) :54–60.
- Gaume, E. & Livet, M. (1999). La crue de l'Avène des 6 et 7 octobre 1997, Compte rendu d'enquête. Rapport technique, CERREVE, Ecole nationale des ponts et chaussées, Champs-sur-Marne.
- Gaume, E., Livet, M. & Pons, M. (2000a). Analyse du comportement hydrologique des parties amont des bassins versants lors des crues des 12 et 13 novembre 1999 dans l'Aude, les Pyrénées orientales et le Tarn, Rapport de synthèse. Rapport technique, Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement, DPPR, Paris.
- Gaume, E., Mouhou, M. & Thauvin, V. (2000b). Coefficients d'abattement spatial des pluies en région méditerranéenne, adaptés aux petits bassins versants. Rapport technique, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, SDPRM, Paris.
- Gilard, O. & Mesnil, J-J. (1995). La crue de Vaison-la-Romaine du 22 septembre 1992. *Informations Techniques du CEMAGREF*, 95 :1–8.
- Gillham, R.W. (1984). The capillary fringe and its effects on water-table response. *Journal of Hydrology*, 67 :307–324.
- Gnedenko, B.V. (1943). Sur la distribution limite du terme maximum d'une série aléatoire. *Ann. Math.*, 44 :423–453.
- Gobat, J-M., Aragno, M. & Matthey, W. (1998). *Le sol vivant*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- Goel, N.K., Kurothe, R.S., Mathur, B.S. & Vogel, R.M. (2000). A derived flood frequency distribution for correlated rainfall intensity and duration. *Journal of Hydrology*, 228 :56–67.
- GREHYS (1996a). Inter-comparison of regional flood frequency procedures for canadian rivers. *Journal of Hydrology*, 186 :85–103.
- GREHYS (1996b). Presentation and review of some methods for regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, 186 :63–84.

- Gresillon, J-M. & Taha, A. (1998). Les zones contributives en climat méditerranéen : condition d'apparition et influence sur les crues. *Journal des Sciences Hydrologiques*, 43(2) :267-282.
- Guillot, P. & Duband, D. (1967). *La méthode du GRADEX pour le calcul de probabilités des crues à partir des pluies*. IAHS. Publication 84.
- Gumbel, E.J. (1941). The return period of flood flows. *Annals of mathematics and statistics*, 12(2) :163-190.
- Gumbel, E.J. (1958). *Statistics of extremes*. Columbia University Press, New York.
- Gupta, V.K., Castro, S.L. & Over, T.M. (1996). On scaling exponents of spatial peak flows from rainfall and river network geometry. *Journal of Hydrology*, 187 :81-104.
- Gupta, V.K. & Dawdy, D.R. (1995). Physical interpretations of regional variations in the scaling exponents of flood quantiles. *Hydrological Processes*, 9(3/4) :347-361.
- Gupta, V.K., Mesa, O.J. & Dawdy, D.R. (1994). Multiscaling theory of flood peaks : regional quantile analysis. *Water Resources Research*, 30(12) :3405-3421.
- Gutknecht, D. (1994). Extremhochwasser in kleinen Einzugsgebieten. *Osterreichische Wasser und Abfallwirtschaft*, 46(3/4) :50-57.
- Hardy, N., Shainberg, I., Gal, M. & Keren, R. (1983). The effect of water quality and storm sequence upon infiltration rate and crust formation. *Journal of Soil Science*, 34 :665-676.
- Hebson, C. & Wood, E.F. (1982). A derived flood frequency distribution using horton order ratios. *Water Resources Research*, 18(5) :1509-1518.
- Hemain, J-C. & Dourlens, C. (1989). A propos des inondations catastrophiques de Nîmes. *La Houille Blanche*, (6) :421-433.
- Hershfield, D.M. & Kohler, M.A. (1960). An empirical Appraisal of the Gumbel extreme-value procedure. *Journal of Geophysical Research*, 65(6) :1737-1746.
- Hewlett, J.D. (1974). Comments on letters relating to 'Role of subsurface flow in generating surface runoff' by R. Allan Freeze. *Water Resources Research*, 10(3) :605-608.
- Hewlett, J.D. & Hibbert, A.R. (1963). Moisture and energy conditions within a sloping soil mass during drainage. *Journal of Geophysical Research*, 68(4) :1081-1087.
- Hillel, D. (1984). *L'eau et le sol principes et processus physiques*. ed. Cabay, Louvain-la-neuve.
- Horton, R.E. (1933). The role of infiltration in the hydrological cycle. *Trans. Am. Geophys. Union*, 14 :446-460.
- Hosking, J.R.M. & Wallis, J.R. (1986a). Paleoflood hydrology and flood frequency analysis. *Water Resources Research*, 22(4) :543-550.

- Hosking, J.R.M. & Wallis, J.R. (1986b). The value of historical data in flood frequency analysis. *Water Resources Research*, 22 :1606–1612.
- House, P.K. & Pearthree, P.A. (1995). A geomorphologic and hydrologic evaluation of an extraordinary flood discharge estimate : Bronco Creek, Arizona. *Water Resources Research*, 31(12) :3059–3073.
- Hubert, P. (1989). La séparation de l'hydrogramme. Apport des méthodes isotopiques. *Hydrogéologie*, 3 :143–150.
- Huet, P., Roussel, P., Martin, X., Bourget, B., Varret, J., Guellec, J., Monadier, P., Sauzay, P. & Tessier, A. (2001). Mission d'expertise sur les crues de décembre 2000 et janvier 2001 en Bretagne. Rapport technique, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Inspection Générale de l'Environnement.
- HYFRAN (2002). *Logiciel HYFRAN version 1.1 Beta 1*.
- Iacobellis, V. & Fiorentino, M. (2000). Derived distribution of floods based on the concept of partial area coverage with a climatic appeal. *Water Resources Research*, 36(2) :469–482.
- IAHS-UNESCO-WMO, editor (1974). *Flash floods, proceedings of the Paris symposium, september 1974*. Publication 112.
- Iorgulescu, I. (1997). *Analyse du comportement hydrologique par une approche intégrée à l'échelle du bassin versant, application au bassin de la Haute Mentue*. PhD thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Jackson, C.R. (1992). Hillslope infiltration and lateral downslope unsaturated flow. *Water Resources Research*, 28(9) :2533–2539.
- Jarrett, R.D. (1987). Errors in slope-area computations of peak discharges in mountain streams. *Journal of Hydrology*, 96 :53–67.
- Jarrett, R.D. (1990). Hydrologic and hydraulic research in mountain rivers. *Water Resources Bulletin*, 26(3) :419–429.
- Javelle, P. (2001). *Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent, approche locale et régionale*. PhD thesis, Institut Polytechnique de Grenoble.
- Jenkinson, A.F. (1955). The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 81 :158–171.
- Jensen, J.L. (1995). *Saddlepoint approximations*. Clarendon Press, Oxford.
- Jordan, J-P. (1992). *Identification et modélisation des processus de génération des crues, application au bassin versant de la Haute-Mentue*. PhD thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

