HAL
open science

Influence de la structure spatiale des pluies et du bassin versant sur les écoulements en réseau. Approche à l'aide du logiciel EAUSER. Application à Saint-Etienne

Pierre Voignier

To cite this version:

Pierre Voignier. Influence de la structure spatiale des pluies et du bassin versant sur les écoulements en réseau. Approche à l'aide du logiciel EAUSER. Application à Saint-Etienne. Sciences de l'environnement. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris; Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 1990. Français. NNT : 1990ENMP0234 . tel-00838436

HAL Id: tel-00838436

https://theses.hal.science/tel-00838436v1

Submitted on 25 Jun 2013

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

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE SAINT-ETIENNE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE PARIS

N° D'ORDRE : 38HD

ANNEE : 1990

THESE

Présentée par

VOIGNIER Pierre
Ingénieur E.N.S.E.E.I.H.T.

pour obtenir le grade de

DOCTEUR

DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE PARIS ET DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE SAINT-ETIENNE

(Spécialité : Hydrologie et hydrogéologie qualitative et quantitative)

TITRE DE THESE

INFLUENCE DE LA STRUCTURE SPATIALE DES PLUIES ET DU BASSIN VERSANT SUR LES ECOULEMENTS EN RESEAU. APPROCHE A L'AIDE DU LOGICIEL EAUSER. APPLICATION A SAINT-ETIENNE.

soutenue à PARIS le 03 avril 1990

COMPOSITION du JURY :

Monsieur	de Marsily G	Président
Messieurs	Desbordes M. Ledoux E.	Rapporteurs
Messieurs	Alquier M. Gauthier A. Londiche H.	Examinateurs

020486

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE SAINT-ETIENNE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE PARIS

N° D'ORDRE : 38HD

ANNEE : 1990

THESE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DES MINES DE SAINT-ETIENNE
BIBLIOTHÈQUE DE GESTION

Présentée par

VOIGNIER Pierre
Ingénieur E.N.S.E.E.I.H.T.

pour obtenir le grade de

DOCTEUR

DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE PARIS ET DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE SAINT-ETIENNE

(Spécialité : Hydrologie et hydrogéologie qualitative et quantitative)

TITRE DE THESE

INFLUENCE DE LA STRUCTURE SPATIALE DES PLUIES ET DU BASSIN VERSANT SUR LES ECOULEMENTS EN RESEAU. APPROCHE A L'AIDE DU LOGICIEL EAUSER. APPLICATION A SAINT-ETIENNE.

soutenue à PARIS le 03 avril 1990

COMPOSITION du JURY :

Monsieur	**de Marsily G**	**Président**
Messieurs	**Desbordes M.** **Ledoux E.**	**Rapporteurs**
Messieurs	**Alquier M.** **Gauthier A.** **Londiche H.**	**Examinateurs**

J35 PL11

11.09 281.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE SAINT ETIENNE

Directeur	:	**M. Philippe SAINT RAYMOND**
Directeur délégué	:	**M. Michel DARRIEULAT**
Directeur des études et de la formation	:	**M. Jean CHEVALIER**
Directeur de la recherche	:	**M. François MUDRY**
Secrétaire général	:	**M. Jean.Claude PIATEK**

PROFESSEURS DE 1ère CATEGORIE

MM.	COINDE	Alexandre	Economie
	FORMERY	Philippe	Mathématiques Appliquées
	GOUX	Claude	Matériaux
	LE COZE	Jean	Matériaux
	LOWYS	Jean-Pierre	Physique
	MATHON	Albert	Gestion
	PEROCHE	Bernard	Informatique
	PLA	Jean-Marie	Mathématiques
	RIEU	Jean	Matériaux
	SOUSTELLE	Michel	Génie des procédes
	VERCHERY	Georges	Mécanique et Matériaux

PROFESSEUR DE 2ème CATEGORIE

M.	TOUCHARD	Bernard	Physique Industrielle

DIRECTEURS DE RECHERCHE

MM.	LESBATS	Pierre	Matériaux
	THEVENOT	François	Génie des Matériaux

MAITRES DE RECHERCHE

MM.	BISCONDI	Michel	Matériaux
	COURNIL	Michel	Chimie
	DAVOINE	Philippe	Hydrogéologie
	DRIVER	Julian	Matériaux
	GIRARDOT	Jean-Jacques	Informatique
	GUILHOT	Bernard	Génie des procédés
	GUY	Bernard	Géologie
	KOBYLANSKI	André	Matériaux
	LALAUZE	René	Génie des procédés
	LANCELOT	Francis	Génie Industriel-Biotechnologie
	MONTHEILLET	Frank	Matériaux
	THOMAS	Gérard	Génie des procédés
	TRAN MINH	Cahn	Génie Industriel-Biotechnologie
	VAUTRIN	Alain	Mécanique et Matériaux

PERSONNALITES HABILITEES OU DOCTEURS D'ETAT

MM.	AIVAZZADEH	Sahram	Mécanique et Matériaux
	BIGOT	Jean-Pierre	Génie Industriel-Biotechnologie
	BRODHAG	Christian	Matériaux
	DECHOMETS	Roland	Stratégie du Développement
	GIRARDOT	Jean-Jacques	Informatique
Mme.	GOEURIOT	Dominique	Matériaux
MM.	GUY	Bernard	Géologie
	LONDICHE	Henry	Génie Industriel-Biotechnologie
	PIJOLAT	Christophe	Génie des procédés
Mme.	PIJOLAT	Michèle	Génie des procédés

PERSONNALITES EXTERIEURES A L'ECOLE AUTORISEES A ENCADRER DES THESES

M.	BENHASSAINE	Ali	Génie des procédés (Ecole des mines Ales))
	BOURGOIS	Jacques	Génie Industriel-Biotechnologie (Univ St Etienne)
	GRAILLOT	Didier	Ingénieur RHEA
	MAGNIN	Thierry	Matériaux (Univ Lille)
	VERGNAUD	Jean-Marie	Génie des procédés (Univ St Etienne)

REMERCIEMENT

Ce travail a été réalisé dans le laboratoire de Genie Industriel et Biotechnologie de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, dirigée par Monsieur LANCELOT.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur LONDICHE, ingénieur de recherche à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, qui en temps que directeur de cette thèse, a suivi mon travail et a su me conseiller efficacement.

Je tiens à témoigner toute ma gratitude à tous les menbres du jury :

- Monsieur G. de MARSILY, professeur à l'Univerité Pierre et Marie Curie, pour avoir accepté d'en être le président, et tout particulierement pour l'aide qu'il m'a apportée pour résoudre les problèmes de géostatistique.

- Monsieur E. LEDOUX, maître de recherche à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, pour m'avoir accueilli dans la formation doctorale qu'il dirige et pour avoir été rapporteur de ce travail.

- Monsieur M. DESBORDES, maître de conférence à l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc de Montpellier, pour m'avoir reçu plusieurs fois pour discuter de ce travail et pour en avoir été le rapporteur.

- Monsieur M. ALQUIER, professeur à l'Institut National Polytechnique de Toulouse, qui a accepté de participer à mon jury.

- Monsieur A. GAUTHIER, directeur général de la société Saunier Eau et Environnement à Rennes, avec qui j'ai eu tout au long de ce travail de bon rapport, et qui a accepté de participer à mon jury.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à l'ensemble des membres de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Mes remerciements vont tout particulierement à M.C. BARTHOLIN et H. BESSET pour leurs aides permanentes et leurs précieux "coups de mains".

J'adresse mes remerciements à Monsieur A. MATHON directeur du département Stratégie du Développement de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, pour m'avoir permi de mener ces travaux à

terme, et à Monsieur P. DAVOINE, maître de recherche à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, pour ses précieux conseils.

Mes remerciements vont également à Messieurs CREUTIN de l'Institut de Mécanique de Grenoble et ANDRIEU du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées pour s'être intéressés à ce travail.

SOMMAIRE

TABLE DES MATIERES

page

Introduction _____ 1

I. Chapitre I _____ :3-11

I.1. Les facteurs de l'assainissement urbain 3

I.2. L'évolution de l'assainissement au cours du temps 6

I.3. Le problème législatif 9

I.4. Conclusion 11

II. Chapitre II _____ :12-78

II.1. Présentation du site d'étude : la ville de St ETIENNE 12

II.1.1. Organisation du service d'assainissement 12

II.1.2. Objectifs poursuivis par le service 14

II.1.3. Connaissance actuelle du réseau 15

II.2. Elaboration d'un modèle de réseau 18

II.2.1. Quelques modèles existants 18

II.2.2. Spécificité du logiciel EAUSER 21

II.2.3. Algorithmes utilisés 25

II.2.3.1. Les pluies de projet 25

II.2.3.2. Le ruissellement 27

II.2.3.3. La propagation en conduite 27

II.2.4. Conclusion 28

II.3. Etude de la pluviométrie du site 29

II.3.1. Analyse des pluies : étude de la pluviométrie locale 29

II.3.2. Confrontation des données relatives au site 30

II.3.2.1. Traitements effectués 30

II.3.3. Etudes critiques réalisées 31

II.3.3.1. Comparaison des hauteurs journalières 31

II.3.3.2. Comparaison (Dame Blanche/ Talaudière/ Bouthéon) 34

II.3.3.3. Comparaison avec l'instruction technique 35

II.4. Etude du comportement simulé du réseau 41

II.4.1. Le bassin versant 41

II.4.2. Le réseau 46

II.4.3. Résultats des simulations (situation actuelle) 46

II.4.3.1. Débit de pointe du Furan à la station du Porchon 50

II.4.3.2. Jeux de mesures pluie débit 51

II.4.3.2.1. Résultats 52

II.4.3.3. Etude des points de dysfonctionnement 54

II.4.4. Conclusion 56

II.5. Analyse de la pollution 57

II.5.1. Etude critique de la pollution (phosphore) 57

II.5.2. Les données disponibles et le bilan matière 59

II.5.2.1. Détermination du flux moyen journalier 59

II.5.2.2. Détermination des "by-pass" et des débordements à la station 60

II.5.2.3. Le lessivage du réseau : les remises en

suspension 62
II.5.2.4. Différenciation hiver/étiage: hypothèses supplémentaires 63
II.5.3. description des solutions envisagées 63
II.5.3.1. Solution N°1 65
II.5.3.2. Solution N°2 66
II.5.3.3. Calcul des flux correspondants 66
II.5.3.3.1. Condition actuelle de fonctionnement 67
II.5.3.3.2. Solution N°1 67
II.5.3.3.3. Solution N°2 68
II.5.4. Conclusion 72
II.6. Conclusion du chapitre II 74
II.6.1. Propositions d'aménagement 74
II.6.2. Conclusion générale 76

III. Chapitre III :79-168
III.1. Introduction 79
III.2. Prétraitement des données pluies (images radar) 80
III.3. Caractérisation des pluies par analyse factorielle 84
III.3.1. Construction des pluies uniformes associées 86
III.3.2. Analyse en composantes principales 87
III.3.3. Analyse des correspondances 94

III.3.3.1. Analyse des correspondances sur les volumes 94
III.3.3.2. Analyse des correspondances sur les débits 100
III.3.3.3. Analyse des correspondances sur les temps 102
III.3.4. Conclusion 105
III.4. Analyse de sensibilité du modèle à divers paramètres 107
III.4.1. Introduction 107
III.4.2. Sensibilité du modèle à la distribution spatiale de la pluie 107
III.4.2.1. Introduction 107
III.4.2.2. Notation 110
III.4.2.3. Démonstration 111
III.4.2.4. Conclusion 112
III.4.3. Sensibilité du modèle au coefficient de ruissellement et au lag time 114
III.4.3.1. Introduction 114
III.4.3.2. Description de la procédure 118
III.4.3.3. Nombre de simulations 121
III.4.3.4. Distribution des résultats 122
III.4.3.5. Sensibilité des résultats aux variations du paramètre coefficient de ruissellement 124
III.4.3.5.1. Influence du nombre limité de simulation 125
III.4.3.5.2. Influence de la distribution spatiale des pluies 129
III.4.3.5.3. Influence de la structure du réseau 131

III.4.3.6. Sensibilité des résultats aux variations du paramètre lag time 136

III.4.4. Conclusion 138

III.5. Mise en place d'un parc de pluviographes 140

III.5.1. Introduction 140

III.5.2. Détermination du parc de pluviographes 140

III.5.2.1. Le krigeage 143

III.5.2.1.1. Variogramme adimensionnel 147

III.5.2.2. Les simulations effectuées 153

III.5.2.2.1. Choix du variogramme 153

III.5.2.2.2. Déroulement des simulations 154

III.5.2.2.3. Résultats 159

III.5.2.2.3.1. Objectif : meilleure connaissance de la pluie 160

III.5.2.2.3.2. Objectif: meilleure connaissance du ruissellement 162

III.5.3. Conclusion 167

IV. Conclusion générale du mémoire 169

V. Bibliographie 173

VI. Annexes 182:245

VI.1. Annexe IA 182

VI.2. Annexe IIA 187

VI.3. Annexe IIB 198

VI.4. Annexe IIIA 227

VI.5. Annexe IIIB 237

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Le 3 octobre 1988, on évalue [48] à quatre milliards de francs les dégâts matériels provoqués par les inondations consécutives à une pluie exceptionnelle tombée sur le bassin récepteur de la ville de Nîmes, sans compter les préjudices moraux.

Sans profiter de cet événement plutôt fâcheux pour introduire le travail de ce mémoire, on peut s'interroger sur les objectifs de l'assainissement en zone urbaine à notre époque.

Que représente le phénomène nîmois pour les hydrologues ?

- une déficience des pouvoirs publics dans la prévention des conséquences d'un tel épisode hydrologique ?
- une lacune de gestion en matière de prévision météorologique ?
- un sous équipement en matériel d'acquisition de mesure pour mettre en oeuvre des moyens de prévision efficaces?

A l'ensemble de ces questions, dont la liste n'est pas exhaustive, le lecteur ne trouvera pas de réponse précise. Toutefois, le présent travail peut contribuer à l'élaboration d'éléments de réponse en positionnant le problème de l'assainissement en zone urbaine.

La première partie de cette étude rappelle l'évolution de l'assainissement en Europe depuis le siècle dernier. Comment cette évolution a-t-elle conduit à définir les différents modes de gestion d'un réseau et les différentes tâches qui y sont associées comme la gestion temps réel ou le diagnostic du réseau ? Pour chacune de ces tâches on indique l'ensemble des paramètres dont la connaissance est nécessaire à leur bon déroulement.

La deuxième partie de ce mémoire est consacrée à l'étude du réseau d'assainissement de la ville de St Etienne implanté en zone à topographie contrastée. Comment adapter les moyens de diagnostic d'un réseau à l'aide des outils informatiques existants pour une utilisation au niveau des services techniques de la ville ? La démarche suscite la validation d'un modèle de réseau à partir de données qui ne sont pas toujours satisfaisantes (en quantité comme en qualité).

Pour pallier ce défaut qui, tout compte fait, reste assez général dés qu'il s'agit de modéliser un réseau d'assainissement, on propose ensuite, à travers le cas de St Etienne, une méthodologie de calage orientée davantage vers une estimation "qualitative" et globale des principaux paramètres utilisés en assainissement, comme le coefficient de ruissellement.

La troisième partie traite de la validité de cette approche en la resituant par rapport à la précision des paramètres et par rapport aux erreurs induites sur les variables de décision comme le débit ou le volume transité au droit d'une conduite.

Pour cela, on a réalisé, d'une part de nombreuses simulations, issues d'une série de 64 événements pluvieux en faisant varier les paramètres décrivant le bassin versant, et on a confronté d'autre part les résultats obtenus avec des pluies distribuées spatialement et les mêmes pluies calculées uniformes dans l'espace. Cela a permis d'estimer les erreurs induites sur les variables de décision (volume ou débit) par l'incertitude attachée aux principaux paramètres d'entrées du modèle, à savoir les caractéristiques du bassin versant et de la pluie.

Enfin, sachant que St Etienne ne disposait pas d'un parc conséquent de pluviographes, nous avons établi, en utilisant une démarche géostatistique, une méthode de mise en place d'un tel parc. Pour un nombre fixé de postes, cette méthode permet de juger de leur répartition sur le site, en vue de minimiser les erreurs induites sur la détermination des facteurs de décision.

A travers le cas d'application de St Etienne, ce travail essaie donc de répondre au souci principal du gestionnaire de réseau, à savoir : l'exploitation au mieux de données telles qu'elles existent en réalité et cela à moindre coût.

CHAPITRE I

I.1) Les Facteurs de l'assainissement urbain

L'assainissement en zone urbaine s'attache essentiellement à assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

La résolution d'un problème d'assainissement en zone urbaine est guidée par un ensemble de facteurs qui peuvent se répartir en deux grands types.

D'une part les données naturelles associées au site et au lieu où se trouve la cité, quasiment indépendantes de l'influence de l'homme, et d'autre part les données sur lesquelles l'homme peut agir et qui évoluent dans le temps et l'espace.

C'est l'association de ces deux types de données qui conditionne la structure d'un réseau d'assainissement, et les différents niveaux de risque qui y sont associés.

Prenons un exemple simple pour illustrer ces propos :

Considérons une forte pluie, par exemple de 400 mm en une heure, sur deux bassins versants de structure différente. Le premier est complètement plat, aucun écoulement ne peut se faire, le second est pentu, il est sujet au ruissellement.

Dans le cas du premier bassin versant on pourrait obtenir une hauteur d'eau au sol de 400 mm correspondant à une imperméabilisation totale de celui-ci. Tout au plus la population "aurait les pieds dans l'eau" pendant quelque temps. Dans le cas d'un sol perméable les conséquences de la précipitation n'en seraient que moindres.

Les deux classes de facteurs intervenant sont donc représentées par : le bassin versant et son niveau d'imperméabilité, ainsi que la pluie.

Dans le cas d'un bassin versant pentu, les contrastes topographiques provoquent des écoulements jusqu'aux exutoires. L'importance de ces écoulements est surtout fonction de la longueur du bassin versant dans la plus grande pente, de la perméabilité du sol, de sa rugosité,...

Pour une surface active de 1000 ha et un temps d'évacuation de deux heures, le débit de pointe peut être estimé à 1100 m^3/s. Ce calcul

dépend du choix d'un modèle sensé représenter la transformation des hauteurs d'eau précipitées en débit ruisselé à l'exutoire du bassin versant. Ici le modèle sélectionné transforme une pluie uniforme en un hydrogramme triangulaire car la durée de la pluie est inférieure au temps d'évacuation des eaux .

On s'aperçoit donc, que l'introduction du facteur "pente" qui conditionne la mise en mouvement des eaux nécessite la prise en compte d'informations supplémentaires relatives d'une part à la forme de la pluie, c'est à dire à son évolution dans le temps et l'espace et relatives d'autre part aux caractéristiques du bassin examiné à un niveau de précision plus poussé (temps de concentration). Apparaissent donc des entités et des concepts nouveaux pour calculer la hauteur d'eau maximale instantanée engendrée par un épisode pluvieux.

Avec l'hypothèse d'une pente de 1 % et en considérant l'écoulement dans un canal rectangulaire de 50 m de large (comme une avenue par exemple), aux 1100 m^3/s correspond une hauteur d'eau de 3 m et une vitesse de 7 à 8 m/s (soit 25 à 30 km/h) si on prend un coefficient de Strickler de 40, qui traduit une rugosité du terrain moyennement importante. A cela nous pouvons ajouter une poussée résultante d'une poussée statique et d'une poussée dynamique qui est de l'ordre de 3 à 4 t/m^2. Pour peu que la pente dans le bas de la ville passe progressivement de 1 % à 0,1 %, il en résulterait une hauteur d'eau de 6 m, une vitesse de 4 m/s (15 km/h) et les effets de poussée seraient environ du même ordre de grandeur d'environ 3 à 4 t/m^2, valeurs au dessus des normes admissibles pour la résistance des murs des bâtiments qui ne sont pas conçus pour travailler en flexion. Avec d'autres jeux de données comme un surface active de 10000 ha et un temps de vidange de 10 h, on obtient sensiblement les mêmes résultats en considérant dans ce cas un hydrogramme modélisé de type trapèze, lié au fait que la durée de la pluie est plus faible que la durée de vidange du bassin.

On pourrait continuer à énumérer aussi les conséquences liées à l'existence d'autres facteurs tels que la pente, la géométrie de l'écoulement, la rugosité, etc.... Ces conséquences s'enchaînent en cascade et leur prévision oblige à prendre en considération un nombre de paramètres de plus en plus élévé et de manière plus détaillée. Cela est souvent incompatible avec les données.

Dans la mesure où le nombre de paramètres pris en compte est limité, l'exemple précédent peut sembler simpliste. Cependant les calculs proposés ci-dessus bien qu'approximatifs, illustrent l'importance et la complexité des phénomènes mis en jeu, et peuvent se concrétiser par l'observation d'un certain nombre de cas réels où une ville peut-être endommagée par une pluie exceptionnelle, un ruisseau transformé en un torrent tumultueux.

Les solutions techniques pour éviter les situations catastrophiques sont généralement irréalisables (ouvrages gigantesques, coûts prohibitifs, utilisation rarissime). On peut cependant intervenir en évitant de créer ou de se placer dans des conditions où le risque d'apparition de ces situations est supérieur à un seuil donné, par exemple en agissant sur le plan d'occupation des sols de la cité. C'est ce "seuil donné" qui fait intervenir les paramètres réglementaires, législatifs voire politiques et qui relève des décideurs.

Nous voyons que la même pluie ne produit pas les mêmes effets sur des bassins versants de caractéristiques différentes. Un site paraît beaucoup plus exposé qu'un autre, la composante pente qui entre dans la description du bassin versant est d'une grande importance, l'agencement des constructions qui seront sur sa surface le sera plus encore. On ressent une distribution uniforme du risque dans la ville plate, alors que dans la ville pentue, en fonction du lieu où l'on se trouve (plus ou moins près d'un exutoire important), le risque est différent, il y a une distribution spatiale du risque. Historiquement, les anciens l'avaient bien compris, on ne construisait pas dans les lits majeurs des rivières, ou dans un autre domaine, en montagne, les goulets d'avalanche étaient vides d'habitation. D'ailleurs dans toutes les villes ces zones à risque étaient bien cernées, à SAINT ETIENNE, la zone du Marais, qui se situe dans le bas de la ville, porte bien son appellation, et autrefois ne portait aucune construction. De nos jours, le problème a évolué, les "bonnes" surfaces de terrain à proximité et dans la ville étant déjà plus qu'encombrées, il a fallu se tourner vers les "moins bonnes" en essayant d'évaluer la fréquence d'occurrence des événements indésirables et le niveau de dégât associé, puis juger si il était acceptable de prendre le risque de construire sur ces surfaces moyennant un ensemble de protections et de règles à respecter. L'une des régles qu'il faudrait respecter est qu'à chaque extension ou modification d'une agglomération urbaine, c'est l'ensemble de la ville, ou

plutôt l'ensemble soumis aux influences de la zone considérée, qui doit être étudié au niveau des risques encourus, pour déterminer la totalité des implications qu'induisent les transformations de l'entité hydrologique incluse dans le projet.

Nous avons principalement évoqué les problèmes liés aux eaux pluviales, il ne faudrait pas pour autant laisser de côté celui des eaux usées. D'ailleurs le mot assainissement créé en 1770 était associé aux hôpitaux, le but étant de rendre sain, de contribuer à la santé des êtres (Larousse 1987). Cela fût et est encore le rôle d'un réseau d'assainissement. Aujourd'hui, on lui associe aussi d'autres fonctions.

I.2)l'évolution de l'assainissement au cours du temps [22]

a) le concept hygiéniste (sanitaire)

b) l'élimination des eaux pluviales (inondation)

c) la qualité du milieu récepteur (pollution)

Au début l'assainissement est de nature sanitaire, c'est le problème des épidémies et des odeurs qui fait que l'on recouvre les canaux et fossés qui traversent la ville pour les transformer en égouts souterrains. L'annexe (IA) copie de la séance extraordinaire du 27 Décembre 1912 du conseil municipal de St Etienne illustre tout à fait ces propos quant aux justifications fournies pour couvrir le Furan et un certain nombre de petits ruisseaux traversant la ville de SAINT ETIENNE. Le concept hygiéniste est de collecter, canaliser et évacuer au plus vite l'ensemble de toutes les eaux à l'aval de la cité, la notion de traitement est peu prise en compte. Si le problème est localement résolu, globalement, cela ne résout pas grand chose, car à l'aval il existe d'autres villes ayant les mêmes contraintes. L'auto-épuration du milieu récepteur est dans ces conditions très vite à son niveau de saturation.

La croissance des villes (l'urbanisation et l'imperméabilisation des sols, la construction rapide sans coordination en zone inondable) font que l'on se préoccupe de l'évacuation des eaux pluviales (Les inondations et les dégâts qu'elles occasionnent sur les êtres vivants et les matériels, au niveau coût en particulier, sont les principales inquiétudes).

Dans un premier temps, le système d'évacuation, des eaux usées et pluviales, est unitaire avec mise en place de déversoirs d'orage afin de limiter le flux d'eau à traiter par temps de pluie à la station d'épuration. On s'intéresse principalement à des procédés de traitement de la pollution mis en place à l'exutoire du réseau.

Dans les années 50 le concept du système séparatif (les eaux usées et les eaux pluviales sont canalisées par des conduites différentes) est opérationnel. Les eaux usées vont vers une station de traitement, les eaux pluviales sont directement rejetées au milieu naturel.

De nombreuses études, expérimentations et mesures sont réalisées, elles font naître de nouveaux concepts (1970-1980), comme le concept du retardement généralisé des écoulements dont la mise en oeuvre consiste principalement en l'implantation de bassins de retenue, ou la diminution de l'imperméabilisation des sols (chaussées poreuses). Le principe est que plus on retarde un écoulement et plus le débit de pointe de l'hydrogramme associé à une pluie sera faible par étalement dans le temps du volume ruisselé. Le concept du contrôle des flux d'eau s'efforce d'utiliser au mieux les capacités de transport et de stockage du réseau, quand cela est possible (gestion temps réel du réseau) afin de minimiser la taille des ouvrages à mettre en place tout en utilisant le réseau à "100 % ". Les services techniques s'orientent alors vers une gestion automatisée de leur réseau [51].

Les limitations à la construction d'ouvrages pour contrôler les flux proviennent d'abord du coût exorbitant dans les grandes villes pour mettre en place des ouvrages structurants [14] (l'hectare de terrain en Seine-Saint-Denis est évalué aux environs de 2 Millions de Francs). Mais les réticences proviennent aussi du fait que de nombreuses études faites en ce domaine, ont tendance à montrer que les déversoirs d'orage répondent rarement aux fonctions pour lesquelles ils ont été conçus initialement et que la notion de dilution ne permet pas d'assurer le maintien d'une bonne qualité du milieu récepteur car on constate un phénomène de pollution par accumulation , (il suffit de se rappeler de MINAMATA au JAPON en 1956 où il y eut 250 morts et 100 000 empoisonnés à cause du rejet, sans traitement, par un complexe industriel de produits contenant du mercure [40]).

Enfin ces recherches sur la pollution, et sur le ruissellement ont remis en question le rôle des réseaux séparatifs dans le maintien de la qualité du milieu récepteur (les eaux de ruissellement véhiculent d'importantes charges polluantes).

Ces deux nouveaux concepts du retardement généralisé des écoulements et du contrôle des flux d'eau, sont en condradiction avec le concept hygiéniste qui veut que l'on évacue au plus vite l'ensemble des eaux, mais ils sont plus en accord avec le fait que l'on veut minimiser la pollution rejetée au milieu récepteur par une meilleure maîtrise des eaux pluviales. Ces concepts se justifient d'autant plus que l'on prend conscience que les réseaux de collecte jouent un rôle très important sur l'efficacité du procédé de traitement de la pollution. Si on recense les accidents majeurs de par le monde ces dernières années, en 1988 par exemple, il y a eu 106 Incendies, 30 explosions, 62 nuages toxiques ou pollutions de l'atmosphère et 161 pollutions de l'eau (ces données ne sont pas cumulatives, un accident pouvant avoir diverses conséquences) (extrait de [23]). Ces chiffres montrent que la pollution du milieu récepteur de nos jours est réelle, et il faut s'en occuper. Bien souvent, ce sont les accidents qui motivent les opérations visant à un acroissement de la qualité du milieu récepteur, ou la mise en place de décrets, de lois qui resserrent les normes existantes (SEVESO). Si l'évacuation des eaux usées ne pose pas trop de problèmes, c'est surtout leur traitement et l'élimination de la pollution qu'elles véhiculent qui sont difficiles, cela vient du fait, entre autre, de la remise en suspension, lors d'orages, des matières qui ont décanté dans le réseau pendant une période de temps sec (bien souvent ce flux va directement dans le milieu naturel), et de l'existence de substances (exemple: nitrates) sur lesquelles les stations d'épurations classiques ont une efficacité plus que douteuse. Cette pollution, par remise en suspension, est associée en général à un débit d'eau pluviale important, et dans ce cas la station de traitement est inopérante, les solutions à mettre en place doivent donc aller dans le sens de la minimisation de cette pollution non traitée. Les deux derniers concepts, que nous venons d'évoquer, vont dans ce sens, car ils vont minimiser l'importance du premier flot d'orage fortement chargé en pollution.

I.3) le problème législatif

Les concepts précédents visent à satisfaire les objectifs définis par l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations [12], à savoir "évacuer l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leurs rejets dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement". Mais à ces contraintes de salubrité qui accompagnent tout problème d'assainissement viennent se greffer des contraintes législatives, qui peuvent être particulières à un site, ainsi celles en vigueur en 1925 à SAINT ETIENNE dont voici le contenu : "le ruisseau étant situé sous la voie publique, la couverture en incombe à la ville, mais comme il reçoit les eaux ménagères et latrinales des propriétés voisines, il est ainsi converti en égout et l'usage local met à la charge des riverains les frais de construction de ces ouvrages." Le problème législatif se pose également au niveau international et on peut se référer à la documentation du ministère de l'urbanisme et du logement sur quelques ouvrages annexes aux réseaux d'assainissement : déversoirs d'orage, chambres de dessablement, siphons([41][17]). On constate que la méthodologie de calcul d'un déversoir d'orage est différente si l'on est en FRANCE, ou si l'on est à l'étranger comme en ALLEMAGNE ou en GRANDE-BRETAGNE.

Ainsi "En France, il n'y a pas de règles précises quant à la fréquence des déversements de déversoirs d'orage, c'est-à-dire quant à la valeur à accorder au débit limite d'admission à la station d'épuration. Toutefois il importe de souligner que la détermination du débit déversé doit s'appuyer non seulement sur des critères de capacité hydraulique des stations d'épuration, mais également sur des critères qualitatifs notamment, afin de minimiser la fréquence et la durée des déversements en milieu naturel. A ce propos l'instruction technique estime qu'il n'est pas souhaitable d'avoir des déversements supérieurs à la fréquence mensuelle avec une tolérance dans le cas de rejets s'effectuant à l'aval d'agglomérations" [70]

En Grande-Bretagne, le débit limite d'admission à la station d'épuration doit prendre en compte la densité de population et les débits d'eaux industrielles, en plus du débit moyen de temps sec des eaux usées.

En Allemagne, en plus du débit moyen de temps sec des eaux usées, le débit limite d'admission à la station d'épuration doit prendre en compte

le débit unitaire résiduel restant dans le réseau amont et un débit de ruissellement des eaux pluviales correspondant à la pluie critique. Cete pluie est déterminée à partir du rapport de dilution du débit de temps sec au débit moyen des basses eaux du milieu récepteur, rapport pondéré par un paramètre traduisant le fait que, lorsque le temps de concentration jusqu'au déversoir croît, la fréquence de déversement diminue.

Le premier type de contraintes (contraintes locales) est en légère contradiction avec les objectifs recherchés car pour l'ensemble des riverains concernés, il y aura toujours quelques réticences à payer une partie des travaux qui, somme toute, concernent l'intérêt général, alors que le financement proviendrait de quelques particuliers. Ce type de contraintes est spécifique au site, à son histoire. Lorsque de telles contraintes existent il faut pouvoir et savoir les intégrer au niveau des solutions à apporter pour résoudre un problème, afin d'obtenir le meilleur compromis .

Dans le deuxième type de contraintes (contraintes plus générales, internationales), on constate que la notion de réseau d'assainissement n'est pas la même pour tout le monde, bien que par exemple le Rhin serve de frontière entre la France et l'Allemagne. On oublie un peu l'aspect que nous avons évoqué précédemment, à savoir que l'une des régles à respecter est qu'à chaque extension ou modification d'une agglomération urbaine, c'est l'ensemble soumis aux influences de la zone considérée qui devrait être pris en compte. On constate que ce n'est pas si facile que cela, voir parfois impossible, car dans certains cas la résolution d'un problème d'assainissement, ou l'étude des implications induites par le rejet des eaux usées d'une ville nécessitent de prendre en considération des domaines dépassant largement celui délimité par le bassin versant associé à la cité (à ce sujet on peut se rappeler l'accident de Sandoz et la pollution du Rhin qui en résulta).

I.4) conclusion

La gestion du réseau, confiée à un service technique, va consister à minimiser les risques en améliorant le réseau, en utilisant de nouvelles techniques, de nouveaux concepts ..., tout en tenant compte des facteurs que nous venons de décrire. Cela aura des retombées en terme de coût, de confort, de qualité, de prestation, d'efficacité, de risque vis à vis du contribuable. Cette gestion nécessite donc :

Une collecte des données (difficile, laborieuse, onéreuse);
la mise au point et l'utilisation d'outils d'étude (le modèle), ces outils étant fonction du réseau, des données disponibles, du degré de précision demandé;
la prise en compte du réseau existant ("il faut faire avec");
la station d'épuration (facteur dimensionnant le réseau);
la gestion des contentieux;
l'inter-action avec d'autres services (voirie, urbanisme,.....);
les modifications induites sur le service (organisation.....).

L'hydrologie n'est qu'une partie de l'étude qui intègre d'autres aspects, comme nous venons de le souligner.

Les responsables ont le souci de toujours mieux faire quant au degré de satisfaction des objectifs: assurer un niveau d'hygiène convenable, minimiser les inondations et la pollution du milieu récepteur en gérant au mieux le réseau d'assainissement.

Nous allons voir comment cette gestion peut être prise en compte dans le cas précis de la ville de Saint-Etienne et à quels développements cela conduit.

CHAPITRE II

LA VILLE DE SAINT ETIENNE

II.1) Présentation du site d'étude: la ville de St ETIENNE

Saint Etienne, chef lieu du département de la Loire, est située dans la partie sud du département, à 15 kilomètres des limites de la Haute Loire. Son territoire couvre une superficie de 6412 hectares depuis la fusion de St Etienne avec la commune limitrophe de Terrenoire à l'Est, et avec celle de St Victor sur Loire à l'Ouest. Sa population s'élève à 206688 habitants au recensement de 1982.

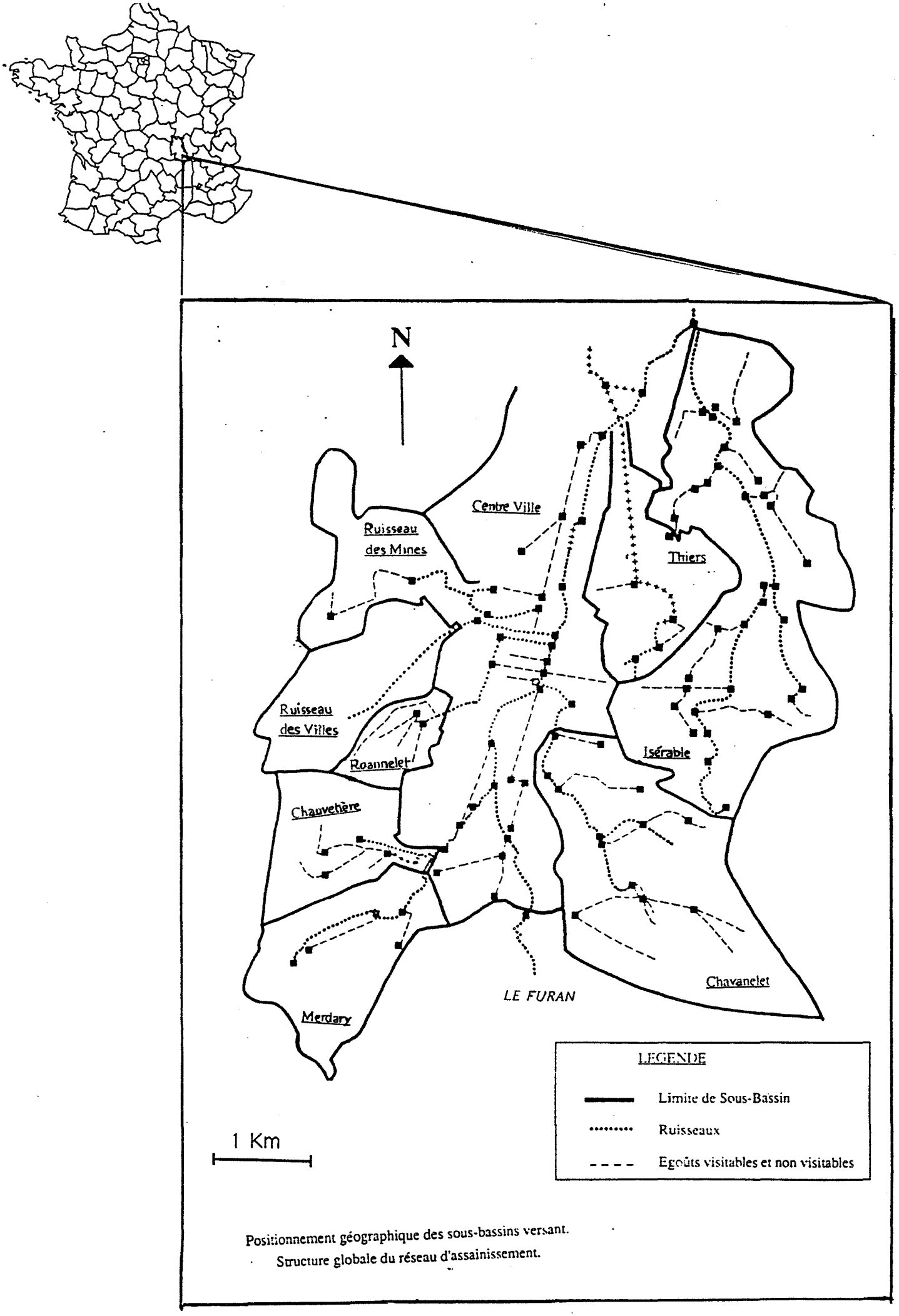
Construite sur les derniers contreforts du Pilat, le long de la vallée d'un affluent de la Loire, le Furan, la ville de St Etienne a vu son relief modelé par cette rivière et par les petits cours d'eau torrentiels qui le rejoignent. La cité, sise de part et d'autre de cet axe, se serre ou s'épanouit selon que la vallée s'étrangle ou s'élargit et elle pénètre aussi dans les vallées secondaires dont la plus importante est la plaine du Marais, au Nord de la ville, berceau des industries lourdes de la cité. De la Terrasse au quartier de Beaulieu d'une part, Montmartre d'autre part, l'agglomération s'étend entre les altitudes 480 m et 655 m, pour une longueur de l'ordre de 7 km, soit une pente moyenne de 2%. (voir figure II.1 pour une vue d'ensemble).

Son réseau d'assainissement a été structuré par l'ensemble des cours d'eau qui au cours des décennies ont été canalisés et couverts, d'après le concept hygiéniste de l'époque, (que l'annexe IA, extrait des registres des délibérations du conseil municipal de 1912 décrit fort bien). Cela réalise une structure mixte, constituée du centre ville où le réseau est unitaire et des extensions récentes dans les bassins versants périphériques où le réseau est séparatif.

II.1.1)Organisation du service d'assainissement

Le réseau d'assainissement est géré par les services techniques de la ville. Le service qui en a la charge est scindé en deux groupes, celui des travaux neufs et celui de l'exploitation.

L'exploitation s'occupe plutôt de l'entretien et du bon fonctionnement du réseau, et dispose, au niveau du personnel d'entretien, de 25 égoutiers, 4 conducteurs d'hydrocureuses, et 6 maçons pour le petit entretien.



Positionnement géographique des sous-bassins versant.
Structure globale du réseau d'assainissement.

Figure II.1 : Localisation de SAINT ETIENNE

Les travaux neufs ont à leur charge le calcul des nouveaux ouvrages, les réfections importantes, et sont en permanente inter-action avec la voirie et le service de l'urbanisme. Ils doivent aussi maîtriser les apports des communes adjacentes. Pour cela ils gèrent l'ensemble des appareils de mesure au niveau de la pluie et des débits en conduites. Ce sont eux qui donnent les informations permettant d'instruire un contentieux, ou de régler un litige. Ils ont aussi une influence, vis-à-vis de l'urbanisme, pour la modification du P.O.S. (Plan d'Occupation des Sols), connaissant les capacités des réseaux en aval des zones à urbaniser. Ils ont enfin un rôle important quant à l'évolution de la structure du réseau d'assainissement et des moyens mis en oeuvre pour traiter les problèmes rencontrés.

Les objectifs poursuivis sont, bien entendu, en accord avec ceux définis dans l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (circulaire n°77 284/INT édition 1981)

II.1.2) Objectifs poursuivis

Ces objectifs sont au nombre de trois. Ils concernent la protection maximale de la population contre les inondations, contre les risques sanitaires, et l'amélioration de la qualité des eaux du milieu naturel, par optimisation des transferts de pollution à la station d'épuration. Bien entendu la difficulté réside dans la nécessité de satisfaire au mieux à ces buts, tout en minimisant les dépenses qu'ils peuvent engendrer et en conservant une efficacité maximale dans le temps. Cela nécessite donc une étude du fonctionnement global du réseau et, cas par cas, une étude détaillée de toutes les singularités rencontrées. Pour se rendre compte des difficultés auxquelles nous sommes confrontés, le cas de St Etienne est un bon exemple, car il reflète la situation d'un grand nombre de villes de France qui sont soucieuses de respecter la législation et de faire au mieux avec les moyens dont elles disposent. Ces moyens sont sûrement un facteur limitant quant aux développements et à la mise en place d'ouvrages dispendieux. Le coût moyen du mètre linéaire de collecteur circulaire de diamètre supérieur à un mètre est aux environs de 35 à 40 kF (1983, région parisienne) [14]. En Seine St Denis, l'hectare de terrain est évalué à environ 2 MF.

Il est donc impératif, avant d'envisager un ensemble de solutions pour satisfaire aux objectifs, de bien connaître le réseau, et les flux qui y circulent.