- Jorgensen, S.E. (1988). *Fundamentals of ecological modeling : developments in environmental modeling*, volume 9. Elsevier.
- Kahane, J.P. & Peyrière, J. (1976). Sur certaines martingales de Benoît Mandelbrot. *Advances in Mathematics*, 22 :131–145.
- Kirkby, M. (1988). Hillslope runoff processes and models. *Journal of Hydrology*, 100 :315–339.
- Klemes, V. (1988). The improbable probabilities of extreme floods and droughts. In Starosolszky, O. & Melder, O.M., editors, *Hydrology of disasters*, pages 43–51, London, UK. OMM, James and James.
- Kolassa, J.E. (1997). *Series approximation methods in statistics, second edition*. Springer.
- Kolla, E. (1987). Abschätzung von Spitzenabflüssen in kleinen natürlichen Einzugsgebieten der Schweiz. *Schweizer Ingenieur un Architekt*, 33-34 :965–972.
- Kyung-Duk, K. & Jun-Haeng, H (2002). Comparative study of flood quantiles estimation by nonparametric models. *Journal of Hydrology*, 260 :176–193.
- Lajournade, C., Beaufrère, C., Lalanne-Berdouticq, G. & Martignac, F. (1998). La catastrophe de Biescas du 7 août 1996 : analyse de la crue torrentielle du Rio Aras dans les Pyrénées aragonaises. *La Houille Blanche*, (5/6) :128–137.
- Lajournade, C. & Lalanne-Berdouticq, G. (1997). Les crues torrentielles dans les Pyrénées occidentales : contexte pluviométrique, géomorphologique et anthropique des événements extrêmes. *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, (2) :111–120.
- Lalanne-Berdouticq, G. (1994). Aspect méthodologiques de la reconstitution des écoulements des grandes crues catastrophiques. In *Actes des 23ème journées de l'hydraulique, Nîmes*, pages 229–263. Société Hydrotechnique de France.
- Le Bissonnais, Y. & Singer, M.J. (1993). Seal formation runoff and interrill erosion from seventeen californian soils. *Soil Scientific Society of America Journal*, 57 :224–229.
- Le-Roy-Ladurie, E. (1967). *Histoire du climat depuis l'an mil*. Flammarion.
- Leadbetter, M.R., Lindgren, G. & Rootzen, H. (1983). *Extremes and related properties of random sequences and processes*. Springer series in statistics. Springer-Verlag.
- Lefrou, C., Martin, X., Labarthe, J-P., Varret, J., Mazière, B., Tordejman, R. & Feunteun, R. (2000). Les crues des 12, 13 et 14 novembre 1999 dans les départements de l'Aude, de l'Hérault, des Pyrénées-Orientales et du Tarn. Rapport technique, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Inspection Générale de l'Environnement.
- Leonard, J. & Andrieux, P. (1998). Infiltration characteristics of soils in Mediterranean vineyards in southern France. *Catena*, 32 :209–223.

- Lepelletier, T. & Gaume, E. (2000). Recherche de bases pluviométriques adaptées au dimensionnement et au diagnostic de bassins de rétention de pollution, note de synthèse. Rapport technique, Agence de l'Eau Seine-Normandie.
- Loukas, A. (2002). Flood frequency estimation by a derived distribution procedure. *Journal of Hydrology*, 255 :69–89.
- Loye-Pilot, M-D. & Jusserand, C. (1990). Décomposition chimique et isotopique d'un hydrogramme de crue d'un torrent méditerranéen montagnard. Réflexions méthodologiques. *Revue des Sciences de l'Eau*, 3 :211–231.
- Lozet, J. & Mathieu, C. (1997). *Dictionnaire de sciences du sol*. Lavoisier - Tec Doc, Paris.
- Lubes, H. (1985). Les crues dans le bassin de l'Aude. Rapport de fin d'études, Institut des Sciences de l'Ingénieur de Montpellier.
- Marc, V. (1995). Etude de la relation pluie-débit sur bassin versant en climat méditerranéen par le traçage chimique et isotopique naturel de l'eau (Réal Colobrier, Massif des Maures, Var). *La Houille Blanche*, 8 :22–27.
- Marc, V., Didon-Lescot, J-F. & Michael, C. (2001). Investigation of the hydrological processes using chemical and isotopic tracers in a small Mediterranean forested catchment during autumn recharge. *Journal of Hydrology*, 247 :215–229.
- Margoum, M., Oberlin, G., Lang, M. & Weingartner, R. (1994). Estimation des crues rares et extrêmes : principes du modèle Agregée. *Hydrologie Continentale*, 9(1) :85–100.
- Meigh, J.R., Farquharson, F.A.K. & Sutcliffe, J.V. (1997). A worldwide comparison of regional flood estimation methods and climate. *Hydrological Sciences Journal*, 42(2) :225–244.
- Ministère de l'Agriculture (1980). *Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants*. SRAE, CTGREF.
- Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (2002). *Les événements naturels dommageables en France et dans le monde en 2001*.
- Miquel, J. (1984). *Guide pratique d'estimation des probabilités de crues*, volume 53 of *Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France*. Eyrolles, Paris.
- Miquel, J. (2002). Hydrologie statistique, introduction à l'étude des processus hydrométéorologiques, application à la prédétermination des crues. Notes du cours d'hydrologie de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Moughamian, M.S., McLaughlin, D.B. & Bras, R.L. (1987). Estimation of flood frequency : an evaluation of two derived distribution procedures. *Water Resources Research*, 23(7) :1309–1319.

- Mérot, P. (1988). Les zones source à surface variable et la question de leur localisation. *Hydrologie Continentale*, 3(2) :105-115.
- Météo-France (1996). *Inventaire des situations à précipitations diluviennes sur le Languedoc-Roussillon, la Provence-Alpes-Côte d'azur et la Corse, période 1958-1994*.
- Musy, A. & Soutter, M. (1991). *Physique du sol*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- Nagao, M. & Kadoya, M. (1971). Two variate exponential distribution and its numerical table for engineering applications. *Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, 20(3) :183-215.
- Natural Environment Research Council (1975). Flood studies report, Volume I : Hydrological studies. London.
- Neal, C., Neal, M., Warrington, A., Avila, A., Pinol, J. & Roda, F. (1992). Stable hydrogen and oxygen isotope studies of rainfall and streamwaters for two contrasting holm oak areas of Catalonia, northeastern Spain. *Journal of Hydrology*, 140 :163-178.
- Nolan, K.M. & Hill, B.R. (1990). Storm runoff generation in the permanent creek drainage basin, west central california - an example of flood wave effects on runoff composition. *Journal of Hydrology*, 113 :343-367.
- Novakowski, K.N. & Gillham, R.W. (1988). Field investigations of the nature of water-table response to precipitation in shallow water-table environments. *Journal of Hydrology*, 97 :23-32.
- Ogden, F.L., Sharif, H.O., Senarath, S.U.S., Smith, J.A., Baeck, M.L. & Richardson, J.R. (2000). Hydrologic analysis of the Fort Collins, Colorado flash flood of 1997. *Journal of Hydrology*, 228 :82-100.
- Ouarda, T.B.M.J., Lang, M., Bobée, B., Bernier, J. & Bois, P. (1999). Synthèse des modèles régionaux d'estimation de crue utilisés en France et au Québec. *Revue des Sciences de l'Eau*, 12(1) :155-182.
- Papy, F. & Douyer, C. (1991). Influence des états de surface du territoire agricole sur le déclenchement des inondations catastrophiques. *Agronomie*, 11 :201-215.
- Pardé, M. (1961). Sur la puissance des crues en diverses parties du monde. *Geographica*, 8 :1-293.
- Parodi, A. & Boni, G. (2001). Phenomenological validation of a regional rainfall frequency analysis. *Physics and Chemistry of the Earth*, 26(9) :649-654.
- Perreault, L., Bobée, B. & Rasmussen, P.F. (1999a). Halphen distribution system. i : Mathematical and statistical properties. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(3) :189-199.

- Perreault, L., Bobée, B. & Rasmussen, P.F. (1999b). Halphen distribution system. ii : Parameter and quantile estimation. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(3) :200–208.
- Perrin, C., Michel, C. & Andreassian, V. (2001). Does a large number of parameters enhance model performance? Comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments. *Journal of Hydrology*, 242 :275–301.
- Peugeot, C., Esteves, M., Rajot, M., Vandervaere, J.L. & Galle, S. (1997). Runoff generation processes : results and analysis of field data collected at a central supersite of the Hapex-Sahel experiment. *Journal of Hydrology*, 188 :179–202.
- Philip, J.R. (1991). Hillslope infiltration : planar slopes. *Water Resources Research*, 27(1) :109–117.
- Potter, K.W. & Lettenmaier, D.P. (1990). A comparison of regional flood frequency estimation methods using a resampling method. *Water Resources Research*, 16(3) :415–424.
- Prestud-Anderson, S., Dietrich, W.E., Montgomery, D.R., Torres, R., Conrad, M.E. & Loague, K. (1997a). Subsurface flow path in a steep, unchanneled catchment. *Water Resources Research*, 33(12) :2637–2653.
- Prestud-Anderson, S., Dietrich, W.E., Torres, R., Montgomery, D.R. & Loague, K. (1997b). Concentration-discharge relationships in runoff from a steep, unchanneled catchment. *Water Resources Research*, 33(1) :211–225.
- Raines, T. & Valdes, J.B. (1993). Estimation of flood frequency for ungaged catchments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(10) :1138–1154.
- Ribolzi, O., Andrieux, P., Valles, V., Bouzigues, R., Bariac, T. & Voltz, M. (2000). Contribution of groundwater and overland flows to storm flow generation in a cultivated Mediterranean catchment. Quantification by natural chemical tracing. *Journal of Hydrology*, 233 :241–257.
- Rico, M., Benito, G. & Barnolas, A. (2001). Combined paleoflood and rainfall-runoff assessment of mountain floods (Spanish Pyrenees). *Journal of Hydrology*, 245 :59–72.
- Rodriguez-Iturbe, I., Gonzales-Sanabria, M. & Bras, R. (1982). A geomorphoclimatic theory of the instantaneous unit hydrograph. *Water Resources Research*, 18(4) :877–886.
- Rodriguez-Iturbe, I. & Valdes, J. (1979). The geomorphologic structure of hydrologic response. *Water Resources Research*, 15(5) :1435–1444.
- Rossi, F., Fiorentino, M. & Versace, P. (1984). Two component extreme value distribution for flood frequency analysis. *Water Resources Research*, 20(7) :847–856.
- Roux, C. (1996). *Analyse des précipitations en hydrologie urbaine, exemple de la Seine-St-Denis*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

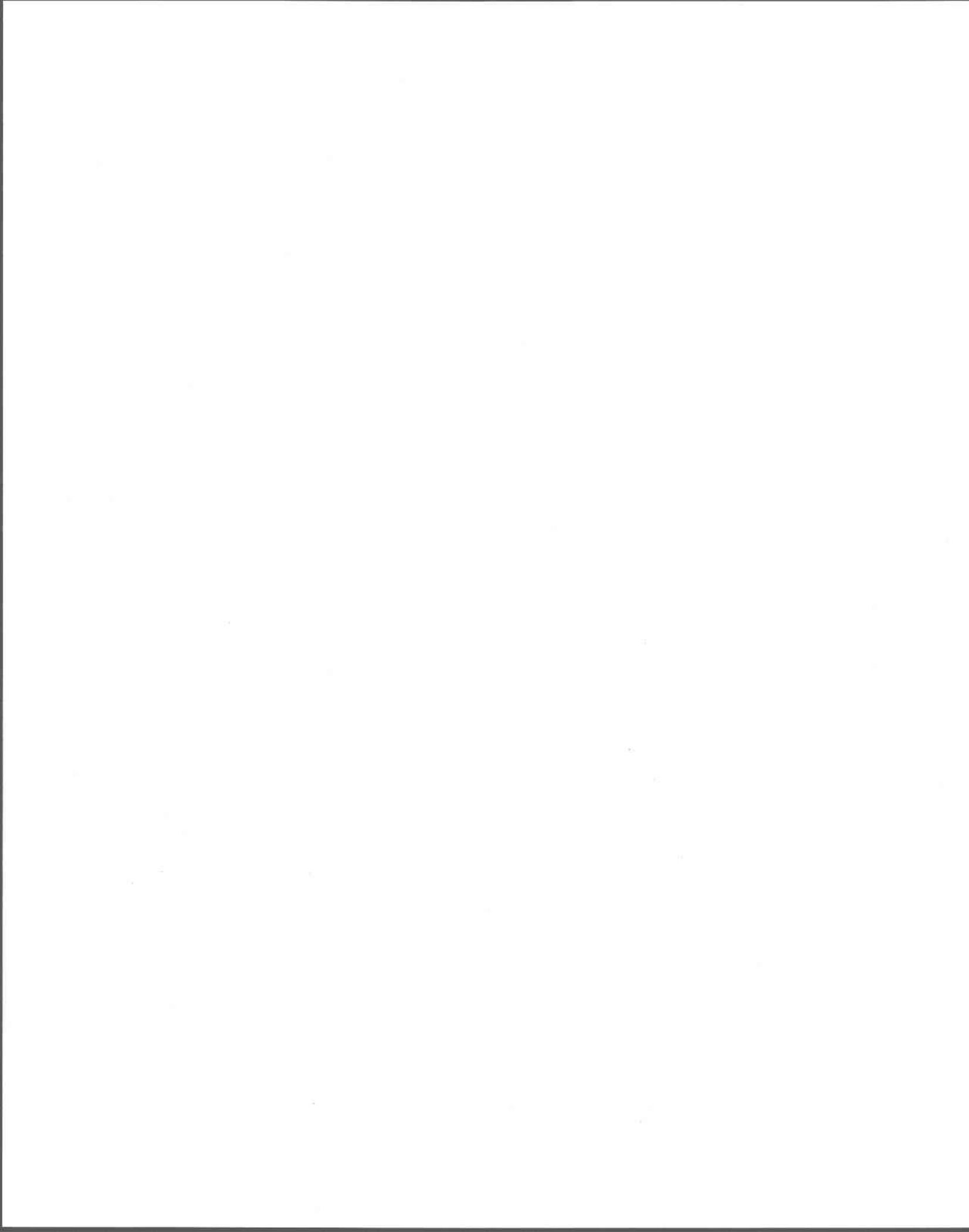
- Réseau national des données sur l'eau (1994). *Débits des cours d'eau en France, 10 ans d'observation, 1984-1993*.
- Sakout, S. & Guilbot, A. (1988). Essais d'estimation des débits de pointe de crue à partir des caractéristiques physiques et climatiques des bassins versants en région méditerranéenne. *Hydrologie Continentale*, 1(3) :57-65.
- Saporta, G. (1990). *Probabilités, analyse des données et statistique*. ed. Technip.
- Sauzay, P., Monadier, P., Renoux, J-P., de Saint-Vincent, E. Robert, Lefrou, C., Verrel, J-L. & Hornus, H. (2001). Rapport de la mission d'expertise sur les crues d'avril 2001 du bassin de la Somme. Rapport technique, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Inspection Générale de l'Environnement.
- Sivapalan, M., Wood, E.F. & Beven, K.J. (1990). On hydrologic similarity 3. A dimensionless flood frequency model using a generalized geomorphologic unit hydrograph and partial area runoff generation. *Water Resources Research*, 26(1) :43-58.
- Sklash, M.G. & Farvolden, R.N. (1979). The role of groundwater in storm runoff. *Journal of Hydrology*, 43 :45-65.
- Smith, J.A. (1992). Representation of bassin scale in flood peak distributions. *Water Resources Research*, 28(11) :2993-2999.
- Smith, J.A., Baeck, M.L., Steiner, Matthias & Miller, A.J. (1996). Catastrophic rainfall from an upslope thunderstorm in the central Appalachians : the Rapidan storm of June 27, 1995. *Water Ressources Research*, 32(10) :3099-3113.
- Smith, R.E., Goodrich, D.C., Woolhiser, D.A. & Unkrich, C.L. (1995). *Computer models of watershed hydrology*, chapitre KINEROS - A kinematic runoff and erosion model, pages 697-732. Water Ressources Publications, Highland Ranch, Colorado.
- Soltner, D. (1990). *Les bases de la production végétale, tome1, le sol*. Sciences et techniques agricoles, Le Clos Lorelle, Angers. 18ème édition.
- Spiegel, M.R. (1993). *Formules et tables de mathématiques*. Serie Schaum. McGraw-Hill, dix-septième édition edition.
- SRAE (1985). Schéma directeur d'aménagement hydraulique de l'Herbasse, première partie, analyse de l'état actuel. Rapport technique, Direction régionale de l'Agriculture et de la Forêt de Rhône-Alpes.
- Stedinger, J.R. (1980). Fitting Log Normal distributions to hydrologic data. *Water Resources Research*, 16(3) :481-490.
- Stedinger, J.R. & Baker, V.R. (1987). Surface water hydrology : historical and paleoflood information. *Reviews of Geophysics*, 25(2) :119-124.