II.1.3) Connaissance actuelle du réseau

La principale caractéristique du réseau de St Etienne est la réunion du réseau hydrographique avec celui des eaux usées et des eaux pluviales dans un seul ouvrage.

Le réseau hydrographique qui véhicule des eaux relativement froides, est constitué de quelques ruisseaux au nom très évocateur quant à la qualité des eaux s'y écoulant : le Merdary, les Eaux Jaunes, l'Isérable (contraction de misérable).

La station d'épuration traite par temps sec, la totalité des eaux en particulier celles de la rivière principale le Furan, dont le débit est régulé quelques kilomètres en amont de la ville par deux barrages en série (Le Pas du Riot et le Gouffre d'Enfer), ce qui amène quand même un débit de temps sec important compris entre 1 et 5 m^3/s selon la saison. Les eaux usées, pour leur part, apportent en débit de pointe entre 1 et 1,5 m^3/s. La station d'épuration de type biologique, peut supporter un débit de l'ordre de 6 à 6,5 m^3/s en décantation primaire, mais seulement jusqu'à 3 m^3/s dans les bacs à boues activées.

La ville comprend dans sa partie Nord de nombreux sites industriels. L'activité principale de certains d'entre eux est le traitement de surface qui rejette du chrome VI ("frauduleusement"). Certains jours entre 15 et 30 kg de C_r^{6+}, correspondant à une centaine de litres de bains titrés à 150 ou 350 g/l, arrivent à la station, c'est l'épuration de 300000 équivalents habitants qui est interrompue dans le meilleur des cas, pendant plusieurs heures de suite [56] par fermeture totale de la station, et dans le pire des cas, pendant plusieurs jours (il faut repeupler la flore bactérienne détruite par le C_r^{6+} si l'arrivée des eaux usées polluées n'a pas été "by-passée" à temps).

Lorsque le débit arrivant à la station d'épuration est supérieur à 6,5 m^3/s; l'ensemble des eaux est "by-passé" et va directement rejoindre la Loire, sans avoir subi de traitement. Cela arrive presque à chaque fois qu'il pleut, et c'est pendant ces périodes que le flux de pollution est le plus fort,

lié au lavage des sols et aux remises en suspension dans les ouvrages. On observe des crues de fréquence mensuelle de l'ordre de 30 à 50 m^3/s [56]. Il faut donc progresser dans la recherche de l'objectif amélioration de la qualité du milieu récepteur.

Il serait erroné d'affirmer que l'on ne connaît rien au fonctionnement du réseau, mais ce sont plutôt des à priori et un savoir-faire local qu'il convient de quantifier, maîtriser davantage, pour pouvoir transmettre la responsabilité et la connaissance de quelques uns à plusieurs.

D'une part la ville est très pentue comme nous l'avons dit, altitude 655 m au Sud, 480 m au Nord pour une longueur de 7 Km soit 2% de pente en moyenne. Les écoulements sont plutôt du type torrentiel et les crues se forment très vite. Le temps dont dispose les autorités pour agir sur les inondations est très court, même trop court, il est donc préférable que ces dernières ne se produisent pas.

La ville est ancienne et le réseau d'assainissement qui la draine l'est aussi, certains ouvrages sont plus que centenaires. Compte tenu de l'activité minière qui a régné à St Etienne, des galeries nombreuses ont été creusées, pour certaines jusque sous la cité. Le foudroiement de ces galeries a provoqué l'affaissement du sol dans certains quartiers de la ville. Dans quel état sont les ouvrages d'assainissement? Les pentes des conduites sont-elles restées les mêmes au cours du temps ? La qualité du revêtement des ouvrages n'est-elle pas déficiente ? Autant de questions qui méritent une réponse.

Si l'on regarde quelques chiffres relatifs à la taille du réseau, il y a 265 km de réseau dont 150 ont été construits ces vingt dernières années, principalement du réseau séparatif dans les bassins versants périphériques. Ces adjonctions ne font qu'accroître les crues par l'arrivée massive d'un flux d'eau supplémentaire qui se jette dans le réseau unitaire du centre ville. Du point de vue pollution, qualité du milieu récepteur, ceci n'est guère satisfaisant. C'est pourquoi de 1981 à 1984, l'égout Thiers a été construit, son rôle étant, pour le bassin versant Est, de récupérer les eaux usées et de les envoyer directement à la station. Pour cela il a fallu, à cause de la topographie contrastée du site, utiliser les techniques des tunneliers pour réaliser un ouvrage de 2800 m qui, par endroit, est enfoui à plus de 8 mètres sous terre. Le coût en est important, de l'ordre de 50 kF le mètre linéaire.

Dans le Nord de la ville, nous l'avons déjà citée, se trouve la zone industrielle de la plaine du Marais, lieu relativement plat recevant des eaux amont d'un terrain très pentu, les risques d'inondation n'en sont que plus graves.

Dans l'Ouest de la ville se trouve le bassin versant du Ruisseau des Villes, et les caves du quartier du Clapier sont soumises à de nombreuses mises en eau, gênant les habitants. De nombreux contentieux sont toujours en cours d'instruction.

De ce fait, St Etienne, ces dernières années n'a pas connu de graves problèmes d'inondations comme à Nîmes (1988) ou à Nancy (1976), mais de fréquents "incidents", traduisant un réseau "fatigué" en certains points. Ce n'est pas pour autant que les risques de débordement ne sont pas à redouter, au contraire. Si l'on regarde dans le passé, en 1849 de graves inondations avaient endommagé une grande partie de la ville. D'ailleurs le nom de la rivière Furan proviendrait de "furieux", indiquant la violence des crues et leurs effets dévastateurs.

Il était donc devenu impératif qu'une étude de grande envergure soit entreprise sur le réseau d'assainissement de la ville, pour mieux le comprendre. Les actions à venir pourront alors s'inscrire dans une stratégie à long terme qui ne fera qu'améliorer les objectifs poursuivis.

Le contenu de cette étude a été réparti en six grandes tâches qui visent à étudier : la pluviométrie, le ruissellement, le réseau hydrographique, le système d'assainissement, la pollution et le système d'épuration.

Nous allons décrire comment chacune de ces tâches a été abordée, appréhendée pour le cas de St Etienne, et comment les problèmes rencontrés ont été mis en évidence et résolus. Avant d'aller plus avant, il a fallu construire un modèle mathématique qui prenne en compte les contraintes de la ville, cette tâche fut dédiée à l'école des Mines de Saint Etienne.

ELABORATION D'UN MODELE DE RESEAU

II.2) Elaboration d'un modèle de réseau

II.2.1)Quelques modèles existants :

Il existe au niveau français plus de vingt logiciels traitant des écoulements dans les réseaux d'assainissement ([15],[29]) sans compter les logiciels étrangers comme MOUSE du Danish Hydraulic Institute, ou SWMM de l'EPA (Environement Protection Agency), voir tableau II.1 suivant .

Ces logiciels s'appuient sur de solides bases hydrologiques et hydrauliques pour la plupart, mais leur interface homme-machine bien souvent compliquée, fait qu'ils sont plutôt utilisés par des bureaux d'études, et des personnes qui ont quelques compétences en informatique. Signalons par ailleurs que dans le tableau II.1 de comparaison de logiciels, seuls les critères hydrologiques sont pris en considération, aucune comparaison n'est faite au niveau facilité d'utilisation, convivialité, rapidité des traitements, exploitation ou homogénéité des données.

Pourtant le "moteur" s'il est essentiel, n'est pas l'unique objet qu'il faut regarder lors du choix d'un logiciel. Les organes permettant de commander le moteur sont aussi des éléments importants, car ils peuvent rendre le contrôle plus facile, les manipulations sur les données plus rapides, en minimisant le risque d'erreur. Ainsi il est possible et souhaitable d'augmenter l'ergonomie de l'outil informatique.

Un logiciel bien fait doit avoir de bons algorithmes mais aussi un environnement satisfaisant et un bel "habillage". Il doit être un outil de communication, c'est à dire qu'il doit pouvoir être accessible par des experts en hydrologie urbaine comme par des personnes ayant besoin d'utiliser l'hydrologie urbaine pour résoudre leurs problèmes. Le logiciel doit avoir plusieurs degrés d'utilisation.

Notre étude, réalisée dans le cadre d'un contrat avec la ville de St Etienne et le cabinet Saunier Eau et Environnement, a permis la modélisation mathématique du réseau d'assainissement de la ville, grâce à un nouveau logiciel baptisé EAUSER, que nous avons développé.

PROGRAMMES	Déterm. Débit max	PLUIE BRUTE						PLUIE NETTE RUISSELLEMENT			ECOULEMENT			DIMENSION-NEMENT	LIGNE D'EAU	MODELE DE QUALITE	METRE	DEVIS	PLANS
		Pluie observée		Pluie de projet		abat-tement	déplacement	bassins urbains		bassins ruraux	Modèle	mise en charge	ouvrages spéciaux						
		multiple	unique	tirée d'une série	unique			Pl. nette	Ruiss.										
Assainissement	C													X					
Caredas			X		X		X		RL	RL	SV^t,M.C.	Fente	B,R,D,P,V,Se,S,Ds	X	X	Conv			
Cèdre			X		X	X		C	RL		M	E	B,D,der						PL
Cera	C													X	X		X	X	PL,VP
Ciudad			X					H,S	RL	RL	M,TS	E	D						
Debido			X		X				RL		OC,OD,MC	E	D,Ds			Conv			
Gap 2			X					SCS		SCS	M	E							
Hydra-pollucontrol					X			SCS			OC,SV^t	Fente	B,D,Se		X				PL
Hydreau		X	X	X	X	X	X	C	RL	RLn	M,MC	E	B,P,R		X				PL
Hyeto					X	X			RL	RL	TS	E	B,D	X					
Metra	MR																		
Orage	C													X	X		X		PL
Parjan	C													X	X				PL,VP
Canal de Provence					X			C	RL	SCS	M		B,P						
Raslog			X		X	X		SCS		SCS	MC	E	B	X			X	X	PL,VP
Reram			X	X	X	X	X	C	RL	RL_2	TS,MC	E	B,D	X					
Serail		X	X		X	X	X	C	RL		M,Choc.	Choc.	B,D,S,P,der						
Storm	MR																		
Syst. Hyd. Europ.		X	X				Modèle détaillé : ETP neige , infiltration				SV^tlinéarisée		D,P		X				
Teresa		X	X	X	X	X		X	RL	RL_2	TS,MC	E		X					
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]

Tableau II.1 : Les logiciels français (extrait du stage 5036 ENPC du 15 au 27/9/84

Colonne 1 : C = formule de Caquot
MR = Méthode Rationnelle

Colonne 8 : C = Coefficient d'imperméabilisation
H = formule de Horton
SCS = méthode du Soil Conservation Service
ETP = évapo-transpiration

Colonne 9 : SCS = idem colonne 8
RL = méthode du Réservoir Linéaire

Colonne 10: SCS = idem colonne 8
RL = idem colonne 9
Rl_n = méthode du réservoir linéaire itéré n fois

Colonne 11: M = Muskingum simple
MC = Muskingum-Cunge
TS = Translation Simple
SV^t = Saint Venant
OC = Onde Cinématique (param. constants)
OD = Onde de crue Diffusante (param. constants)
Choc = modèle du réservoir non linéaire de Chocat

Colonne 12: E = simple Ecrètement
Fente= méthode effectuant un calcul en surface libre en supposant l'existence d'une fente très fine sur la génératrice supérieure des canalisations
Choc = calcul itératif de Chocat

Colonne 13: B = Bassin de stockage
D = Déversoir
Se = Seuil
S = Siphon
der = dérivation
R = organe de Régulation
P = Pompe ou station de relèvement
V = Vanne
D_s = Dessableur

Colonne 16: conv = module de transport par convection

Colonne 19: PL = Profil en Long
VP = Vue en Plan

II.2.2) Spécificité du Logiciel EAUSER [66]

EAUSER est un logiciel utilisable par les services techniques de la ville et satisfaisant à leurs desiderata. La possibilité d'accès simple au code source permet de le modifier et de le faire évoluer à travers le temps en lui adjoignant de nouvelles fonctions. Cette particularité n'est pas la règle générale car lorsqu'on achète un logiciel du commerce, il ne comporte que l'exécutable, et toute modification, ou ajout de fonctionnalité supplémentaire est impossible.

Pour obtenir cette souplesse nous avons réalisé un logiciel modulaire pouvant être utilisé de trois façons différentes sur des micro-ordinateurs ayant MS-DOS comme système d'exploitation. Tout d'abord une façon guidée par des menus et des écrans d'aide (voir annexe IIA) permet à un opérateur ayant peu de connaissances en informatique de se "débrouiller" rapidement et de se familiariser avec le logiciel, l'ensemble des fonctions élémentaires étant alors gérées par un programme maître qui joue le rôle d'interface avec l'utilisateur.

Ensuite, lorsque l'opérateur a plus d'expérience, il peut passer à un niveau supérieur d'utilisation en appelant directement les fonctions élémentaires, ceci procure un gain de temps et permet un maniement plus efficace du logiciel.

Enfin, lorsqu'il a bien intégré toutes les fonctions, variables et paramètres, l'utilisateur peut créer des programmes de commande permettant de gérer séquentiellement et automatiquement un ensemble de tâches. De plus ces programmes de commande peuvent être lancés sans que par la suite l'opérateur intervienne. Il peut, de cette manière, générer facilement un grand nombre de simulations, analyser et imprimer des résultats, sans se perdre dans un dédale de touches fonction sur lesquelles il faut appuyer, au bon moment, quand le logiciel le demande. Cette dernière façon de se servir du logiciel (décrite dans l'annexe IIB) a été très utilisée dans la troisième partie de la thèse pour générer un grand nombre de simulations et réaliser des statistiques.

La structure des informations a été scindée en trois bases distinctes. Une base contient toutes les informations concernant les pluies, une autre

base renferme toutes les informations relatives aux formes des ouvrages, enfin une dernière base contient la description du réseau, c'est la base projet (Ces bases sont décrites dans l'annexe IIB). C'est dans cette base projet que l'opérateur réalise ses simulations en allant chercher dans la première les informations relatives à la pluie qu'il veut utiliser, et dans la seconde les formes conduites dont il a besoin pour décrire son réseau (l'annexe IIA décrit un agencement de toutes ces bases).

Les résultats des simulations, qui sont une suite d'hydrogrammes, et les états maximaux par lesquels est passé le réseau (hauteur maximale rencontrée au droit d'une conduite,...), se trouvent stockés dans des fichiers nommés par l'utilisateur. Nous avons utilisé quatre types de fichiers ayant la même structure, mais des fonctionnalités différentes pour stocker les hydrogrammes. Ces fichiers traduisent le niveau d'avancement de la simulation.

Tout d'abord les fichiers d'hydrogrammes ruisselés: c'est la suite des hydrogrammes obtenus à l'exutoire de chaque bassin versant élémentaire ayant subi l'effet d'une pluie modélisée par un hyétogramme.

Ensuite les fichiers d'hydrogrammes de conditions initiales: ce sont des hydrogrammes déterminés par l'opérateur (par exemple le débit d'une rivière,...) ou provenant d'un quelconque des autres types de fichiers hydrogrammes. Cela permet de fractionner un gros réseau en plusieurs morceaux indépendants, de les étudier un à un, puis de les réunir par la suite en un seul pour réaliser une simulation complète.

Ensuite les fichiers d'hydrogrammes à injecter dans le réseau: ce sont des hydrogrammes provenant de la sommation d'un fichier d'hydrogrammes ruisselés et d'un fichier d'hydrogrammes de conditions initiales. C'est l'ensemble des hydrogrammes nécessaires pour pouvoir réaliser une simulation de propagation des écoulements dans les ouvrages décrivant le réseau d'assainissement (ouvrages autres que les bassins versants)

Et enfin les fichiers des hydrogrammes propagés qui sont les résultats d'une simulation de propagation des hydrogrammes à injecter à travers le réseau jusqu'à l'exutoire de la zone d'étude considérée.

La figure II.2 décrit la constitution de l'ensemble de ces fichiers. Nous voyons qu' apparaît aussi la notion de fichiers extérieurs. Ce sont des fichiers ASCII, à travers lesquels, il est possible d'importer n'importe quel type de fichier provenant d'un autre logiciel ou d'une acquisition de données. De plus à partir de ce type de fichier, que l'on peut créer avec le module de transformation, il est possible d'exporter des hydrogrammes vers d'autres logiciels, comme des tableurs, ce qui permet d'effectuer des calculs plus sophistiqués sur les hydrogrammes, ou d'insérer leurs graphiques dans un compte rendu d'étude établi à partir d'un traitement de texte. Ceci constitue l'ouverture du logiciel à d'autres logiciels: on peut échanger les données pour une meilleure efficacité.

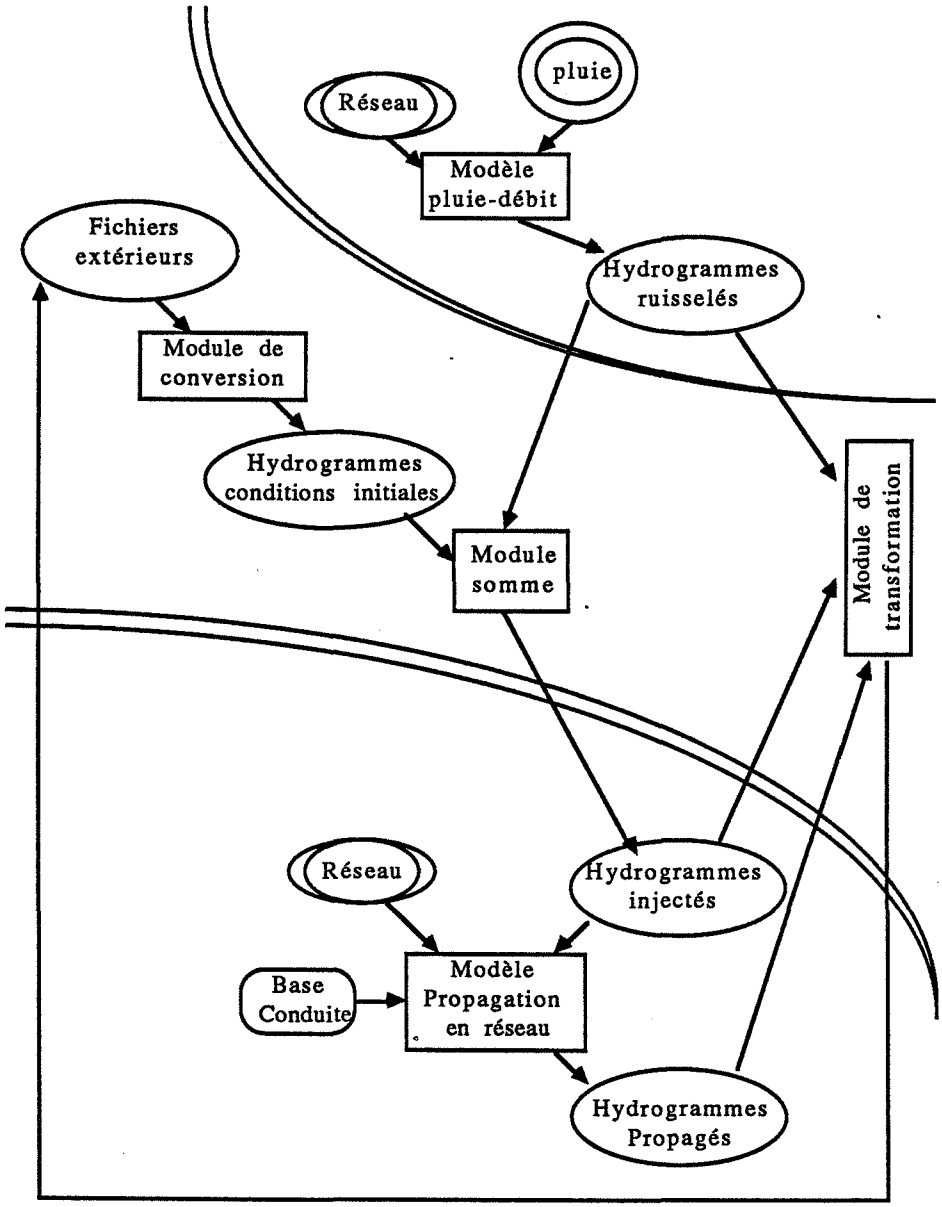


FIGURE II.2 : STRUCTURE D'UNE SIMULATION ET DES FICHIERS GENERES

Sur la figure II.2, nous voyons qu'une simulation est scindée en trois phases distinctes: une phase de transformation pluie-débit, une phase de sommation et une phase de propagation en réseau. Chacune de ces phases est indépendante des autres, ce qui permet de gagner du temps lors de la réalisation de simulations. Ainsi, si on désire changer la valeur d'une condition initiale du débit d'une rivière, il suffit de générer un autre fichier des hydrogrammes de conditions initiales, de le sommer avec l'ancien fichier des hydrogrammes ruisselés, puis de réaliser à nouveau une propagation en réseau. On a ainsi économisé la phase de transformation pluie-débit qui avait été déjà faite. De même si l'on modifie la structure du réseau, sans toucher aux noeuds d'injection, par exemple en modifiant le diamètre d'une conduite, ou en adjoignant un bassin de retenue, il suffit simplement de réaliser une nouvelle propagation en réseau à partir de l'ancien fichier des hydrogrammes à injecter. Sur un micro-ordinateur, où les temps de calculs peuvent être longs, cela permet de gagner énormément en efficacité.

De plus l'ensemble de ces tâches peut être réalisé étape par étape, ou globalement, sans que l'opérateur s'aperçoive de la structure séquentielle.

Le réseau est modélisé par des noeuds. Seuls les réseaux arborescents, sans limitation de complexité sont modélisables (la notion de maille avec inversion du sens des écoulements, refoulement,... n'existe pas encore; d'ailleurs elle nécessite un nombre important de données et une connaissance du terrain très fine pour conduire à des résultats satisfaisants). Pour la ville de St Etienne, il n'y avait pas de maille à modéliser, ou alors la notion de déversoir d'orage était suffisante pour résoudre le problème.

Les noeuds modélisables sont de deux types :

Les noeuds qui produisent un hydrogramme sous l'effet d'une pluie : ce sont les bassins versants.

Les noeuds qui transfèrent un hydrogramme : les conduites de forme quelconque, les bassins de retenue, les déversoirs d'orage.

L'annexe IIB donne une description précise du contenu de chaque noeud.

A chaque simulation, pour l'ensemble des noeuds concernés, l'hydrogramme au droit du noeud est conservé dans le type de fichier approprié à la simulation demandée (transformation pluie-débit, ou sommation d'hydrogrammes, ou propagation en réseau). Par la suite l'opérateur peut, s'il le désire, ne conserver que les hydrogrammes qui l'intéressent en utilisant le module de transformation. De cette manière l'utilisateur a une action volontairement réduite de frappe au clavier, il n'est pas obligé de décrire l'ensemble des hydrogrammes qu'il veut conserver, le programme les conserve tous. Cela peut occasionner des volumes de stockage temporaire importants sur des unités physiques (disque dur), mais l'opérateur peut, par la suite, ne conserver que ce qui l'intéresse. De plus, cette sauvegarde peut être réalisée de manière automatique, grâce à l'élaboration d'un programme de commande simple qu'il suffira d'exécuter. Ce programme enchaînera l'ensemble des opérations élémentaires que l'opérateur aurait dû accomplir de façon "manuelle".

II.2.3) Algorithmes utilisés

L'ensemble des algorithmes utilisés est relativement simple et a fait ses preuves dans d'autres logiciels. Le choix des algorithmes a été guidé par le fait qu'ils nécessitaient peu de données en entrée, ou des données non jaugées, c'est à dire des données qui ne proviennent pas d'un ensemble de mesures. (Par exemple le "lag-time" qui traduit un temps de concentration du bassin versant: si on le détermine à partir d'une formule basée sur des caractéristiques géométriques du bassin versant et non à partir d'une série de mesures de débits et de pluies.)

Le détail des algorithmes est donné en annexe IIB.

II.2.3.1) Les pluies de Projet

Si on s'en tient aux propos de Desbordes [25], il n'y a pas eu de nouveaux développements en la matière depuis les dix dernières années. Le plus important est de savoir comment les données ont été dépouillées, de manière à bien connaître l'ensemble des hypothèses qui ont été faites.

On peut citer l'exemple des dépouillements de pluviographes de la région parisienne. Lors d'un regroupement, réalisé par Desbordes, de l'ensemble des études faites à partir des données sur ces appareils, des

différences jusqu'à 66% ont été constatées sur les valeurs de la hauteur d'eau précipitée en 30 minutes selon l'organisme qui a effectué le travail. Le mode de dépouillement d'une série d'événements pluvieux a une grande importance quant aux valeurs déduites de cette analyse.

La notion de pluie de projet (du type double triangle symétrique) a été introduite dans le programme, elle reprend les développements réalisés par Chocat [30],[9], tout en simplifiant le calcul de la durée de la pluie de projet, qui est choisie par l'utilisateur au lieu d'être déterminée à partir du lag time estimé du bassin versant. Il suffit de réaliser deux ou trois simulations avec des durées différentes, pour déterminer la pluie la plus pénalisante. (Dans l'autre mode de calcul, quelle était la valeur du lag time à retenir pour déterminer la pluie la plus pénalisante?). La forme double triangle de la pluie est intéressante, car elle a été définie par rapport à la sensibilité du modèle de ruissellement.

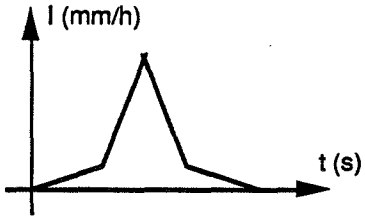


schéma II.1 : pluie double triangle symétrique

Par contre il serait intéressant de définir des pluies de projet, associées à une surface (pluies de projet surfaciques), et non pas à une zone ponctuelle (pluies de projet ponctuelles), comme c'est le cas actuellement. En effet considérons l'exemple suivant pour illustrer notre propos :

si on possède un dé à six faces notées de 1 à 6, pour un jet,
la probabilité d'obtenir un 6 est : $\frac{1}{6}$.
par contre si on possède n dés, pour un jet,
la probabilité d'obtenir au moins un 6 est :$1-\frac{5^n}{6^n}$
la probabilité d'obtenir que des 6 est : $\frac{1}{6^n}$.
(probabilités indépendantes).

Ce qui montre que plus on a de dés, plus il est difficile d'obtenir simultanément des nombres élevés.

Il en est de même avec la pluie, la probabilité que tout le bassin versant soit touché simultanément par une pluie décennale est beaucoup plus faible que la probabilité qu'une petite partie seulement du bassin soit atteinte.

Et réciproquement la probabilité que n'importe quelle petite partie du bassin soit touchée par une pluie décennale est plus grande que la probabilité qu'une petite partie bien localisée soit atteinte.

Il faut noter que la loi de probabilité associée aux pluies est différente de celle associée aux dés, mais le principe reste le même.

On entend par pluie décennale, une pluie synthétique obtenue à partir de l'analyse d'une série de pluies enregistrées à un pluviographe. Le caractère décennal est lié au fait que les intensités associées à une durée de référence ont en moyenne des périodes de retour de 10 ans.

Ceci montre que l'analyse sur les pluies et l'analyse sur les débits enregistrés à l'exutoire d'une zone peuvent conduire à des résultats différents quant aux périodes de retour qui leurs sont associées. Dans ce cas on pourrait par exemple introduire une sorte d'abattement spatial, à appliquer à la pluie, pour prendre en compte la disparité observée,lorsque la surface étudiée croît. Cet abattement varierait entre autre en fonction de la période de retour choisie.

II.2.3.2) Le ruissellement

Nous avons adopté le modèle du réservoir linéaire utilisé par Desbordes. Il a servi à déterminer les caractéristiques des pluies de projet. Ce modèle donne lieu à une erreur sur les débits maximum de ruissellement inférieure à 20%, ce qui est donc tout à fait satisfaisant pour les applications concrètes dans le cas de bassins non jaugés [21].

II.2.3.3) La propagation en conduite

Sachant que la ville de St Etienne est très pentue, le modèle de la translation simple de l'hydrogramme est tout à fait adapté pour des études de diagnostic de fonctionnement du réseau d'assainissement. Un modèle plus sophistiqué, comme celui de Muskingum,[53] ne se justifie que si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

pente inférieure à 0,005 et longueur de conduite supérieure à 100 m

Nous avons aussi utilisé d'autres modèles plus élaborés comme celui de Cunge-Muskingum qui peut-être considéré comme une approximation de l'onde de crue diffusante [53],[11]. Ces modèles ont été utilisé lorsque les conditions l'exigeaient. Ils permettent de prendre en compte une meilleure atténuation de l'hydrogramme dans les parties à faibles pentes du réseau (voir annexe IIB pour plus de détail).

II.2.4) Conclusion

Notre étude a permis de mettre au point un logiciel d'hydrologie urbaine qui s'appuie largement sur les acquits récents dans ce domaine.

Les modifications contenues dans ce logiciel, par rapport aux autres logiciels existant, ont essentiellement porté sur des aspects comme la facilité d'utilisation, la convivialité, la rapidité et la souplesse des traitements, l'exploitation et l'homogénéité des données. L'ensemble de ces modifications a été conçu pour permettre à un service technique, qui n'a pas forcément une bonne maîtrise de l'informatique, de réaliser ses propres études. En particulier le service peut ainsi définir un cahier des charges plus précis, dans le cas où des études plus complètes sont à réaliser par la suite par un bureau d'étude hautement spécialisé dans le domaine de l'hydrologie urbaine.

L'accent a été mis sur l'ouverture du logiciel sur le monde extérieur, avec la possibilité d'importer ou d'exporter des fichiers. Cette particularité permet de se servir de cet outil, comme d'un instrument de dialogue et d'échange de données. On peut ainsi prendre les données d'autres logiciels, créer de nouvelles données et les exporter vers d'autres logiciels. De cette manière le logiciel s'intègre totalement dans l'activité du service chargé du réseau d'assainissement, service qui a nécessairement de nombreux échanges avec les services adjacents comme la voirie ou l'urbanisme.

ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE DU SITE

II.3) Etude de la pluviométrie du site

II.3.1) analyse des pluies : étude de la pluviométrie locale

Dans le cadre d'une étude sur le réseau d'évacuation des eaux pluviales, il est indispensable de connaître avec suffisamment de précision la pluviométrie locale. Cela permet en particulier de construire un ensemble de pluies synthétiques (pluies de projet) auxquelles on associe une fréquence d'apparition ou période de retour. Bien que cette notion soit discutable, elle est encore, à ce jour, à la base de tout dimensionnement d'ouvrage constituant un réseau d'assainissement. Pour la ville de St Etienne, nous disposons de plusieurs séries de données, de fiabilité et d'homogénéité diverses qui sont :

. les dépassements de seuils de précipitations enregistrées de 1968 à 1985 au pluviographe de l'aéroport de Saint Etienne Bouthéon;

. les enregistrements de 1980 à 1986 du pluviographe de l'Université de Géographie de St Etienne (M. Suchel) placé à proximité du château d'eau de la Dame Blanche;

. les enregistrements de 1984 à 1986 du pluviographe des services techniques de la ville de St Etienne placé rue de la Talaudière;

. les hauteurs d'eau journalières (pluviomètres) relevées de 1978 à 1985 aux trois postes climatologiques de St Etienne la Métare, Rochetaillée et Tarentaise.

Le dépouillement des données relatives au site a donc été entrepris. En effet comme l'indique l'annexe C du guide de construction et d'utilisation des pluies de projet [26], aucune analyse précise n'avait été réalisée à ce jour pour ce site.

II.3.2) Confrontation des données relatives au site

II.3.2.1)Traitements effectués

Les dépassements de seuils de précipitations sur la série des données de 1968 à 1985 de l'aéroport d'Andrézieux Bouthéon ont été analysés. Pour cela on relève pour chaque épisode pluvieux de la série, les hauteurs de pluies dépassant divers seuils pour des durées déterminées. Le standard utilisé est le suivant :

durée	seuil (mm)
6 min	4
15 min	6
30 min	7
60 min	9
2 h	11
3 h	14
6 h	17
12 h	21
24 h	26

Il existe une normalisation pour les durées supérieures, mais il n'est pas nécessaire d'aller au delà pour ce qui concerne le calcul et le dimensionnement des ouvrages d'assainissement en zone urbaine. Les pluies provoquant des dommages au réseau ont des durées largement inférieures à 24 heures, tout du moins pour ce qui est de la partie intense, qui est à l'origine des dégâts. Les temps de réponse du réseau, quant à eux, n'atteignent jamais des durées supérieures à 24 heures, tout au plus une durée de quatre heures semble une très bonne limite supérieure englobant la majorité des cas. Pour la ville de St Etienne le temps de parcours des eaux le plus long n'est pas supérieur à l'heure.

La série des données de 1980 à 1986 du pluviographe de l'Université de Géographie de la ville de St Etienne (M. Suchel), localisé à la Dame Blanche, sur le bassin versant de l'Isérable, a été digitalisée et analysée par un logiciel permettant d'effectuer le même type d'étude que précédemment. Sachant que le pluviographe fournit des graphes hebdomadaires, les hauteurs d'eau calculées pour les faibles durées sont entachées d'un degré d'incertitude important. En conséquence bien que cette série soit la plus longue associée au site, on ne peut pas la considérer comme fiable et l'exploiter directement.

Pour les deux séries précédentes une loi de Montana [26] a été établie ($I=A.t^B$, I représente une intensité de pluie, t un temps, A et B deux paramètres de la loi).

La série des données de 1984 à 1986 du pluviographe à enregistrement numérique des services techniques de la ville de St Etienne placé rue de la Talaudière, sur le bassin versant de l'Isérable, n'a pas permis de réaliser le même type d'étude que précédemment, car elle couvre une durée trop courte. Mais la bonne qualité de ces données a permis de les comparer sur cette période de temps avec celles digitalisées du pluviographe de M. Suchel.

Enfin les hauteurs journalières (pluviomètres) relevées de 1978 à 1985 aux trois postes climatologiques de St Etienne la Métare, Rochetaillée et Tarentaise, ont été triées selon la méthode de Grisolet, puis un ajustement à une loi de Gumbel fut établi.

II.3.3) Etudes critiques réalisées

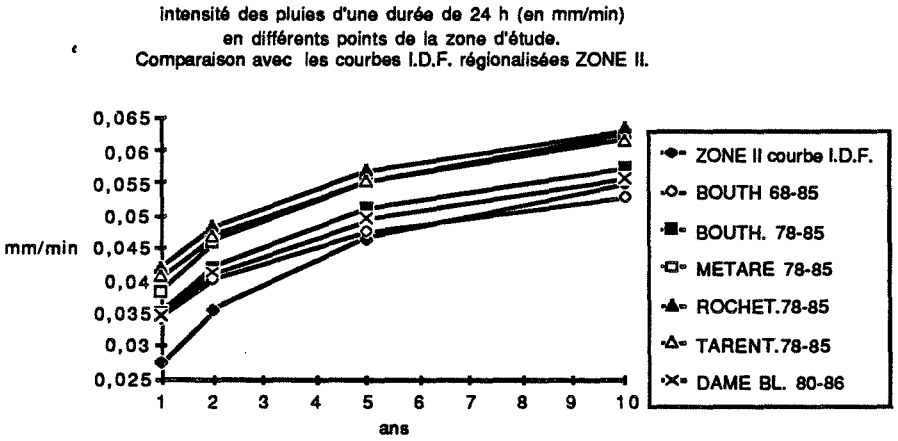
II.3.3.1) Comparaison des hauteurs journalières

A partir des ajustements à la loi de Gumbel [26] pour les trois postes de la Métare, Rochetaillée et Tarentaise, pour la durée journalière, ainsi que pour les postes de Dame Blanche et de Bouthéon, nous avons calculé pour les périodes de retour 1, 2, 5, 10 ans les intensités de pluies d'une durée de 24 heures en mm/min. A ce tableau II.2, nous avons ajouté l'intensité, calculée à partir des courbes I.D.F. régionalisées en Zone II, et des travaux de Colin et Bedel [13],[26] pour des durées comprises entre une et quarante huit heures. Ces auteurs signalent toutefois l'insuffisance des données dans la partie Est de la région II (la région qui nous concerne), zone dans laquelle la pluviométrie doit être influencée par l'altitude. Le tableau II.2 est le suivant, les valeurs sont données en mm/min :

Période de retour	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Zone II Colin Bedel	0,0273	0,0356	0,0467	0,0551
Bouthéon 68-85	0,0326	0,0381	0,0449	0,0499
Bouthéon 78-85	0,034	0,0401	0,0478	0,0535
Métare 78-85	0,037	0,0436	0,052	0,0583
Rochetaillée 78-85	0,0406	0,0466	0,0544	0,0602
Tarentaise 78-85	0,0392	0,0451	0,0525	0,0581
Dame Blanche 80-86	0,0333	0,039	0,0462	0,0515

Tableau II.2 :Intensité des pluies d'une durée de 24h en mm/min

Il en découle le graphique II.1 suivant :



Les postes Métare, Rochetaillée et Tarentaise, situés sur les contreforts du Pilat, se retrouvent dans la partie haute du graphique II.1. Les courbes Bouthéon 68-85; Bouthéon 78-85 et Dame Blanche 80-86, se trouvent dans la partie basse du graphique II.1. ce qui traduit l'influence de l'altitude sur la pluviométrie. Il semble d'ailleurs que cette influence soit, en valeur relative, de moins en moins marquée lorsque la période de retour croît.

Pour des durées de 24 heures, la pluviométrie à Dame Blanche semble être équivalente à celle de Bouthéon et même légèrement plus faible si l'on effectue la comparaison sur des périodes équivalentes (78-85) pour Bouthéon et (80-86) pour Dame Blanche; les années (68-78) pour Bouthéon ayant été sûrement caractérisées par un ensemble de pluies plus faibles traduisant une pluviométrie journalière plus faible.

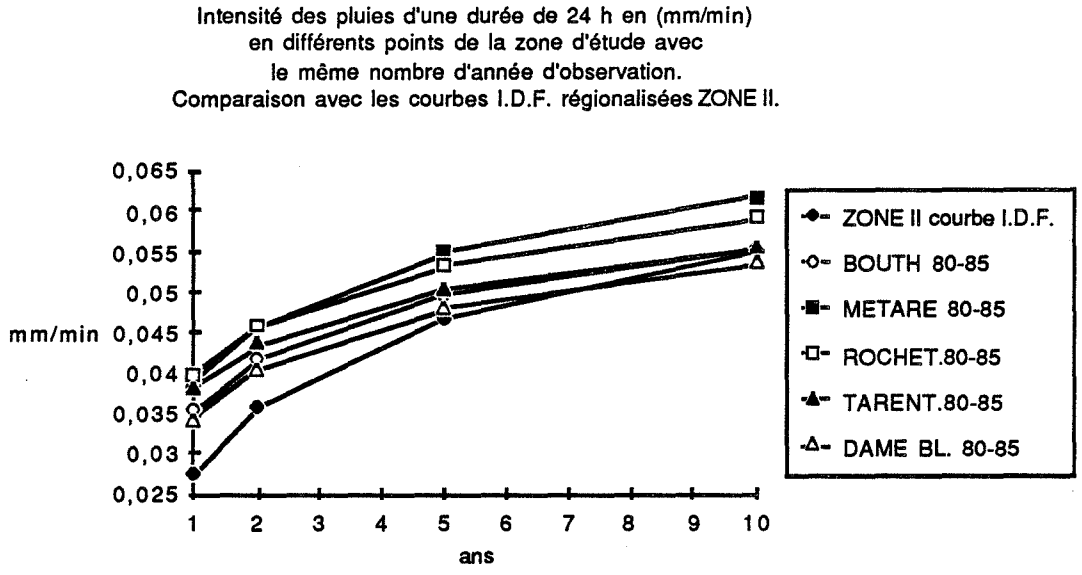
La courbe Zone II, complètement en dehors des autres pour les faibles périodes de retour, rejoint l'ensemble décrit par Bouthéon pour les fortes périodes de retour, ce qui confirme les propos de Colin et Bedel. Les postes de Bouthéon et de Tarentaise ne sont qu'à quelques dizaines de kilomètres l'un de l'autre et de grandes différences, liées aux contrastes topographiques, dans les hauteurs d'eau journalières sont constatées (Tarentaise (altitude :1000-1100 m) , Bouthéon (altitude 400-500 m)). Le massif du Pilat a certainement une influence sur la pluviométrie. A partir de ces seules données, l'influence de l'altitude ne peut être interprétée clairement, en particulier aux faibles durées pour lesquelles on n'a pas d'information sur ce site (de Bouthéon à Tarentaise). On ne peut donc rien en déduire sauf d'extrapoler, en supposant les mêmes mécanismes pour toutes les durées. Ce résultat aurait tendance à accréditer l'idée que pour les périodes de retour élevées, la topographie a moins d'influence que pour les périodes de retour courantes d'apparition des événements pluvieux. Ceci revient à dire que la probabilité est identique pour qu'il y ait un épisode pluvieux intense de fréquence rare (10 ans ou plus) n'importe où, mais que par contre il y a une plus forte probabilité qu'il y ait un épisode pluvieux de fréquence faible (1 an) dans les zones en altitude. Il pleut certes plus en montagne qu'en plaine, mais il y a autant de chance d'avoir des pluies fortes sur ces deux types de relief.

Si on réalise la même étude, en considérant un nombre d'années d'observation identique soit la période (80-85), de manière à avoir la même référence, alors on obtient le tableau II.3 suivant. Les valeurs sont données en mm/min :

Période de retour	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Zone II Colin Bedel	0,0273	0,0356	0,0467	0,0551
Bouthéon 80-85	0,0352	0,0416	0,0496	0,0555
Métare 80-85	0,0386	0,0458	0,0549	0,0617
Rochetaillée 80-85	0,0397	0,0457	0,0533	0,059
Tarentaise 80-85	0,0381	0,0434	0,0503	0,0554
Dame Blanche 80-85	0,0343	0,0404	0,048	0,0536

Tableau II.3 : Intensité des pluies d'une durée de 24h en mm/min

Il en découle le graphique II.2 suivant :



C'est le poste de Dame Blanche qui donne les plus faibles résultats, le poste de Bouthéon devient aussi important que Tarentaise pour les grandes périodes de retour comme on peut le constater sur le graphique II.2 ci-dessus. Le poste de la Métare devient plus faible que celui de Rochetaillée. Le nombre d'années d'observation a une grande influence sur les analyses statistiques que l'on peut réaliser.