- Stedinger, J.R. & Cohn, T.A. (1986). Flood frequency analysis with historical and paleo-flood information. *Water Resources Research*, 22(5) :785-793.
- Swistock, B.R., DeWalle, D.R. & Sharpe, W.E. (1989). Sources of acidic storm flow in an Appalachian Headwater stream. *Water Resources Research*, 25(10) :2139-2147.
- Tanaka, T., Yasuhara, M., Sakai, H. & Marui, A. (1988). The Hachioji experimental basin study - storm runoff processes and the mechanisms of its generation. *Journal of Hydrology*, 102 :139-164.
- Thauvin, V. (2001). Etude d'un protocole de validation automatique des mesures pluviographiques. Rapport technique, Agence de l'eau Seine Normandie.
- Thauvin, V., Gaume, E. & Roux, C. (1998). A short time-step point rainfall stochastic model. *Water Science and Technology*, 37(11) :37-45.
- Torres, R., Dietrich, W.E., Montgomery, D.R., Anderson, S.P. & Loague, K. (1998). Unsaturated zone processes and the hydrologic response of steep, unchanneled catchment. *Water Resources Research*, 34(8) :1865-1879.
- Toth, J. (1963). A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins. *Journal of Geophysical Research*, 68(16) :4795-4812.
- UNESCO, editor (1976). *Répertoire mondial des très fortes crues*. Etudes et rapports d'hydrologie. Les Presses de l'UNESCO, Paris.
- Vanneufville, G. (1931). Rapport présenté au Conseil Général dans sa deuxième session de 1931 : Etude sur la politique de l'eau dans le département de l'Aude.
- Wilson, J.W. & Brandes, E.A. (1979). Radar Measurement of rainfall - a summary. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 60(9) :1048-1058.
- WMO (1986). *Publication 332 : manual of estimation of probable maximum precipitation*. World Meteorological Organisation, Genève, 2 edition.



## Quatrième partie

### Annexes



## Annexe A

Comparaisons de hyétogrammes  
mesurés et estimés à partir des  
images RADAR : épisode des 12 et  
13 novembre 1999 dans l'Aude

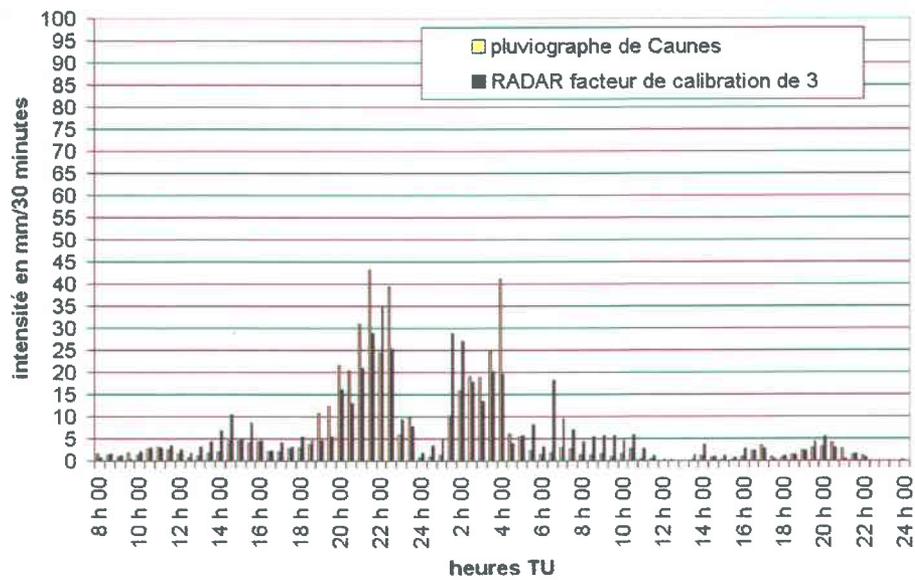


FIG. A.1 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Caunes en Minervois et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

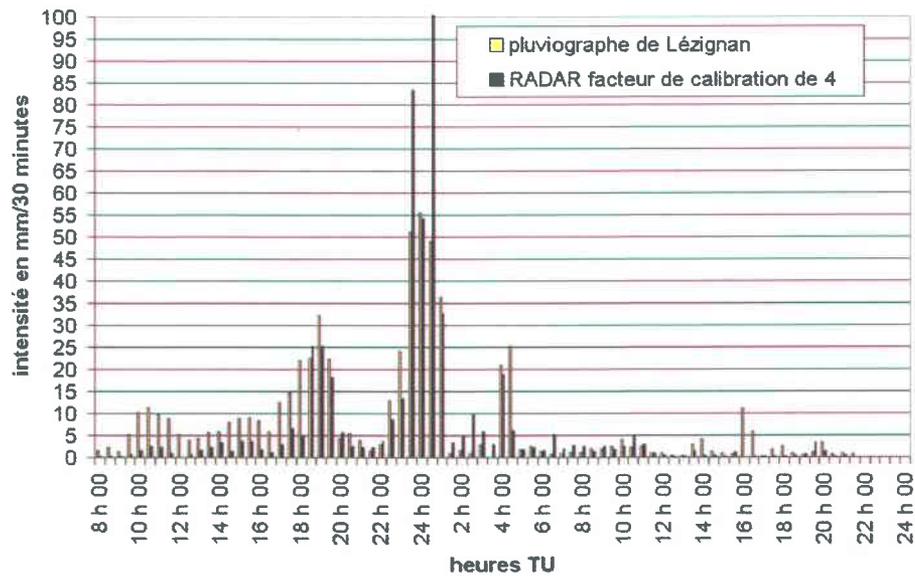


FIG. A.2 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Lézignan Corbières et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

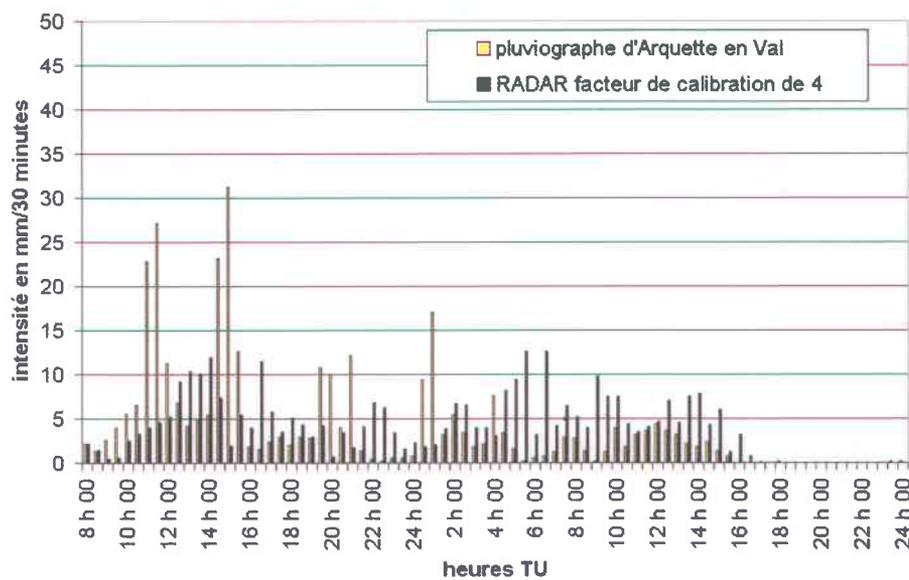


FIG. A.3 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe d'Arquette en Val (Corbières) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

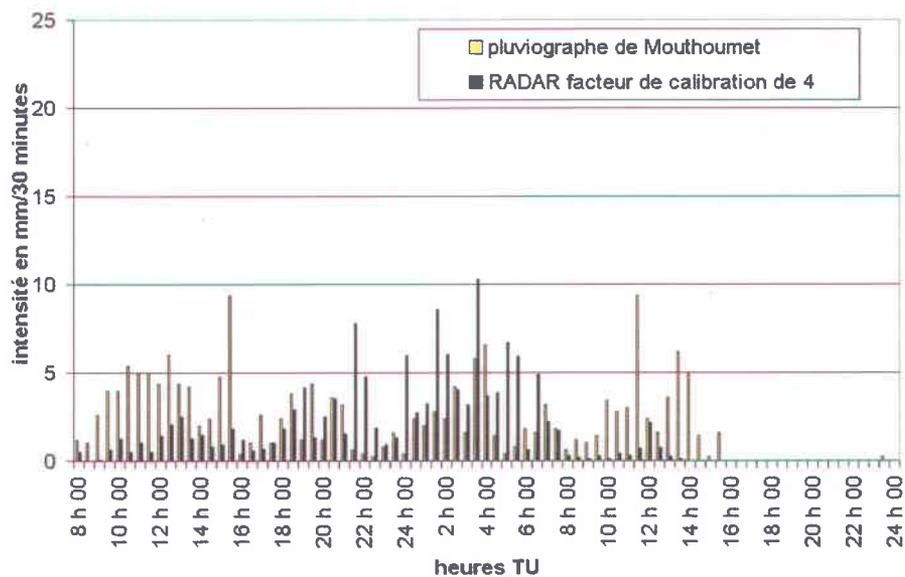


FIG. A.4 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Mouthoumet (Corbières) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

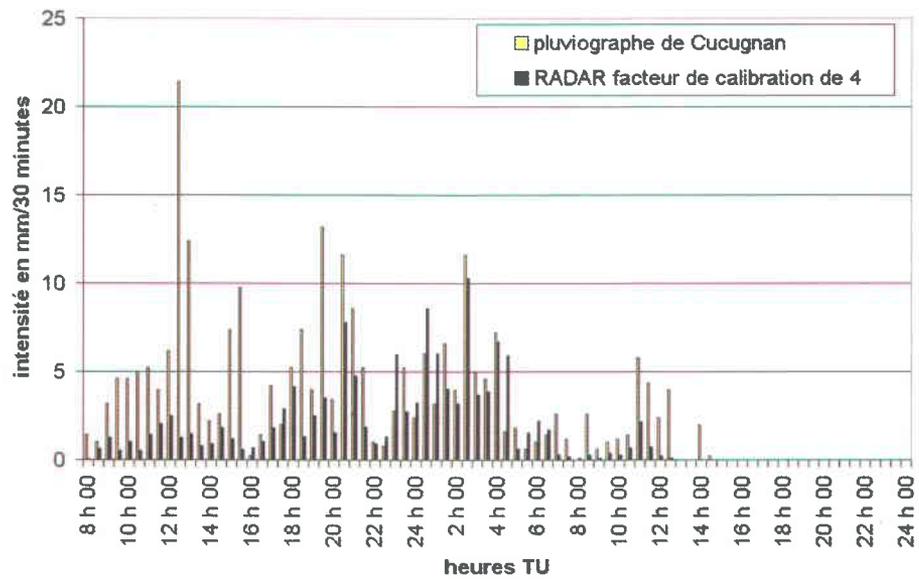


FIG. A.5 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Cucugnan (Corbières) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

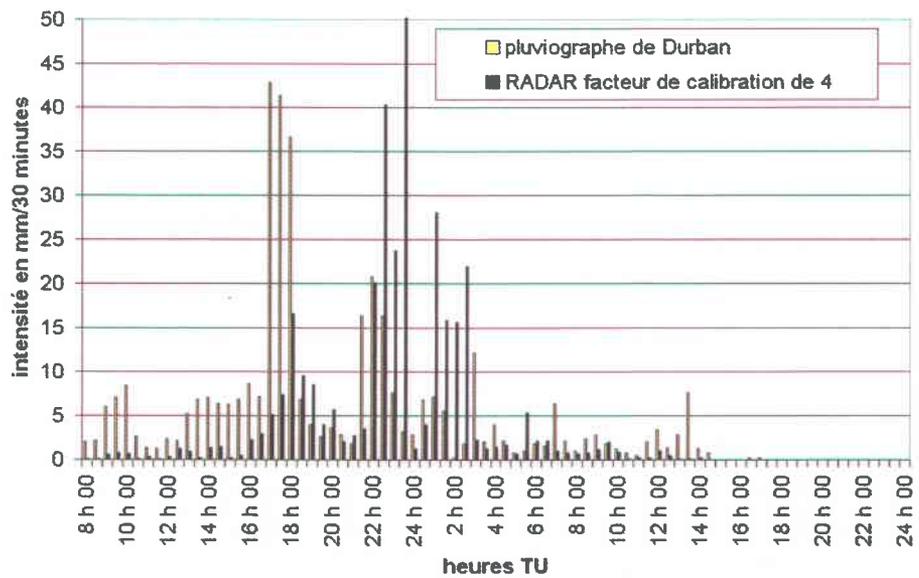


FIG. A.6 – Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Durban Corbières et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.

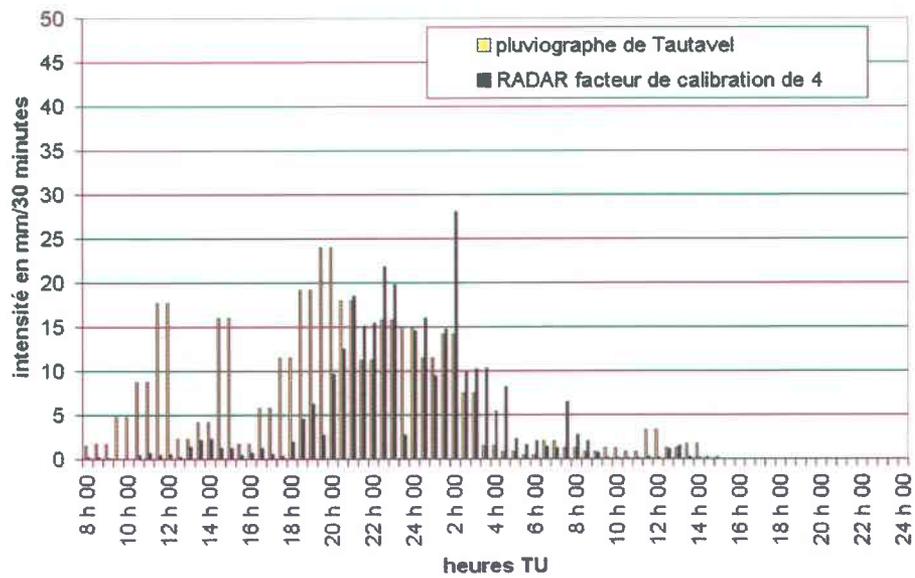


FIG. A.7 - Comparaison des intensités de pluie mesurées au pas de temps de 5 minutes par le pluviographe de Tautavel (Corbières) et estimées à partir des images du RADAR de Toulouse : 12 et 13 novembre 1999.



## Annexe B

# Documents photographiques

*Parfois la crue a du bon*

*La Comtesse*



FIG. B.1 – Crue de l'Avène : pont de la Jasse de Bernard, vu depuis l'aval.



FIG. B.2 – Crue de l'Avène : laisses de crue le lendemain de l'événement dans le terrain de sport de la Jasse de Bernard situé en rive gauche à l'amont immédiat du pont.



FIG. B.3 – Crue de l'Avène : ancienne grange détruite lors de la crue de l'Avène (commune de Saint-Hilaire de Brethmas).





FIG. B.4 – Crue de la Nielle : pont Charles à l'aval du bassin versant de la Nielle, vu de l'amont.





FIG. B.5 – Crue du Verdoble : exemple de laisse de crue dans la vallée du Torgan.



FIG. B.6 – Crue du Verdoble : ruisseau de Coume en amont immédiat de sa confluence avec le Verdoble à Paziols.



FIG. B.7 – Crue du Verdoble : entrée des gorges du Verdoble en aval de Paziols. Estimation de débit de crue 24.



FIG. B.8 – Crue du Verdouble : pont amont sur la Donneuve vu de l'aval.



FIG. B.9 – Crue du Verdouble : pont de la D.39 sur le petit Verdouble en amont immédiat de Tuchan, vu de l'aval.



FIG. B.10 – Crue du Verdoble : pont de la D.611 sur le petit Verdoble à Tuchan, vu de l'aval.



FIG. B.11 – Crue du Verdoble : vue vers l'amont du ruisseau des Nouyès à partir de la D.611 et niveau maximum atteint par les eaux les 12 et 13 novembre 1999. Certaines fenêtres ont été condamnées depuis la crue.



FIG. B.12 – Crue du Verdoble : maison du témoin 19 à Vingrau, vue de l'aval



FIG. B.13 – Crue du Verdoble : maisons en constructions dans le lit majeur du Verdoble à Tautavel. Le pont quasiment submergé les 12 et 13 novembre 1999 est visible en arrière plan entre les deux maisons...





FIG. B.14 – Crue de la Clamoux : pont du hameau de Laval, vue vers l'amont.