II.3.3.2) Comparaison (Dame Blanche / Talaudière / Bouthéon)

Cette comparaison est basée sur la correspondance, pour une même date d'événement, des hauteurs d'eau maximales relevées aux pas de temps normalisés.

D'une part, il s'est très vite avéré qu'il y avait de très grandes différences, entre les postes de St Etienne et celui de Bouthéon, plus de 50% des événements remarquables n'ont pas la même date d'occurrence, alors que la distance séparant St Etienne de Bouthéon n'est que de 20 km. Ceci montre que les pluies qui s'abattent sur Bouthéon, bien souvent, sont différentes de celles qui s'abattent sur St Etienne. C'est un problème important qui résulte de caractéristiques orographiques particulières.

D'autre part les événements relevés au poste de Dame Blanche et au poste de la Talaudière ont pu facilement être appariés, bien que pour un certain nombre d'entre eux, l'un ou l'autre des deux pluviographes fût en

panne. Il ressort de cette analyse sur les hauteurs d'eau qu'il y a une très bonne concordance pour les durées longues (à partir de 2 heures) et que pour les durées plus courtes la corrélation est moins marquée. ceci est sûrement dû au caractère hebdomadaire de l'enregistrement de la Dame Blanche (moins bonne précision) par rapport au pluviographe numérique de la Talaudière.

II.3.3.3) Comparaison avec l'instruction technique

Cette comparaison a été effectuée à partir des débits déterminés par la formule de Caquot [12] sur les bassins versants élémentaires constituant le bassin versant de la zone d'étude.

Pour cela les données des postes de Bouthéon et de Dame Blanche ont permis d'extraire les paramètres A et B de la loi de Montana sans difficulté. Pour la Dame Blanche, où subsiste une grande incertitude sur les faibles pas de temps, les coefficients ont été déterminés par un ajustement manuel qui a conduit à calculer des valeurs mini et des valeurs maxi.

Les débits ont été calculés pour différentes périodes de retour de 1, 2, 5 et 10 ans.

Les caractéristiques extrêmes des bassins versants élémentaires du site sont :

0,005 m/m < pente < 0,05 m/m
0,2< coefficient de ruissellement < 0,9
15 ha < surface <200 ha

les rapports suivants ont été calculés :

$$nA = \frac{Qinstruction}{QBouthéon}$$

$$nB1 = \frac{Qinstruction}{QDame\ Blanche\ mini} \quad ; \quad nB2 = \frac{Qinstruction}{QDame\ Blanche\ maxi}$$

$$nC1 = \frac{QDame\ Blanche\ mini}{QBouthéon} \quad ; \quad nC2 = \frac{QDame\ Blanche\ maxi}{QBouthéon}$$

$$nC1 = \frac{nA}{nB1} \quad \text{et} \quad nC2 = \frac{nA}{nB2}$$

Pour chacun de ces rapports, et à partir des caractéristiques des bassins versants élémentaires, deux valeurs ont été calculées : les valeurs maxi et mini des rapports lorsque l'on fait varier, dans les limites définies ci-dessus, les caractéristiques pente, coefficient de ruissellement et surface entrant dans la formule de Caquot.

Les paramètres A et B de la formule de Montana sont donnés dans le tableau II.4 suivant :

Temps de retour		1 an	2 ans	5 ans	10 ans
instruction technique	A	3,5	4,6	5,5	6,7
	B	-0,62	-0,62	-0,57	-0,55
Bouthéon	A	3,3	3,97	4,8	5,41
	B	-0,62	-0,63	-0,64	-0,65
Dame Blanche mini	A	4,1	4,8	5,3	6,1
	B	-0,65	-0,65	-0,63	-0,63
Dame Blanche maxi	A	4,7	5,5	6,1	6,8
	B	-0,65	-0,65	-0,63	-0,63

Les résultats de cette étude sont résumés dans les graphiques (II.3, II.4, II.5).

Il en ressort des différences importantes entre l'instruction technique et les données relatives au site (Bouthéon, Dame Blanche), lorsque la période de retour croît. Or c'est avec les grands temps de retour que l'on dimensionne les ouvrages par la détermination du débit de pointe. Par contre entre Bouthéon et Dame Blanche, il existe un écart qui est constant quelque soit la période de retour considérée. Cette différence est probablement imputable à un facteur régional comme nous l'avons évoqué précédemment.

Ces écarts peuvent aussi être interprétés en terme de coût sur le dimensionnement d'une conduite. Pour cela on suppose un bassin versant élémentaire pour lequel nous avons à l'exutoire un débit de pointe de 1 m^3/s, déterminé avec les résultats déduits des pluies du poste de

Bouthéon en considérant une période de retour décennale. Le calcul nous donne alors avec les pluies du poste de la Dame Blanche un débit de 1,4 m^3/s et avec l'instruction technique un débit de 2 m^3/s (en utilisant respectivement les rapports n_{C2} et n_A). En prenant l'hypothèse d'une pente de 0,005 m/m, la conduite circulaire à mettre en place serait :

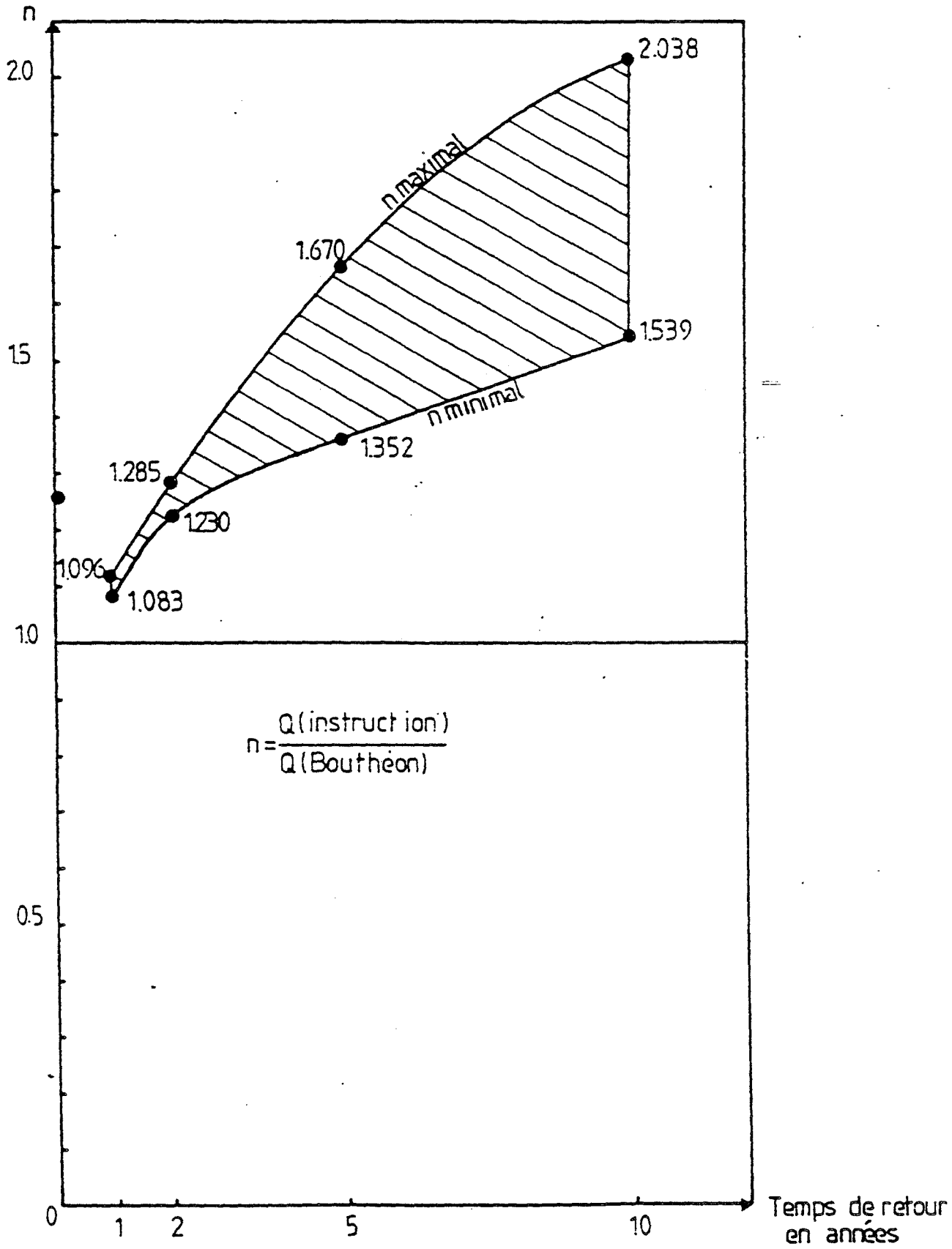
. un phi 1000 avec les données de Bouthéon
. un phi 1200 avec les données de Dame Blanche maxi
. un phi 1500 avec les données de l'instruction technique.

Les prix approximatifs de ces ouvrages au mètre linéaire sont :
(valeur 1988, prix moyen fourniture [63], d'après le maître d'oeuvre)

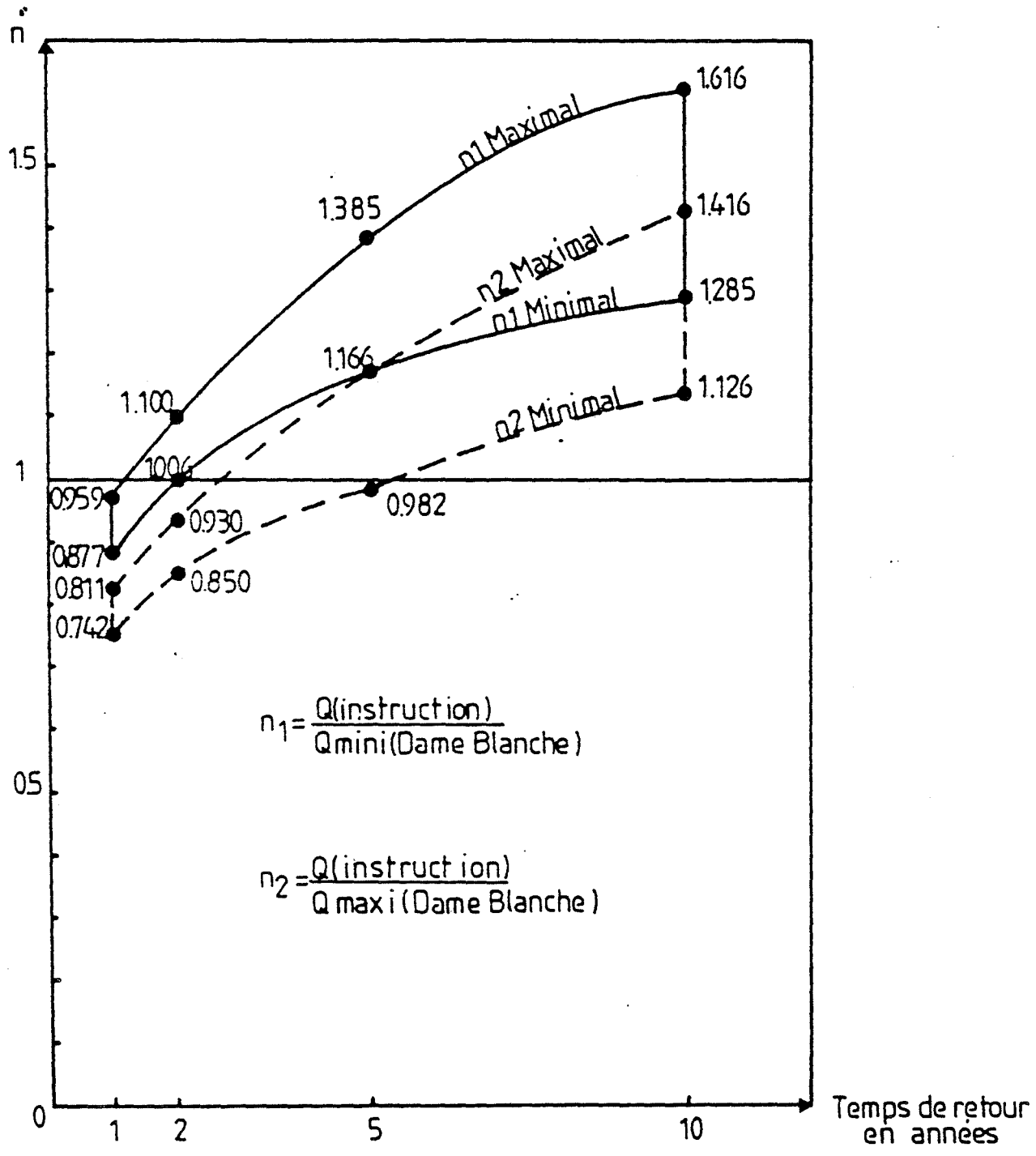
. phi 1000 environ 4500 Francs
. phi 1200 environ 5300 Francs
. phi 1500 environ 7300 Francs

Nous constatons des différences pouvant aller jusqu'à 3000 Francs le mètre linéaire de conduite, ce qui justifie amplement le coût d'une étude de la pluviométrie locale [26].

C'est alors au responsable des services techniques qu'incombe la difficile tâche de trancher sur le choix des paramètres à retenir pour réaliser des avant-projets et trouver le "bon" dimensionnement des ouvrages à mettre en place.



Graphique II.3



Graphique II.4

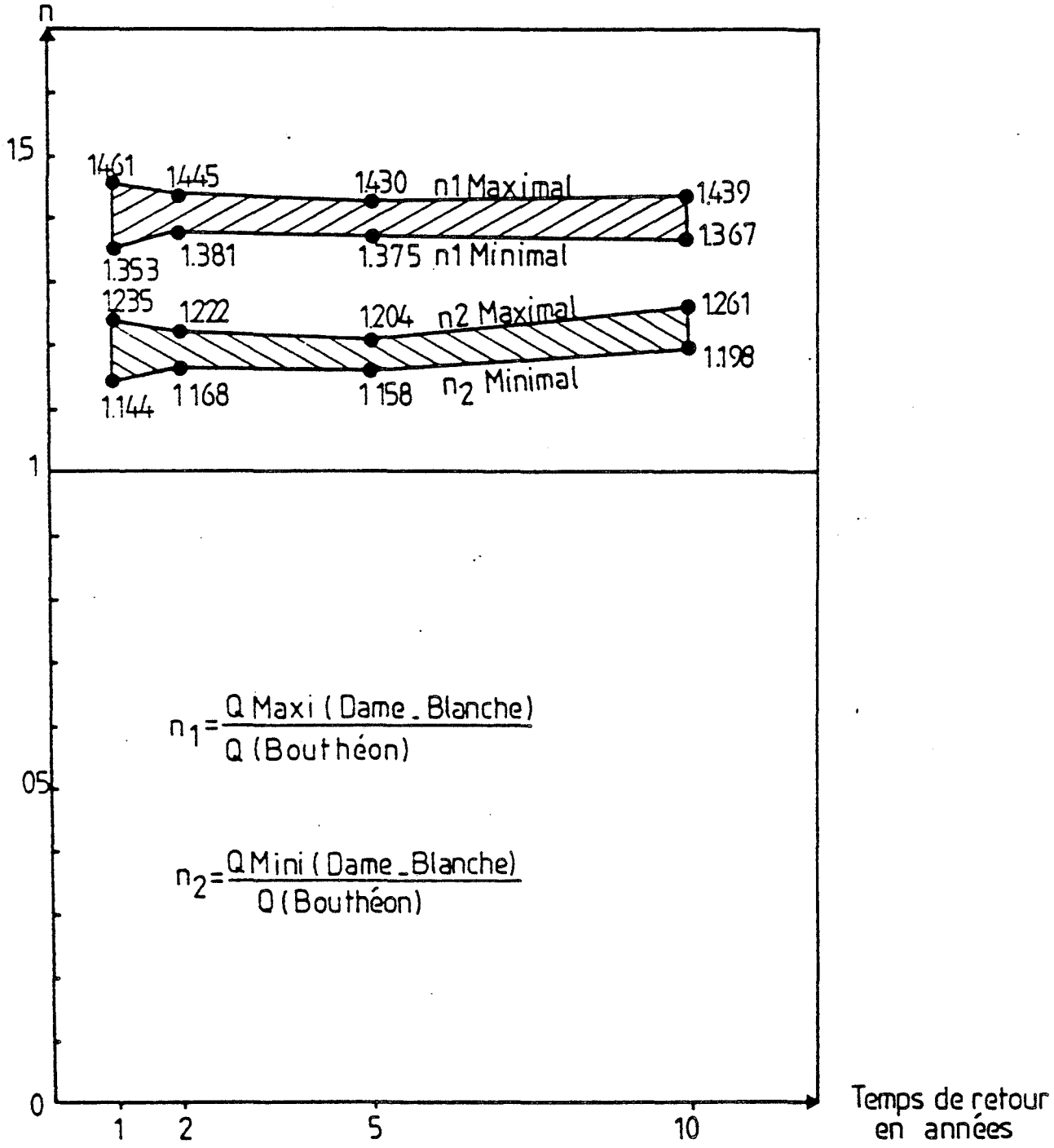


Figure 7

Graphique II.5

ETUDE DU COMPORTEMENT SIMULE DU RESEAU

II.4) Etude du comportement simulé du réseau

Ayant à notre disposition un modèle mathématique permettant de réaliser des simulations, il nous a alors fallu acquérir les caractéristiques du site pour pouvoir modéliser le comportement du réseau.

Cette opération longue et fastidieuse, est celle qui coûte le plus dans une étude de ce type. La répartition des montants alloués se retrouve pour 73% dans cette phase, alors qu'elle n'est que de 27% pour l'élaboration du modèle. Ceci montre que l'élaboration d'un modèle qui nécessite de nombreuses données pour décrire les éléments entrant dans le fonctionnement d'un réseau d'assainissement, ne se justifie pas pour une première phase d'approche. En effet le coût pour collecter les données devient exorbitant par rapport au coût du modèle qui lui ne croît que très légèrement avec sa taille.

II.4.1). Le bassin versant

Le bassin versant total nous intéressant couvre une surface de l'ordre de 2700 hectares. Il est décomposé en 9 sous-bassins versants eux -mêmes décomposés en 86 bassins versants élémentaires. Pour chaque bassin versant élémentaire il a été déterminé 4 caractéristiques : surface, longueur du plus grand parcours de l'eau, pente moyenne et coefficient de ruissellement.

Le découpage en bassins versants élémentaires a été effectué à partir de plans IGN au 1/5000 ième, la décomposition a été guidée par la topographie du terrain, l'existence de canalisations et parfois par le zonage du POS (plan d'occupation des sols).

.La surface a été déterminée par planimétrage de plan au 1/2000 ième.

.Le plus grand parcours de l'eau a été mesuré sur plan au 1/2000 ième

.La pente moyenne est définie par la relation suivante :

$$I = \left[\frac{\sum_{k=1}^{nkl} Lk}{\sum_{k=1}^{nkl} \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right]^2$$

avec :

nkl : nombre de tronçons.

Lk : longueur du tronçon k.

Ik : pente du tronçon k (définie par le ratio entre la différence d'altitude entre deux points et la distance les séparant).

.Le coefficient de ruissellement Cr est défini par :

$$Cr = \frac{\sum_{k=1}^{nkc} C_{krP} \cdot S_{kP}}{\sum_{k=1}^{nkc} S_{kP}}$$

avec :

nkc : nombre de surfaces du POS intervenant sur la surface du bassin versant.

CkrP : coefficient de ruissellement appliqué à la zone P du POS.

SkP : surface intersection du bassin versant et de la zone P du POS.

On définira le coefficient de ruissellement moyen Cm comme :

$$Cm = \frac{\sum_{k=1}^{nbv} C_k \cdot S_k}{\sum_{k=1}^{nbv} S_k}$$

avec :

nBV : nombre de bassins versants.

Ci : coefficient de ruissellement du bassin versant i.

Si : surface du bassin versant i.

Ci.Si : définit la surface active.

Les 9 sous bassins versants ont comme code mémotechnique de désignation par ordre alphabétique, par rapport au nom des bassins:

C : Chavanelet.
CH : CHauvetiere
CV : Centre Ville
I : Isérable
ME : MErdary
MI : ruisseau des MInes
R : Roannelet
T : Thiers
V : ruisseau des Villes

Sur la figure II.3 est précisé le positionnement géographique des sous-bassins versants et des bassins versants élémentaires pour l'ensemble de la zone d'étude.

Le calcul des coefficients de ruissellement a donc été déterminé par affectation d'une valeur moyenne à chaque zone du POS, comme le montre le tableau II.5 suivant. Ces valeurs déterminées en fonction du type de la zone reflètent sa caractéristique globale.

ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DES ZONES DU POS

ZONES du POS	POS EST		POS OUEST		RUISSEAU DES VILLES	
	Situation actuelle	Situation future	Situation actuelle	Situation future	Situation actuelle	Situation future
UAa	0,85	0,95	Idem ESt	Idem ESt	0,8	0,9
UAb	0,75	0,85	"	"		
UAc	0,65	0,75	"	"		
UBa	0,7	0,8	0,75	0,85		
UBb	0,7	0,8	0,6	0,7		
UCa	0,5	0,6	Idem ESt	Idem ESt		
UCb	0,4	0,5	"	"	0,35	0,45
UCc	0,25	0,35	"	"		
UF	0,65	0,75	"	"	0,65	0,75
UG	0,65	0,75	"	"		
UJ-NCb	0,1	0,1	"	"		
UP	variable	variable	"	"		
UZ	0,35	0,45	"	"		
NAb	0,08	0,45	"	"	0,08	0,4
NAc	0,08	0,7	"	"	0,08	0,7
NBb	0,08	0,3	"	"		
NC-ND	0,08	0,08	"	"	0,08	0,08
Z.A.C.	0,5	0,7	"	"		

Tableau II.5 : Estimation des coefficients de ruissellement en fonction des zones du P.O.S.

Cette approche est intéressante car elle permet d'affecter différentes valeurs à chaque zone du POS. Nous avons donc pu par la suite tester deux situations différentes. La situation actuelle qui est la représentation de

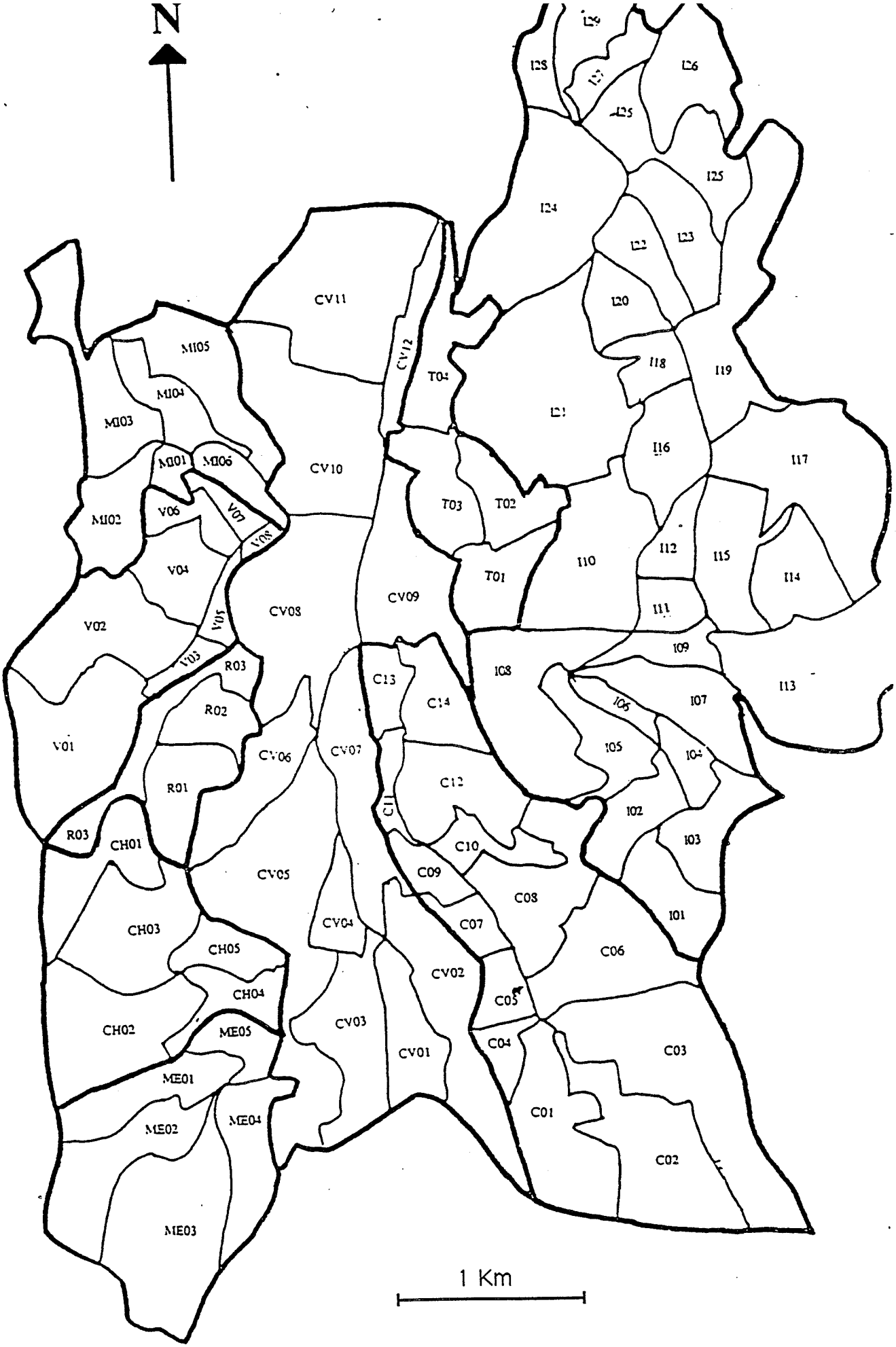


Figure II.3 : Décomposition en bassins versants élémentaires

St-Etienne comme nous la connaissons et la situation future qui est une projection dans le futur intégrant les aménagements urbains proposés dans le POS. Avec ces deux situations, nous avons une fourchette de valeurs qui permet d'encadrer les déficiences du réseau, et de cerner les zones qui vont se dégrader dans un futur proche.

Par la suite, nous avons essayé de vérifier si cette démarche (détermination des coefficients de ruissellement à l'aide du POS) pouvait mener à des résultats satisfaisants, tout du moins avec la situation actuelle, pour ce qui concerne la détermination des variables de décision (volume ou débit de pointe de l'hydrogramme).

Les caractéristiques principales de chacun de ces 9 sous bassins versants sont représentées dans le tableau II.6 ci-dessous.

désignation -	nombre de SBV -	Surface totale Ha	Cm -	Surface active Ha
C	14	414	0,49	203
CH	5	156	0,38	59
CV	12	562	0,66	371
I	29	989	0,52	514
ME	5	178	0,31	55
MI	6	139	0,46	64
R	3	69	0,45	31
T	4	94	0,73	69
V	8	165	0,25	41
TOTAL	86	2766	0,51	1407

Tableau II.6 : caractéristiques principales des 9 sous bassins versants

Dans notre étude, le bassin versant total est vu soit au travers des 86 bassins versants élémentaires, soit au travers des 9 sous bassins versants. Les deux tableaux II.7 et II.8 suivants indiquent alors les valeurs minimales, maximales, la médiane, la moyenne et l'écart type des données surface, longueur, pente, coefficient de ruissellement et surface active.

Caractéristiques du bassin versant total vu au travers des 9 sous bassins versants. Tableau II.7

	Surface Ha	C -	Surface active Ha
min	69	0,31	31
max	989	0,73	514
médiane	529	0,52	272
moyenne	308	0,47	156
ecart type	285	0,14	164

Tableau II.7 : caractéristiques du bassin versant total vu au travers des 9 sous bassins versants

Caractéristiques du bassin versant total vu au travers des 86 bassins versants élémentaires. Tableau II.8

	Surface Ha	Longueur m	Pente m/m	C -	Surface active Ha
min	3	330	0,003	0,11	3
max	116	2500	0,0981	0,85	55
medianne	60	1415	0,0506	0,48	29
moyenne	32	1138	0,0363	0,54	16
ecart type	22	553	0,0217	0,16	12

Tableau II.8 : caractéristiques du bassin versant total vu au travers des 86 bassins versants élémentaires

On constate un coefficient de ruissellement moyen C_m=0.51 indiquant que nous sommes en zone urbaine, une pente moyenne P_m=0.0363 avec un écart type σ_p=0.0217 montrant que nous sommes sur une zone à topographie contrastée. Les valeurs relatives aux surfaces nous montrent que nous avons un découpage en bassins versants élémentaires ou en sous bassins versants ayant une grande plage de variation.

II.4.2) Le réseau

Seuls les grands axes drainant le bassin versant ont été modélisés. Pour cela des campagnes de topographie, et des relevés sur site, ont permis d'établir les caractéristiques générales des ouvrages : pente, longueur, section transversale, rugosité. On obtient ainsi au total 163 tronçons définis par 81 formes de sections différentes (hors conduites circulaires et ovoïdes). Nous donnons figure II.4, le schéma global de l'ensemble du réseau et des bassins versants élémentaires.

II.4.3) Résultats des Simulations (situation actuelle)

Cette partie s'inscrit dans l'étude du ruissellement, du réseau hydrographique et du système d'assainissement.

Les tâches les plus laborieuses sont la collecte des données, au niveau du bassin versant, au niveau du réseau, au niveau de la pluie, et leur codage, vis à vis du modèle mathématique utilisé. L'introduction et le traitement de l'ensemble de ces données dans le modèle, puis la comparaison des résultats avec ceux mesurés sur le terrain permettent alors de tester l'adéquation entre données, modèle et mesures.

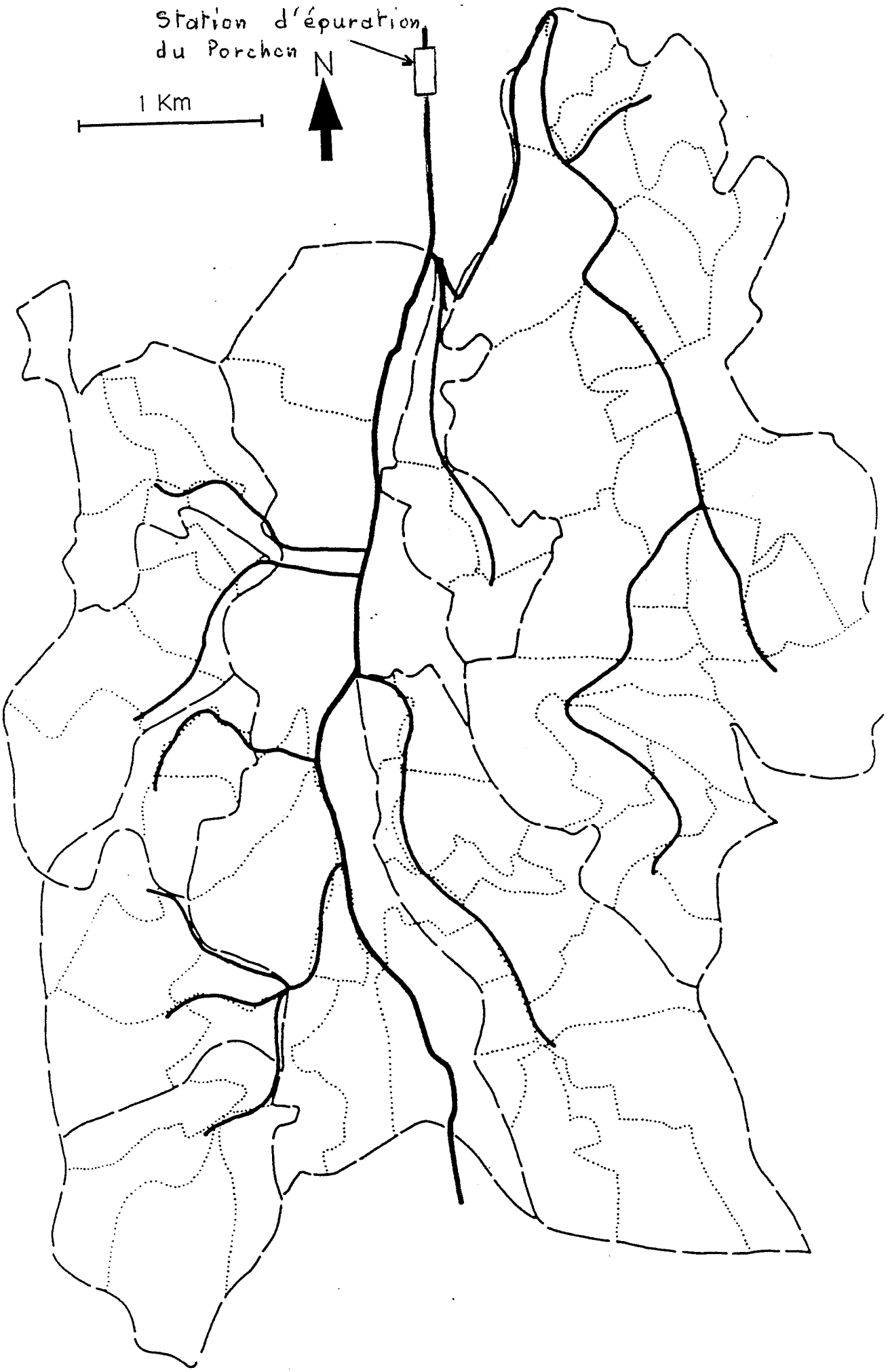


Figure II.4 : Schéma du réseau

Les pluies retenues ont été celles de Dame Blanche maxi, car :

.elles sont intermédiaires entre Bouthéon et Zone II de l'instruction technique;

.ce sont des pluies associées au site;

.le poste de la Métare (sur le site même, au sud de la ville) pour la durée de 24 heures, se trouve dans la partie haute du graphique II.2, montrant une pluviométrie plus marquée sur St Etienne que sur Bouthéon.

Des pluies de projet de période de retour 1, 5, 10 ans ont été utilisées avec des durées totales de 4, 5 et 6 heures et une durée de pluie intense de l'ordre de l'heure. Ce sont les pluies ayant une durée de 5 heures qui sont les plus pénalisantes.

Ces pluies ont été introduites, sans abattement, c'est à dire de façon uniforme, sur l'ensemble du site, soit au total 86 bassins versants élémentaires.

Pour l'ensemble des simulations, c'est le rapport $\frac{Q_p}{Q_{ad}}$, débit de pointe sur débit admissible de l'ouvrage qui a permis de quantifier le degré d'insuffisance. Ce rapport est à considérer avec plus d'attention à l'aval du réseau où les débits sont plus importants qu'à l'amont.

Ceci a permis d'établir dans un premier temps une carte au 1/5000 ième où sont représentés sur le fond de plan de la ville :

.les limites des sous-bassins versants et des bassins versants élémentaires;

.le réseau d'évacuation pris en compte lors des simulations;

.les points d'injection dans le réseau des hydrogrammes issus des bassins versants élémentaires;

.pour chaque tronçon de collecteur, l'éventuel degré d'insuffisance en situation actuelle pour des temps de retour de un an et de dix ans et en situation future pour des temps de retour de dix ans.

La situation future est caractérisée à travers le POS par la modification des coefficients de ruissellement. Ceci permet de projeter le

réseau dans le futur et de dégager les grandes lignes des interventions pour remédier aux problèmes rencontrés.

Ce plan de la ville est fondamental, et doit servir de base maintenant pour toute nouvelle étude, ou toute modification dont on voudrait tester l'effet sur le réseau. Il résume toutes les données qui ont permis d'arriver à ce point de l'étude, en les synthétisant sur un document unique, facile à exploiter. Maintenant, si on désire modifier le contour d'un bassin versant élémentaire, ou modifier son contenu (destruction d'éléments existants, ou mise en place de nouvelles constructions, par exemple), il devient dès lors très facile d'affecter au bassin concerné un nouveau coefficient de ruissellement, ou une nouvelle surface,... Si on souhaite modifier, supprimer ou ajouter un tronçon de collecteur, ou un ouvrage spécial comme un bassin de retenue ou un déversoir d'orage, en se basant sur le plan, on a à sa disposition presque tous les éléments nécessaires à cette opération, comme le lieu et la place disponible pour intégrer un bassin de retenue, la localisation possible par rapport au réseau modélisé. Si on veut ajouter une nouvelle ramification de réseau, on trouve immédiatement son point d'injection dans le réseau modélisé.

Ce document de base est à conserver, et à mettre à jour, à chaque modification d'un élément intervenant dans une simulation. Ce n'est pas le "nec plus ultra" en la matière, comme la cartographie numérique, mais si un jour le service décide de numériser l'ensemble de ses plans et cartes, cet élément, qui aura le mérite d'exister, ne devra subir qu'une simple digitalisation, pour faire partie intégrante d'un outil informatique beaucoup plus puissant.

Il serait trop long d'énumérer tous les points où des problèmes ont été rencontrés en situation actuelle. De plus une très bonne connaissance du terrain est nécessaire, pour comprendre et interpréter correctement les résultats d'une simulation. Nous nous sommes ici plutôt intéressés à essayer de valider les résultats avec les moyens dont nous disposions, à savoir :

a)la synthèse de l'exploitation des données disponibles, bilan général de la situation actuelle, en particulier sur les débits de pointe du Furan à la station d'épuration du Porchon.

b) quelques jeux de mesure "complets" pluie et débit, à l'exutoire de bassins versants;

c) la connaissance du responsable du service d'assainissement quant à la localisation des points de dysfonctionnement du réseau, matérialisés par des débordements et leurs fréquences d'apparition.

II.4.3.1)Débit de pointe du Furan à la station du Porchon

Il faut savoir que les simulations n'ont porté que sur la zone urbanisée du bassin versant stéphanois, et qu'il existe deux bassins versants amont, celui du Furan et celui du Furet, qui couvrent une superficie de 3885 hectares, à 95% rurale, dans des vallées très encaissées (pente des versants de l'ordre de 40% et pente longitudinale de l'ordre de 5%). La couverture au sol y est constituée de résineux (forêts), pâturages et roches à nu. De plus, sur le bassin versant du Furan, existent deux barrages en série, l'un au Pas de Riot et l'autre au Gouffre d'Enfer, dont les débits de relargage sont très difficiles à estimer. Il est à noter que les temps de réponse de ces deux bassins sont très grands, comparativement à celui de la zone urbaine de St Etienne. Lorsqu'une pluie s'abat sur la ville, ce sont d'abord les eaux en provenance de la zone urbanisée (qui est la plus proche de l'exutoire) qui arrivent les premières, puis ensuite, lors de la décrue, ce sont les eaux de ces deux bassins versants amont. C'est principalement pour cette raison que ces deux bassins n'ont pas été pris en compte lors des simulations.

Il est, dans ces conditions, très intéressant de comparer les débits à l'exutoire de la zone du Porchon, déterminés de façon statistique à partir des données du service technique, à ceux obtenus par les simulations, en ayant utilisé des pluies de projet:

période de retour	Porchon (m3/s)	simulation (m3/s)
5 ans	150	141
10 ans	165-175	158

Tableau II.8.1 : valeur des débits de pointe à la station du Porchon

On trouve pour les simulations des résultats légèrement plus faibles, ce qui est en accord avec le fait que l'on n'a pas pris en compte les deux

bassins amont et ce qui conforte, au niveau de l'exutoire, la cohérence de l'ensemble des données retenues.

II.4.3.2) Jeux de mesures pluie débit

A partir d'un ensemble d'appareils de mesure mis en place sur le site, il a été possible d'enregistrer de manière satisfaisante quatre événements pluvieux et les hauteurs d'eau correspondantes dans les collecteurs.

On a pu ainsi comparer pour deux bassins versants, le coefficient de ruissellement théorique, déterminé à partir du POS, à celui C_{BV} pouvant être approché à partir des jeux de mesures par la relation suivante :

$$C_{BV} = \left(\frac{V_r}{V_p}\right)_{BV}$$

avec, V_r : volume ruisselé

V_p : volume précipité

Le volume précipité est estimé à l'aide de l'enregistrement du pluviographe des services techniques de la ville, à partir duquel on peut déterminer une hauteur d'eau H_p, connaissant la surface du bassin versant S_{BV}, et en faisant l'hypothèse d'une pluie uniforme dans l'espace. On calcule donc le volume précipité :

$$(V_p)_{BV} = H_p.S_{BV}$$

Le volume ruisselé est évalué à partir de l'enregistrement de la hauteur d'eau h_c dans la conduite. Pour cela on connaît, au point considéré, où l'écoulement est permanent et sans influence aval, la pente I , la rugosité K et la section $S(h_c)$ de l'ouvrage. En appliquant la relation de Manning Strickler on détermine donc une loi univoque reliant le débit Q à la hauteur d'eau h_c mesurée :

$$Q(h_c) = K.S(h_c).\sqrt{I}.\left(R(h_c)\right)^{2/3}$$

où, $R(h_c)$ est le rayon hydraulique.

Le volume transité V_T au droit de l'ouvrage est l'intégration discrète du débit dans le temps pendant la durée de l'hydrogramme.

$$(V_T)_{BV} = \sum_{i=1}^{n} Q(h_c)_i.dt$$

$Q(h_c)_i$: débit pendant le $i^{ème}$ pas de temps dt.

Sachant que le réseau est unitaire, il a fallu retrancher le volume d'eau usée $(V_{EU})_{BV}$ pour chaque événement. Ce volume a été déterminé par la mesure du débit des eaux usées Q_{EU} lors de périodes de temps sec, en faisant l'hypothèse qu'au cours de l'événement pluvieux, ce débit était constant.

$(V_{EU})_{BV} = Q_{EU}.T_p$ avec: T_P durée de l'hydrogramme.

d'où le volume ruisselé $(V_r)_{BV} = (V_T)_{BV} - (V_{EU})_{BV}$

Les sources d'erreurs sont donc multiples :

.pour la pluie :
- .mesure de la pluie, durée de la pluie
- .hypothèses prises en compte (pluie uniforme,...)

.pour le débit
- .régime hydraulique (permanent, influence aval...)
- .détermination du débit des eaux usées
- .durée de l'hydrogramme
- .mesure de la hauteur d'eau
- .dépouillement de l'enregistrement
- .transformation hauteur-débit (caractéristiques ouvrage)

.pour le bassin versant
- .définition du bassin versant associé au point de mesure

Ces erreurs sont pour certaines difficiles à estimer, nous donnons les résultats de cette étude.

II.4.3.2.1)Résultats

La campagne de mesure sur le réseau a conduit à mettre en place une quinzaine de limnigraphes dans les ouvrages d'assainissement (conduites), pendant une durée de trois mois. Malheureusement, compte tenu des conditions extrêmes d'utilisation en site réel de ces appareils,

seuls deux points ont fonctionné de façon assez satisfaisante pour que nous puissions prendre en compte leurs résultats. Le premier sur le bassin versant Thiers, dans le collecteur principal, le second dans le bassin versant de l'Isérable, prés du marché de gros. Ces deux points étaient équipés d'ISCO bulle à bulle avec un enregistreur papier.

Au total quatre épisodes pluvieux ont pu être interprétés :

.celui du 26/06/87 : H_p=8,6 mm de pluie, début 12 heures
.celui du 08/07/87 : H_p=1,6 mm de pluie, début 7 heures
.celui du 16/07/87 : H_p=25,4 mm de pluie, début 20 heures
.celui du 17/07/87 : H_p=9,4 mm de pluie, début 15 heures

(début : commencement de la pluie)

Pour le point situé sur le bassin versant Thiers, nous précisons les caractéristiques du bassin versant associé au point de mesure. Ce bassin est constitué de trois bassins versants élémentaires, soit une surface : S_{BV} = 69,37 hectares.

événement	eaux usées	durée Hyd.	Volume ruisselé
08/07/87	Q_{EU}= 15 l/s	T_p= 367 min	$(V_r)_{BV}$= 844 m^3
16/07/87	Q_{EU}= 12 l/s	T_p= 610 min	$(V_r)_{BV}$= 10861 m^3

Pour le point situé sur le bassin versant de l'Isérable, nous précisons les caractéristiques du bassin versant associé au point de mesure. Ce bassin est constitué de 17 bassins versants élémentaires, soit une surface : S_{BV} = 574,98 hectares.

événement	eaux usées	durée Hyd.	Volume ruisselé
26/07/87	Q_{EU} = 350 l/s	T_p = 429 min	$(V_r)_{BV}$=32997 m^3
08/07/87	Q_{EU} = 330 l/s	T_p = 440 min	$(V_r)_{BV}$=13214 m^3
17/07/87	Q_{EU} = 200 l/s	T_p = 690 min	$(V_r)_{BV}$=29261 m^3

Les coefficients de ruissellement déterminés par les jeux de mesures sont regroupés dans le tableau II.9 suivant :

événement	Thiers	Isérable
26/06/87	-	0,49
08/07/87	0,74	0,49
16/07/87	0,60	-
17/07/87	-	0,39

Tableau II.9 : comparaison sur les coefficients de ruissellement

Les coefficients déterminés à partir du POS sont :

.pour le bassin versant associé à"Thiers" : C=0,77

.pour le bassin versant associé à "l'Isérable" : C=0,48

On constate une bonne concordance entre la mesure et le calcul, sachant que l'erreur commise sur la détermination du coefficient de ruissellement peut-être estimée, en un premier temps, à celle que l'on fait sur la détermination du débit à partir d'une hauteur d'eau dans un ouvrage sans mise en place de seuil jaugeur, soit 20 à 50% en étant optimiste.

Ce type de calage et de validation des paramètres décrivant le modèle est long et coûteux, il nécessite un grand nombre d'appareils de mesure, une assistance humaine intensive, pendant plusieurs mois.

II.4.3.3) Etude des points de dysfonctionnement

Les points de dysfonctionnement sur le réseau, répertoriés par les services techniques, peuvent être utiles dans la phase de validation du modèle. Par les simulations, nous avons trouvé un certain nombre de zones de dysfonctionnement, dont nous donnons figure II.5 la position sur un schéma qui synthétise l'ensemble des simulations réalisées, en situation actuelle, sans avoir ici reporté la fréquence d'apparition de ces déficiences (ce travail a été fait sur le plan au 1/5000 ième) .

La comparaison des zones connues à celles trouvées par la simulation est intéressante, car elle permet de juger de la représentativité globale de tous les paramètres décrivant le réseau. En effet, si la localisation, l'importance et la fréquence d'apparition d'une zone de dysfonctionnement déterminée par les simulations sont en concordance avec ce qui se passe effectivement sur le terrain, cela signifie que le modèle décrit d'une manière assez fine le comportement du réseau et que l'ensemble des données injectées dans le modèle, que ce soit la pluie, ou que ce soient les paramètres hydrologiques comme le lag-time du bassin versant, ou son coefficient de ruissellement, ont des valeurs cohérentes vis à vis de ce qui se passe sur le terrain.

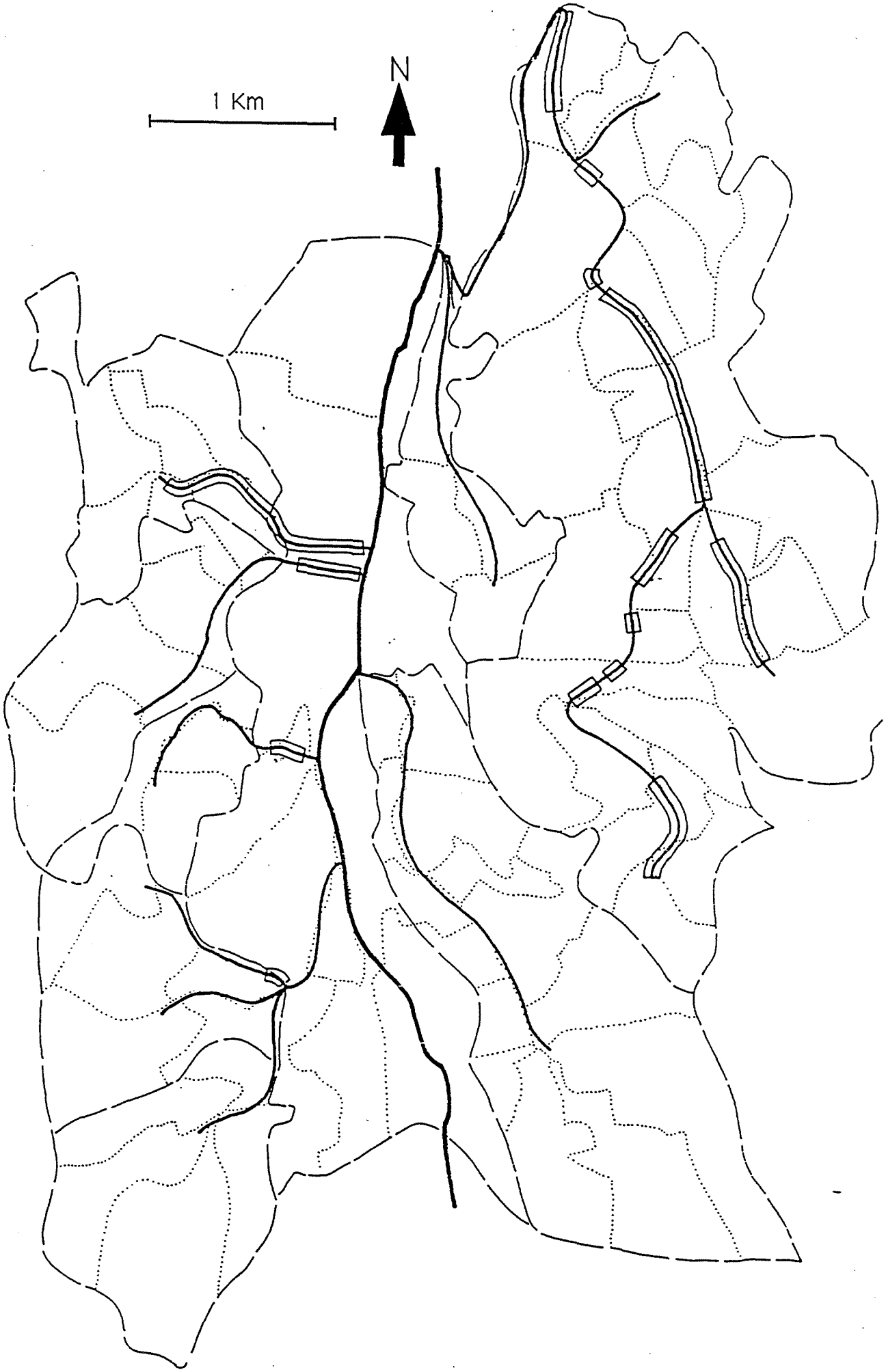


Figure II.5 : Localisation des zones de dysfonctionnement

Il s'est avéré lors de cette étude que les points de dysfonctionnement trouvés par les simulations concordaient avec ceux repérés sur le réseau. En effet le bassin versant de l'Isérable dont le réseau est déficient quant à l'évacuation des eaux pluviales a été bien modélisé. Les résultats des simulations sont en accord avec ce que l'on connaissait de ce bassin versant. Il en est de même avec le Ruisseau des Villes, le Ruisseau des Mines, et Chauvetière.

C'est la situation du bassin versant de l'Isérable qui est la plus préoccupante, car sur ce bassin existe une zone industrielle qui pourrait bien un jour pâtir des effets des pluies. Par contre l'égout Thiers, situé dans le bassin versant Thiers, ne subit aucun dommage. Le dimensionnement de cet ouvrage semble correct.

II.4.4) Conclusion

Nous avons utilisé trois démarches (études des zones de dysfonctionnement, jeux de mesures pluie débit et débit de pointe du Furan à la station du Porchon) pour vérifier la qualité de la modélisation, chacune de ces méthodes étant complémentaire des autres. Il semble qu'à travers toutes ces comparaisons, la modélisation reflète le comportement réel avec une bonne précision.

Nous n'avons pu tester que deux sous-ensembles de bassins versants (Thiers et l'Isérable), soit au total 20 bassins versants élémentaires parmi 86, avec un nombre restreint d'événements. Il est heureux de constater que l'un des points de mesure placé sur le bassin versant de l'Isérable a fonctionné correctement, car à la vue des insuffisances connues, ce bassin est à considérer comme l'un des premiers à étudier en détail. Malheureusement, l'ensemble des bassins versants élémentaires n'a pu être testé. C'est pour cela que dans la partie III.4, nous avons analysé l'influence de fluctuations de la valeur des coefficients de ruissellement sur la détermination des hydrogrammes à l'exutoire de bassins versants. Cette étude permet par ailleurs d'apprécier l'importance de ce paramètre dans la modélisation.

ANALYSE DE LA POLLUTION

II.5) Analyse de la pollution

II.5.1) Etude critique de la pollution (phosphore)

Un des aspects du projet a consisté à étudier les améliorations que l'on pouvait apporter à l'ensemble (réseau+station) pour satisfaire davantage à l'objectif qualité du milieu récepteur, en essayant d'intégrer les effets de ces améliorations jusque dans les barrages qui bordent la Loire en particulier le barrage de Villerest, près de Roanne à 60 Km en aval.

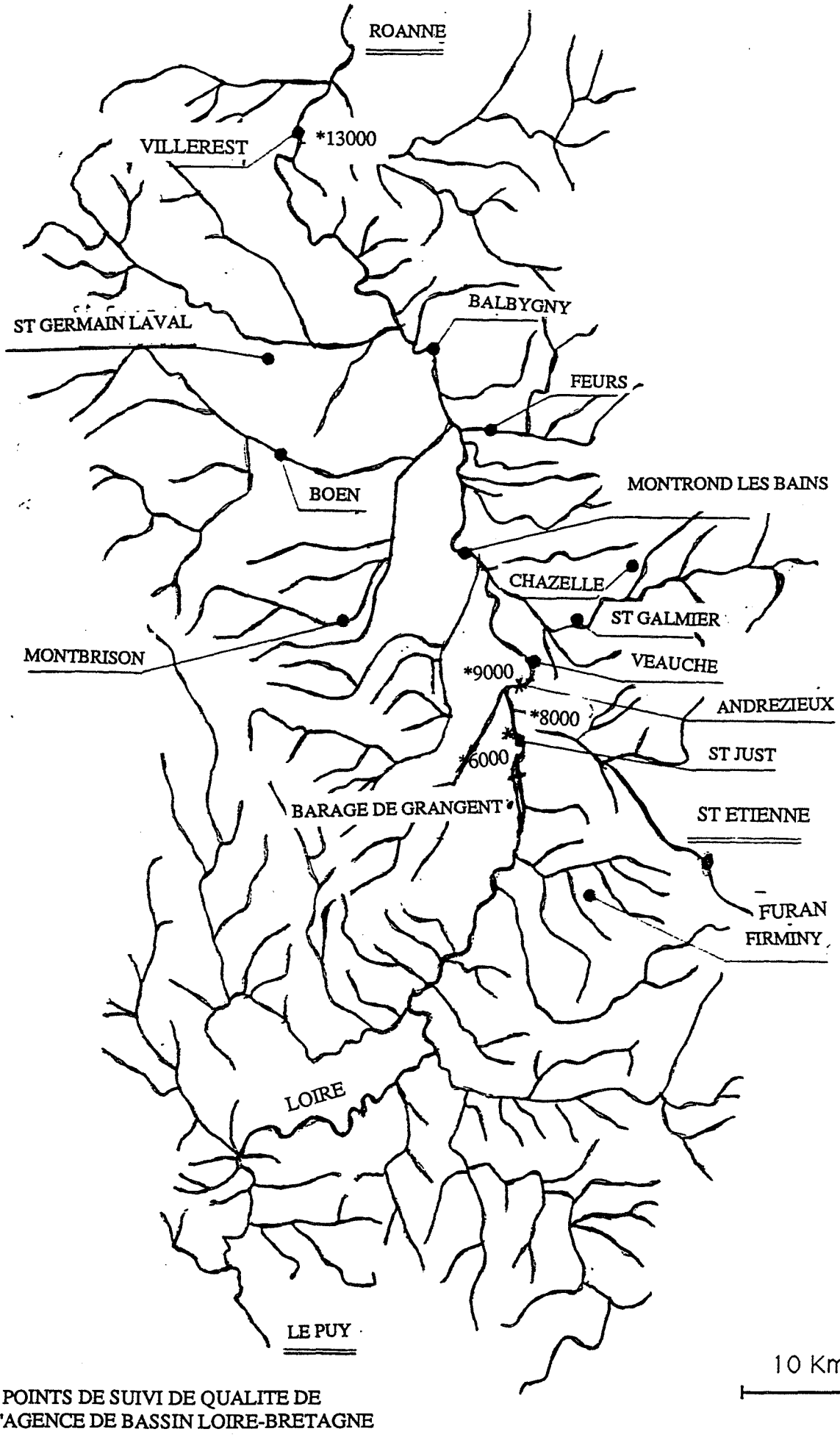
Pour cela une étude fut entreprise concernant l'impact des rejets stéphanois en phosphore sur la qualité des eaux de la Loire, afin de quantifier le rôle du phosphore dans les phénomènes d'eutrophisation de la Loire, en particulier au niveau de la retenue de Villerest. Au début de cette étude, les points 8000, 6000 et 9000 de l'agence financière de bassin Loire-Bretagne ont semblé très intéressants comme sources de données pour réaliser l'étude (voir figure II..6); la méthodologie initialement retenue pour définir les moyens à mettre en oeuvre pour atteindre cet objectif était la suivante :

-définition de la charge annuelle de P_{total} maximale admissible en entrée de la retenue de Villerest, compte tenu des caractéristiques (profondeur, temps de séjour,.....) de cette retenue.

-application totale de cette charge, sans abattement au point 9000, en considérant qu'il ne peut pas exister d'auto-épuration réelle du phosphore (paramètre conservatif sur un cycle annuel)

-répartition des charges parvenant actuellement en ce point et définition des abattements à mettre en oeuvre sur chacune pour parvenir à la charge maximale admissible.

Malheureusement, les données du point 6000 et du point 8000 ne sont pas fiables, donc la répartition des charges ne peut-être effectuée. On constate simplement une tendance à l'augmentation des flux en provenance de St ETIENNE entre 1980 et 1985, face au très net accroissement des flux au point 9000.



* POINTS DE SUIVI DE QUALITE DE
L'AGENCE DE BASSIN LOIRE-BRETAGNE

Figure II.6 : Présentation du réseau hydrographique

La Loire est déclassée de qualité 1B à 2, 61% des cas en étiage et 8% en période hivernale. Or c'est durant l'étiage que les probabilités d'apparition de bloom phytoplanctonique sont aussi les plus fortes. Ceci nous montre la grande importance de la période d'étiage (période estivale) pour la qualité des eaux .

L'approche adoptée a consisté en partant des flux de phosphore total estimés provenant de St ETIENNE, à envisager plusieurs niveaux de traitement, en mettant en face les gains probables pour l'environnement et les coûts de ces solutions. Cette approche possède ses limites quant à la quantification de certains paramètres, mais elle offre l'avantage de proposer un ensemble de solutions techniques dimensionnées et chiffrées.

II.5.2) Les données disponibles et le bilan matière

II.5.2.1) Détermination du flux moyen journalier

.L'étude de la déphosphatation durant l'été 1987 a conduit à déterminer un flux moyen en phosphore de 560 kg/j, cette mesure est le résultat d'une moyenne sur une grande période.

.Les mesures du cabinet Saunier Eau et Environnement indiquaient 630 kg/j par temps sec, ce résultat est la moyenne de quelques échantillons d'eau collectés en amont de la station.

.Les bilans mensuels en entrée de la station d'épuration du Porchon en 1984 et 1985, ne donnent pas de mesure de phosphore, mais l'on peut estimer le rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$ qui vaut en moyenne 3. C'est une indication de la présence d'eaux usées non domestiques confirmant la présence d'eaux industrielles qui conduisent à retenir un rapport théorique $\frac{DBO_5}{P_{total}}$ de 17, [62]. Cela correspond à une teneur moyenne de 4 mg P_{total}/l. Le débit moyen journalier à la station étant de 135000 m^3 [56] ceci nous conduit à estimer un flux moyen journalier de 540 kg/j de phosphore total.

Nous constatons donc que les différentes évaluations du flux moyen journalier de phosphore conduisent à des résultats sensiblement différents. Nous avons donc retenu pour le flux moyen journalier la moyenne arithmétique de ces trois flux :

P_{total}=575 kg/j

On peut par ailleurs calculer un flux moyen théorique basé sur un apport de 4g/j/habitant [37] Avec 225000 habitants raccordés, cela donne 900 kg/j. Ce qui pourrait conduire à considérer qu'il existe des pertes par décantation au sein du réseau.

II.5.2.1) Détermination des by-pass et des débordements à la station

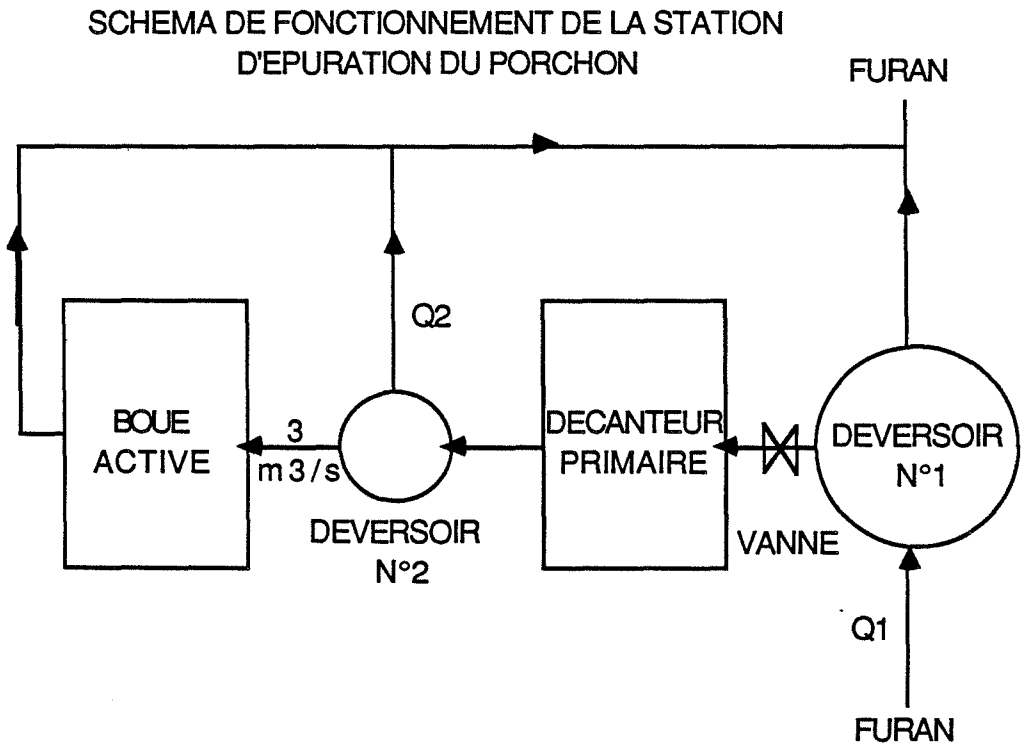


figure II.7 : schéma de fonctionnement de la station d'épuration du Porchon

L'effluent, caractérisé par un débit Q1, est la somme du débit des eaux usées et des eaux de la rivière le Furan.

Les volumes d'eau déversée par le déversoir N°2, seront considérés comme des by-pass, alors que les volumes d'eau déversée par le déversoir N°1 seront assimilés à des débordements.

En fonctionnement normal, le déversoir N°1 injecte la totalité de son entrée vers la station, la branche du dessin qui part vers le haut, étant donc la branche des déversements.

Les durées sont en unités journalières par cohérence avec l'utilisation habituelle de l'unité "flux moyen journalier". Par exemple la durée de débit supérieur à 6 m^3/s est de 50 jours, cela ne veut pas dire

qu'il y a 50 jours dans l'année pendant lesquels cela se produit. Chaque pluie n'a pas obligatoirement une durée de 24 heures, mais cela correspond plutôt à une durée de 24x50=1200 heures réparties sur l'année, pendant lesquelles le débit est effectivement supérieur à 6 m^3/s.

Lorsque Q1 est supérieur à 6 m^3/s ., la vanne alimentant la station est fermée, l'ensemble des effluents va en débordement. En moyenne de 1977 à 1985, cela se produit 1200 heures par an, soit en unité journalière : 50 jours par an.

Lorsque Q1 est compris entre 3 et 6 m^3/s, la vanne est ouverte, le déversoir N°2 est actif, il ne laisse passer vers le traitement par les boues activées qu'un débit au maximum égal à 3 m^3/s. En moyenne de 1977 à 1985, cela se produit 40 jours par an.

Lorsque Q1 est plus petit que 3 m^3/s, alors l'ensemble des effluents est traité.

Le débit Q2 déversé après les décanteurs primaires, n'est pas mesuré, il a fallu l'estimer. On a considéré la moyenne entre 3 et 6 m^3/s à laquelle il faut retrancher le débit de 3 m^3/s allant vers les boues activées, soit Q2=1,5 m^3/s, correspondant à un débit moyen Q1 de 4,5 m^3/s, d'où le rapport $\frac{Q2}{Q1}=\frac{1}{3}$.

$\frac{Q2}{Q1}$ est le pourcentage des débits qui sont by-passés (et qui ne seront pas traités par la station pour ce qui est du phosphore). Au complément à 1 soit $\frac{2}{3}$ sont associés les débits qui seront traités par la station.

Les by-pass et les débordements seront modélisés par un rejet total du phosphore, sans abattement.

Remarque :

Il est à noter que les jours de by-pass ou de débordement ne sont pas en relation directe avec la pluie sur St ETIENNE, mais avec le régime hydraulique amont du Furan qui peut être modifié lors des relargages des barrages du Gouffre d'Enfer et du Pas du Riot, ou lors des fontes des neiges du massif du Pilat.

II.5.2.3) Le lessivage du réseau: les remises en suspension

Lors de pluies, le lessivage du réseau, par remise en suspension des matières décantées dans les conduites pendant les périodes de temps sec, est loin d'être négligeable. Par exemple l'analyse ponctuelle du 17 mars 1989 effectuée Rue de La Tour sur le bassin versant de l'Isérable, alors qu'il pleuvait depuis 2 heures, nous donne en comparaison des analyses effectuées par temps sec :

période	(-)	pluie	du17/03/1989	temps sec
débit	(l/s)		820	100
DBO	(mg/l)		600	200
DCO	(mg/l)		1500	500-800
MES	(mg/l)		1640	150

Nous constatons, pour ce bassin versant, une grande différence entre les données moyennes et les données ponctuelles obtenues lors d'une pluie.

Le lessivage a donc été très grossièrement estimé à partir de trois crues pour lesquelles des prélèvements réguliers d'eau ont été effectués sur toute la durée de la crue, et les analyses sur les paramètres : DCO, MES, NTK, P_{total}, PO_4, DBO_5 ont été réalisées. Les caractéristiques des trois crues étaient les suivantes :

.crue du 04/06/87 : débit de pointe : 24 m^3/s
.crue du 14/06/87 : débit de pointe : 110 m^3/s
.crue du 17/06/86 : débit de pointe : 25 m^3/s

A partir de ces trois crues, la masse de phosphore reprise (remise en suspension par lessivage) a été estimée en fonction de l'importance des crues à 1,2 tonnes pour les crues fortes (débit > 20 m^3 /s); et à 0,6 tonne pour les crues moyennes (débit compris entre 6 et 20 m^3/s). Les fréquences respectives d'apparition étant de 12 fois et 50 fois par an, en accord avec les relevés des crues à la station d'épuration du Porchon [56].

Cela permet de calculer une masse totale annuelle de 254 tonnes de phosphore (365x0,575 + 12x1,2 + 50x0,6) équivalent à une production journalière de 696 kg/j dont 121 kg/j sont stockés dans le réseau et le Furan (qui traverse la totalité de la ville) par décantation.

(50x0,6+12x1,2=44,4 tonnes décantées par an puis remises en suspension lors des crues soit $\frac{44400}{365}$=121 kg/j décantés en moyenne)

II.5.2.4) Différenciation hiver/étiage ; hypothèses supplémentaires

Pour pouvoir calculer des masses de phosphore rejeté par St ETIENNE pendant la période d'étiage, il est nécessaire d'avoir un ensemble d'hypothèses supplémentaires.

La durée de la période d'étiage est de 154 jours, correspondant en moyenne au mois de mai à septembre ou de juin à octobre.

Pour intégrer les by-pass et les débordements, nous adjoignons l'hypothèse supplémentaire selon laquelle 20% des by-pass et des débordements se produisent durant l'étiage, alors que 70% des crues s'y rencontrent (Q>6 m^3/s). Ceci est lié au fait que les crues sont associées aux orages d'été (pluies courtes dans le temps, mais violentes en intensité), et que les by-pass et débordements, sont liés à la fonte des neiges et aux relargages des barrages, induisant des débits plus faibles mais pendant de longues durées (cela se rencontre plutôt pendant la période hivernale).

II.5.3) Description des solutions envisagées

La particularité de ST ETIENNE est que le réseau hydrographique sert de réseau d'égouts, la station d'épuration devant traiter la totalité des eaux du Furan au régime capricieux. Cela entraîne de nombreux jours de fermeture de la station pendant lesquels aucun traitement n'est effectué. Le débit des eaux claires (eau du Furan à son entrée dans le réseau) arrivant à la station a été calculé à 1,22 m^3/s. C'est donc environ 100 000 m^3 en moyenne d'eaux "propres" qui sont relevés et traités quotidiennement à la station d'épuration du Porchon, pour 51 000 m^3 d'eaux sanitaires. (soit un rapport 2/3 , 1/3)

L'ensemble des solutions a donc visé à séparer le réseau des eaux du Furan de celui des eaux usées, cela pour différents seuils de débit maximum amené à la station par le nouvel ouvrage (voir figure II.8). Nous ferons, en un premier temps, l'hypothèse que la totalité du Furan est déconnectée, puis nous regarderons l'influence d'une déconnexion partielle (une partie des eaux usées de la ville continue à se rejeter dans le Furan, alors qu'il n'est plus traité).

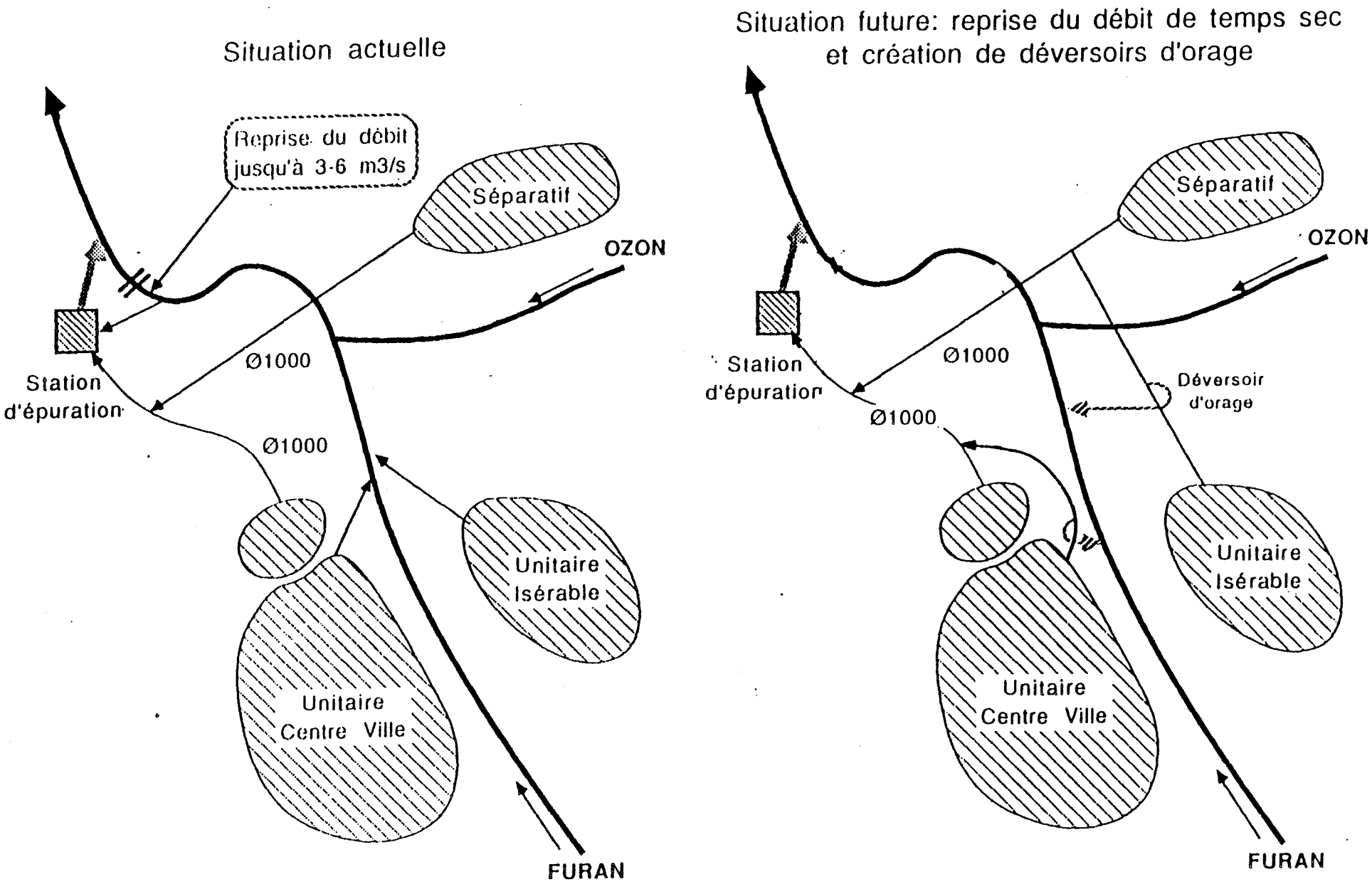


Figure II.8 : Schéma des transferts sur le réseau d'assainissement

La solution N°1 consiste à n'amener à la station d'épuration que les eaux usées, à concurrence de leur débit de pointe estimé à 1,5 m^3/s. Il n'existe donc plus de by-pass à la station d'épuration, mais sur le réseau, un certain nombre de déversoirs d'orage sont mis en place; ils entrent en action à chaque fois que cette valeur de 1,5 m^3/s est dépassée et rejettent alors les surverses dans le Furan dont les eaux ne sont plus traitées.

La solution N°2 consiste à amener à la station d'épuration un débit d'eau jusqu'à concurrence de 6 m^3/s . Ces eaux peuvent donc contenir une partie du premier flot d'orage, pour les débits compris entre 1,5 et 6 m^3/s. Il existe donc des by-pass à la station d'épuration car celle ci ne peut traiter la fraction des débits dépassant les 3 m^3/s. Sur le réseau un certain nombre de déversoirs d'orage sont mis en place, ils entrent en action à chaque fois que cette valeur de 6 m^3/s est dépassée. Cela permet de récupérer et d'envoyer vers la station un premier flot d'orage qui sera chargé d'une partie de la pollution remise en suspension dans le réseau (dans cette solution on conserve la capacité actuelle d'entrée de la station d'épuration).

Pour chacune des deux solutions, on est amené à faire un certain nombre d'hypothèses supplémentaires, permettant de modéliser les effets sur le système.

II.5.3.1) Solution N°1:

La décantation du phosphore dans le Furan ne se fait plus, celui-ci ne recevant des eaux usées chargées en phosphore qu'en cas d'orage, donc à fort débit, grande dilution et absence de décantation. On estime empiriquement le gain à 40%. Cela correspond à une masse de 48 kg/j sur les 121 kg/j qui décantaient auparavant dans le Furan. Ces 48 kg/j sont directement acheminés à la station, soit un flux moyen journalier de 575+48=623 kg/j de phosphore.

Les débordements sont moins nombreux, ils correspondent uniquement aux jours de pluie (désaccouplement du régime nival et des relargages des barrages). Cela permet d'estimer la durée correspondante à 24 jours (576 heures de pluie en moyenne sur St ETIENNE).

Le même nombre de crues est observé, les crues ne provenant pas des relargages de barrage, ni de la fonte de neiges, mais étant associées aux fortes précipitations.

II.5.3.2) Solution N°2:

La décantation du phosphore dans le Furan ne se fait plus, on estime toujours le gain à 40%, auquel il faut ajouter le gain lié à la récupération d'une partie du premier flot d'orage. On peut ainsi considérer qu'un tiers des remises en suspension restantes qui représentent 60% du total des remises en suspension sera envoyé vers la station.

Soit un gain total de $40 + \frac{1}{3}x(100-40) = 60\%$.

La durée de 24 jours de pluie, doit être décomposée en fonction des différents modes de fonctionnement de la station. On considère que l'on a 10 jours de débordements ($Q>6$ m^3/s), 5 jours de by-pass (Q compris entre 3 et 6 m^3/s) et enfin 9 jours pour lesquels on a Q compris entre 1,5 et 3 m3/s

Le même nombre de crues est observé.

Enfin il faut ajouter que la station d'épuration possède une unité de déphosphatation. A l'heure actuelle, cette unité fonctionne essentiellement pendant la période d'étiage, les rendements mis en évidence par les services techniques de la ville sont de 70% d'abattement sur le phosphore lorsque la station fonctionne et de 30% lorsqu'elle est inactive. Nous conserverons pour cette étude ce mode de fonctionnement et les mêmes rendements, quoiqu'avec les solutions 1 et 2, les effluents amenés à la station soient plus concentrés. Cela devrait permettre d'obtenir de meilleurs rendements.

II.5.3.3) Calcul des flux correspondants

A partir de l'ensemble de ces données et de ces hypothèses, nous pouvons déterminer, d'une part les masses de phosphore captées par la station d'épuration et qui subiront un abattement plus ou moins important, suivant la mise en marche ou non de l'unité de déphosphatation, et d'autre part les masses de phosphore qui ne seront

pas traitées. Le calcul sera réalisé pour la situation actuelle et pour les deux solutions envisagées.

Nous allons déterminer successivement, par type de débit (temps sec, by-pass, débordements,...):

.les nombres de jours associés à chaque période (hiver et étiage);

.les nombres d'événements pendant lesquels il y a remise en suspension d'une partie du phosphore décanté dans le réseau pendant les périodes de temps sec;

.les flux de phosphore véhiculés dans les eaux en fonction du type de solution retenue.

II.5.3.3.1) Condition actuelle de fonctionnement

condition actuelle	hiver	étiage	
temps sec Q<3 m3/s by-pass 3<Q<6 débordement Q>6	365-154-32-40=139 80%.40=32 80%.50=40	154-8-10=136 20%.40=8 20%.50=10	Nombre de jours
remise en suspension 6<Q<20 remise en suspension Q>20	30%.50=15 30%.12=3,6	70%.50=35 70%.12=8,4	Nombre d'événements

Tableau II.10 :condition actuelle

flux journalier de 575 kg/j
Q>20 m^3/s ==> 1,2 tonnes de remise en suspension
6<Q<20 m^3/s ==> 0,6 tonne de remise en suspension

II.5.3.3.2) Solution N°1

solution 1	hiver	étiage	
temps sec Q<1,5 m3/s débordement Q>1,5 m3/s	365-154-19=192 80%.24=19	154-5=149 20%.24=5	Nombre de jours
remise en suspension 6<Q<20 remise en suspension Q>20	30%.50=15 30%.12=3,6	70%.50=35 70%.12=8,4	Nombre d'événements

Tableau II.11 : condition solution1

flux journalier de 623 kg/j
Q>20 m^3/s ==> 0,72 tonne de remise en suspension, car il n'y a que 60% de décanté en absence du Furan donc 1,2x0,6=0,72 tonne relargué par évènement.
6<Q<20 m^3/s ==> 0,36 tonne de remise en suspension, idem 0,6x0,6=0,36 tonne.

II.5.3.3.3) Solution N°2

solution 2	hiver	étiage	
temps sec Q<3 m3/s by-pass 3<Q<6 débordement Q>6	365-154-4-8=199 80%.5=4 80%.10=8	154-1-2=151 20%.5=1 20%.10=2	Nombre de jours
remise en suspension 6<Q<20 remise en suspension Q>20	30%.50=15 30%.12=3,6	70%.50=35 70%.12=8,4	Nombre d'événements

Tableau II.12: condition solution 2

flux moyen journalier de 623 kg/j
Q>20 m^3/s ==> 0,48 tonne de remise en suspension (40% de décanté)
6<Q<20 m^3/s ==> 0,24 tonne de remise en suspension

La récupération de $\frac{1}{3}$ du phosphore stocké dans le réseau par le captage d'une partie du premier flot d'orage se répartit sur une période de 5 jours pour 3<Q<6 et de 9 jours pour 1,5<Q<3.

La masse totale récupérable est de $365 \times \frac{121-48}{3} = 8882$ kg

Nous intégrons les petites pluies (9 jours) à la période de temps sec puisque la station pour les débits inférieurs à trois m^3/s traite la totalité de l'effluents.

La masse de 8882 kg se répartit alors de la manière suivante :

1,5<Q<3 (9 jours) $\frac{9}{5+9} \times 8882 = 5710$ kg

3<Q<6 (5 jours) $\frac{5}{5+9} \times 8882 = 3172$ kg

Ces masses se répartissent selon l'hiver (80%) et l'étiage (20%), d'où les flux moyens journaliers à prendre en compte :

hiver $623 + \frac{5710 \times 80\%}{199} = 646$ kg/j

étiage $623 + \frac{5710 \times 20\%}{151} = 630,6$ kg/j

by-pass $623 + \frac{3172}{5} = 1257,4$ kg/j

A partir des trois tableaux (II.10, II.11, II.12) précédents, il est alors possible d'établir les masses de phosphore capté et non capté par la station et cela en fonction de la période considérée :

		temps sec		by-pass	
flux	entrant	hiver	étiage	hiver	étiage
situation actuelle	traité	139x0,575	136x0,575	2/3x32x0,575	2/3x8x0,575
	non traité			1/3x32x0,575	1/3x8x0,575
solution 1	traité	192x0,623	149x0,623	-	-
	non traité				
solution 2	traité	199x0,646	151x0,6306	2/3x4x1,2574	2/3x1x1,2574
	non traité			1/3x4x1,2574	1/3x1x1,2574

Tableau II.13 :masses de phosphore capté et non capté, en kg.

		débordement		remise susp. 6<Q<20		remise susp. Q>20	
flux	entrant	hiver	étiage	hiver	étiage	hiver	étiage
situation actuelle	traité						
	non traité	40x0,575	10x0,575	0,6x15	0,6x35	1,2x3,6	1,2x8,4
solution 1	traité						
	non traité	19x0,623	5x0,623	0,36x15	,036x35	0,72x3,6	0,72x8,4
solution 2	traité						
	non traité	8x0,623	2x0,623	0,24x15	0,24x35	0,48x3,6	0,48x8,4

Tableau II.14 :masses de phosphore capté et non capté, en kg par an.

Ces tableaux (II.13 et II.14) permettent d'établir le pourcentage de phosphore capté, globalement sur toute l'année, ou par période (hivernale, étiage) , avant que la déphosphatation soit réalisée:

	en tonne				Furan déconnecté à 100%		
	capté par la station		non capté par la station		% de phosphore capté par la station		
	hiver	étiage	hiver	étiage	annuel	hiver	étiage
actuel	92,1	81,2	42,4	38,3	68%	68%	68%
solution 1	119,4	92,5	19,7	22,4	83%	86%	81%
solution 2	131,9	96,0	12,0	14,1	90%	92%	87%

Tableau II.15 : pourcentage de phosphore capté

On constate qu'avec les solutions proposées c'est presque la totalité du phosphore produit par la ville qui est envoyée à la station.

A ces masses d'entrée annuelle à la station, on peut associer les masses de sortie annuelle qui se rejettent dans la Loire. Pour cela, on sait que la station réalise un abattement de 30% du phosphore capté par déphosphatation naturelle, et 70% d'abattement lorsque l'unité de

déphosphatation est active. On conserve les mêmes rendements avec les solutions 1 et 2, bien que l'effluent soit plus concentré (hypothèse majorant les flux rejetés).

	tonne de phosph. en sortie de station		
	hiver	étiage	année
actuel	106,9	62,7	169,6
solution 1	103,3	50,2	153,5
solution 2	104,3	42,9	147,2

Tableau II.16 :masse de phosphore rejeté, en tonne par an

Le flux annuel d'hiver est presque constant lié au faible rendement de la station durant cette période, alors que celui d'étiage diminue, avec un gain de 20 tonnes pour la solution 2. Pour réaliser les solutions 1 ou 2, il faut construire un certain nombre d'ouvrages, qui permettent de réaliser la déconnexion totale du Furan, le coût des travaux a été estimé à 25 MF pour la solution 1 et à 38 MF pour la solution 2. Avant d'engager de telles sommes d'argent, il serait intéressant de vérifier quelle serait l'incidence si une des hypothèses formulées n'était pas satisfaite. L'hypothèse fondamentale est que pour les solutions 1 et 2 le Furan est complètement déconnecté de la ville; cette opération ne va pas se faire en un laps de temps très court. De plus certains îlots d'urbanisation ne seront pas très faciles à déconnecter.