FIG. B.15 – Crue de la Clamoux : rue des Six Ponts à Cabrespine, vue vers l'amont.



FIG. B.16 – Crue de la Clamoux : maison effondrée à la confluence entre le ruisseau de Ganganel et la Clamoux à Cabrespine



FIG. B.17 – Crue de la Clamoux : vieux pont de Villeneuve-en-Minervois vu depuis l'amont.



FIG. B.18 – Crue de la Clamoux : vieux pont de Villeneuve-en-Minervois vu depuis l'aval

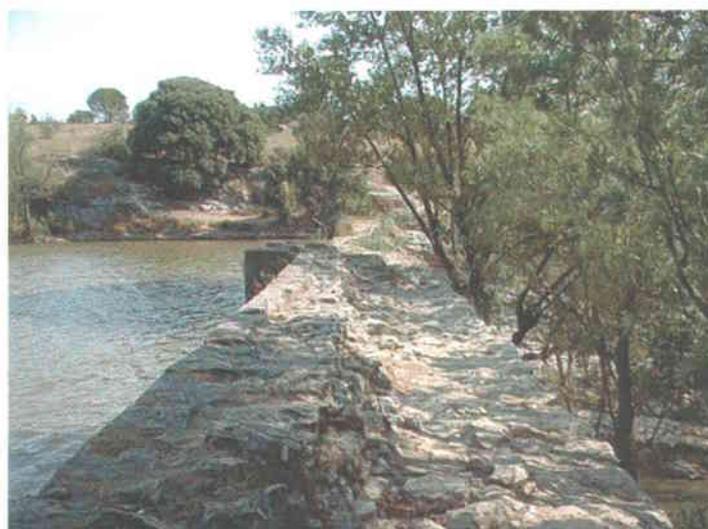


FIG. B.19 – Crue de la Clamoux : barrage sur la Ceize, estimation de débit numéro 16.



FIG. B.20 – Crue de la Drôme : pont du Cabaret Neuf vu de l'amont, le lendemain de la crue.



FIG. B.21 – Crue de la Drôme : le Cabaret Neuf, le lendemain de la crue. Maison du témoin 6 et café.

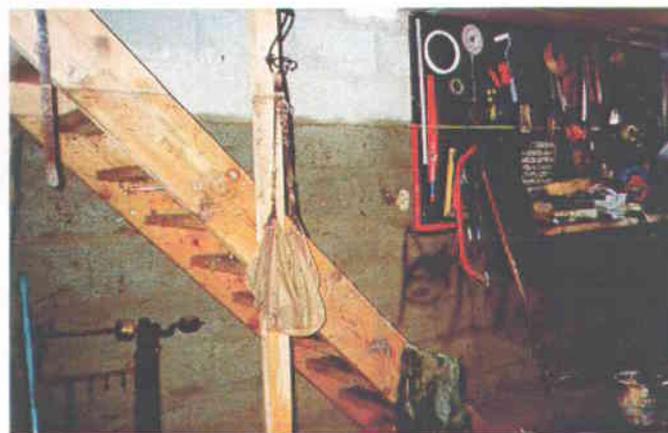


FIG. B.22 – Crue de la Drôme : le Cabaret Neuf, laisse de crue dans la maison du témoin 6.



FIG. B.23 – Crue de la Drôme : laisse de crue sur la clôture du camping de Charmes sur l'Herbasse.



FIG. B.24 – Crue de la Drôme : aval de la vallée de l'Herbasse vu depuis la D. 67.



## Annexe C

# Développements mathématiques autour des lois des valeurs extrêmes

Nous nous intéresserons ici aux propriétés de la loi des maximums de variables aléatoires  $X_i$  sachant que  $X_i = Y_i^{1/\alpha}$  avec  $\alpha > 0$  et que les variables  $Y_i$  suivent une loi de Gumbel.

### C.1 Domaine d'attraction de la loi de probabilité des $X_i = Y_i^{1/\alpha}$

La fonction de répartition de la loi des  $X_i$  se déduit de celle des  $Y_i$ , la fonction puissance étant strictement croissante dans le cas où  $\alpha$  est positif. En effet, dans ce cas,  $F(x) = P(X < x) = P(Y < x^\alpha)$  :

$$F(x) = \exp(-e^{-y}) = \exp(-e^{-x^\alpha}) \quad (\text{C.1})$$

Si cette fonction de répartition appartient au domaine d'attraction de la loi de Gumbel, alors il existe une fonction  $g(t) > 0$  telle que :

$$\lim_{t \rightarrow \sup(X:F(X)<1)} \frac{1 - F(t + xg(t))}{1 - F(t)} \equiv e^{-x} \quad (\text{C.2})$$

$F$  étant définie sur l'intervalle  $[0, +\infty[$ , la condition précédente s'écrit :

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} \frac{1 - \exp(-e^{-(t+xg(t))^\alpha})}{1 - \exp(-e^{-t^\alpha})} \equiv e^{-x} \quad (\text{C.3})$$

Comme  $\lim_{t \rightarrow +\infty} e^{-t^\alpha} = 0$ , si  $\alpha$  est positif, on déduit :

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} 1 - \exp(-e^{-t^\alpha}) \equiv e^{-t^\alpha} \quad (\text{C.4})$$

De même, si  $\lim_{t \rightarrow +\infty} t + xg(t) = +\infty$

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} 1 - \exp(-e^{-(t+xg(t))^\alpha}) \equiv e^{-(t+xg(t))^\alpha} \quad (\text{C.5})$$

Si on pose comme contrainte supplémentaire que  $\lim_{t \rightarrow +\infty} g(t)/t = 0$ , alors :

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} e^{-(t+xg(t))^\alpha} \equiv e^{-t^\alpha - \alpha t^{\alpha-1} xg(t)} \quad (\text{C.6})$$

On en déduit que si les conditions exposées plus haut sont vérifiées :

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} \frac{1 - \exp(-e^{-(t+xg(t))^\alpha})}{1 - \exp(-e^{-t^\alpha})} = \frac{e^{-t^\alpha} e^{-\alpha t^{\alpha-1} xg(t)}}{e^{-t^\alpha}} \equiv e^{-\alpha t^{\alpha-1} xg(t)} \quad (\text{C.7})$$

En posant  $g(t) = 1/(\alpha t^{\alpha-1})$  on retrouve :

$$\lim_{t \rightarrow +\infty} \frac{1 - \exp(-e^{-(t+xg(t))^\alpha})}{1 - \exp(-e^{-t^\alpha})} \equiv e^{-x} \quad (\text{C.8})$$

On peut vérifier que  $\lim_{t \rightarrow +\infty} (g(t)/t) = 1/(\alpha t^\alpha) = 0$  dans le cas où  $\alpha$  est positif.

**La fonction de répartition  $F$  des  $X_i$  appartient donc bien au domaine d'attraction de la loi de Gumbel.**

## C.2 Calcul des variables $a_n$ et $b_n$ de renormalisation du maximum des $X_i$

Nous utiliserons le théorème suivant afin d'établir les valeurs de  $a_n$  et  $b_n$  (cf. Leadbetter *et. al* (1983), page 13) :

Soit  $X_i$  des variables aléatoires indépendantes et identiquement distribuées,  $M_n = \max_{i=1, \dots, n}(X_i)$ , et  $F$  la fonction de répartition des  $X_i$ . Soit  $0 \leq \tau \leq \infty$  et  $u_n$  une séquence de nombres réels tels que :

$$\lim_{n \rightarrow \infty} n(1 - F(u_n)) = \tau \quad (\text{C.9})$$

alors

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P(M_n \leq u_n) \equiv e^{-\tau} \quad (\text{C.10})$$

En posant  $F(u_n) = \exp(-e^{-u_n^\alpha})$ , la condition C.9 s'écrit :

$$\lim_{n \rightarrow \infty} e^{-u_n^\alpha} \equiv -\log(1 - \tau/n) \quad (\text{C.11})$$

ou bien encore,  $\tau$  étant indépendant de  $n$  :

$$\lim_{n \rightarrow \infty} u_n \equiv (-\log(\tau/n))^{1/\alpha} \quad (\text{C.12})$$

ou encore

$$\lim_{n \rightarrow \infty} u_n \equiv \log n^{1/\alpha} \left( 1 - \frac{\log \tau}{\alpha \log n} \right) \equiv \log n^{1/\alpha} - \frac{\log \tau}{\alpha \log n^{(1-1/\alpha)}} \quad (\text{C.13})$$