Nous avons donc émis l'hypothèse que 10% de la ville n'est pas déconnectée du Furan, ce qui représente l'équivalent d'une ville de 22500 habitants, en supposant une répartition uniforme de la production de phosphore sur l'ensemble de la ville. Cela signifie que 25,4 tonnes de phosphore (10% de 254 t) sont associées à la partie de la ville non déconnectée et le complément à 254 t soit 228,6 tonnes sont associées à la partie de la ville déconnectée du Furan.

L'analyse précédente qui a été faite avec les 254 t, peut être faite avec les 228,6 t pour les solutions 1 et 2. Alors que les 25,4 t transiteront à travers le réseau comme en situation actuelle, sans subir de traitement. Nous obtenons alors le tableau II.17 suivant, dans lequel les calculs sont développés:

furan déconnecté à 90%	en tonne			
	capté par la station		non capté par la station	
	hiver	étiage	hiver	étiage
actuel	92,1	81,2	42,4	38,3
solution 1	119,4x0,9 =107,5	92,5x0,9 =83,3	19,7x09+0,1x(92,1+42,4) =31,2	22,4x09+0,1(81,2+38,3) =32,1
solution 2	131,9x0,9 =118,7	96,0x0,9 =86,4	12,0x09+0,1x(92,1+42,4) =24,3	14,1x09+0,1(81,2+38,3) =24,6

Tableau II.17 : hypothèse où 10% de la ville n'est pas raccordée, masse de phosphore capté et non capté, en tonne par an.

	Furan déconnecté à 90%		
	% de phosphore capté par la station		
	annuel	hiver	étiage
actuel	68%	68%	68%
solution 1	75%	78%	72%
solution 2	81%	83%	78%

Tableau II.18 : pourcentage de phosphore capté par la station (hypothèse où 10% de la ville n'est pas raccordée)

La solution 2 devient alors équivalente à la solution 1 du cas précédent (Furan déconnecté à 100%). (cf tableau II.15)

Un calcul analogue fait dans l'hypothèse où la séparation Furan-réseau d'eaux usées n'est réalisée qu'à 80% conduit au tableau II.19 suivant :

	en tonne				Furan déconnecté à 80%		
	capté par la station		non capté par la station		% de phosphore capté par la station		
	hiver	étiage	hiver	étiage	annuel	hiver	étiage
actuel	92,1	81,2	42,4	38,3	68%	68%	68%
solution 1	95,5	74,0	42,7	41,8	67%	69%	64%
solution 2	105,5	76,8	36,5	35,2	72%	74%	69%

Tableau II.19 : Hypothèse où 20% de la ville n'est pas raccordée.

On voit que dans ce cas la solution 1 est sensiblement identique à la solution actuelle pour le phosphore et que la solution 2 n'apporte qu'une légère amélioration.

Ceci peut paraître normal car 20% de la ville non raccordé à la station d'épuration représente une population d'environ 45000 habitants, dont la pollution se jetterait dans le Furan (qui ne serait plus traité), soit l'équivalent d'une petite ville de France sans station d'épuration.

Il semble donc qu'une séparation des deux réseaux à 80% constitue une limite inférieure en deça de laquelle le bien fondé des solutions envisagées est discutable, tout du moins en ce qui concerne les problèmes liés à la déphosphatation.

II.5.4) Conclusion

Ces résultats montrent que l'amélioration de la qualité des eaux du Furan et donc de la Loire, par envoi du maximun possible de pollution à la station d'épuration, nécessite pour être ressentie comme efficace que la quasi-totalité de la ville soit déconnectée du Furan. Une solution intermédiaire n'apporterait guère de bénéfice, et coûterait de l'argent.

Des gains peuvent donc être obtenus, soit en minimisant la production journalière, par exemple en utilisant de nouveaux produits, soit en augmentant le rendement à la station ou la durée de déphosphatation, soit en déconnectant totalement le Furan, soit enfin en combinant l'ensemble de ces possibilités.

Les calculs réalisés pour l'analyse du transfert des flux de phosphore peuvent aussi être menés sur les MES, DCO, DBO_5, (c'est ce qui a été réalisé dans l'étude du cabinet Saunier). Les résultats montrent que la déconnexion totale du Furan apporterait à la ville une amélioration notable quant à la qualité des eaux du Furan. Les investissements à consentir seront importants, et l'efficacité du système ne se fera ressentir qu'à la fin des travaux, car pendant la durée de ceux-ci le maintien du fonctionnement actuel (traiter l'ensemble des eaux) ou une séparation à moins de 80% n'apportent pas d'amélioration.

Cette étude est intéressante, pour plusieurs raisons. Tout d'abord, elle est l'exemple même de l'application des derniers concepts en assainissement, et du souci de la ville de faire du mieux possible pour atteindre les objectifs de qualité tel qu'ils sont définis dans les textes réglementaires. En outre, cette analyse montre qu'en hydrologie urbaine, il n'est pas aisé d'obtenir de bonnes données. Par ailleurs, une solution acceptable devant toujours être trouvée pour résoudre un problème posé, il convient d'intégrer les contraintes liées aux structures existantes (ville plus réseau). Ensuite, l'étude illustre le fait qu'il n'y a pas un réseau et une station d'épuration, mais plutôt un tout qui doit être en harmonie. Enfin, l'analyse confirme que le cadre d'une étude peut, et doit dans bien des cas, dépasser les limites de la ville: ici on analyse l'influence jusque dans la Loire et la retenue de Villerest.

Aujourd'hui, comme hier, la pollution ne connaît pas de frontières, de limites de région ou de département, et elle devient plus sensible, car

l'auto-épuration du milieu récepteur est de plus en plus insuffisante par rapport aux flux croissants qu'il faut absorber. Il est donc nécessaire que chaque centre producteur de pollution, comme l'est une ville, fasse le maximum pour améliorer la situation.

CONCLUSION DU CHAPITRE II

II.6) Conclusion du chapitre II

II.6.1) Propositions d'aménagement

Le cabinet d'étude Saunier Eau et Environnement s'est largement appuyé sur l'outil de modélisation que nous avons développé pour tester un grand nombre de solutions techniques. Désormais, à l'aide du logiciel EAUSER, il est facile d'insérer de nouveaux organes, en intégrant la notion de faisabilité de la solution étudiée. Cela coûte peu de temps et permet de tester une grande diversité de cas. Chaque modification apportée sur le réseau peut être jugée sur l'intégralité du réseau. Par exemple on peut analyser si la suppression d'une déficience à l'amont du réseau, n'en entraîne pas une plus grave à l'aval. Ainsi la mise en place d'une conduite de capacité supérieure à l'amont du réseau pour résoudre un problème de débordement, peut très bien déplacer le problème, en créant une nouvelle zone de déficience à l'aval, par l'apport d'un flux d'eau excessif. Les nouveaux problèmes rencontrés alors peuvent être plus "ennuyeux", si le coût des dégâts potentiels dans la zone avale sont plus importants que dans la zone amont. Cette réflexion permet donc de choisir un autre type d'aménagement, comme un bassin de retenue permettant de stocker le surplus d'eau, qui est à la source d'incidents, dans la mesure où cette solution est techniquement possible. Il va de soi que les différents aménagements proposés doivent tenir compte de la notion de risque acceptable pour une zone donnée, une protection absolue contre les inondations n'étant ni économiquement, ni techniquement concevable. Un débordement n'a pas la même gravité en zone fortement urbanisée qu'en zone peu dense. Cette notion de risque doit assurer ainsi le meilleur compromis "coût-efficacité".

Les éléments présentés précédemment nous ont conduit à définir un ensemble de solutions dont la mise en oeuvre engagera vraisemblablement la ville de St Etienne sur un programme de travaux pluridécennal.

D'un point de vue qualitatif, la déconnexion des rejets sanitaires dans le Furan, dont le bien fondé a été démontré, est présentée dans son principe sur la figure II.8 . Elle consiste à utiliser au maximum la structure existante afin de limiter le coût global des travaux. Cette déconnexion permettra l'acheminement vers la station d'épuration de la quasi totalité

du débit sanitaire, par temps sec ou également lors de "petites" pluies (période de retour mensuelle "faible"), selon l'hypothèse retenue.

Les aménagements consisteront à raccorder le bassin de l'Isérable au collecteur de l'Onzon. Le centre Ville et les bassins du Chavanelet, du Boulevard Thiers, de la Chauvetière, du Merdary, du Roannelet, du Ruisseau des Villes et du Ruisseau des Mines seront raccordés à l'émissaire général par l'intermédiaire du collecteur de la Grande-Rue au Nord de la place J. Jaurès. Plus à l'amont, les effluents seront directement acheminés dans le lit du Furan, décomposé en deux secteurs latéraux réservés aux apports urbains et un secteur central permettant le transfert des eaux claires de l'amont, comme on peut le voir sur la figure II.9.

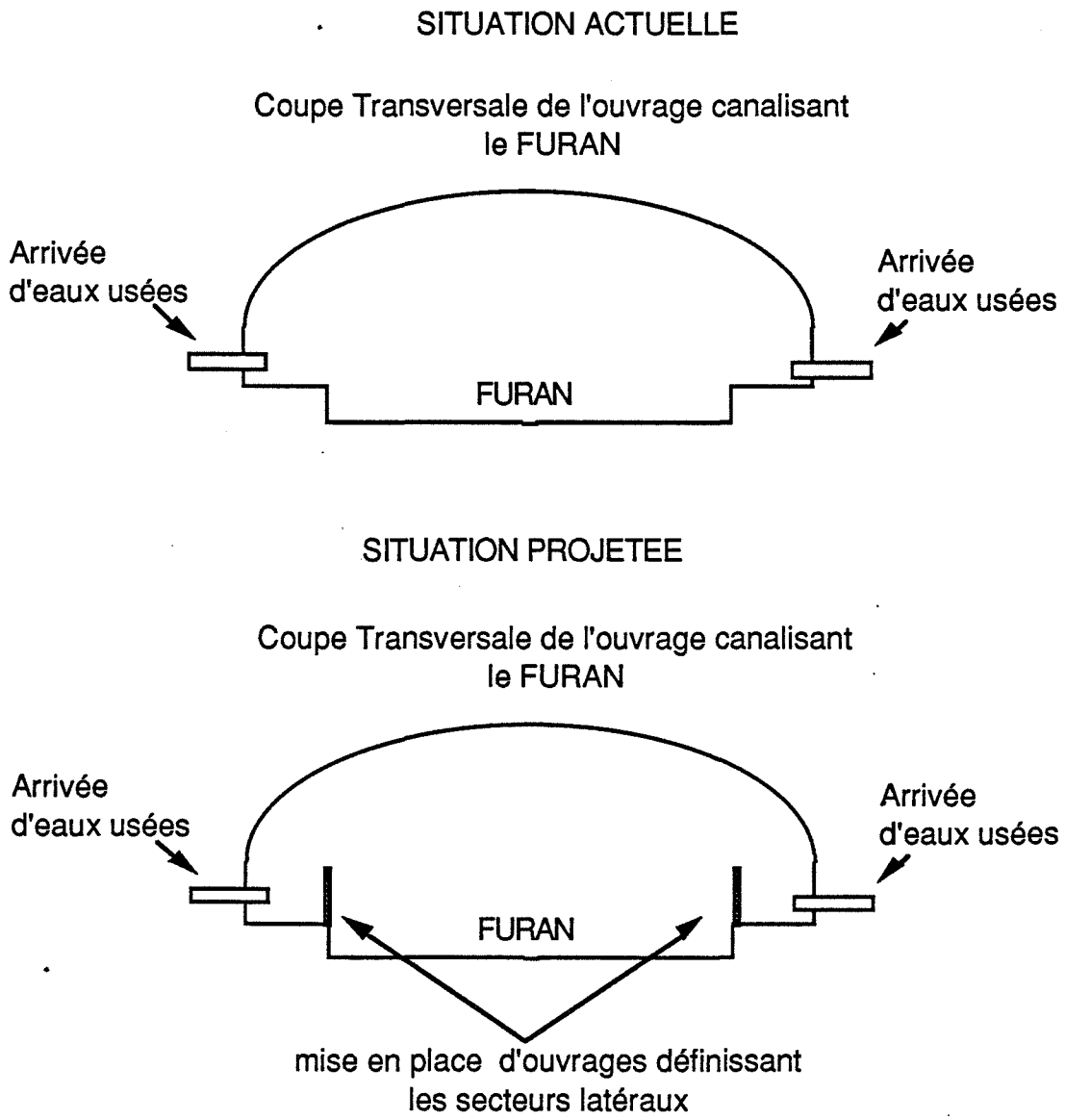


Figure II.9 : Aménagement du Furan

La mise en place de la déconnexion du Furan serait réalisée de concert avec la rénovation de cet ouvrage dont certains tronçons se sont dégradés avec le temps (plus d'un siècle sans intervention majeure), ce qui minimise le coût de l'aménagement, sans perturber les travaux de rénovation.

Du point de vue des insuffisances hydrauliques constatées sur le réseau, c'est la rénovation de la plupart des anciens ruisseaux canalisés qui sera réalisée. Sur le bassin versant de l'Isérable, deux très importants bassins de rétention devront être créés et le collecteur doublé entre le Marché de Gros et la rue Cholat. Des bassins de retenue devront également être créés sur le bassin versant de la Chauvetière, sur le ruisseau des Villes et sur le ruisseau des Mines. Le problème du Furan devra être traité avec une attention toute particulière. L'optimisation de la gestion des barrages du Gouffre d'Enfer et du pas du Riot, en vue d'une limitation des débits de pointe du bassin versant amont, devra être étudiée. Après renforcement de la tenue mécanique de l'ouvrage, sa capacité de transfert sera augmentée par une réduction de la rugosité (et/ou) un approfondissement du radier.

Ces aménagements permettront de renforcer la protection de St Etienne contre les effets potentiellement catastrophiques d'une crue exceptionnelle du Furan.

Ces aménagements ne peuvent être tous menés de front. Il est donc impératif de définir une programmation des travaux en fonction de la gravité de chaque dysfonctionnement et du coût de la solution proposée. De plus, pour certaines parties délicates, des études complémentaires sont à envisager.

Ces aménagements, d'une part par leur coût et d'autre part par leur ampleur, ne peuvent pas être du seul ressort de la ville, ils devront être envisagés après concertation entre les différents organisme concernés, comme l'état, la région, l'agence de bassin, pour n'en citer que quelques uns.

II.6.2) Conclusion générale

Tous les résultats acquis lors de cette étude sont bénéfiques à l'ensemble des intervenants. Pour ce qui est de la connaissance du réseau,

grâce aux simulations, il a été possible de dresser un bilan détaillé de la situation. Ce bilan est synthétisé par l'élaboration d'un plan au 1/5000 ième, montrant et récapitulant les zones à problème. De ce fait, le savoir local et les a priori qu'avait un petit nombre de personnes, se trouvent quantifiés et diffusés à travers tous les services. L'existence de documents permet d'avoir une base commune, une même référence, améliorant ainsi la communication entre tous les services.

L'analyse de la pluviométrie locale, qui n'avait jamais été réalisée à ce jour, permet d'avoir une connaissance plus fine du site. Le dimensionnement, et les coûts induits, des ouvrages s'en trouvent réduits. Il reste quand même à étudier de plus près l'influence de la distribution spatiale des pluies sur le ruissellement, et les débits aux exutoires des bassins versants.

Le logiciel développé pendant cette étude remplit plusieurs fonctions. D'une part il a servi tout au long de ce projet au maître d'oeuvre pour chiffrer et définir l'ensemble des solutions préconisables et lui sert encore sur d'autres sites, et d'autre part, il permet au maître d'ouvrage, de tester maintenant plus finement les solutions les plus urgentes à mettre en place sur le réseau. Les experts et les utilisateurs d'hydrologie urbaine peuvent ainsi utiliser à des niveaux différents un même outil, pour résoudre leurs problèmes.

La disposition d'un tel outil est de nos jours devenue indispensable, car il permet de traiter facilement des problèmes qui autrefois étaient inabordables en raison de la complexité des calculs. L'ensemble des simulations a permis de résoudre le problème et par la même occasion de quantifier l'importance des dysfonctionnements.

L'ensemble des études réalisées a visé à satisfaire les objectifs poursuivis, à savoir assurer un niveau d'hygiène satisfaisant, minimiser les inondations et la pollution du milieu récepteur. Ce travail a permis d'intégrer un grand nombre de facteurs, comme le plan d'occupation des sols qui permet de réaliser des projections dans le futur. Une stratégie à long terme a pu être établie, elle vise à améliorer la mise en place de l'ensemble des solutions techniques, tout en minimisant leur coût (comme la réalisation simultanée de la réfection de l'ouvrage canalisant le Furan et la création d'un ouvrage visant à séparer les eaux claires des eaux usées).

Le double aspect, risque d'inondation et amélioration de la qualité du milieu récepteur est ainsi géré.

D'un point de vue méthodologique, le problème a été scindé en trois phases. Tout d'abord une phase consistant en la reconnaissance du site, l'acquisition et la validation des données, ensuite une phase de modélisation et de simulation, complétée par la dernière phase de réajustement de la modélisation par calage en comparant les résultats de la simulation à ceux fournis par les mesures. Malheureusement, la dernière phase n'a pas pu être effectuée dans son intégralité. C'est pour cela qu'une autre approche, qui fait l'objet de la dernière partie de notre mémoire a été élaborée.

Cette dernière partie comporte deux volets :

. d'une part une étude de l'influence de la distribution spatiale de la pluie. En effet les études précédentes prennent en compte des pluies synthétiques sans abattement et nous avons voulu juger de la validité de ce choix;

. d'autre part une étude de la sensibilité aux paramètres du modèle des résultats fournis par la simulation. En effet des paramètres comme le coefficient de ruissellement ou le lag time sont difficiles à estimer et il importe de connaître l'incidence de leurs fluctuations sur les résultats obtenus.

CHAPITRE III

PRETRAITEMENT DES PLUIES

III.1) Introduction

Cette partie est scindée en trois études. Tout d'abord, une étude qui, à travers l'analyse de données, essaie de caractériser des structures de pluies par rapport à la réponse d'un réseau d'assainissement (celui de la ville de St Etienne). Ensuite une étude qui, par le biais de la simulation, détermine la sensibilité du modèle aux paramètres décrivant le ruissellement. Enfin une étude qui s'intéresse à la mise en place d'un parc de pluviographes, en vue de minimiser les erreurs sur les hydrogrammes aux exutoires des bassins versants.

Chacune de ces études a les mêmes variables comme base d'appréciation. Ces variables sont les principales caractéristiques qui synthétisent un hydrogramme, dans une aide au dimensionnement d'ouvrage, à savoir :

.le débit de pointe,

.le temps d'apparition de ce débit de pointe par rapport à l'origine

de la pluie,

.le volume d'eau associé à l'hydrogramme.

Ces variables ont été extraites en douze noeuds du réseau. Dans une description du réseau à partir de l'axe majeur jusqu'à l'exutoire final de toute la zone étudiée, ces noeuds correspondent aux exutoires de chaque sous bassin versant sur cet axe.

Ce choix a été guidé par le fait qu'on obtenait ainsi des tailles de bassins versants différentes dont le découpage en bassins versants élémentaires allait de trois unités au maximum de 86 pour la zone totale. De plus ces exutoires reflètent la structure spatiale de la zone d'étude, tout en limitant le nombre de noeuds étudiés.

Les noms des noeuds et leurs positions sont donnés dans la première étude de cette troisième partie.

Par ailleurs dans cette troisième partie, des pluies distribuées spatialement sont utilisées; elles ne proviennent pas du site, mais du radar de Trappes (région parisienne). Nous avons utilisé ce type de pluies, car ce sont les seules qui couvrent une surface relativement grande avec un pas de temps court (5 min) et une taille de maille faible (800 m de côté). Bien

que ces pluies ne soient pas des pluies effectivement associées au site, leur intérêt réside dans leur structure qui s'approche au mieux du phénomène réel. Ce jeu de données, en l'absence de pluies associées au site, a donc paru être la meilleur source réelle d'information pour aborder cette troisième partie axée sur des analyses de sensibilité. Rappelons enfin que nous nous intéressons principalement au comportement du réseau, au travers d'un modèle, dans cette partie de l'étude.

Pour cela, le bassin versant stéphanois a été discrétisé dans l'espace en vue de pouvoir lui appliquer des pluies distribuées spatialement. Nous donnons figure III.1, le schéma de discrétisation de la zone d'étude avec un maillage carré de 250 m de côté. La valeur de 250 m par maille a été choisie du fait, qu'au début de cette étude, nous ne savions pas exactement de quel type d'image radar nous pourrions disposer (soit 500 m, soit 800 m de côté), la valeur de 250 m était donc un bon compromis pour satisfaire aux deux possibilités.

III.2) Prétraitement des données pluies (images radar)

Les pluies qui nous ont été fournies, proviennent du radar de Trappes, elles ont été discrétisées dans le temps à un pas de cinq minutes, et elles concernent une zone d'une superficie de 900 km^2, discrétisée dans l'espace avec une maille carrée de 800 m de côté, ce qui correspond à 31x45 mailles, par image spatiale, contenant chacune une intensité de pluie par pas de temps. Ces pluies ne sont pas exemptes de défauts, les deux principaux relevés ont été d'une part l'existence d'échos, c'est à dire de mailles indiquant toujours une intensité de pluie, même s'il ne pleut pas, et d'autre part, l'éxistence de quelques discontinuités dans le temps des séries d'images de pluies.

Nous avons remédié à ces deux défauts dans la mesure du possible, c'est à dire lorsque la zone d'écho était peu étendue, ou lorsque les trous dans le temps étaient faibles, sinon la pluie n'était pas retenue pour l'étude.

Figure III.1 : Discrétisation de la zone d'étude

Sur les trois pluies fournies (INT0208 (2 AOUT), INT2107 (21 JUILLET), et INT307M (3 JUILLET)) seules deux d'entre elles ont pu être retenues : (INT0208 et INT307M), la pluie INT2107 a été rejetée à cause de trous dans le temps trop importants (une fois 50 minutes (10 images) suivie d'une fois 20 minutes (5 images)), séparées uniquement par une seule image). La pluie INT307M comportait deux trous d'une seule image, cette image a été recalculée par interpolation linéaire, demi somme des images adjacentes.

Chaque pluie comportait en deux mêmes mailles un écho qui a été supprimé par interpolation linéaire, en prenant la moyenne des quatre mailles adjacentes, et cela pour chaque pas de temps.

Après avoir effectué ce pré-traitement, nous avons pu créer, à partir de chacune des deux pluies retenues, 16 pluies pouvant être appliquées à St Etienne, sachant que le bassin versant total étudié à St Etienne occupe 8x11 mailles de Trappes. La position des 16 pluies est donnée figure III.2 dont trois sont encadrés, ainsi que la position des échos (cercles noirs) supprimés et interpolés à partir des mailles adjacentes (cercles ayant une croix). Chaque cercle correspond à une maille de 800x800 m^2 provenant des images radar de Trappes. Chaque rectangle indique une pluie à appliquer à la zone d'étude attachée au site stéphanois. Cette opération a été effectuée avec la pluie INT0208 et la pluie INT307M donnant au total 32 pluies pouvant être utilisées pour des simulations de transformation pluie débit, puis propagation à travers les éléments constituant le réseau d'assainissement de la ville de St Etienne.

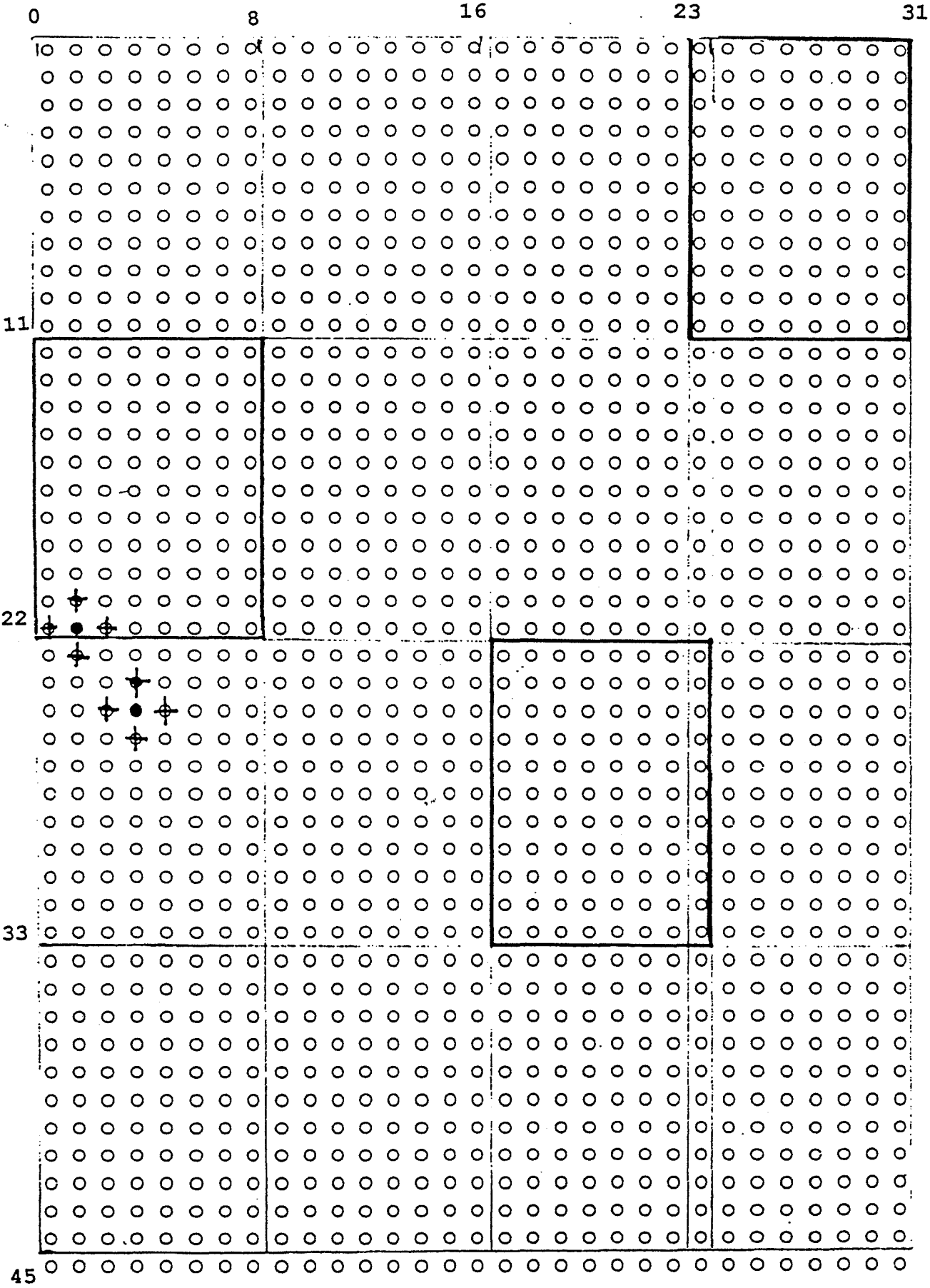


IMAGE RADAR DE TRAPPES, 31x45 MAILLES de 800x800m

BASSIN VERSANT STEPHANOIS 8x11 MAILLES

Figure III.2 : Juxtaposition des images radar de TRAPPES avec le maillage de SAINT ETIENNE

CARACTERISATION DES PLUIES PAR ANALYSE FACTORIELLE

III.3) Caractérisation des pluies par analyse factorielle

Nous avons à notre disposition deux pluies notées : INT0208 et INT307M, qui proviennent du radar de Trappes, et nous les avons appliquées sur le bassin versant stéphanois.

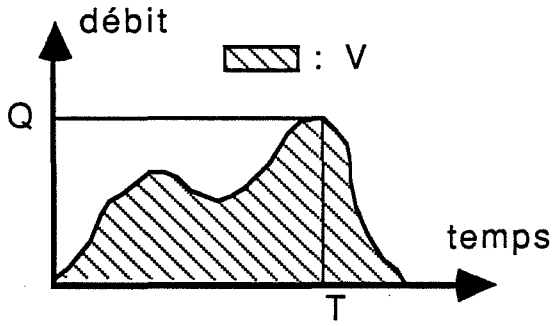
Sachant que les pluies de Trappes occupent une surface de 31x45 mailles de 800 m de côté et que St ETIENNE se représente sur un maillage de 8x11 mailles de 800 m, nous avons pu simuler plusieurs événements pluvieux en translatant le bassin versant stéphanois sur le rectangle de pluie.

Ceci explique comment à partir des deux pluies de base, nous avons obtenu pour chacune d'elle 16 pluies soit au total 32 pluies différentes, à appliquer sur le site de St ETIENNE.

```
<------- pluie initiale 31x45 ------>
+--------+--------+--------+--------+
!        !        !        !////////!
!        !        !        !////////!   <--- Bassin Versant de St Etienne
!        !        !        !////////!
!        !        !        !////////!
+--------+--------+--------+--------+
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
+--------+--------+--------+--------+
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
+--------+--------+--------+--------+
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
!        !        !        !        !
+--------+--------+--------+--------+
```

Dans un premier temps nous avons voulu savoir si les 32 pluies sont vraiment différentes l'une de l'autre, sachant qu'elles proviennent par groupe de 16 de la même pluie mère. Pour cela nous les avons introduites dans le modèle de simulation et nous avons étudié aux douze noeuds retenus de notre réseau les trois variables :

- . débit de pointe : Q
- . temps d'apparition de ce débit de pointe par rapport à l'origine de la pluie : T
- . volume de l'hydrogramme : V



Les simulations effectuées conduisent donc à un tableau de 3 x 12 x 16 x 2 = 1152 nombres à savoir :

3 variables, 12 noeuds, 16 pluies élémentaires, 2 pluies mères, Ce tableau est donné en annexe (III A).

Dans la mesure où les paramètres du modèle mathématique, comme le coefficient de ruissellement, ne sont pas modifiés d'une simulation à une autre, nous pouvons affirmer que :

"Si deux pluies sont identiques, alors les deux champs des 36 variables sont identiques, et inversement si les deux champs de 36 variables sont différents alors les deux pluies sont différentes". Nous avons donc caractérisé les pluies par les effets qu'elles produisaient sur le bassin versant stéphanois.

La seule lecture du tableau des 1152 nombres, bien que riche d'informations, n'est pas facile, car ce ne sont que des données brutes, une interprétation directe est fort délicate.

Nous avons donc utilisé les méthodes d'analyse de données et plus particulièrement les méthodes factorielles [35]. Chaque pluie représente un individu caractérisé par 36 variables (12 débits, 12 temps, 12 volumes). Nous avons donc un espace à p=36 dimensions, dans lequel nous pouvons positionner n=16+16=32 individus ou éléments("les pluies") qui représentent un nuage de points sur lequel des analyses en composantes principales et des analyses des correspondances ont été effectuées.

Les analyses en composantes principales ont pour but d'étudier la dispersion du nuage de points; elles recherchent les axes qui permettent de minimiser l'inertie du nuage, ce sont les axes factoriels, et de positionner à travers ce nouveau repère les points individus et les points variables.

Les analyses des correspondances ont pour but de classer les différents profils et de les représenter à travers un système d'axes obtenu de façon analogue.

Pour l'ensemble des analyses effectuées, nous nous sommes uniquement intéressés aux deux premiers axes, sachant que dans presque tous les cas, nous conservons au moins 90% de l'information contenue dans les données.

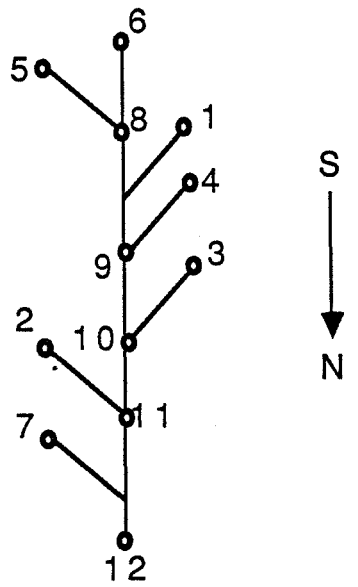
III.3.1) Construction des pluies uniformes associées

Avant de réaliser ces analyses, nous avons constitué pour chaque pluie élémentaire, une pluie associée,uniforme dans l'espace. Cette pluie uniforme est obtenue de la manière suivante : pour chaque pas de temps, nous avons associé à toutes les mailles la même valeur d'intensité, moyenne arithmétique des intensités contenues dans le maillage au pas de temps considéré. Avec ces 32 pluies uniformes, nous avons réalisé les mêmes simulations et nous avons ainsi déterminé aux 12 noeuds de notre réseau les trois variables Q, T, V, pour la pluie uniforme considérée. Lors des analyses, ces 32 individus ont été considérés comme supplémentaires, c'est-à-dire, qu'ils sont positionnés sur les graphiques, mais ils n'interviennent pas dans les calculs qui déterminent les axes factoriels.

Liée aux logiciels d'analyse [2] de données utilisés, la dénomination de chaque variable ou individu, ne devait pas dépasser quatre caractères. Voici le codage adopté pour les 36 variables :

nom du noeud	variable débit	variable temps	variable volume
R0305	D01	T01	V01
T0402	D02	T02	V02
MI0606	D03	T03	V03
V0802	D04	T04	V04
C1300	D05	T05	V05
CV0500	D06	T06	V06
I2401	D07	T07	V07
CV0701	D08	T08	V08
CV0705	D09	T09	V09
CV0800	D10	T10	V10
CV1101	D11	T11	V11
EXUTOIRE	D12	T12	V12

SCHEMA DU RESEAU
POSITION DES NOEUDS
ETUDIES



Pour les pluies le codage suivant a été adopté :

. de P1 à P16 pour les pluies extraites de la pluie INT0208
. de P1M à P16M pour les pluies associées uniformes dans l'espace
. de P17 à P32 pour les pluies extraites de la pluie INT307M
. de P17M à P32M pour les pluies associées uniformes dans l'espace

III.3.2) Analyse en composantes principales

Dans cette analyse chaque individu représente une pluie particulière et est caractérisé par 36 variables.(Q, T, V aux 12 noeuds)

Les résultats de l'analyse en composantes principales sont les suivants : notre échantillon de 32 individus (pluies spatiales) est expliqué à 92% par les deux premiers axes factoriels. Chaque individu et chaque variable sont donc relativement bien représentés dans ce système à deux axes. La qualité de la représentation est comprise entre 0,528 pour P2 et 0,991 pour V11, et en moyenne elle est autour de 0,850.

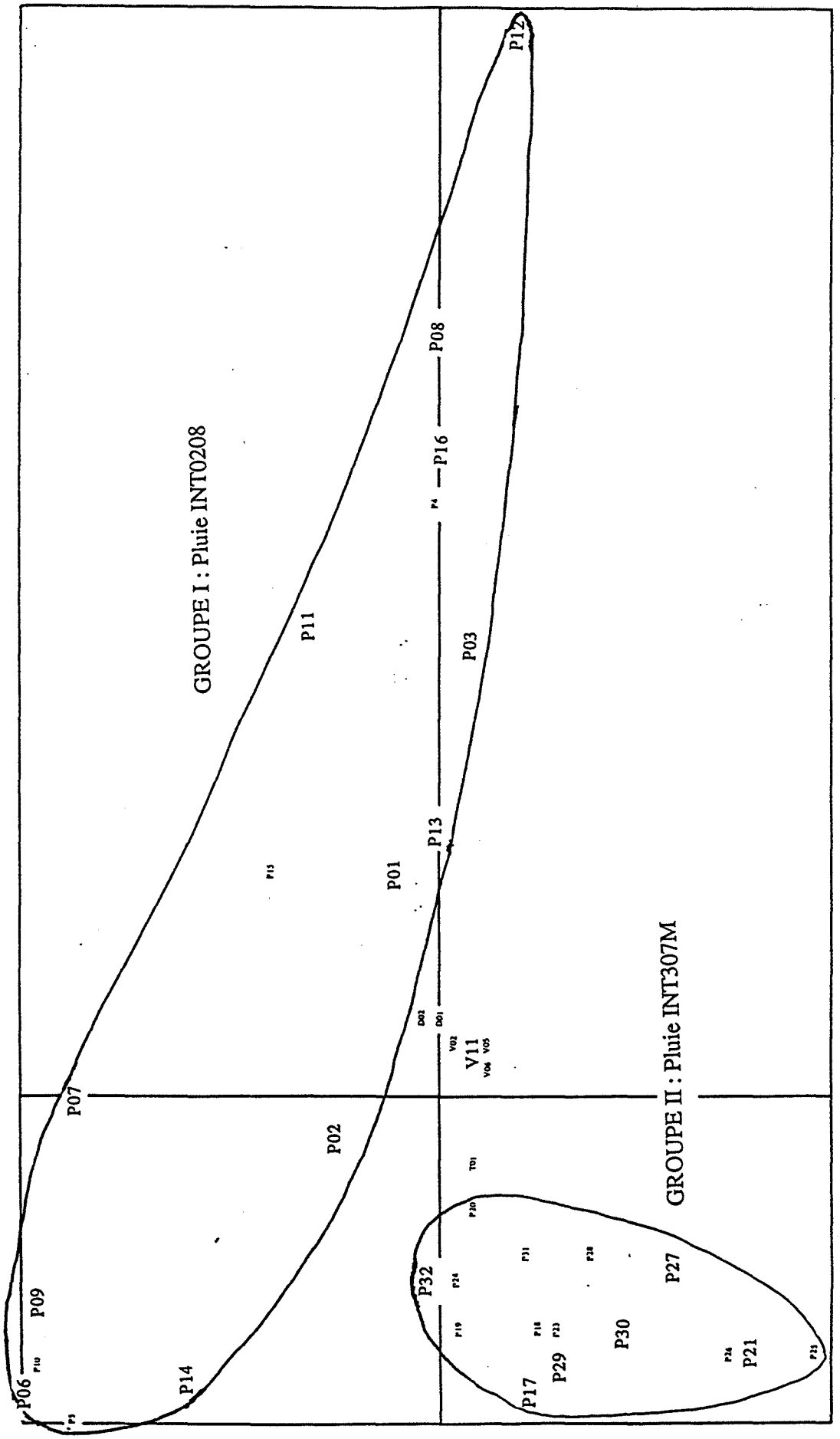
Si la qualité de la représentation vaut 1,000, pour un point donné, cela veut dire que ce point est dans le plan décrit par les deux axes, réciproquement si elle est proche de 0 pour ce point, cela veut dire que ce point, qui n'appartient pas au plan décrit par les deux axes, est mieux décrit par ses coordonnées sur des axes factoriels d'ordre plus élevé. Il convient donc, lors de l'interprétation des résultats graphiques, de s'assurer de la qualité de la représentation de chaque point dans le plan considéré afin d'éviter les erreurs de parallaxe dues à la plus ou moins bonne projection du point dans ce plan.

Dans le graphique III.1, par souci de clarté, ne sont représentés que les individus et les variables qui ont servi à le construire. Dans le graphique III.2 les individus supplémentaires ont été ajoutés.

A partir du graphique III.1, nous distinguons très nettement deux groupes différents, le groupe I des pluies notées de P1 à P16 : la pluie INT0208; et le groupe II des pluies notées de P17 à P32 : la pluie INT307M.

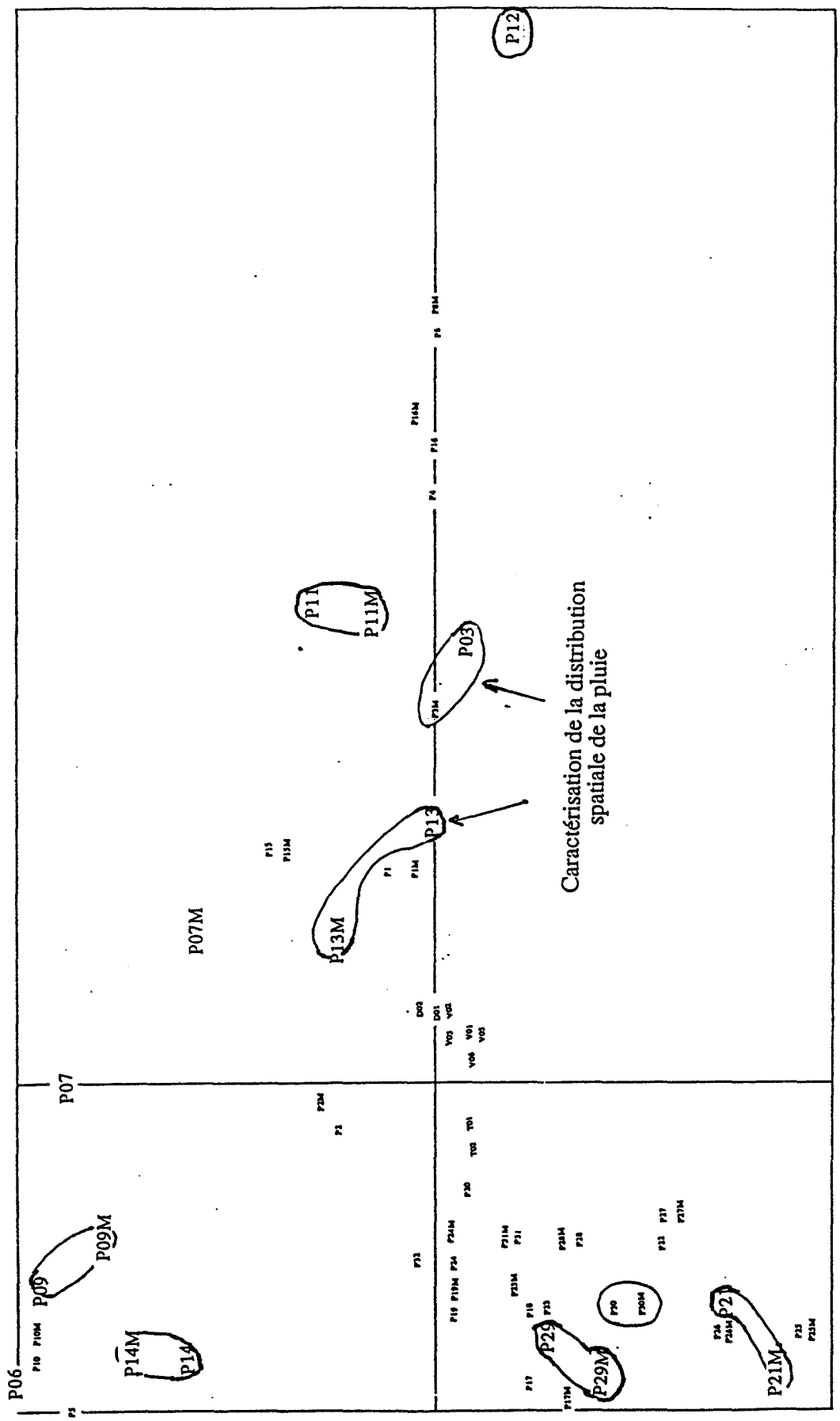
Le groupe I est très étalé, alors que le groupe II est plus ramassé, ce qui montre que la pluie INT307M est beaucoup plus homogène quant à l'effet sur le réseau des différentes sous-pluies puisque chaque sous-pluie extraite contribue à un ensemble ramassé de points sur le graphique III.1. La pluie INT0208 est plus hétérogène car chaque sous-pluie extraite contribue à un ensemble de points très étalés, montrant de grandes différences dans cette pluie.

Si l'on essaie d'interpréter la signification des deux axes factoriels, nous constatons, pour le premier, qu'il est bien expliqué par les pluies P8 et P32 (rappelons qu'un axe factoriel s'explique à partir des points proches de l'axe et loins du centre). Or à la pluie P8 et pour l'exutoire, nous avons Q=89,2 m^3/s, T=55 min, V=242000 m^3 et à la pluie P32 et pour l'exutoire nous avons Q=24,8 m^3/s, T=140 min, V=44600 m^3 (se référer à l'annexe III A). Les variables Volume et Débit se trouvent du même côté, opposées au Temps, elles ont tendance à être corrélées entre elles. Le premier axe (63% d'explication) oppose les fortes valeurs aux faibles valeurs au niveau des débits et des volumes, et le contraire au niveau des temps. Il a tendance à trier les pluies par ordre d'importance en intensité; les faibles pluies vers la gauche et les fortes vers la droite du graphique III.1. La pluie INT307M se trouve à gauche du graphique III.1, les pluies P17 à P32



POINTS SUPERPOSES : 30
D03(D02), D07(D02), D04(D01), D05(D01), D06(D01), D08(D01), D09(D01), D10(D01), D11(D01), D12(D01), V03(V02), T02(T01), T03(T01), T04(T01), T05(T01), T06(T01), T07(T01), T08(T01), T09(T01), T10(T01), T11(T01), T12(T01), V04(V01), V07(V01), V10(V01), V11(V01), V12(V01), V08(V05), V09(V05), P27(P22)

Graphiqe III.1: analyse en composante principale



POINTS SUPERPOSES : 35
P6M(P6), P5M(P5), P32M(P32), D03(D02), D07(D02), D04(D01), D05(D01), D06(D01), D08(D01), D09(D01), D10(D01), D11(D01), D12(D01), P20M(P20), T03(T02), T04(T01), T05(T02), T06(T02), T07(T02), T08(T02), T09(T02), T10(T02), T11(T02), T12(T02), V04(V01), V07(V01), V10(V01), V11(V01), V12(V01), V08(V05), V09(V05), P18M(P18), P22M(P22), P4M(P4), P12M(P12)

Graphiqe III.2: analyse en composante principale

sont de petites pluies (débit compris entre 24 m^3/s (P17) et 33,4 m^3/s (P27)) alors que la pluie INT0208 est plus hétérogène, avec de fortes pluies et de faibles pluies, (débit à l'exutoire compris entre 13,5 m^3/s (P6) et 110.8 m^3/s (P12)). Le premier axe caractérise donc la grandeur de la pluie.

Le deuxième axe (29% d'explication) est plus difficile à interpréter, en effet, le premier axe est déjà caractérisé par l'ensemble des variables, le deuxième axe traduit plutôt un bruit de fond, une dispersion des variables autour des valeurs moyennes, un peu une hétérogénéité de la pluie. Il oppose en particulier les pluies de INT307M plutôt homogènes (abscisses négatives) à celle provenant de INT0208 plus diversifiées (abscisses positives).

En conclusion le graphique III.1, nous indique plutôt l'importance des pluies, si les débits de pointe ont eu lieu tôt ou tard, mais ne nous renseigne guère sur la distribution spatiale de ces pluies. Le graphique III.2, sur lequel ont été reportés les individus supplémentaires, est plus riche de signification. Nous constatons que certaines pluies comme la P7 ou la P13, sont éloignées en projection de leurs pluies uniformes dans l'espace P7M et P13M, alors que la pluie P12 est confondue avec la P12M. Ceci nous renseigne sur la distribution spatiale de ces pluies. La pluie P12 aurait tendance à être une pluie relativement uniforme dans l'espace, car elle donne des valeurs pour Q,T,V aux 12 noeuds étudiés, voisines de celles provenant de P12M (P12 et P12M confondus). A l'opposé les pluies P7 et P13 ont plutôt de forts contrastes spatiaux. On constate en effet que dans la pluie INT0208, il existe une forte hétérogénéité de pluie, alors que pour la pluie INT307M, à part les sous-pluies P21 et P29, les pluies ont tendance à être peu distribuées spatialement. Nous pouvons nous en rendre compte en regardant la répartition des hauteurs d'eau sur les bassins versants de St ETIENNE ,(voir tableau III.1 et III.2).

Pour chacun des 7 bassins versants périphériques (i), nous avons calculé la hauteur d'eau précipitée h_i, égale au volume ruisselé divisé par la surface active du bassin. Nous en avons déduit, pour chaque bassin le nombre :

$$N_i = \frac{700 \times h_i}{\sum_{i=1}^{7} h_i}.$$

si N_i vaut 100, cela veut dire que la hauteur d'eau précipitée correspond à la hauteur d'eau d'une pluie uniforme. Si $N_i>100$ ou $N_i<100$, alors il y a eu une répartition spatiale de la pluie. Pour la pluie P7 par exemple nous avons $N_i min=52,1$ (point 6) et $N_i max=190,6$ (point 7), il est tombé deux fois moins d'eau au point 6 (sud de la ville) et deux fois plus d'eau

HAUTEUR D'EAU PRECIPITEE SUR LES BASSINS VERSANTS
PERIPHERIQUES EN 1/10 mm
PLUIE INT0208

NOEUD VARIABLE	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
R0305 :1	122,9	109,7	194,6	160,0	45,1	39,0	73,4	159,9
T0402 :2	151,5	115,1	140,5	171,5	41,4	54,1	98,7	156,3
MI0606:3	159,1	136,0	193,8	136,5	61,8	58,5	103,2	152,8
V0802 :4	140,7	131,7	204,5	160,5	63,2	43,6	90,3	172,7
C1300 :5	113,0	99,7	143,8	182,8	31,2	30,5	42,1	175,5
CV0500:6	83,3	78,6	143,4	136,3	36,3	30,2	46,5	199,2
I2401 :7	134,8	100,1	128,1	166,1	35,4	37,3	169,9	177,9

HAUTEUR D'EAU PRECIPITEE SUR LES BASSINS VERSANTS
PERIPHERIQUES EN 1/10 mm
PLUIE INT0208

NOEUD VARIABLE	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
R0305 :1	41,8	31,3	123,8	214,2	186,4	73,8	145,9	169,8
T0402 :2	81,0	38,4	209,5	244,0	77,0	46,5	138,6	140,9
MI0606:3	63,1	27,3	265,2	218,4	97,5	39,7	104,6	163,6
V0802 :4	50,5	27,5	186,5	244,7	138,6	64,3	141,4	182,2
C1300 :5	31,0	52,8	126,8	202,9	127,3	56,1	102,6	162,4
CV0500:6	24,7	43,6	71,2	188,2	157,9	68,3	103,2	166,0
I2401 :7	80,2	54,6	165,9	208,0	70,9	66,1	127,0	160,2

VALEUR ADIMENSIONNELLE REPRESENTANT LA REPARTITION SPATIALE
DE LA PLUIE SUR SA DUREE TOTALE
PLUIE INT0208

NOEUD VARIABLE	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
R0305 :1	95,0	99,6	118,6	100,6	100,5	93,2	82,3	93,7
T0402 :2	117,2	104,5	85,6	107,8	92,1	129,1	110,7	91,6
MI0606:3	123,0	123,5	118,1	85,8	137,6	139,7	115,7	89,6
V0802 :4	108,8	119,6	124,6	100,9	140,8	104,1	101,3	101,2
C1300 :5	87,4	90,5	87,7	114,9	69,4	72,8	47,2	102,9
CV0500:6	64,4	71,3	87,4	85,7	80,8	72,1	52,1	116,7
I2401 :7	104,2	90,9	78,1	104,4	78,8	89,1	190,6	104,3

VALEUR ADIMENSIONNELLE REPRESENTANT LA REPARTITION SPATIALE
DE LA PLUIE SUR SA DUREE TOTALE
PLUIE INT0208

NOEUD VARIABLE	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
R0305 :1	78,7	79,6	75,4	98,6	152,5	124,5	118,3	103,8
T0402 :2	152,4	97,5	127,6	112,3	63,0	78,5	112,4	86,1
MI0606:3	118,6	69,4	161,6	100,6	79,8	67,0	84,8	100,0
V0802 :4	94,9	69,9	113,6	112,7	113,4	108,5	114,7	111,4
C1300 :5	58,2	134,1	77,3	93,4	104,1	94,6	83,2	99,3
CV0500:6	46,4	110,7	43,4	86,6	129,2	115,4	83,6	101,5
I2401 :7	150,8	138,8	101,1	95,8	58,0	111,5	103,0	97,9

tableau III.1 :répartition des hauteurs d'eau sur les bassins versants de St ETIENNE. Pluie INT0208

HAUTEUR D'EAU PRECIPITEE SUR LES BASSINS VERSANTS
PERIPHERIQUES EN 1/10 mm
PLUIE INT307M

NOEUD VARIABLE	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
R0305 :1	103,5	118,6	104,6	119,1	143,6	142,8	116,3	102,6
T0402 :2	108,5	114,8	105,1	120,8	138,0	155,0	113,8	116,1
MI0606:3	113,3	109,8	112,1	131,7	121,7	138,2	138,1	117,4
V0802 :4	108,5	117,0	107,1	134,1	131,4	146,6	118,8	107,7
C1300 :5	107,1	112,6	104,1	116,2	149,2	132,4	122,8	121,6
CV0500:6	101,8	108,5	95,6	123,4	150,4	133,2	126,7	112,4
I2401 :7	108,5	114,6	107,7	114,5	139,1	141,8	117,9	120,6

HAUTEUR D'EAU PRECIPITEE SUR LES BASSINS VERSANTS
PERIPHERIQUES EN 1/10 mm
PLUIE INT307M

NOEUD VARIABLE	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
R0305 :1	145,9	125,4	136,3	131,2	115,8	108,5	124,7	104,8
T0402 :2	149,7	137,2	142,8	129,0	106,9	128,5	118,8	100,9
MI0606:3	150,4	142,2	136,2	130,8	102,5	135,8	116,9	106,8
V0802 :4	160,0	135,6	139,5	133,1	109,0	137,6	126,4	114,1
C1300 :5	143,9	152,2	143,6	142,2	128,9	130,8	124,6	106,8
CV0500:6	129,9	131,3	142,2	128,6	122,6	118,3	121,7	104,8
I2401 :7	153,0	139,0	150,9	129,0	114,3	130,6	114,1	106,3

VALEUR ADIMENSIONNELLE REPRESENTANT LA REPARTITION SPATIALE
DE LA PLUIE SUR SA DUREE TOTALE
INT307M

NOEUD VARIABLE	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
R0305 :1	96,5	104,3	99,4	97,0	103,3	101,0	95,3	89,9
T0402 :2	101,1	101,0	99,9	98,4	99,2	109,6	93,2	101,8
MI0606:3	105,6	96,5	106,6	107,2	87,5	97,7	113,1	102,9
V0802 :4	101,1	102,9	101,8	109,2	94,5	103,6	97,3	94,4
C1300 :5	99,8	99,0	99,0	94,6	107,3	93,6	100,6	106,6
CV0500:6	94,8	95,4	90,9	100,4	108,1	94,2	103,8	98,5
I2401 :7	101,1	100,8	102,4	93,2	100,0	100,3	96,6	105,7

VALEUR ADIMENSIONNELLE REPRESENTANT LA REPARTITION SPATIALE
DE LA PLUIE SUR SA DUREE TOTALE
INT307M

NOEUD VARIABLE	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
R0305 :1	98,91	91,18	96,26	99,43	101,3	85,29	103,1	98,57
T0402 :2	101,5	99,76	100,8	97,73	93,52	101	98,17	94,91
MI0606:3	101,9	103,4	96,14	99,1	89,72	106,8	96,55	100,4
V0802 :4	108,4	98,55	98,48	100,9	95,36	108,2	104,5	107,3
C1300 :5	97,52	110,6	101,4	107,7	112,8	102,9	103	100,4
CV0500:6	88,05	95,46	100,4	97,42	107,3	93,04	100,5	98,53
I2401 :7	103,7	101,1	106,5	97,72	100	102,7	94,27	99,92

tableau III.2 :répartition des hauteurs d'eau sur les bassins versants de St ETIENNE. Pluie INT307M

au point 7 (nord de la ville) que pour une pluie équivalente uniforme dans l'espace, soit un rapport de quatre sur la répartition des eaux entre le nord et le sud de la ville. Cette pluie est donc très contrastée quant à sa répartition spatiale.

La mise en place des individus supplémentaires, nous apporte des renseignements sur la variabilité spatiale de la pluie, dans cette analyse en composantes principales, mais pour certaines pluies comme la P29 ou la P21, il est difficile de porter un jugement. Nous avons donc utilisé l'analyse des correspondances, d'une part pour compléter l'explication ou voir d'autres caractérisations, et d'autre part pour vérifier si il y avait des similitudes quant aux résultats des interprétations avec l'analyse en composantes principales.

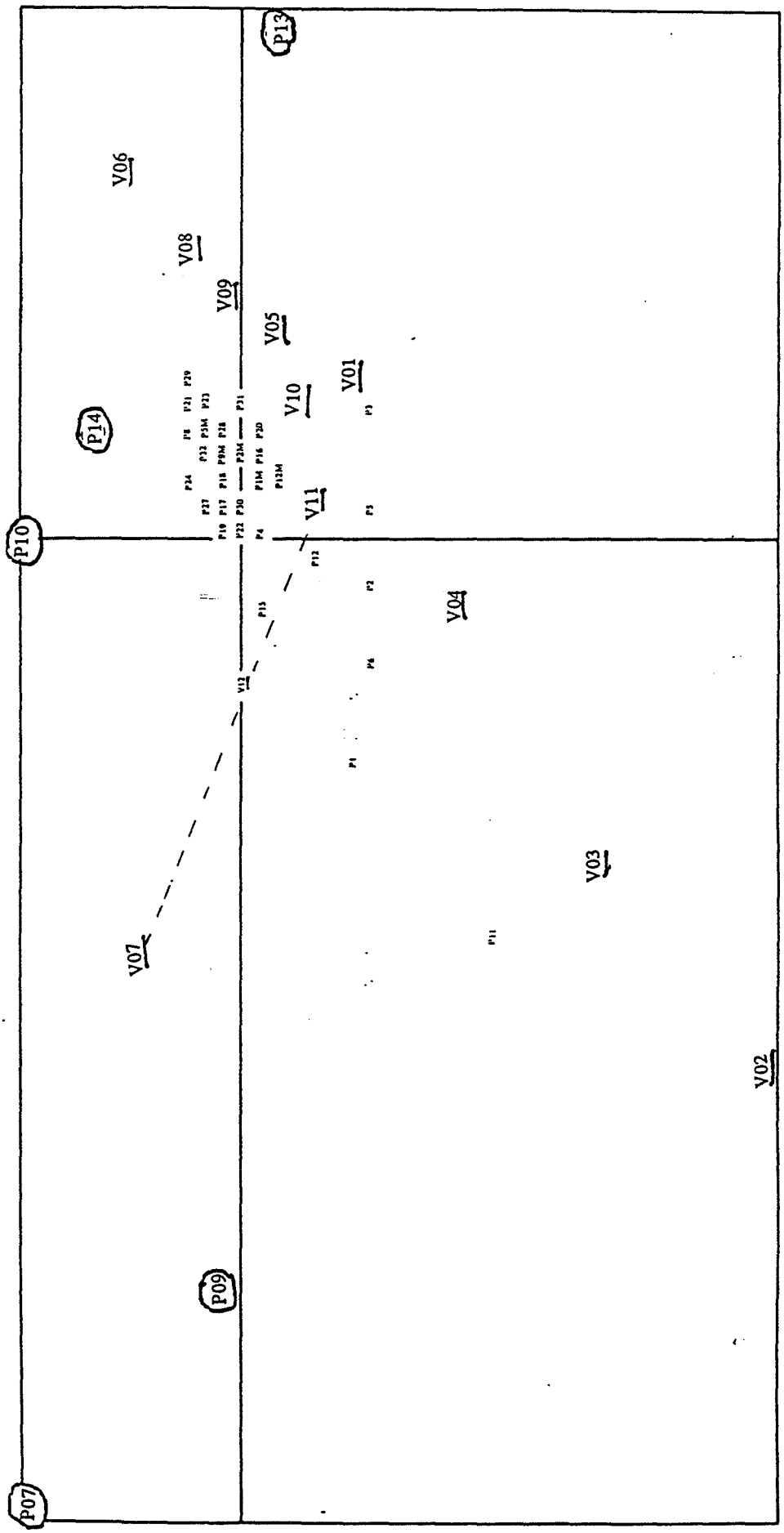
III.3.3) Analyse des correspondances

Pour réaliser une analyse des correspondances, il faut un tableau de données homogènes. Sachant que nous disposons par pluie de 3x12 variables, nous avons réalisé en un premier temps trois analyses, la première sur les volumes, la deuxième sur les débits et la troisième sur les temps. Pour chacune de ces analyses, nous avons positionné les 32 individus supplémentaires que sont les pluies uniformes.

III.3.3.1) Analyse des correspondances sur les volumes

Les deux premiers axes expliquent 92% de la structure des données dont 77% pour le premier axe. Nous distinguons dans le graphique III.3, deux blocs d'individus, les individus P1 à P16 (pluie INT0208) très dispersés et les individus P17 à P32 (pluie INT307M) très groupés qui se trouvent de plus à proximité du centre du graphique III.3 et proches des pluies uniformes (P1M-P16M et P17-P32M) qui sont presque toutes confondues.

Cette constatation va dans le même sens que les remarques faites dans le cadre de l'analyse en composantes principales : les pluies extraites de la pluie INT307M sont assez homogènes, les pluies extraites de la pluie INT0208 sont plutôt hétérogènes.



POINTS SUPERPOSES : 29
P6M(P8), P10M(P32), P14M(P5M), P25(P17), P26(P18), P17M(P9M), P18M(P9M), P19M(P9M), P20M(P9M), P21M(P9M), P22M(P9M), P23M(P9M), P24M(P9M), P25M(P9M), P26M(P9M), P27M(P9M), P28M(P9M), P29M(P9M), P30M(P9M), P31M(P9M), P32M(P9M), P7M(P2M), P13M(P2M), P15M(P2M), P3M(P1M), P4M(P1M), P8M(P1M), P11M(P1M), P16M(P1M)

Graphiqe III.3: analyse des correspondances : variable volume (V01 à V12)

Nous constatons que les pluies P7,P9 et P14 sont très excentrées, elles sont donc distribuées spatialement, alors que la pluie P12 est proche du centre, elle est du type uniforme, comme l'a montré l'analyse en composantes principales.

Les pluies P21 ou P29 qui sont les plus éloignées (de la pluie INT307M) du centre du graphiqueIII.3, sont aussi les plus contrastées, alors que les pluies P27 ou P20 sont très uniformes. Ces remarques peuvent être vérifiées en regardant les tableaux III.1 et III.2.

Les pluies P19, P4, P12, P15, P30, P8 ou P22 ont des qualités de représentation très faibles comprises entre 0,03 et 0,400, le graphique III.3 n'est pas adapté pour les représenter correctement, elles sont mieux représentées par des axes d'ordre plus élevé. Il en est de même pour la variable V01 qui a une qualité de représentation de 0,301, elle est mal représentée dans le plan de ces deux axes.

Par contre, pour les autres points variables, leur position et leur écartement reflètent la structure du réseau. Par exemple la variable V12 se trouve à l'intérieur du segment délimité par V07 et V11. Comme V12 est l'exutoire du réseau, il reçoit les eaux de V07 et de V11, V07 étant la variable associée à l'Isérable qui représente 35% de la surface active totale, cette variable joue donc un rôle non négligeable sur les volumes transités en V12. De même, V08 se trouve entre V05 et V06 bassins versants de taille équivalente. V08 est l'exutoire du regroupement (V05+V06), il a donc un comportement intermédiaire entre ceux de V05 et V06.

Le fait que V02, V03, V04, V05, V06 et V07 se trouvent relativement éloignés les uns des autres, traduit le fait que les bassins versants associés ont des comportements différents vis à vis des pluies simulées. Or ce sont les bassins versants périphériques de St ETIENNE, ce qui veut dire que les 32 pluies n'ont pas eu les mêmes effets sur ces bassins versants, il y a eu des pluies qui les ont touchés plus que d'autres. Par exemple les pluies P7 et P9 se sont portées sur le nord de St ETIENNE (V07 et V02) alors que la pluie P13 s'est portée sur le sud de la ville (V06,V08,V05). On peut dire que le premier axe traduit la géométrie nord-sud du bassin versant stéphanois; les bassins associés à V07, V04, V03, V02, se trouvent plutôt au nord alors que les bassins associés aux

variables V05, V09, V08, V06, se trouvent au sud. Les variables comme V10 ou V11 ont une position plus centrale sur le graphique III.3, traduisant leur position géographique au centre de la ville.

L'analyse des correspondances nous indique, indépendamment de l'intensité et de la force de la pluie, comment s'est répartie la pluie sur St ETIENNE. Les 16 pluies extraites de INT0208 se retrouvent éparpillées sur tout le graphique, montrant que l'on a affaire à un ensemble de pluies qui a touché différemment la ville. Alors que pour les pluies extraites de INT307M, on a un ensemble qui a touché tout le bassin versant quasiment de la même façon.

Connaissant la structure du réseau de St ETIENNE, nous nous sommes demandés si le fait de considérer l'ensemble des variables et plus particulièrement V08 à V12 ,(fortement liées car combinaisons des variables V01 à V07 (bassins périphériques)), avait une influence sur l'analyse?

Pour cela nous avons réalisé deux analyses des correspondances sur les variables volumes (graphique III.4 et III.5)

Le graphique III.4 est le résultat d'une analyse faite avec les bassins versants périphériques (V01 à V07)

Le graphique III.5 est le résultat d'une analyse faite avec les points décrivant l'axe principal de l'écoulement (V08 à V12)

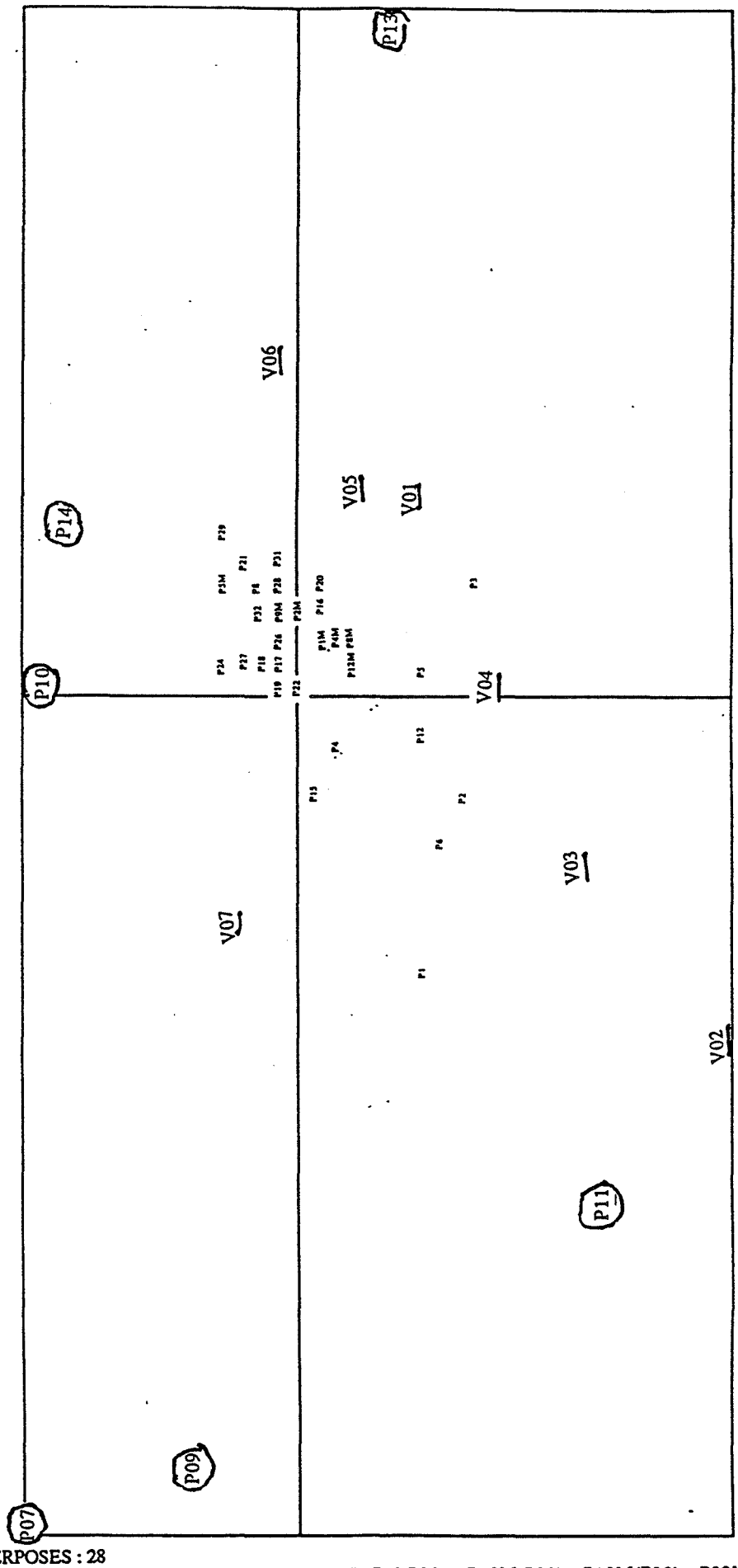
Les deux premiers axes expliquent 87% du phénomène avec le graphique III.4.

Les deux premiers axes expliquent 99,5% du phénomène avec le graphique III.5.

On rapelle que les deux premiers axes expliquaient 92% du phénomène avec le graphique III.3.

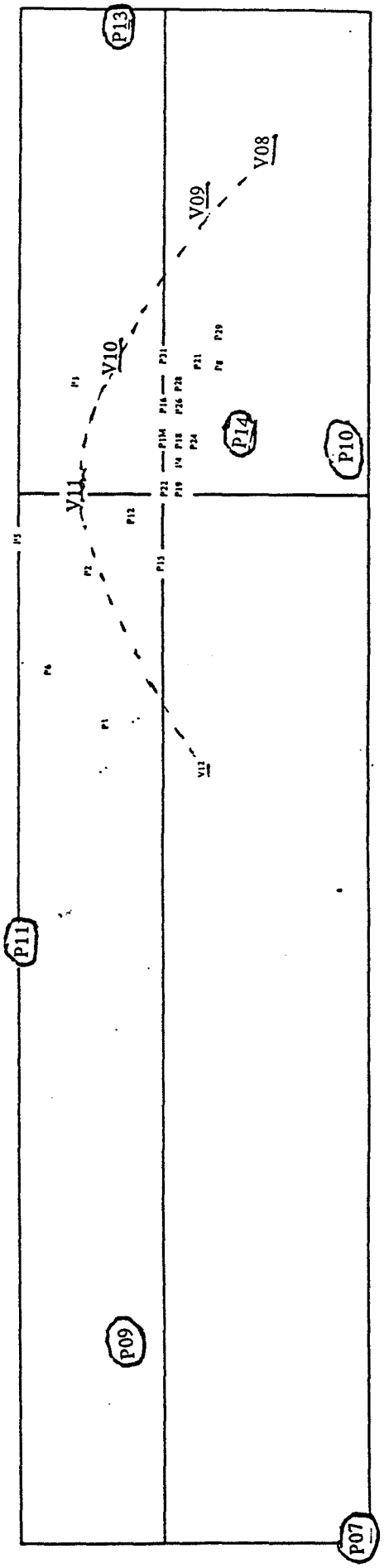
Ce résultat s'explique aisément, car les sept bassins versants périphériques sont relativement indépendants, seule leur position géographique peut avoir une influence vis à vis de la pluie. Part contre les cinq variables décrivant l'axe principal du réseau sont fortement liées entre elles, ce qui justifie un taux d'explication aussi fort de 99,5%. En prenant les 12 variables, on obtient un compromis 92%.

Ce qui est intéressant de voir avec les graphiques III.4 et III.5, c'est



POINTS SUPERPOSES : 28
P6M(P5M), P10M(P5M), P14M(P5M), P23(P21), P17M(P32), P18M(P32), P19M(P32), P23M(P32), P24M(P32), P29M(P32), P32M(P32), P25(P19), P30(P19), P20M(P9M), P21M(P9M), P22M(P9M), P25M(P9M), P26M(P9M), P27M(P9M), P28M(P9M), P30M(P9M), P31M(P9M), P3M(P1M), P7M(P1M), P13M(P1M), P15M(P1M), P11M(P4M), P16M(P4M)

Graphiqe III.4: analyse des correspondances : variable volume (V01 à V07)



POINTS SUPERPOSES : 38
P20(P16), P3M(P1M), P4M(P1M), P8M(P1M), P11M(P1M), P12M(P1M), P16M(P1M), P17(P4), P25(P4), P30(P4), P32(P26), P2M(P26), P5M(P26), P6M(P26), P7M(P26), P9M(P26), P10M(P26), P13M(P26), P14M(P26), P15M(P26), P17M(P26), P18M(P26), P19M(P26), P20M(P26), P21M(P26), P22M(P26), P23M(P26), P24M(P26), P25M(P26), P26M(P26), P27M(P26), P28M(P26), P29M(P26), P30M(P26), P31M(P26), P32M(P26), P23(P21), P27(P24)

Graphiqe III.5: analyse des correspondances : variable volume (V08 à V12)

que les positions des pluies et des variables ont peu changé. Il n'y a pas finalement une grande influence induite par les liaisons fortes entre les variables, le phénomène est bien décrit.

Dans le graphique III.5 les points V08 à V11 sont sur une ligne croissante qui va vers le centre du graphique, alors que le point V12, se trouve à l'opposé, ce qui est dû à la forte contribution de V07 (Isérable) qui se jette à l'exutoire (V12).

Cette disposition des points traduit bien l'axe nord-sud de St ETIENNE. De plus le graphique III.5 est plus resserré sur le deuxième axe, ce qui est normal car cet axe traduit moins de dispersion alors que le premier axe accapare à lui seul 91% d'explication. On constate aussi que V10 et V11 ont bien un comportement "central", en accord avec leur position géographique dans la ville.

Dans le graphique III.4, on retrouve aussi à gauche du deuxième axe les variables V07, V02, V03 et à droite V05 et V06, comme dans l'analyse sur les douze variables, c'est la description nord sud du réseau de St ETIENNE.

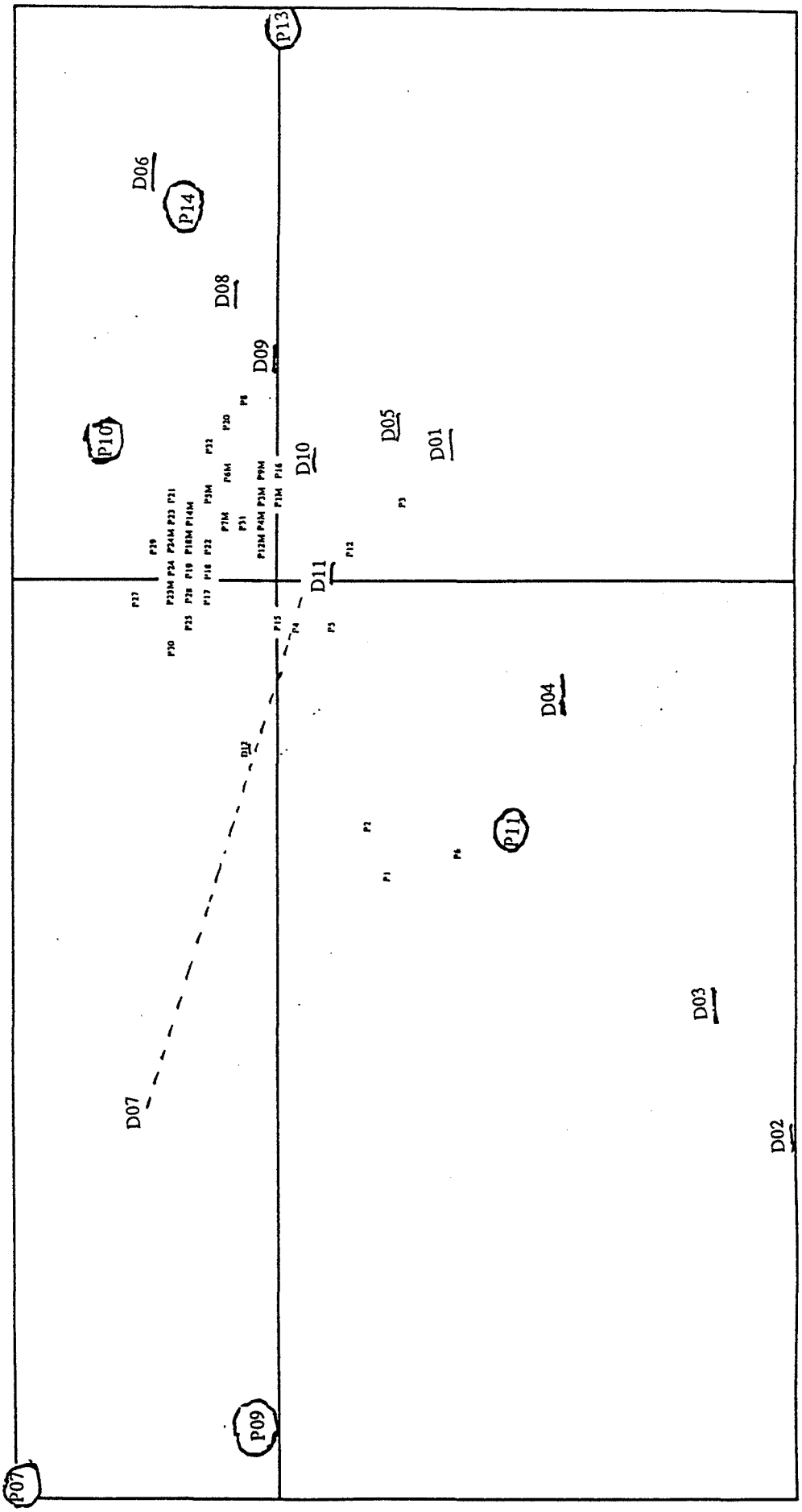
En conclusion, cette analyse des correspondances sur les volumes traduit la géométrie du réseau au niveau des variables et la répartition spatiale des pluies sur ce réseau pour les individus.

On constate que pour la pluie INT0208, on a un ensemble de pluies ayant des caractéristiques très différentes, pluies sur le nord de St ETIENNE (P7, P8), pluies sur le sud (P13, P14), observations qui peuvent être confortées par les résultats des tableaux III.1 et III.2.

Pour compléter cette étude, nous avons alors examiné le comportement des variables débit et temps.

III.3.3.1) Analyse des correspondances sur les débits

Comme nous le laissait présager l'analyse en composantes principales, qui nous montrait que les variables débits et volumes sont assez corrélées, les résultats de l'analyse des correspondances ont été dans le même sens. Pour ce qui est des débits les deux premiers axes expliquent 87% du phénomène.



POINTS SUPERPOSES : 21
P17M(P24), P25M(P24), P26M(P24), P27M(P24), P28M(P24), P29M(P24), P30M(P24), P19M(P18M), P21M(P18M), P22M(P19), P31M(P18M), P32M(P18M), P26(P18), P20M(P22), P10M(P6M), P11M(P7M), P2M(P31), P8M(P4M), P13M(P3M), P16M(P4M), P15M(P1M)

Graphiqe III.6: analyse des correspondances : variable débit de pointe

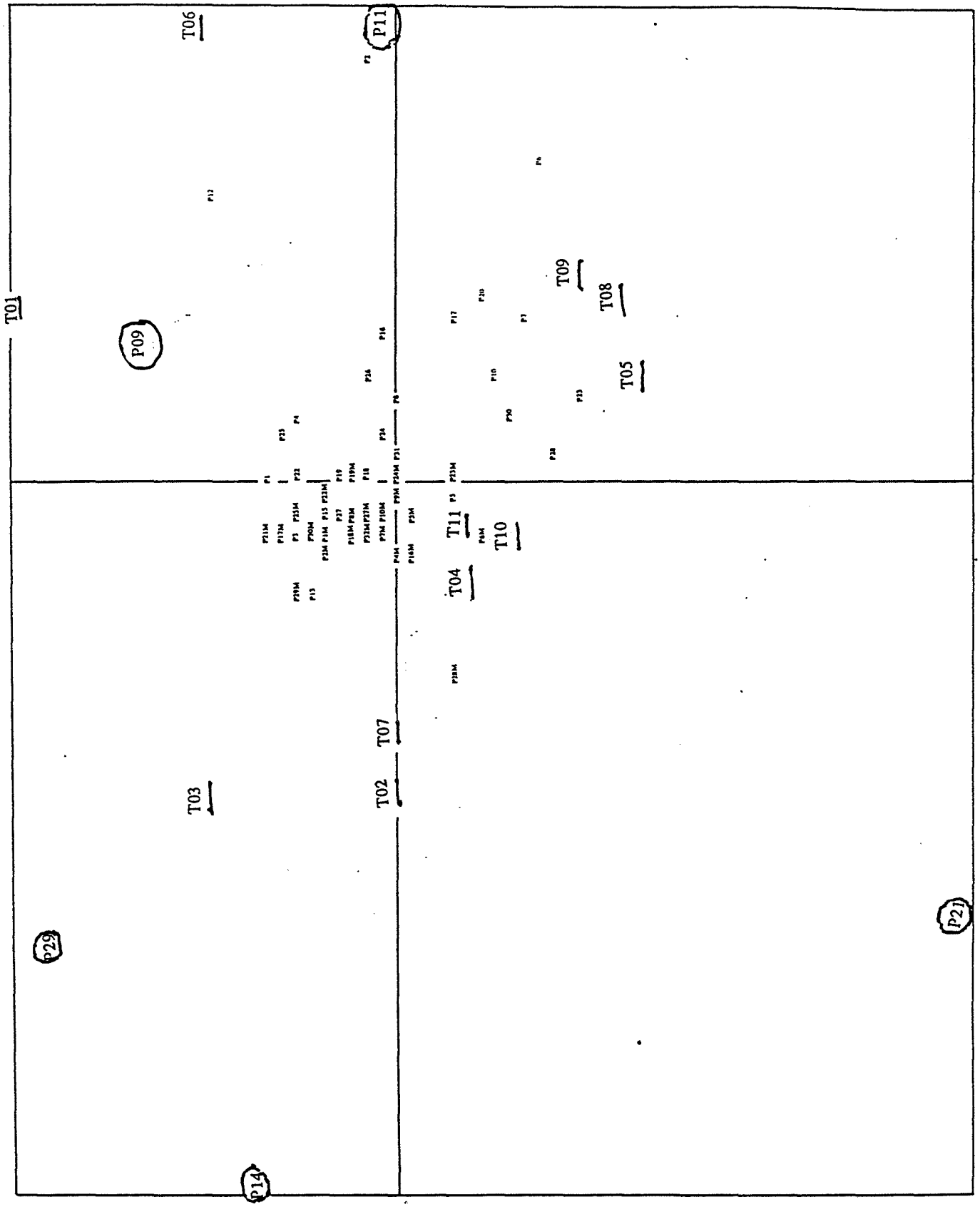
Le graphique III.6, qui représente la synthèse de cette analyse, donne des résultats similaires à ceux du graphique III.3 tant pour les individus que pour les variables. Cela est sûrement dû au fait que la ville est très pentue, et qu'il y a quasiment sommation des débits de pointe, comme il y a sommation des volumes ruisselés, le phénomène d'atténuation intervient très peu. De plus, les pluies ont été discrétisées à un pas de temps de cinq minutes, qui est relativement grand par rapport au temps d'écoulement dans le réseau.

Ces résultats similaires à ceux obtenus avec les variables volumes, viennent conforter cette étude, et montrent l'homogénéité des différentes analyses effectuées. Ils soulignent aussi le relief accentué du site et le caractère pentu du réseau.

III.3.3.1) Analyse des correspondances sur les temps

Pour ce qui est des temps les deux premiers axes expliquent 60% du phénomène, de ce fait le graphique III.7 est plus difficile à interpréter. Le graphique est complètement différent des autres, montrant que la variable temps concerne d'autres caractéristiques des pluies. Dans ce graphique les individus P1 à P32 sont plus mélangés entre eux et plus étalés. L'interprétation est plus délicate car de nombreux individus ont une qualité de représentation faible dans le système d'axes retenu. Ce sont d'autres aspects de la distribution spatiale des pluies qui sont mis en évidence, comme pour les pluies P21 et P29 qui présentent une certaine différence avec leurs pluies uniformes associées P21M et P29M (voir graphique III.2 de l'analyse en composantes principales).

Le graphique III.7 montre l'hétérogénéité spatiale de la pluie liée aux différences d'apparition temporelle des débits de pointe sur les bassins versants. Il caractérise davantage les pluies qui se sont déplacées sur le site, ne touchant pas simultanément tous les bassins versants. On constate aussi au niveau des variables T01 à T12 une certaine opposition entre (T02, T07, T03) et (T01, T06, T05, T08), c'est à dire entre les bassins versants du nord et ceux du sud. Cela traduit la direction des mouvements des pluies que l'on a util95es dans les simulations.



POINTS SUPERPOSES : 11
P26M(P17M), P11M(P13), P3M(P1M), P13M(P2M), P32(P19), P15M(P19), P20M(P19), P31M(P8M), T12(P8M), P12M(P7M), P14M(P5)

Graphiqe III.7 : analyse des correspondances : variable temps

Par exemple P14 est d'abord tombée sur le sud puis s'est déplacée vers le nord, alors que P9 a remonté St ETIENNE du nord au sud. (observation confirmée par l'analyse des images radar correspondantes).

De même l'analyse (proximité des points P14, P21, P29 en abscisse) suggère que les pluies P21 et P29 sont allées du sud vers le nord de St ETIENNE., ce que confirme les images radar

Si on regarde les résultats dans l'annexe III A, on constate pour P21 que les débits de pointe sont apparus au sud T06 =120 min, T01=115 min, puis au nord : T07=170 min, T02= 200 min, ce qui traduit le déplacement indiqué de la pluie.