On en conclut donc que si cette condition est respectée, alors :

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P(M_n \leq (\log n^{1/\alpha} - \frac{\log \tau}{\alpha \log n^{(1-1/\alpha)}})) \equiv e^{-\tau} \quad (\text{C.14})$$

En posant  $\tau = \exp(-x)$  ou  $x = -\log \tau$  il vient :

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P(M_n \leq (\log n^{1/\alpha} + \frac{x}{\alpha \log n^{(1-1/\alpha)}})) \equiv \exp(-e^{-x}) \quad (\text{C.15})$$

Il s'ensuit donc simplement :

$$a_n = \alpha \log n^{(1-1/\alpha)} \quad (\text{C.16})$$

$$b_n = \log n^{1/\alpha} \quad (\text{C.17})$$

On vérifie que si  $\alpha = 1$ , les valeurs de  $a_n$  et  $b_n$  sont celles qui correspondent à la loi de Gumbel équivalentes à celles de la loi exponentielle, soit respectivement  $a_n = 1$  et  $b_n = \log n$ .



## Annexe D

# Convergence des distributions de débits

*On n'est jamais très fort pour ce calcul*

*La Comtesse*

### D.1 $c$ suit une loi uniforme sur $[0, 1]$

Rappelons que nous cherchons à déterminer une approximation de l'intégrale suivante lorsque  $y$  tend vers l'infini :

$$P(Y \geq y) = \int_0^1 e^{-\lambda y/c} dc \quad (\text{D.1})$$

L'une des méthodes regroupées sous le terme d'approximation du "point de selle" consiste à encadrer cette intégrale par deux expressions dont les valeurs convergent lorsque  $y$  tend vers l'infini (Jensen, 1995). Remarquons tout d'abord que  $e^{-\lambda y/c}$  est une fonction croissante de  $c$ . Il est donc évident que :

$$P(Y \geq y) \leq e^{-\lambda y} \int_0^1 dc \quad (\text{D.2})$$

$$P(Y \geq y) \leq e^{-\lambda y} \quad (\text{D.3})$$

ou encore

$$\log P(Y \geq y) \leq -\lambda y \quad (\text{D.4})$$

D'autre part,  $e^{-\lambda y/c}$  est une fonction qui prend des valeurs positives ou nulles, donc

$$P(Y \geq y) \geq \int_{\epsilon}^1 e^{-\lambda y/c} dc \quad (\text{D.5})$$

En remarquant de nouveau que  $e^{-\lambda y/c}$  est une fonction croissante de  $c$

$$P(Y \geq y) \geq e^{-\lambda y/\epsilon} \int_{\epsilon}^1 dc \quad (\text{D.6})$$

ou encore

$$P(Y \geq y) \geq e^{-\lambda y/\epsilon}(1 - \epsilon) \quad (\text{D.7})$$

d'où

$$\log P(Y \geq y) \geq -\lambda y/\epsilon + \log(1 - \epsilon) \quad (\text{D.8})$$

ou

$$\log P(Y \geq y) \geq -\lambda y \left( \frac{1}{\epsilon} - \frac{\log(1 - \epsilon)}{\lambda y} \right) \quad (\text{D.9})$$

$\forall \epsilon < 1$ , le terme de droite tend vers  $-\lambda y/\epsilon$  lorsque  $y$  tend vers l'infini. En d'autres termes, lorsque  $y$  tend vers l'infini, il est possible de faire tendre  $\epsilon$  vers 1 et donc la limite inférieure de  $\log P(Y \geq y)$  vers  $-\lambda y$ . En notant  $T(y) = 1/P(Y \geq y)$ , on en déduit simplement que lorsque  $y$  tend vers l'infini :

$$\log T(y) = \lambda y[1 + o(1)] \quad (\text{D.10})$$

La distribution des débits de pointes de crues tend donc asymptotiquement vers une droite de pente  $\lambda$  sur papier de Gumbel.

Notons que la même démonstration conduit à un résultat analogue si  $c$  suit une loi de probabilité quelconque mais de densité non nulle sur  $[0, 1]$  et indépendante de  $y$ .

$$P(Y \geq y) = \int_0^1 f(c) \int_{y/c}^{\infty} \lambda e^{-\lambda x} dx dc \quad (\text{D.11})$$

$$P(Y \geq y) = \int_0^1 f(c) e^{-\lambda y/c} dc \quad (\text{D.12})$$

$f(c)$  prenant par définition des valeurs strictement positives sur l'intervalle  $[0, 1]$ , on peut aussi écrire

$$P(Y \geq y) = \int_0^1 e^{-\lambda y/c + \log f(c)} dc = \int_0^1 e^{-y(\lambda/c + \log[f(c)]/y)} dc \quad (\text{D.13})$$

Quelle que soit la fonction  $f$ , le terme  $\log[f(c)]/y$  tend vers 0 lorsque  $y$  tend vers l'infini. On se ramène donc au cas précédent lorsque  $y$  tend vers l'infini.

Notons enfin pour être le plus général possible, que  $f$  peut éventuellement prendre des valeurs non nulles sur un intervalle plus réduit de valeurs  $[c_1, c_2]$  avec  $0 \leq c_1 \leq c_2 \leq 1$ . Dans ce cas la démonstration précédente conduirait à la relation asymptotique :

$$\log T(y) = \frac{\lambda y}{c_2} [1 + o(1)] \quad (\text{D.14})$$

## D.2 $c$ suit une loi quelconque éventuellement dépendante de $y$

La fonction de répartition de  $y$  n'a dans ce cas pas d'expression simple. Nous nous intéresserons donc dans un premier temps aux propriétés de la fonction de densité pour tenter d'en déduire dans un second temps celles de la fonction de répartition. Nous cherchons donc une approximation de l'intégrale suivante ou plus précisément de son logarithme lorsque  $y$  tend vers l'infini :

$$p(y) = \int_0^1 \lambda f(c, y) e^{-\lambda y/c} dc \quad (\text{D.15})$$

### D.2.1 Tendances asymptotiques de la densité de $y$

La fonction  $f(c, y)$  est une densité de probabilité qui ne prend donc que des valeurs positives ou nulles. En supposant de plus que quel que soit  $y$ ,  $f$  est non nulle sur  $[0, 1]$ , l'équation précédente peut aussi être notée :

$$p(y) = \int_0^1 \lambda e^{-\lambda y/c + \log f(c, y)} dc \quad (\text{D.16})$$

L'approximation du point de selle conduira assez simplement à la relation asymptotique suivante :

$$\log p(y) = \lim_{y \rightarrow \infty} \left( \max_c [-\lambda y/c + \log f(c, y)] \right) [1 + o(1)] \quad (\text{D.17})$$

Plusieurs cas de figure peuvent se présenter :

- soit la densité de  $c$  tend vers une fonction dense sur  $[0, 1]$  qui ne se réduit pas à un point :  $\forall c, \lim_{y \rightarrow \infty} \log f(c, y)/y = 0$ . Dans ce cas, on retrouve la relation asymptotique précédente :

$$\log p(y) = -\lambda y [1 + o(1)] \quad (\text{D.18})$$

- soit la densité de  $c$  se concentre autour d'une valeur  $c_0$  lorsque  $y$  tend vers l'infini tout en restant une fonction dense sur l'intervalle  $[0, 1]$ . Notons que si on néglige l'hétérogénéité spatiale des pluies,  $c_0$  ne peut être égal qu'à 1 si on retient un modèle pluie-débit réaliste : le coefficient d'écoulement a tendance à croître lorsque l'intensité des événements pluvieux et des crues qui en découlent augmente. Alors le résultat dépend de  $\lim_{y \rightarrow \infty} (\log f(c_0, y)/y)$ . Si  $\lim_{y \rightarrow \infty} (\log f(c_0, y)/y) = 0$ , on se retrouve dans le cas précédent. Si  $\lim_{y \rightarrow \infty} (\log f(c_0, y)/y) = K$ ,  $K$  étant une constante positive alors :

$$\log p(y) = -y(\lambda/c_0 - K)[1 + o(1)] \quad (\text{D.19})$$

Si bien entendu dans le même temps  $\forall c' > c_0, \lim_{y \rightarrow \infty} (\log f(c', y)/y) = K' < (K - \lambda(1/c_0 - 1/c))$ . Cette seconde condition assure que la maximum de la fonction  $[-\lambda y/c + \log f(c, y)]$  est bien obtenu pour  $c = c_0$ . Ces deux conditions correspondent à des relations très particulières entre  $f$  et  $y$ . Notons de plus que  $K$  doit être inférieur ou égal à  $\lambda(1 - c_0)/c_0$  pour pouvoir assurer que  $\log P(Y = y)$  reste inférieur  $-\lambda y$  qui est la densité de la distribution maximum maximum (i.e. celle qui est obtenue lorsque  $c$  est constant et égal à 1).