Les pluies uniformes, se retrouvent au centre du graphique III.7, car ces pluies sont homogènes dans l'espace. Leurs différences de position va se traduire uniquement par les différences des hyétogrammes qui leur sont associés.

Cette analyse et le graphique III.7 qui en découle sont intéressants, car ils permettent de représenter l'hétérogénéité de la distribution spatiale instantanée de la pluie, par le fait que les débits de pointe n'arrivent pas aux mêmes instants sur tout le bassin versant.

Les pluies P21 et P29 illustrent bien ces propos, car avec les autres analyses des correspondances sur les volumes ou les débits, on ne remarquait rien de particulier quant à ces pluies, on les trouvait plutôt uniformes. On observe en effet que la hauteur d'eau précipitée cumulée est à peu près identique sur chaque bassin versant, ou que les pointes d'intensité se retrouvent identiques d'un bassin à un autre. Par contre l'analyse sur les temps nous indique que ces pointes d'intensité n'arrivent pas aux mêmes instants, montrant qu'une pluie peut être assimilée à un front qui passe sur la ville du sud au nord (dans le cas de P21 et P29).

A travers ces 32 pluies, nous disposons donc d'un large éventail de pluies: P21 et P29, pluies mouvantes, mais dont la répartition finale des hauteurs d'eau est uniforme (chaque bassin versant reçevant la même hauteur d'eau); P14, pluie mouvante, dont la répartition finale des hauteurs d'eau est fortement distribuée; P7, pluie plutôt statique, très distribuée spatialement, centrée sur le nord de la ville; P9, pluie se

déplaçant du nord au sud, très distribuée spatialement, le nord ayant reçu plus d'eau que le sud.

III.3.4) Conclusion

Grâce à l'ensemble de ces analyses factorielles, nous avons pu synthétiser en cinq ou six graphiques un tableau de 2x1152=2304 nombres, et mettre en évidence, au travers du réseau qui nous intéresse, le comportement des pluies que nous avons fait précipiter sur St ETIENNE.

Les taux d'explication à travers les deux premiers axes factoriels sont relativement élevés (80-90%), et peuvent se justifier par le fait que certaines variables sont plus ou moins liées les unes aux autres, et que l'on a une structure réseau.

L'analyse en composantes principales, avec adjonction des individus supplémentaires permet de caractériser les pluies qui ont une hétérogénéité, sans pouvoir facilement faire la part des choses au niveau du profil des pluies. Elle permet de classer les pluies par ordre d'importance, en faisant la différence entre les fortes pluies et les faibles.

L'analyse des correspondances, avec ou sans adjonction des individus supplémentaires, nous montre le type d'hétérogénéité de la pluie, et sur quelle partie du réseau de St ETIENNE elle s'applique.

Les variables débit de pointe et volume sont assez liées et traduisent la distribution spatiale de la pluie au niveau de la répartition des hauteurs d'eau précipitée. La variable temps d'apparition du débit de pointe traduit l'hétérogénéité au niveau de la répartition instantanée des hauteurs d'eau précipitée et caractérise le déplacement de la pluie.

L'étude précédente montre que notre échantillon de 32 pluies est finalement hétérogène, ce qui ne semblait pas évident au regard des images de pluie. Nous avons des pluies fortes et des pluies faibles, des pluies dont la distribution spatiale instantanée est forte ou faible, des pluies où la distribution spatiale cumulée sur la durée de la pluie est forte ou faible.

Au niveau du bassin versant, les points variables sont très étalés dans l'analyse des correspondances, ce qui montre que chaque bassin a un profil différent et donc des caractéristiques différentes.

En conclusion ces analyses permettent:

- de tester la représentativité d'un ensemble de pluies réelles (mais ne provenant pas du site) en vue de leur utilisation pour l'étude du réseau dans des calculs de simulation. (On obtient ainsi une grande diversité de régimes de fonctionnement du réseau.)

- de classifier ces pluies en comparant les réponses du réseau à leur impact. (Cela permet par exemple de gérer des contentieux.)

- de caractériser le réseau en mettant en évidence les corrélations (multiples) entre la structure spatio-temporelle des pluies et celle du réseau (pente, surface, géographie, ruissellement,...).

ANALYSE DE SENSIBILITE DU MODELE A DIVERS PARAMETRES

III.4) Analyse de sensibilité du modèle à divers paramètres

III.4.1) Introduction

Cette étude comprend deux volets, le premier traite de la sensibilité du modèle à la distribution spatiale de la pluie, et le second traite de la sensibilité du modèle aux paramètres hydrologiques : coefficient de ruissellement et lag-time.

III.4.2)Sensibilité du modèle à la distribution spatiale de la pluie

III.4.2.1) Introduction

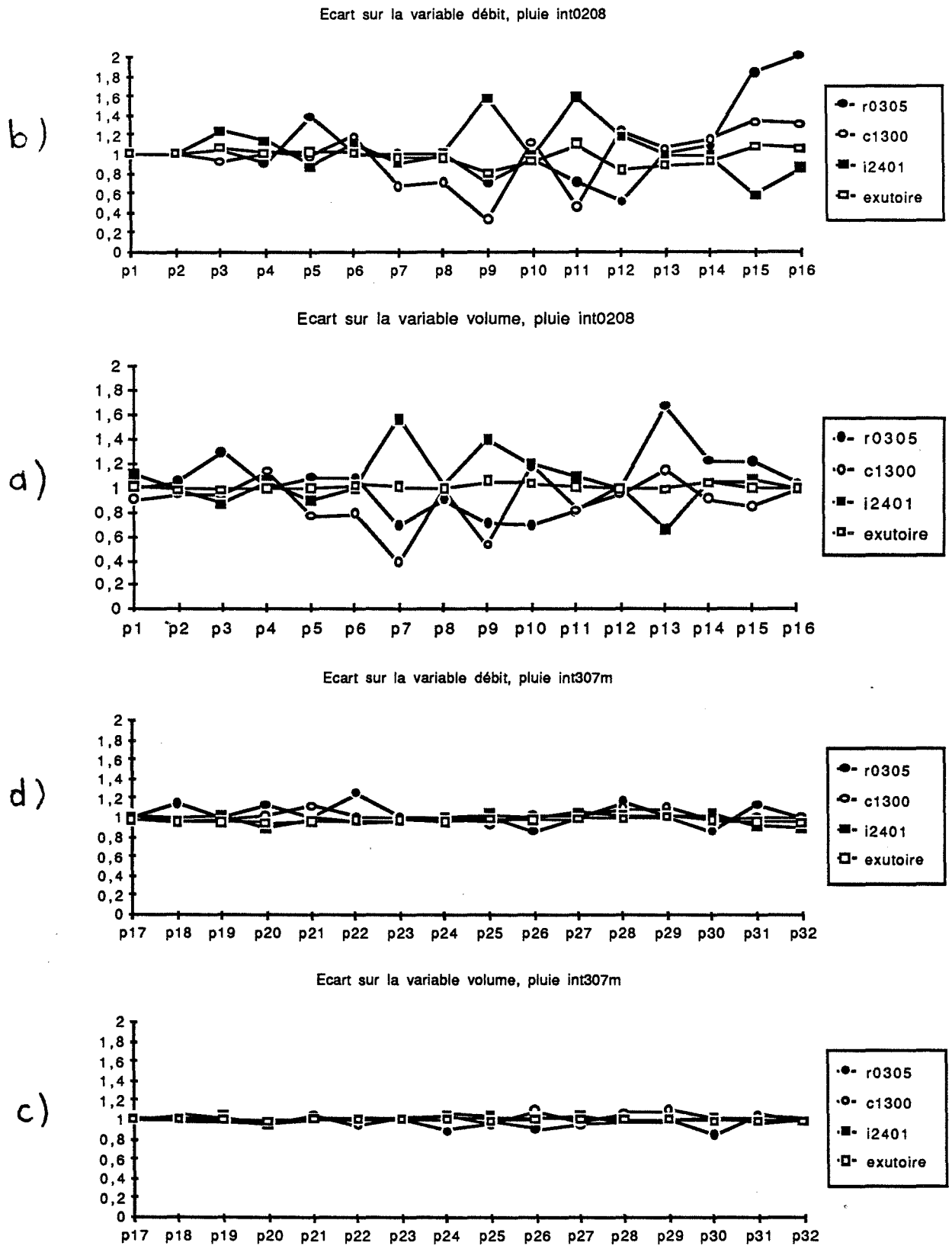
Cette étude repose sur la comparaison des valeurs débit de pointe et volume d'eau ruisselé obtenus aux douze noeuds sélectionnés, lorsque l'on a appliqué les pluies distribuées spatialement et lorsque l'on a appliqué les pluies uniformes dans l'espace. Rappelons que ces dernières sont déterminées à partir des pluies distribuées spatialement, en calculant la moyenne de toutes les mailles appartenant au domaine défini par le site. On obtient donc le même volume d'eau de pluie, mais pas forcément le même volume d'eau ruisselé. Les résultats bruts sont contenus dans l'annexe IIIA. Ici, nous synthétisons ces résultats à travers des nombres adimensionnels. Chaque nombre est, pour une variable donnée, le rapport entre la valeur obtenue avec la pluie spatiale, et la valeur obtenue avec la pluie uniforme. Ceci revient donc à matérialiser l'écart entre les deux pluies par le quotient de deux valeurs, soit :

$$E_{Q;i;j} = \frac{Q_{s;i;j}}{Q_{u;i;j}} \quad \text{et} \quad E_{v;i;j} = \frac{V_{s;i;j}}{V_{u;i;j}}$$

où i, désigne la ième pluie, j le j ième noeud, Q la variable débit de pointe, V la variable volume, s l'indice associé à la pluie distribuée spatialement et u l'indice associé à la pluie uniforme.

Si le rapport $E_{Q;i;j}$ ou $E_{v;i;j}$, que nous appellerons écart dans toute la suite, est plus petit que un, cela veut dire, pour le noeud, la variable et la pluie sélectionnés, que les zones de fortes pluies (dans la pluie spatiale) ne sont pas localisées sur le bassin versant associé au noeud.

Nous représentons sur le graphique III.8(a,b,c,d), pour l'ensemble des pluies extraites de INT0208 et INT307M, les écarts associés au débit de pointe et au volume, pour quatre noeuds du réseau.



graphique III.8. a: écart variable volume, pluie INT0208; b: écart variable débit, pluie INT0208; c: écart variable volume, pluie INT307M; d: écart variable débit, pluie INT307M

Nous constatons que la fluctuation des écarts est plus marquée pour la pluie INT0208 que pour la pluie INT307M, ce qui confirme l'étude sur la caractérisation de ces deux pluies. Par exemple examinons la pluie P7, plutôt statique, très distribuée spatialement, centrée sur le nord de la ville. Si on regarde les écarts sur le volume, entre la pluie spatiale et la pluie uniforme, pour un bassin versant du nord de la ville (l'Isérable I2401) et pour un bassin versant du sud de la ville (le Chavanelet C1300) on a (graphique a)) :

$$E_{v;P7;I2401} = \frac{V_{s;P7;I2401}}{V_{u;P7;I2401}} = 1{,}571$$

$$E_{v;P7;C1300} = \frac{V_{s;P7;C1300}}{V_{u;P7;C1300}} = 0{,}392$$

Pour l'ensemble des pluies, les écarts obtenus à l'exutoire de la zone, sont toujours très proches de l'unité, traduisant que les effets de la distribution spatiale de la pluie se font peu ressentir en ce point. Pour l'exutoire l'information contenue dans la pluie uniforme semble suffisamment riche pour caractériser de façon satisfaisante les résultats que l'on obtient avec la pluie distribuée spatialement. Nous avons au plus une erreur de 6%, pour la pluie P9, sur la variable volume. Ce résultat est intéressant pour une étude de diagnostic de réseau d'assainissement. Il montre en effet qu'il n'est pas nécessaire de générer des pluies de projet distribuées spatialement (qui se déplacent dans l'espace), on peut utiliser des pluies statiques, uniformes dans l'espace, à condition que ces pluies reflètent la moyenne de la distribution spatiale des pluies réelles associées à l'exutoire étudié. Ces constatations nous suggèrent la réflexion suivante : Ne pourrait on pas pour un site, par un abattement global passer d'une pluie de projet ponctuelle (définie à partir d'un point du site) à une pluie de projet surfacique (associée à la surface du site). Cet abattement serait fonction de la géométrie du site, de la période de retour et de la durée des pluies de projets associées à un point. Il permettrait de passer à des pluies de projet définies pour la zone d'étude. Les travaux de Laborde du Centre de Recherches en Mécanique et Hydraulique des Sols et des Roches, de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie Appliquée et de Prospection Minière [15] vont d'ailleurs dans ce sens, car à travers l'utilisation des techniques employées en géostatistique, cet auteur étudie le passage d'une pluie ponctuelle à une pluie moyenne sur une surface.

III.4.2.2)Notation

On peut montrer que $E_{v;i;j} = \frac{V_{s;i;j}}{V_{u;i;j}}$ peut se mettre, pour un bassin versant donné (**une zone**) , sous la forme:

$E_{v;i} = 1 + \frac{Cov(H_i\,;\,Sa)}{\overline{\mathbb{H}_i}\,.\,\overline{\mathbb{S}a}}$ (suppression de l'indice j, on s'intéresse à l'exutoire d'une seule zone)

avec H_i vecteur des hauteurs brutes d'eau précipitée $h_{i;k}$ pour la pluie (i) sur les bassins versants élémentaires (k) de la zone qui en contient (n) :

$H_i = (h_{i;1}, h_{i;2}, \ldots, h_{i;k}, \ldots, h_{i;n})$

$\overline{\mathbb{H}_i}$ moyenne sur (k) des $h_{i;k}$; $\overline{\mathbb{H}_i} = \frac{1}{n}.\sum_{k=1}^{n} h_{i;k}$

Sa: vecteur des surfaces actives Sa_k associées à chaque bassin versant élémentaire (k) de la zone. La notion de surface active Sa_k est ici définie comme le quotient du volume d'eau ruisselé Vr_k (obtenu à l'exutoire du bassin versant élémentaire k), sur la hauteur brute d'eau précipitée $h_{i;k}$. Elle peut être obtenue en réalisant une moyenne sur un nombre P de pluies, pour lesquelles on a calculé le volume ruisselé $Vr_{i;k}$ et la hauteur d'eau précipitée $h_{i;k}$.

$Sa = (Sa_1, Sa_2, \ldots, Sa_k, \ldots, Sa_n)$ avec $Sa_k = \frac{1}{P}.\sum_{i=1}^{P} \frac{Vr_{i;k}}{h_{i;k}}$

$\overline{\mathbb{S}a}$ moyenne sur (k) des Sa_k ; $\overline{\mathbb{S}a} = \frac{1}{n}.\sum_{k=1}^{n} Sa_k$

Cov(a,b) définit la covariance entre les deux vecteurs (a) et (b).

$$Cov(H_i\,,\,Sa) = \frac{1}{n}.\sum_{k=1}^{n}(h_{i;k} - \overline{\mathbb{H}_i}).(Sa_k - \overline{\mathbb{S}a})$$

III.4.2.3) Démonstration

Par définition des pluies spatiale et uniforme les volumes ruisselés associés $V_{s;i}$ et $V_{u;i}$ ont pour expression:

$$V_{s;i} = \sum_{k=1}^{n} Sa_k . h_{i;k} \qquad \text{et} \qquad V_{u;i} = \overline{\mathbb{H}_i} . \sum_{k=1}^{n} Sa_k$$

donc

$$E_{v;i} = \frac{\sum_{k=1}^{n} Sa_k . h_{i;k}}{\overline{\mathbb{H}_i} \sum_{k=1}^{n} Sa_k} = \frac{\sum_{k=1}^{n} Sa_k . h_{i;k}}{n . \overline{\mathbb{H}_i} \; \overline{\mathbb{S}a}}$$

or $$Cov(H_i ; Sa) = \frac{1}{n} . \sum_{k=1}^{n} Sa_k . h_{i;k} - \overline{\mathbb{H}_i} . \overline{\mathbb{S}a}$$

soit

$$E_{v;i} = 1 + \frac{Cov(H_i ; Sa)}{\overline{\mathbb{H}_i} . \overline{\mathbb{S}a}} \qquad \text{à l'exutoire d'une zone.}$$

Statistiquement les vecteurs H_i et Sa sont indépendants. Les hauteurs d'eau précipitée ($h_{i;k}$) sur une zone constituée de (n) bassins versants (k) n'ont pas de relation avec les surfaces actives (Sa_k) de ceux-ci. Donc statistiquement nous avons $E_{v;i} = 1$, car $Cov(H_i ; Sa)=0$.

D'ailleurs on constate que si la pluie est réellement uniforme, $h_{i;k} = \overline{\mathbb{H}_i}$ pour tout k, donc $V_{s;i} = V_{u;i}$, soit $E_{v;i} = 1$, ou de même si le bassin versant est uniforme au niveau de ses surfaces actives, $Sa_k = \overline{\mathbb{S}a}$ pour tout k, alors $V_{s;i} = V_{u;i}$, soit $E_{v;i} = 1$. Dans le premier cas, si la pluie réelle n'est pas distribuée spatialement, alors il n'y a pas d'écart ($E_{v;i} = 1$), la pluie uniforme et la pluie spatiale sont identiques. Dans le second cas, si le bassin versant est uniforme, la distribution spatiale de la pluie n'a pas d'effet sur la détermination du volume d'eau ruisselé.

Le calcul statistique montre donc que déterminer le volume d'eau à l'exutoire d'un bassin versant à partir de la pluie uniforme associée à la pluie spatiale, donne un résultat très proche de celui calculé avec la pluie spatiale. Il n'est pas nécessaire de connaître la pluie spatiale associée au bassin versant quand on étudie les hydrogrammes à l'exutoire, mais la pluie uniforme déterminée à partir de la pluie spatiale est suffisante. L'inconvénient est que pour calculer la pluie uniforme, il faut pouvoir estimer la pluie réelle (celle qui est distribuée spatialement). Il faudrait donc chercher des méthodes qui déterminent directement la pluie uniforme, comme le radar qui calcule, après transformation, une moyenne de hauteur d'eau précipitée sur une surface en ayant intégré la répartition spatiale de cette hauteur d'eau. D'autres méthodes comme celle étudiée par Laborde [15] permettent aussi de passer d'une pluie ponctuelle à une pluie moyenne sur une surface, cette technique s'appliquant plutôt à des pluies de projet. En effet, pour l'étude du fonctionnement du réseau en temps réel, la seule connaissance de la pluie à l'aide d'un pluviographe est trop peu fiable, pour pouvoir déterminer de façon satisfaisante la pluie sur toute la zone, dans ce cas la technique du radar paraît mieux adaptée. On pourrait peut-être à partir d'un historique d'hydrogrammes à l'exutoire d'un bassin versant, étudier les caractéristiques principales de la pluie moyenne uniforme qui lui est associée (si on connaît les caractéristiques hydrologiques du bassin versant).

III.4.2.4) Conclusion

Pour réaliser des études de diagnostic de réseau d'assainissement, pour le cas de St Etienne au moins, il n'est donc pas nécessaire de construire des pluies de projet ayant une distribution spatiale. Il semble que la seule connaissance de la pluie de projet moyenne (pluie de projet surfacique), associée au bassin versant étudié soit suffisante, car elle permet d'obtenir à l'exutoire de la zone étudiée des résultats équivalents (au sens statistique) à ceux déterminés avec des pluies distribuées spatialement. Cela ne remet pas en cause l'étude de caractérisation des pluies, qui est plus axée sur la gestion et le classement de chaque événement pluvieux. Au contraire, on décrit ici une autre approche conduisant au diagnostic de réseau d'assainissement. La méthode proposée nécessite de prendre en compte un ensemble de pluies synthétiques qui reflètent de façon statistique le comportement d'un grand nombre d'événements réels. Le problème consiste à déterminer des pluies de

projet moyennes (surfaciques), qui soient associées à une surface, et auxquelles on puisse faire correspondre une période de retour.

Après avoir vu la sensibilité du modèle à la distribution spatiale de la pluie, nous allons étudier la sensibilité du modèle aux paramètres hydrologiques : coefficient de ruissellement et lag-time.

III.4.3) Sensibilité du modèle au coefficient de ruissellement et au lag-time

III.4.3.1) Introduction

Nous avons mené cette étude dans le but de répondre au problème du calage du modèle. Le modèle mathématique nécessite des données en entrée pour produire des résultats, qui pour notre cas sont principalement des hydrogrammes. La qualité des résultats est fonction de la qualité du modèle et de la qualité des données (la qualité est prise au sens exactitude). Pour notre cas, c'est à la qualité des données que nous nous sommes intéressés, en nous plaçant du côté de ceux qui ont à utiliser un modèle. Il est, pour le cas de St ETIENNE, quasiment impossible de réaliser correctement une opération de calage pour chaque bassin versant élémentaire, mais il est tout-à-fait possible de réaliser des opérations de calage pour un groupement de bassins versants, comme ce fût le cas dans la partie II, chapitre simulation. Dans ces conditions, il est important de savoir, pour une zone donnée, avec quelle incertitude le modèle détermine le volume transité, ou le débit de pointe au droit d'un ouvrage, connaissant l'incertitude qui affecte les valeurs données aux paramètres décrivant le site, comme le coefficient de ruissellement, ou le lag time.

Pour cela, nous avons décidé de tester la sensibilité du modèle, à savoir quelle importance avaient des fluctuations des paramètres d'entrée sur les résultats. Nous nous sommes intéressés à deux paramètres importants, le coefficient de ruissellement associé au bassin versant et son lag-time, et cela en utilisant des pluies distribuées ou uniformes dans l'espace.

Deux types d'erreurs sont possibles : d'une part une erreur systématique, un biais, et d'autre part une erreur aléatoire, ces erreurs pouvant être exprimées par la relation suivante :

$$X_{M;i} = X_{O;i} + E_T + E_{\varepsilon;i}$$

où $X_{M;i}$ est la valeur donnée par le modèle, pour l'événement i

$X_{O;i}$ est la valeur observée (la mesure), pour l'événement i

E_T est la composante erreur systématique (biais, ou Tendance)

$E_{\varepsilon;i}$ est la composante aléatoire, de moyenne nulle, pour l'événement i

Il semble que la composante erreur systématique E_T est relativement facile à déterminer, car $E_T = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} (X_{M;i} - X_{O;i})$;

où n est le nombre d'événements pour lesquels on dispose de l'information. Il est donc possible de corriger les paramètres d'entrée du modèle pour éliminer le biais. Par exemple si l'ensemble des volumes des hydrogrammes, déterminés par le modèle à l'exutoire d'une zone, est de 10% supérieur à celui des hydrogrammes mesurés au même point, il suffit de corriger d'autant l'ensemble des coefficients de ruissellement associés à cette zone pour éliminer ce biais de 10%. Malheureusement, on n'est pas sûr d'avoir réalisé la meilleure opération, car il reste un "bruit", une erreur aléatoire qui n'est pas obligatoirement minimale. Une méthode meilleure consisterait à modifier l'ensemble des coefficients de ruissellement associés à la zone, afin d'obtenir un bruit de variance minimale, ou un bruit blanc, montrant que l'on a pris toute l'information dont on disposait à travers notre jeu de mesure et qu'on l'a transférée dans le modèle. Cette technique nécessite cependant un grand nombre d'échantillonnages et un ensemble de mesures précises qui permettent de maîtriser toutes les entrées-sorties du système, c'est une technique d'identification qui demeure assez coûteuse et lourde à mettre en oeuvre.

Pour notre part, nous nous sommes intéressés à déterminer, par le biais de la simulation, les fluctuations sur les variables en sortie du modèle (hydrogrammes) induites par une perturbation des paramètres d'entrée du modèle. Pour cela, nous avons réalisé un grand nombre de simulations.

Si on s'intéresse au paramètre volume à l'exutoire de la zone, celui-ci est donné par la relation suivante :

$$V_{j;0} = \sum_{i=1}^{n} h_{i;j} . S_i . C_{i;0} \qquad \text{où,}$$

n : nombre de bassins versants élémentaires.

$h_{i;j}$: hauteur de pluie précipitée sur le bassin versant élémentaire (i), pour la pluie (j)

S_i : surface du bassin versant élémentaire (i)

$C_{i;0}$: coefficient de ruissellement associé au bassin versant élémentaire (i)

$V_{j;0}$: volume à l'exutoire de la zone pour la pluie (j)

Cela suppose qu'il n'y ait pas sur ce réseau d'ouvrages spéciaux, comme un déversoir d'orage (s'il est entré en action, une partie du volume est perdue par la branche de déversement). Dans notre cas, on retrouve intégralement l'ensemble des volumes d'eau élémentaires produits par chaque bassin versant élémentaire (i), pour i=1..n .

Nous avons fait fluctuer les coefficients de ruissellement $C_{i;0}$ de la façon suivante :

$C_{i;k,\alpha} = C_{i,0}.(1 + \delta_{i,k}.\alpha)$ où,

k : représente le k ième tirage aléatoire (voir ci dessous)

α : représente la variation maximale imposée au coefficient $C_{i,0}$.

$\delta_{i,k}$ = +1 ou -1 ; valeur prise au k ième tirage dans une loi statistique de distribution uniforme, pour le bassin versant élémentaire (i)

Nous avons choisi ce type de fluctuation, car il traduit bien l'erreur commise quand on essaye d'apprécier la valeur d'un paramètre comme le coefficient de ruissellement.

Si α=0,5, cela correspond à faire une erreur de +,- 50%, soit une plage de variation totale de 100%.

Nous avons toutefois limité cette variation de telle manière que le coefficient qui a subi une fluctuation reste dans un domaine de valeurs ayant un sens physique :

si $C_{i,k,\alpha} > 0{,}95$ alors $C_{i,k,\alpha} = 0{,}95$

si $C_{i,k,\alpha} < 0{,}1$ alors $C_{i,k,\alpha} = 0{,}1$

A chaque simulation, nous tirons au hasard, parmi les nombres +1 ou -1 la valeur de $\delta_{i,k}$, nous obtenons alors un volume :

$$V_{j,k,\alpha} = \sum_{i=1}^{n} h_{i;j}.S_i.C_{i;k;\alpha}$$

Pour une variation α imposée, nous étudions la distribution des $V_{j,k,\alpha}$ pour différentes pluies. La démarche employée est la même avec les autres variables, qui ne peuvent pas se représenter sous une forme aussi simple. Ainsi en adoptant un autre formalisme, nous avons pour la variable débit de pointe au droit d'un noeud considéré :

$$Q_{j,0} = F(\{h_{i,j}\}; \{C_{i;0}\};\{K_{i;0}\};\{S_{i;0}\};\{R_{i;0}\})$$

où F() traduit que le débit de pointe est une fonction de la pluie (j), des coefficients de ruissellement, des lag-time et des surfaces des bassins versants élémentaires amonts, associés au point considéré, et de la structure du réseau.

Pour une perturbation du coefficient de ruissellement, au k ième tirage, nous avons alors :

$$Q_{j;k;\alpha} = F(\{h_{i,j}\}; \{C_{i;k;\alpha}\}; \{K_{i;k;\alpha}\}; \{S_{i;0}\}; \{R_{i;0}\})$$

$C_{i;k;\alpha}$ introduit une fluctuation sur le lag-time $K_{i;k;\alpha}$, car le lag-time est calculé à partir d'une équation le reliant aux caractéristiques du bassin versant.

$K = 0{,}395.\ S^{-0{,}0076}.C^{-0{,}512}.P^{-0{,}401}.L^{0{,}608}$ où

K est le lag-time,
S la surface du bassin versant
P la pente du bassin versant
C son coefficient de ruissellement
L la longueur du plus grand parcours de l'eau.

Cette expression est celle utilisée dans le modèle mathématique pour des bassins versants non jaugés.

Nous avons également limité cette variation de telle manière que le lag-time reste dans un domaine de valeurs ayant un sens physique:

si $K_{i,k,\alpha} < 1$ alors $K_{i,k,\alpha} = 1$ minute

Nous venons de voir le calcul à chaque tirage k, du volume et du débit de pointe au droit d'un ouvrage, pour une perturbation du coefficient de ruissellement.

Pour la fluctuation du lag-time K, nous avons choisi le même type de perturbation, soit :

$K_{i;k,\alpha} = K_{i,0}.(1 + \delta_{i,k}.\alpha)$ où,

k : représente le k ième tirage;

α : représente la variation maximale imposée au coefficient $K_{i,0}$.

$\delta_{i,k}$ = +1 ou -1 ; valeur prise au k ième tirage dans une loi statistique de distribution uniforme, pour le bassin versant élémentaire (i)

Mais dans ce cas, le volume ruisselé ne varie pas, car la surface active totale est insensible à cette perturbation, nous ne nous intéressons donc qu'au débit de pointe.

Nous donnons maintenant la procédure informatique qui a permis de réaliser l'ensemble des simulations. Nous ferons en un premier temps l'hypothèse que chaque bassin versant élémentaire est indépendant. Dans ce cas la perturbation appliquée à l'un ne dépend pas de la perturbation appliquée à un autre. Il n'y a pas de liaison entre tous les $\delta_{i,k}$ pour le même tirage k.

III.4.3.2) Description de la procédure

Au niveau des simulations réalisées, il a été uniquement procédé au tirage des $\delta_{i,k}$ associés aux coefficients de ruissellement, pour l'ensemble des pluies. Puis nous avons procédé de la même façon avec les $\delta_{i,k}$ associés aux lag-time. Jamais, nous n'avons réalisé de simulation, avec fluctuations simultanées des coefficients de ruissellement et des lag-time.

A partir des pluies du radar de Trappes, et plus particulièrement, les pluies INT0208 et INT307M, nous avons construit un ensemble de fichiers contenant les hyétogrammes de pluies par bassin versant élémentaire(figure III.4). Au total 64 fichiers (16 à partir de la pluie INT0208; 16 à partir de la pluie INT307M, tous deux distribués spatialement, et leurs pluies uniformes associées (16+16)).

CONSTRUCTION D'UN FICHIER DE HYETOGRAMME PAR BASSIN VERSANT ELEMENTAIRE

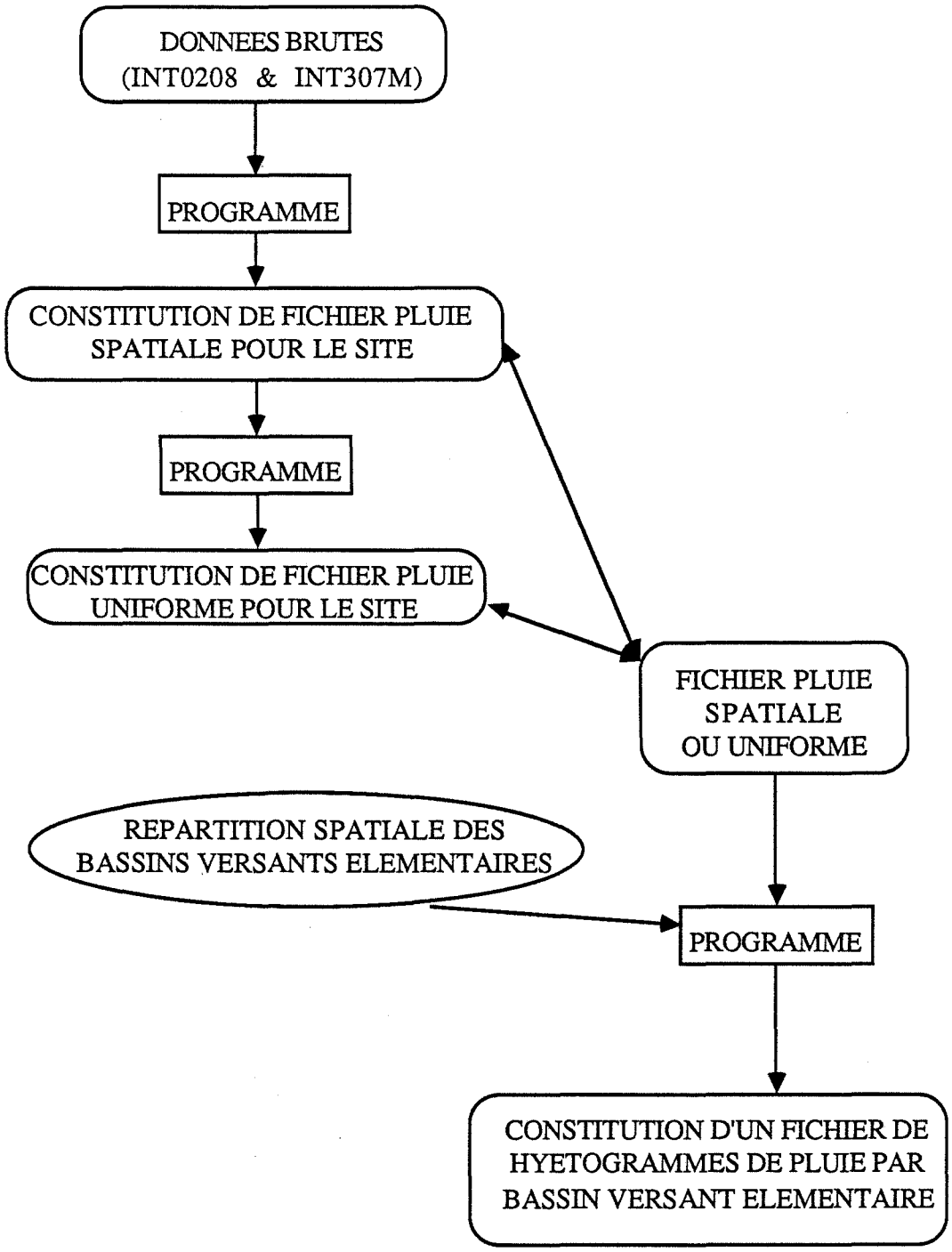


Figure III.4 : schéma de la construction des hyétogrammes de pluies par bassin versant élémentaire

A partir de ces fichiers de hyétogrammes de pluies par bassin versant élémentaire, nous avons réalisé un grand nombre de simulations, et nous donnons (figure III.5), le déroulement de l'une d'entre elles. Le

résultat est stocké dans un fichier de résultat, identifié par la pluie utilisée, et par les fluctuations imposées (coefficient de ruissellement (C) ou lag time (K), et valeur de la variation α. Exemple, fichier de résultat : P1.C.0,5 : il concerne la pluie P1 de INT0208, la fluctuation imposée est sur le coefficient de ruissellement, la valeur de la variation est α=0,5). A chaque simulation nouvelle pour la même pluie et les mêmes types de fluctuation, le fichier de résultat se trouve complété par un nouveau stockage des variables pour les douze noeuds considérés, débit de pointe, temps d'apparition du débit de pointe par rapport à l'origine de la pluie, et volume de l'hydrogramme

DEROULEMENT D'UNE SIMULATION

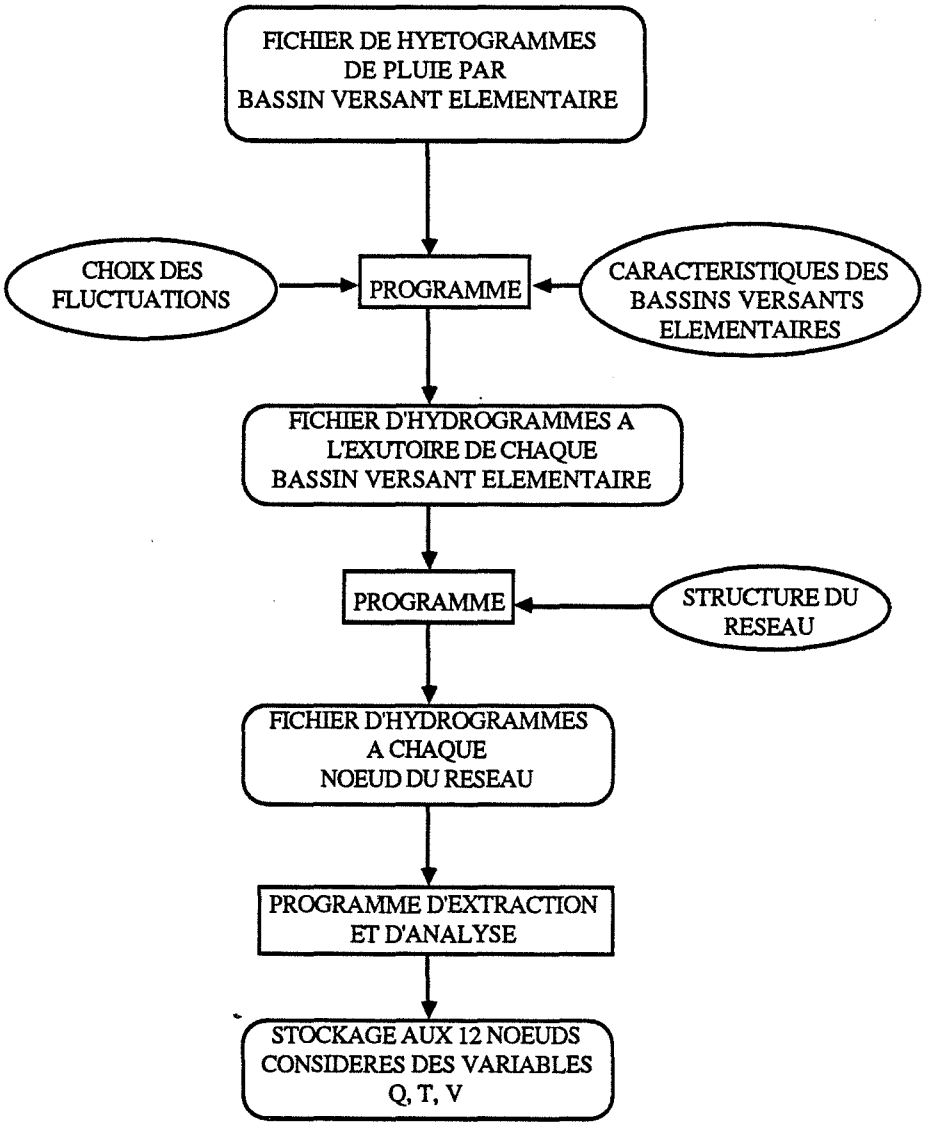


Figure III.5 : déroulement d'une simulation

Nous n'avons perturbé qu'un seul paramètre à la fois, mais pour l'ensemble des bassins versants élémentaires associés au site.

Chaque simulation consiste donc, dans un premier temps, à effectuer un tirage aléatoire pour chaque bassin versant élémentaire à partir d'une loi de distribution uniforme (de type pile ou face, pour un jet de pièce). Ce tirage fixe le choix pour chaque bassin versant élémentaire du sens d'application de la variation imposée pour cette simulation: on majore ou on minore le paramètre. La loi de distribution est calculée à partir d'une fonction aléatoire donnant des pseudo nombres aléatoires compris entre 0 et $(2^{31}-1)$, la période de ce générateur de nombres aléatoires est approximativement de $16x(2^{31}-1)$ [51].

Une première simulation a consisté à ne pas perturber les paramètres, c'est la référence. Sachant que notre réseau comporte 86 bassins versants élémentaires, et que le choix des fluctuations imposées est +1 ou -1, cela fait $2^{86} \sim 10^{26}$ combinaisons différentes. Il est dans ces conditions impossible de toutes les tester. Il a fallu limiter le nombre de simulations à réaliser.

III.4.3.3) Nombre de simulations

Pour définir le nombre de simulations à réaliser, nous avons pris la pluie P1, nous avons choisi une variation $\alpha=0,5$ et nous avons réalisé 8000 simulations. De toutes ces simulations, nous avons extrait des groupes de 100, 200, 400, 500, 700, 1000 et 2000 simulations. Pour chaque groupe (k), nous avons calculé la moyenne V_k et l'écart type σ_k associés à la variable volume, puis nous avons calculé le quotient E_k ($E_k= \frac{\sigma_k}{V_k}$).
Par ensemble de groupes contenant le même nombre de simulations, nous avons extrait les valeurs maximum et minimum de ce rapport (E_{kmin} et E_{kmax}). Nous avons alors calculé un nouveau quotient R_k ($R_k= \frac{E_{kmax}}{E_{kmin}}$).
Ceci a été réalisé pour les différents noeuds, nous obtenons le tableau III.3 suivant qui donne les rapports R_k pour les différents groupes k:

nbre de Simulations	R0305	T0402	V0802	C1300	I2401
100	1,26	1,45	1,25	1,32	1,29
200	1,33	1,25	1,19	1,18	1,22
400	1,15	1,12	1,14	1,13	1,12
500	1,15	1,1	1,11	1,15	1,11
700	1,13	1,09	1,07	1,12	1,06
1000	1,1	1,05	1,07	1,09	1,07
2000	1,07	1,04	1,03	1,05	1,02

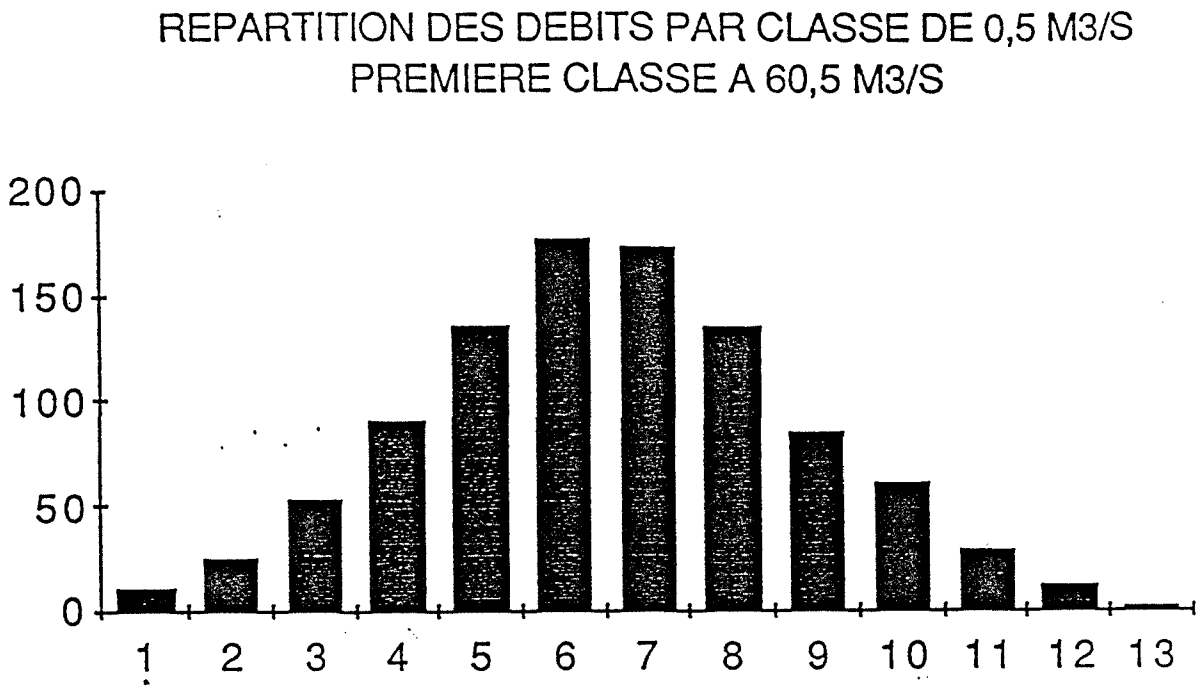
Tableau III.3 : rapports R_k pour les différents groupe k, et pour cinq noeuds du réseau.