Pour résumer, sauf dans certains cas particuliers de concentration rapide de la densité  $f$  du coefficient d'écoulement  $c$  autour d'une valeur  $c_0 \neq 1$ , la relation asymptotique suivante est obtenue dans le cas où  $f$  est dense et non nulle sur  $[0, 1]$  quel que soit  $y$  :

$$\log p(y) = -\lambda y [1 + o(1)] \quad (\text{D.20})$$

## D.2.2 tendance asymptotique de la fonction de répartition de $y$

$$\log p(y) = -\lambda y [1 + o(1)] \quad (\text{D.21})$$

La fonction  $p(y)$  est donc de la forme

$$p(y) = g(y)e^{-\lambda y}[1 + o(1)] \quad (\text{D.22})$$

avec  $\lim_{y \rightarrow \infty} \log(g(y))/y = 0$ .

Or  $p(y) = F'(y)$ , en notant  $F(y) = P(Y \geq y)$ .  $F(y)$  est donc de la forme

$$F(y) = K + h(y)e^{-\lambda y}[1 + o(1)] \quad (\text{D.23})$$

$K$  est égal à 0 puisque par définition  $\lim_{y \rightarrow \infty} F(y) = 0$ .  $h$  est une fonction telle que  $g(y) = h'(y) - \lambda h(y)$ . Or on sait que

$$\lim_{y \rightarrow \infty} \log(h'(y) - \lambda h(y))/y = 0 \quad (\text{D.24})$$

En remarquant que

$$\log(h'(y)) - \log(\lambda h(y)) \leq \log(h'(y) - \lambda h(y)) \quad (\text{D.25})$$

et

$$\log(h'(y)) - \log(\lambda h(y)) \geq 0 \quad (\text{D.26})$$

La condition D.24 implique :

- soit que  $\lim_{y \rightarrow \infty} \log(\lambda h(y))/y = 0$  et donc que  $\lim_{y \rightarrow \infty} \log(h(y))/y = 0$ ,
- soit que  $\lim_{y \rightarrow \infty} \log(\lambda h'(y)) = \lim_{y \rightarrow \infty} \log(\lambda h(y))$ . Donc  $\lim_{y \rightarrow \infty} (h'(y)) = \lim_{y \rightarrow \infty} (\lambda h(y))$ , d'où  $h(y) = Ae^{\lambda y}(1 + O(1))$ . Dans ce cas cependant, la fonction  $F$  tend vers une constante et non pas vers 0 et n'est donc pas une fonction de répartition.

On déduit donc que

$$\log F(y) = (\log K + \log h(y) - \lambda y)[1 + o(1)] \quad (\text{D.27})$$

et comme  $\lim_{y \rightarrow \infty} \log(h(y))/y = 0$

$$\log F(y) = -\lambda y[1 + o(1)] \quad (\text{D.28})$$

La relation asymptotique établie pour la fonction de densité de  $y$  vaut aussi pour sa fonction de répartition. C'est ce que nous cherchions à démontrer.

### D.2.3 Synthèse

Les propriétés asymptotiques des distributions de débits de pointes de crues dépendent de l'évolution de la densité de probabilité  $f$  du coefficient d'écoulement  $c$  lorsque le débit de pointe  $y$  augmente. Dans tous les cas de figure, la distribution des débits de pointes de crues est asymptotiquement linéaire sur papier de Gumbel.

Si on note  $[c_1, c_2]$  ( $0 \leq c_1 \leq c_2 \leq 1$ ), l'intervalle sur lequel la fonction  $f$  prend des valeurs non nulles lorsque  $y$  tend vers l'infini et excepté le cas particulier d'une concentration très rapide de la fonction  $f$  autour d'une valeur  $c_0 \neq c_2$ , la pente de la distribution asymptotique des débits est égale à  $\lambda/c_2$  avec  $\lambda$  la pente <sup>1</sup> de la distribution des intensités de pluies.

Si  $f$  se concentre autour de la valeur 1 lorsque  $y$  tend vers l'infini, ce que prévoient les modèles hydrologiques réalistes qui ne prennent pas en compte l'hétérogénéité spatiale des pluies, la distribution asymptotique des débits est alors tout simplement celle des intensités de pluie, aux changements d'unités près.

## D.3 Cas où la distribution des intensités de pluies est de type GEV II

Reprenons les calculs en choisissant une fonction de densité de type GEV II pour les intensités de pluie :

$$p(x) = \frac{\alpha}{b} \left( \frac{x-a}{b} \right)^{-(\alpha+1)} e^{\left( \frac{x-a}{b} \right)^{-\alpha}} \quad (\text{D.29})$$

En notant toujours  $f(c, y)$  la densité de probabilité du coefficient d'écoulement  $c$ , la densité de probabilité des débits de pointe de crue a pour expression :

$$p(y) = \int_0^1 f(c, y) \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y/c-a}{b} \right)^{-(\alpha+1)} e^{\left( \frac{y/c-a}{b} \right)^{-\alpha}} dc \quad (\text{D.30})$$

Remarquant que le terme  $e^{\left( \frac{y/c-a}{b} \right)^{-\alpha}}$  tend vers 1 lorsque  $y$  tend vers l'infini on conclut :

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) \equiv \int_0^1 f(c, y) \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y/c-a}{b} \right)^{-(\alpha+1)} dc \quad (\text{D.31})$$

<sup>1</sup>On appelle généralement Gradex la valeur  $1/\lambda$

d'où

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) \equiv \int_0^1 f(c, y) \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y/c - a}{b} \right)^{-(\alpha+1)} dc \equiv \frac{\alpha}{b} \int_0^1 f(c, y) \left( \frac{y/c - a}{b} \right)^{-(\alpha+1)} dc \quad (D.32)$$

expression qui se simplifie encore lorsque  $y$  tend vers l'infini

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) \equiv \frac{\alpha}{b} \int_0^1 f(c, y) \left( \frac{y/c}{b} \right)^{-(\alpha+1)} dc \equiv \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y}{b} \right)^{-(\alpha+1)} \int_0^1 f(c, y) c^{(\alpha+1)} dc \quad (D.33)$$

$\alpha$  est par définition supérieur à 0,  $f(c, y)$  est une densité de probabilité :

$$\int_0^1 f(c, y) dc = 1 \quad (D.34)$$

On en déduit que nécessairement

$$\int_0^1 f(c, y) c^{(\alpha+1)} dc \leq 1 \forall y \quad (D.35)$$

Le résultat est plus simple que celui exposé dans le cas d'une loi de probabilité exponentielle (i.e. de type GEV I) des intensités de pluie. La densité de probabilité des débits de pointe de crue est asymptotiquement proportionnelle à celle des pluies.

Deux cas de figure se présentent. Soit  $c$  converge asymptotiquement vers 1 lorsque  $y$  tend vers l'infini, auquel cas :

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) \equiv \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y}{b} \right)^{-(\alpha+1)} \quad (D.36)$$

La distribution asymptotique des débit est la distribution des intensités de pluie.

Dans le cas contraire l'expression  $0 \leq \int_0^1 f(c, y) c^{(\alpha+1)} dc < 1$  :

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) \equiv A \frac{\alpha}{b} \left( \frac{y}{b} \right)^{-(\alpha+1)} \quad (D.37)$$

avec

$$A = \lim_{y \rightarrow \infty} \left( \int_0^1 f(c, y) c^{(\alpha+1)} dc \right) \quad (D.38)$$