Une erreur de 10%, correspondant à un rapport= 1,10, n'était pas trop pénalisante, elle correspond aux environs de 1000 simulations à réaliser, l'erreur par la suite ne diminue que très faiblement alors que le nombre de simulations à réaliser croît très rapidement, cela rendant les temps nécessaires pour réaliser l'ensemble des simulations prohibitifs. Une simulation nécessite en moyenne 2 minutes de calcul sur une station de travail SUN3/60. C'est pourquoi, nous avons considéré le nombre de 1000 simulations par pluie comme satisfaisant pour réaliser par la suite des calculs statistiques.

III.4.3.4) Distribution des résultats

En prenant par exemple la pluie P11, un coefficient de variation α=0,5 et en réalisant 1000 simulations, nous avons rangé les débits calculés à l'exutoire par classe de 0,5 m^3/s, nous obtenons l'histogramme et la droite de Henry,(voir figure III.6), montrant que la distribution est de type gaussien.

C'est pourquoi, par la suite, nous nous sommes principalement intéressés à la moyenne et à l'écart type des échantillons pour décrire complètement la distribution.



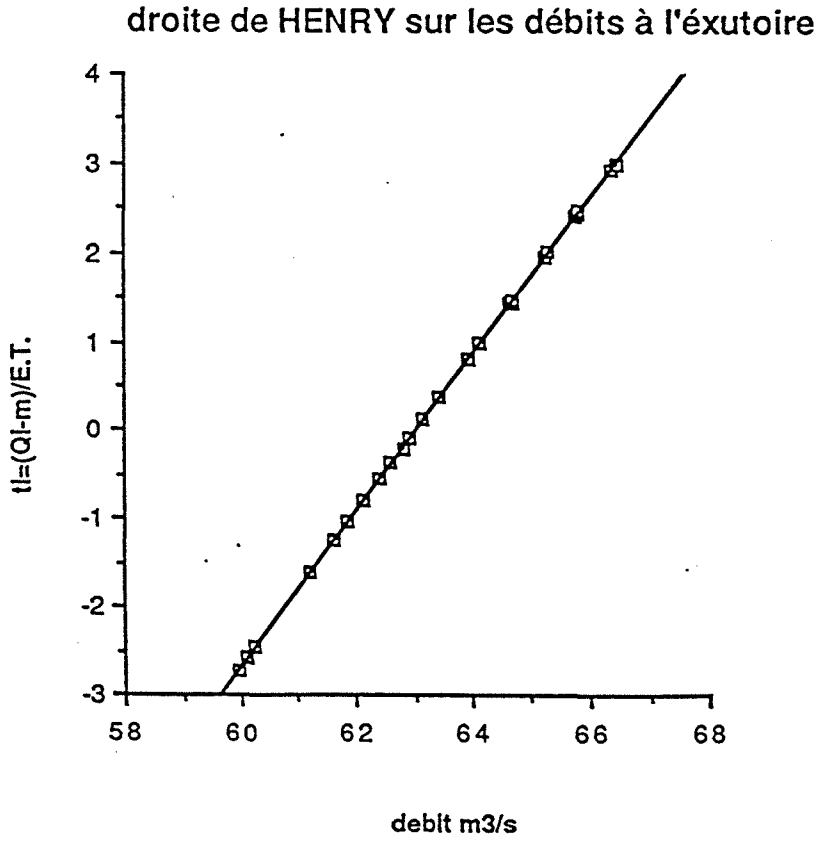


Figure III.6 : Histogramme et droite de Henry, pluie P11 de INT0208

III.4.3.5) Sensibilité des résultats aux variations du paramètre coefficient de ruissellement

Pour l'ensemble des pluies, nous avons choisi un même coefficient de variation α=0,5. Cela correspond a des variations de chaque coefficient de ruissellement supérieures à celles généralement rencontrées comme le montre le tableau III.4 (extrait de l'annexe 5 de la référence [7]). Tableau III.4

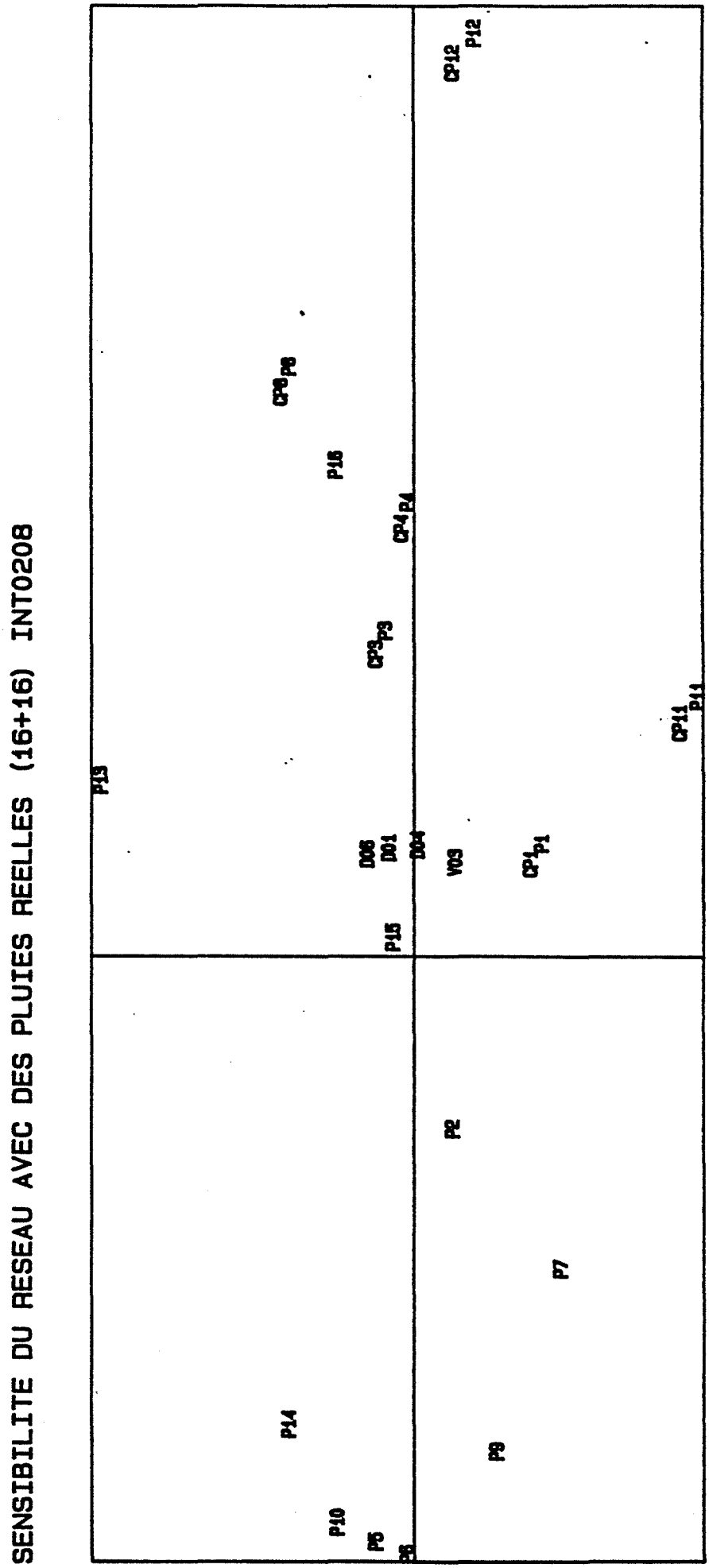
Tableau des coefficients de ruissellement moyens

désignations des zones (d'aprés les catégories d'urbanisation)	NATURE DU SOL			Facteur d'adaptation en fonction de la pente	
	LEGER .(1).	MOYEN .(2).	LOURD .(3).	Terrain Plat < 1%	Terrain Pentu > 7%
zone agglomérée, secteur dense, centre ville -160 logts/ha	0,85	0,9	0,9	0,95	1,05
secteur diffus, centre de quartier - 110 à 150 logts/ha	0,75	0,8	0,8	0,95	1,05
banlieue de métropole - 60 à 100 logts/ha	0,5	0,55	0,6	0,9	1,1
banlieu éloignée, semi collectif et pavillons en bande - 40 à 80 logts/ha	0,4	0,45	0,5	0,9	1,2
zone pavillonnaire (parcelle de 400 m2) - 20 à 30 logts/ha	0,3	0,35	0,4	0,9	1,2
zone résidentielle - 18 à 40 logts/ha	0,25	0,35	0,4	0,9	1,2
zone pavillonnaire grand standing - 15 à 20 logts/ha	0,2	0,3	0,35	0,9	1,2
Village rural traditionnel	0,15	0,2	0,25	0,75	1,25
zone d'habitat de trés faible densité - 1 à 5 logts/ha	0,08	0,1	0,15	0,75	1,25
zone d'habitat très ancien	0,4	0,5	0,6	0,9	1,2
zone industrielle et artisanale	0,4	0,5	0,7	0,9	1
zone industrielle lourde	0,6	0,7	0,8	0,95	1
zone portuaire	-	0,8	-	0,95	1
gare routière et entrepots	0,75	0,8	0,85	0,95	1
gare et entrepot SNCF	0,15	0,2	0,3	0,75	1
services publics : hopital, centre admin,istratif et zone d'équipements	-	0,85	-	0,95	1,05
centre de repos et hospitalier, zone d'équipement a dominante verte	0,25	0,45	0,6	0,95	1,1
centre hotelier et commercial	0,65	0,7	0,8	0,9	1,1
terrain de sports, terrain de jeux	0,2	0,3	0,35	0,9	1,1
aérodrome et terrain militaire	0,15	0,3	0,45	1	1
cimetière urbain	0,3	0,4	0,5	0,75	1,25
entreprise ferroviaire	0,08	0,1	0,15	0,9	1
emprise autoroute	0,5	0,6	0,65	0,95	1
emprise route nationale et chemin départemental	0,3	0,4	0,6	0,8	1
emprise voies urbaines rapides	-	0,8	0,9	1	1
emprise autres voies urbaines	-	0,9	-	1	1
empries échangeurs et carrefours	0,4	0,5	0,6	1	1
chaussées et parkings	-	0,8	-	0,95	1
dallage béton	-	0,9	-	0,95	1,05
pavage serré ou joint coulé	-	0,75	-	0,9	1,1
pavage large joint sable	0,55	0,6	0,7	0,9	1,1
circulation piétons- voies en macadame - accotement stabilisé	0,5	0,6	0,8	0,9	1,1
allège en gravier	0,3	0,35	0,45	0,9	1,1
espace verts -zones de loisir	0,1	0,15	0,25	0,75	1,25
espaces libres - zones de dégagement et zone non aedificandi	0,1	0,15	0,2	0,75	1,25
zone boisée urbaine, parcs et jardins	0,05	0,1	0,15	0,5	1,25
forêts, bois et landes	0,01	0,04	0,08	0,5	1,2
terrains de culture - céréales	0,06	0,08	0,1	0,75	1,25
prés et paturages	0,05	0,07	0,08	0,66	1,25
carrières ou mines	0,2	-	0,5	0,9	1,25
terrains nus (sans végétation ni culture)	0,04	0,15	0,3	0,5	1,5

Les résultats que nous présentons ont été obtenus à partir de la pluie INT0208, c'est à dire des pluies P1 à P16 et P1M à P16M.

III.4.3.5.1) influence du nombre limité de simulation

Pour apprécier l'influence du nombre limité de simulations nous avons réalisé sur les résultats obtenus à partir des pluies P1 à P16 une analyse en composante principale. Dans cette analyse, chaque pluie est un individu (CP1 à CP16) caractérisé par 12x2=24 variables qui sont les volumes et débits de pointe moyens calculés aux douze noeuds du réseau à partir des 1000 simulations résultant des fluctuations aléatoires du coefficient de ruissellement (α=0,5). Nous avons aussi pris en compte les 16 individus pluie (P1 à P16) correspondant aux valeurs des variables volume et débit en l'absence de fluctuation (ils constituent la référence). Les tableaux III.5 et III.6 rassemblent les données (individus et variables). Le graphique III.9 représente la projection des 16+16=32 points individus dans le plan des deux premiers axes factoriels, plan qui contient presque toute l'information avec un taux d'inertie de 95% (pourcentage de la variance totale des données expliqué par les deux axes). Si des points ne figurent pas sur le graphique, c'est parce qu'ils sont confondus avec leurs homologues (ainsi CP14 se projette sur P14) On constate que pour l'ensemble de ces 16 pluies, les valeurs moyennes obtenues à partir des simulations (CP1 à CP16) se retrouvent proches des valeurs de référence. Les quelques différences s'expliquent par le fait que l'on n'a réalisé que 1000 simulations de sorte que les valeurs moyennes obtenues à partir des simulations ne coïncident pas exactement avec les valeurs de référence comme cela serait le cas pour un nombre "infini" de simulations. Dans l'ensemble les résultats sont cependant satisfaisants et le nombre limité de 1000 simulations est un bon compromis comme nous l'avions indiqué précédemment (§ III.4.3.3).



Graphique III.9 : Analyse en composante principale

pluie int0208
valeur des débits de pointes et des volumes transités au droit des douze noeuds considérés.
les valeurs Q et V sont associées aux valeurs de référence
les valeurs Qc et Vc sont associées à la moyenne des 1000 simulations réalisées,
lorsque l'on a choisi de faire varier le coefficient de ruissellement
la variation choisie est pour α=0,5

P1	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2,2	3,3	6,2	3,4	11,1	8,7	27,8	19,4	23,6	34,9	40,5	64,1
V	3,8	5	10,1	5,7	22,9	20,7	67,7	49,3	58,9	83,8	102,3	171,6
Qc	2,3	2,8	6,5	3,3	11,1	8,7	28,3	19,2	23,1	33,3	37,9	61,3
Vc	3,8	4,4	10,1	5,7	22,4	20,4	67,3	47,8	57,2	79,4	97	165,8

P2	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	1	1,6	3,3	1,9	6,5	5,7	14,4	11	12,6	18,5	21,5	35,7
V	3,4	3,1	8,7	5,4	20,2	19,5	49,9	45,4	54,2	74,9	88,6	140
Qc	1,1	1,3	3,3	1,8	6,5	5,6	14,7	10,8	12,6	17,4	20,1	34,2
Vc	3,4	2,7	8,6	5,3	19,7	19,3	49,7	44	52,7	71	84,2	135,3

P3	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2,9	2,2	6,2	4,1	12	11,9	20,5	26,8	32,3	45,1	47	64,9
V	6	4,3	12,4	8,3	29,1	35,7	64	74,9	89,3	120,1	137,3	203,1
Qc	3	1,9	6,3	4,1	11,9	12,1	20,9	26,2	31,7	42,8	44,4	62,3
Vc	6,1	3,6	12,3	8,3	28,4	35	63,6	72,4	86,8	114,1	130,5	195,8

P4	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2,8	3,8	5,5	3,8	19,7	15,1	35,8	36,5	41,1	52,8	57,8	87,8
V	4,9	6,1	8,7	6,5	37,1	33,9	83,2	80	91,5	117	135,1	220,4
Qc	2,9	3,4	5,7	3,7	19,6	15,3	37,1	35,7	40,3	50,6	54,8	84,4
Vc	4,9	5,4	8,7	6,5	36,1	33,3	83	77,4	88,8	111,2	128,2	213,2

P5	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	0,5	0,2	1,6	0,9	1,8	2,8	5	5,2	6,1	8,2	9,2	13,8
V	1,3	0,4	3,9	2,5	6,3	9	17,6	17,5	21,4	31	36	54,2
Qc	0,5	0,2	1,6	0,9	1,9	2,9	5	5,1	6,1	8	8,8	13,3
Vc	1,4	0,3	3,9	2,5	6,2	8,9	17,4	17	21	29,5	34,3	52,3

P6	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	0,5	0,7	1,9	0,8	1,9	2,3	5,4	4,3	4,9	6,9	8,4	13,5
V	1,2	1	3,7	1,7	6,1	7,5	18,5	15,5	18,5	26,6	33,1	52,3
Qc	0,5	0,6	2	0,8	1,9	2,4	5,4	4,4	4,9	6,5	7,8	12,9
Vc	1,2	0,9	3,7	1,8	6	7,4	18,4	15,1	18,1	25,3	31,6	50,6

P7	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	1	1,2	2,8	1,4	2,8	3,9	27,3	7,5	9,4	14	17,7	38,4
V	2,2	2,5	6,6	3,7	8,5	11,5	82	23,1	29,1	44	59	146,4
Qc	1,1	1	2,9	1,5	2,8	3,9	27,5	7,3	9,2	13,3	16,6	37,2
Vc	2,3	2,2	6,6	3,7	8,3	11,3	81,3	22,4	28,3	41,7	56,2	142,8

P8	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2,9	3,3	6,2	3,9	20,1	25,1	35	46,1	50,1	60	63,7	89,2
V	4,9	5,3	9,7	7	35,6	49,5	88,2	94,8	106,8	131,6	150,8	242,2
Qc	3,1	2,8	6,4	3,9	19,2	25,7	36,2	45	49,4	57,2	60,2	84,8
Vc	5	4,6	9,8	7,1	34,8	48,7	88	92	104	126	144,3	235,6

Tableau III.5 : liste des valeurs (pluie INT0208 de P1 à P8)

pluie int0208
valeur des débits de pointes et des volumes transités au droit des douze noeuds considérés.
les valeurs Q et V sont associées aux valeurs de référence
les valeurs Qc et Vc sont associées à la moyenne des 1000 simulations réalisées,
lorsque l'on a choisi de faire varier le coefficient de ruissellement
la variation choisie est pour α=0,5

P9	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	0,7	1,5	2,4	1	2,4	1,8	15,5	4,6	5,9	11,8	15,9	29
V	1,2	2,1	4	2	6,2	6,1	39,8	15,1	18,4	29,9	42,1	83,3
Qc	0,7	1,3	2,5	1	2,4	1,8	15,6	4,5	5,8	10,5	14,4	27,6
Vc	1,3	1,8	4	2	6,1	6	39,4	14,5	17,8	27,9	39,7	80,5

P10	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	0,3	0,4	0,8	0,5	4,2	4,6	7,8	8,4	8,8	9,4	9,4	14,8
V	0,9	0,5	1,7	1,1	10,7	10,8	26,2	23,8	25,9	30,8	34,3	62,4
Qc	0,4	0,4	0,8	0,5	4,4	4,7	8	8,5	8,8	9,4	9,4	14,4
Vc	1	0,4	1,7	1,1	10,6	10,7	26,2	23,3	25,4	29,7	33	61,1

P11	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2	3,9	8,6	3,5	13,5	7,6	26,3	22,8	26,3	36,3	42,2	64
V	3,8	7,3	16,9	7,6	25,7	17,7	82,1	50,1	61,5	96,8	127,1	212,4
Qc	2,1	3,4	8,8	3,5	13,5	7,6	26,4	22,3	25,8	34,6	39,7	61,1
Vc	3,8	6,3	16,9	7,5	25,2	17,2	81,3	48,3	59,7	91,5	120,5	205

P12	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	4,1	5,8	8,6	5,7	25,8	23,1	44,2	47,8	55,9	70,9	77,2	110,8
V	6,6	9,4	13,9	10	41,1	46,8	103,4	98,2	114,8	150,4	180,2	287,1
Qc	4,3	5,1	8,9	5,8	25,8	23,6	44,8	47,5	55	68,9	74,1	106,7
Vc	6,6	8,3	13,9	10	40,2	46,3	102,7	95,4	112,1	143,6	172,1	278,2

P13	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	3,3	1	3,3	2,8	13,5	20,5	10,9	35,9	39,6	47,2	46,7	56,1
V	5,7	1,7	6,2	5,6	25,8	39,3	35,4	73,2	84,7	103,1	112,3	148,8
Qc	3,5	0,9	3,4	2,9	13,6	20,4	11	35,2	39	45,6	45	54,2
Vc	5,8	1,5	6,2	5,7	25,2	38,6	35,2	71,1	82,6	98,6	107,5	143,7

P14	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	1	0,1	0,6	0,8	3,9	5,1	5,3	9,8	11	12,6	13,1	17,9
V	2,2	0,2	2,5	2,6	11,3	17	31,6	31,6	36,6	43,6	52	86
Qc	1	0,1	0,7	0,8	4	5,2	5,3	9,6	10,9	12,2	12,8	17,6
Vc	2,3	0,2	2,5	2,7	11,2	16,7	31,6	30,9	35,9	42	50,3	84,1

P15	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	2,2	2,2	3,2	2,5	9,2	10,3	20,7	20	23,6	29,3	32,2	49,5
V	4,5	4,2	6,6	5,7	20,8	25,6	62,8	53,6	63,9	83,2	97,9	163,2
Qc	2,3	2	3,3	2,6	9,1	10,3	20,7	19,7	23,3	28,4	30,6	47,4
Vc	4,5	3,6	6,7	5,8	20,3	25,2	62,3	51,9	62,2	79,1	93,1	157,8

P16	r0305	t0402	hi0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
Q	3,2	2,9	6,6	3,9	16,6	20,7	32,2	38,5	43,9	54	58,1	84,4
V	5,2	4,6	10,4	7,4	32,9	41,3	79,4	83,5	96,3	124	143,2	225,5
Qc	3,3	2,5	6,8	3,9	16,4	20,6	33	37,8	43,1	52,3	55,8	81
Vc	5,2	4	10,4	7,4	32,1	40,6	79,1	81	93,6	118	136,4	218,4

Tableau III.6 : liste des valeurs (pluie INT0208 de P9 à P16)

Nous nous sommes donc intéressés aux paramètres:

$$E_{q;i;j} = \frac{\sigma_{q;i;j}}{m_{q;i;j}} \text{ et } E_{v;i;j} = \frac{\sigma_{v;i;j}}{m_{v;i;j}}; \text{ où :}$$

$\sigma_{q;i;j}$ est l'écart type calculé avec les 1000 simulations, pour la variable débit de pointe, pour la pluie (i) et pour le noeud (j)

$\sigma_{v;i;j}$ est l'écart type calculé avec les 1000 simulations, pour la variable volume, pour la pluie (i) et pour le noeud (j)

$m_{q;i;j}$ est la moyenne calculée avec les 1000 simulations, pour la variable débit de pointe, pour la pluie (i) et pour le noeud (j)

$m_{v;i;j}$ est la moyenne calculée avec les 1000 simulations, pour la variable volume, pour la pluie (i) et pour le noeud (j)

$E_{q;i;j}$ et $E_{v;i;j}$ traduisent la dispersion relative autour de la moyenne de l'ensemble des valeurs obtenues. Les nombres $200xE_{q;i;j}$ et $200xE_{v;i;j}$ représentent l'erreur relative en pourcentage que l'on peut commettre sur la variable débit ou volume, avec un intervalle de confiance à 95% puisque les distributions sont gaussiennes

III.4.3.5.2) Influence de la distribution spatiale des pluies

Pour les noeuds R0305 et EXUTOIRE, et pour l'ensemble des pluies uniformes, nous obtenons le tableau III.7 suivant :

pluie	R0305		EXUTOIRE	
(i)	Eq;i;r0305	Ev;i;r0305	Eq;i;exutoire	Ev;i;exutoire
P1M	0,174	0,187	0,054	0,042
P2M	0,184	0,165	0,054	0,045
P3M	0,171	0,156	0,052	0,041
P4M	0,173	0,157	0,055	0,041
P5M	0,167	0,155	0,052	0,039
P6M	0,172	0,157	0,051	0,039
P7M	0,172	0,158	0,054	0,042
P8M	0,174	0,157	0,048	0,038
P9M	0,18	0,16	0,058	0,042
P10M	0,178	0,162	0,058	0,042
P11M	0,175	0,161	0,054	0,044
P12M	0,177	0,163	0,056	0,045
P13M	0,17	0,154	0,051	0,04
P14M	0,173	0,158	0,053	0,043
P15M	0,162	0,147	0,052	0,039
P16M	0,171	0,156	0,051	0,039
MOYENNE	0,173	0,158	0,053	0,041
ECART TYPE	0,005	0,004	0,003	0,002

Tableau III.7 : Ecart pour les pluies uniformes et les noeuds R0305 et EXUTOIRE

Nous constatons, pour les pluies uniformes, qu'une fluctuation persiste dans les valeurs de $E_{q;i;j}$ ou de $E_{v;i;j}$. En théorie, il ne devrait pas y en avoir, car la hauteur d'eau $h_{i;j}$ pour une pluie uniforme donnée est identique pour tous les bassins versants, donc elle n'a pas d'effet "spatial" sur les paramètres $E_{v,i,j}$ ou $E_{q,i,j}$. La fluctuation provient du fait que nous avons réalisé des séries de 1000 simulations pour lesquelles le tirage des

$\delta_{i;k}$ n'est pas le même d'une pluie à une autre. Il nous reste un écart-type résiduel, qui somme toute est très faible, et justifie le choix de 1000 simulations réalisées indépendamment pour chaque pluie.

Si l'on s'intéresse par contre aux résultats similaires pour les pluies spatiales, on obtient le tableau III.8 suivant:

pluie	R0305		EXUTOIRE	
(i)	Eq;i;r0305	Ev;i;r0305	Eq;i;exutoire	Ev;i;exutoire
P1	0,179	0,152	0,06	0,044
P2	0,179	0,16	0,061	0,046
P3	0,189	0,169	0,05	0,041
P4	0,183	0,165	0,062	0,045
P5	0,188	0,161	0,055	0,042
P6	0,182	0,16	0,065	0,048
P7	0,166	0,15	0,062	0,043
P8	0,18	0,168	0,054	0,04
P9	0,213	0,159	0,076	0,049
P10	0,159	0,139	0,069	0,048
P11	0,158	0,143	0,058	0,042
P12	0,168	0,151	0,054	0,041
P13	0,2	0,174	0,063	0,046
P14	0,184	0,165	0,06	0,05
P15	0,187	0,165	0,054	0,042
P16	0,189	0,17	0,053	0,039
MOYENNE	0,181	0,16	0,06	0,044
ECART TYPE	0,014	0,01	0,007	0,004

Tableau III.8 : Ecart pour les pluies spatiales et les noeuds R0305 et EXUTOIRE

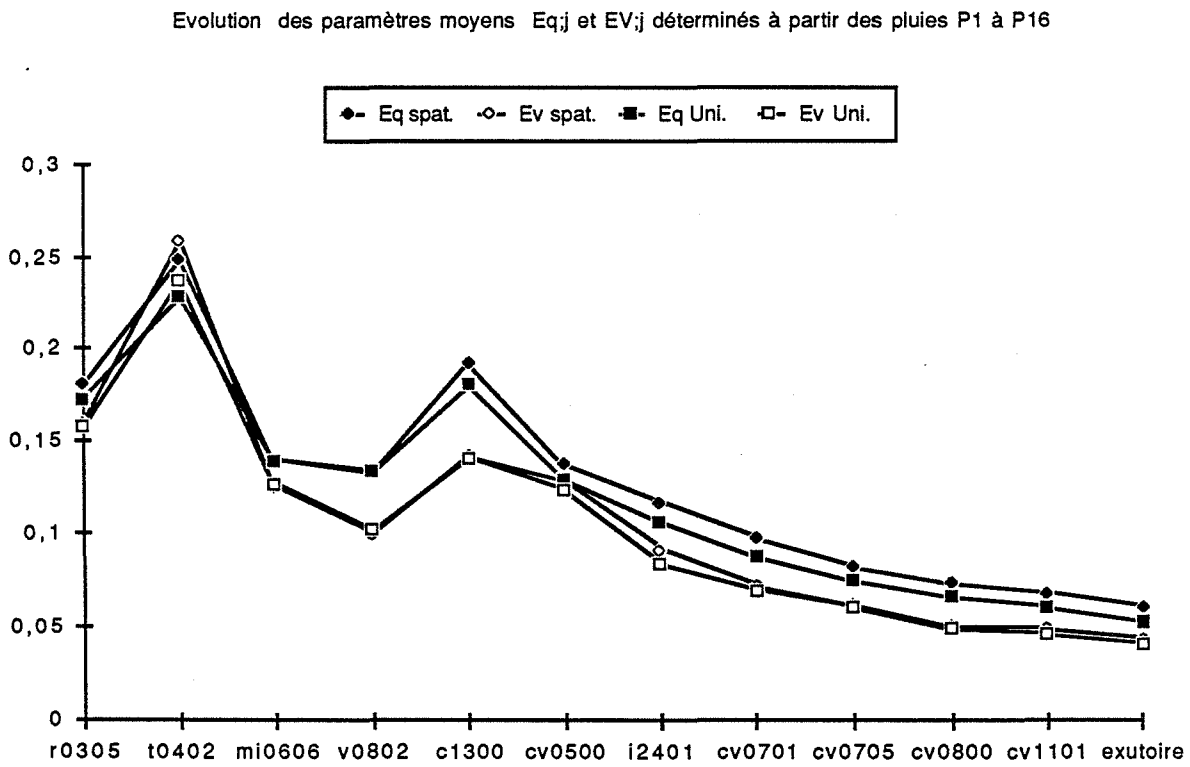
Les résultats sont plus dispersés (l'écart type des $E_{q;i;j}$ ou des $E_{v;i;j}$ est le double). La distribution spatiale de la pluie joue donc un rôle, mais il est difficile de juger de cette distribution, car son influence est du même ordre de grandeur que le bruit lié aux pluies uniformes. Cette influence est d'autant moins marquée que, pour l'ensemble des pluies simulées, la zone était toujours touchée entièrement, jamais une pluie n'a affecté qu'une partie du site.

Pour ces raisons, nous ne nous sommes intéressés dans la suite de l'étude qu'aux moyennes des paramètres $E_{q;i;j}$ et $E_{v;i;j}$, pour la pluie spatiale, ou uniforme, soit $E_{q;j} = \frac{1}{16} \cdot \sum_{i=1}^{16} E_{q;i;j}$ et $E_{v;j} = \frac{1}{16} \cdot \sum_{i=1}^{16} E_{v;i;j}$

A travers cette approche, c'est plus la structure du réseau qui est étudiée que la distribution spatiale de la pluie.

III.4.3.5.3) Influence de la structure du réseau

Le graphique III.10 suivant, nous donne pour l'ensemble des 12 noeuds, l'évolution des paramètres moyens $E_{q;j}$ et $E_{v;j}$:



:

Le tableau III.9 suivant donne les résultats associés :

	pluie spatiale		pluie uniforme	
noeud	Eq spat.	Ev spat.	Eq Uni.	Ev Uni.
r0305	0,181	0,16	0,173	0,158
t0402	0,249	0,259	0,228	0,238
mi0606	0,14	0,126	0,14	0,127
v0802	0,134	0,1	0,133	0,102
c1300	0,193	0,142	0,181	0,141
cv0500	0,138	0,129	0,13	0,123
i2401	0,117	0,091	0,106	0,083
cv0701	0,098	0,072	0,087	0,069
cv0705	0,082	0,061	0,075	0,06
cv0800	0,073	0,05	0,066	0,049
cv1101	0,068	0,049	0,06	0,046
exutoire	0,06	0,044	0,053	0,041

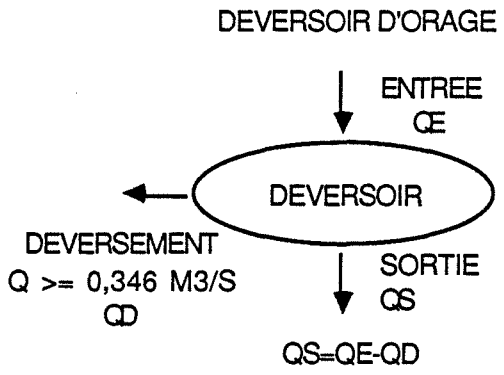
Tableau III.9 : Ecart pour tous les noeuds et les pluies spatiales et uniformes

On constate que $E_{q;j}$ est supérieur à $E_{v;j}$, ce qui est normal, car la perturbation induite sur le débit, lorsqu'on fait varier le coefficient de ruissellement, est plus grande, puisque le lag-time varie aussi. En effet, si le coefficient de ruissellement diminue, le lag-time augmente, par conséquent le débit de pointe diminue sous l'influence additive de ces deux variations (le débit de pointe est une fonction croissante du coefficient de ruissellement et une fonction décroissante du lag time).

On constate aussi que $E_{q;j}$ ou $E_{v;j}$ vont en diminuant avec un nombre croissant de bassins versants élémentaires . L'indépendance des fluctuations imposées à chaque bassin fait que ces dernières se compensent quand le nombre de bassin augmente.

Cela est général mais il faut noter deux exceptions que l'on ne sait pas expliquer, aux noeuds V0802, C1300 où on note une très grande différence entre le paramètre associé au volume et celui associé au débit. La structure des bassins versants correspondants doit avoir un rôle qu'il conviendrait d'élucider par une étude beaucoup plus fine.

Par contre pour le noeud T0402, les différences peuvent se justifier par le fait que l'on se trouve à la sortie déversante d'un déversoir d'orage, le débit de surverse étant non nul dès que le débit d'entrée au déversoir est supérieur à 0,346 m^3/s, voir schéma ci dessous :



D'ailleurs si on compare pour ce noeud les paramètres $E_{q,i,t0402}$ et $E_{v,i,t0402}$ pour les pluies faibles, comme P14, P5, P6, les résultats sont les suivants :

$E_{q,p14,t0402} = 0,312$ $\quad$ $E_{v,p14,t0402} = 0,350$

$E_{q,p5,t0402} = 0,323$ $\quad$ $E_{v,p5,t0402} = 0,379$

$E_{q,p6,t0402} = 0,214$ $\quad$ $E_{v,p6,t0402} = 0,221$

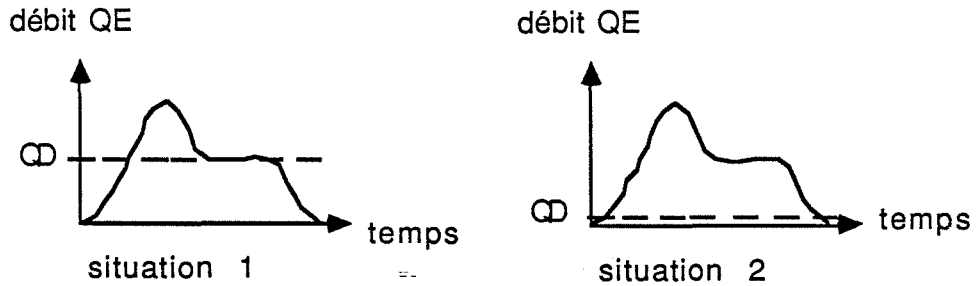
et pour les pluies fortes comme P12, P8, P4, nous avons :

$E_{q,p12,t0402} = 0,172$ $E_{v,p12,t0402} = 0,168$

$E_{q,p8,t0402} = 0,201$ $E_{v,p8,t0402} = 0,193$

$E_{q,p4,t0402} = 0,192$ $E_{v,p4,t0402} = 0,186$

Pour les pluies faibles, le paramètre $E_{v,i,t0402}$ est plus grand que $E_{q,i,t0402}$, alors que c'est l'inverse avec les pluies fortes. Cette différence peut s'expliquer par le mécanisme suivant :



(cas des pluies faibles) (cas des pluies fortes)

Nous avons considéré 2 situations (notées 1 et 2), pour lesquelles nous avons déplacé la valeur du débit de déversement QD du déversoir d'orage. Déplacer ce débit, revient au même que changer l'hydrogramme entrant.

Lorsque le seuil du débit de déversement est négligeable par rapport au débit entrant dans le déversoir (situation 2), on obtient un hydrogramme de déversement semblable à celui entrant dans le déversoir, (les débits sortants et l'hydrogramme de sortie deviennent négligeables (partie sous la ligne en pointillé, situation 2)). Tout se passe comme si le déversoir d'orage n'existait pas. Les résultats acquis pour des zones sans déversoir d'orage peuvent s'appliquer.

Dans le cas contraire, lorsque le seuil du débit de déversement est loin d'être négligeable par rapport au débit entrant dans le déversoir (situation 1), on obtient un hydrogramme de déversement très différent de celui entrant dans le déversoir. Lorsque le seuil du débit de déversement se trouve dans la zone sensible de l'hydrogramme entrant (situation 1), le volume associé à l'hydrogramme de déversement varie beaucoup plus rapidement que le débit de pointe de l'hydrogramme entrant. C'est pour cela que les résultats entre E_q et E_v s'inversent.

A l'exutoire de la zone (noeud EXUTOIRE), nous avons, pour une fluctuation $\alpha=0,5$ sur le coefficient de ruissellement, une incertitude sur le volume transité de 2x0,041=0,081 soit 8% et sur la détermination du débit de pointe 2x0,053=0,106 soit 11%, et cela avec un intervalle de confiance de 95%.

Au noeud R0305 dont le bassin versant associé ne contient que 3 bassins versants élémentaires, nous avons pour la même fluctuation $\alpha=0,5$ sur le coefficient de ruissellement, une incertitude sur le volume transité de 2x0,158 = 0,316 soit 32% et sur la détermination du débit de pointe 2x0,173=0,346 soit 35%, avec le même intervalle de confiance.

L'hypothèse fondamentale était que chaque bassin versant élémentaire avait un coefficient de ruissellement indépendant, or ce n'est pas toujours le cas. Deux bassins versants situés l'un à côté de l'autre, peuvent avoir des couverts similaires, de sorte que les erreurs d'évaluation sur les coefficients de ruissellement risquent fortement d'aller dans le même sens. Néanmoins cette hypothèse est assez difficile à prendre en compte. Nous avons donc choisi d'encadrer le comportement réel à l'aide de fluctuations aléatoires soit au niveau de chaque bassin versant élémentaire (tableau III.9), soit au niveau de chaque zone du POS (tableau III.10).

L'hypothèse selon laquelle chaque bassin versant est indépendant, conduit probablement à des évaluations trop optimistes (valeur minorante de l'incertitude sur le volume transité ou sur le débit de pointe), car des fluctuations aléatoires indépendantes se compensent sur un grand nombre de bassins versants

Par contre l'hypothèse qui consiste à dire qu'à chaque zone du POS est associé un coefficient de ruissellement indépendant, doit conduire à des estimations plutôt pessimistes (valeur majorante de l'incertitude sur le volume transité ou le débit de pointe). En effet, si deux bassins versants situés l'un à côté de l'autre, ont des couverts de POS identiques, cela conduit à leur affecter le même coefficient de ruissellement, alors que dans la réalité ces coefficients sont différents à cause de non homogénéité locale des surface.

On ne prend donc pas du tout en compte, dans ce cas, les effets de compensation possibles, sur un grand nombre de bassins.

Nous avons au total 19 zones de POS différentes, elles sont indiquées dans la partie II de la thèse. Nous donnons ici un tableau récapitulant les coefficients de ruissellement qui leur sont associés.

UAa = 0,85	UAb = 0,75	UAc = 0,70	
UBa = 0,70	UBb = 0,70	UCa = 0,50	
UCb = 0,40	UCc = 0,25	UF = 0,65	
UG = 0,65	Uj-NCb = 0,10	UP = 0,40	
UZ = 0,35	NAb = 0,08	NAc = 0,08	
NBb = 0,08	NC = 0,08	ND = 0,08	ZAC = 0,50

Pour chaque bassin versant élémentaire, nous avons déterminé la portion de surface appartenant à chaque zone du POS, et nous avons calculé un coefficient de ruissellement moyen par pondération liée aux surfaces.

Nous considérons alors des fluctuations de même ampleur (α=0,5) aléatoires et indépendantes sur le coefficient de ruissellement associé à chaque zone du POS. Nous en déduisons les variations induites sur les coefficients de ruissellement pondérés de chaque bassin versant. Nous n'avons étudié que le paramètre $E_{v,j}$ (compte tenu des temps de calcul nécessaires (1000 simulations prennent une heure avec la variable volume et un jour avec la variable débit)). Les résultats sont dans le tableau III.10 suivant :

noeud	Ev;j
R0305	0,1534
MI0606	0,2922
V0802	0,1703
C1300	0,1966
I2401	0,1986
EXUTOIRE	0,1201

Nous constatons de grandes différences, par rapport aux résultats précédents (tableau III.9).

Ainsi nous obtenons à l'exutoire un $E_{v;exutoire}$ = 0,1201 alors que précédemment nous avions $E_{v;exutoire}$ = 0,044. Mais notre dernier calcul considère seulement 19 zones indépendantes (les zones du POS) alors que précédemment nous en avions 86 (les bassins versants élémentaires). Les résultats sont plus comparables à $E_{v,cv0500}$ = 0,129 valeur obtenue avec la première hypothèse au noeud CV0505 où il n'y avait que 15 bassins versants indépendants.

Pour les autres sous-bassins versants, les résultats obtenus avec la dernière hypothèse de calcul sont beaucoup plus forts que ceux déterminés en supposant chaque bassin versant élémentaire indépendant, en particulier pour le ruisseau des mines (MI0606) qui est principalement constitué par les zones du POS associées au ZAC. Il en est de même pour le Chavanelet (C1300), où une grande partie des bassins versants élémentaires est associée à des zones du POS correspondant à UBa (zone urbaine de densité moyennement importante, principalement réservée à l'habitat collectif), ou pour l'Isérable (I2401) en zone UF (zone d'activité réservée aux industries soumises à autorisation), alors que pour le Roannelet, l'ensemble des zones du POS sont relativement bien réparties.

En fait dans la réalité, ce n'est pas parce que deux bassins versants sont sur la même zone du POS, qu'ils auront le même coefficient de ruissellement, cela dépend aussi beaucoup de la façon dont sont agencées les constructions sur chaque bassin versant. Il y a quand même une relative indépendance entre les bassins versants élémentaires. L'incertitude réelle se situe donc probablement dans l'intervalle généré par nos deux hypothèses (chaque bassin versant élémentaire indépendant, ou chaque zone du POS indépendante).

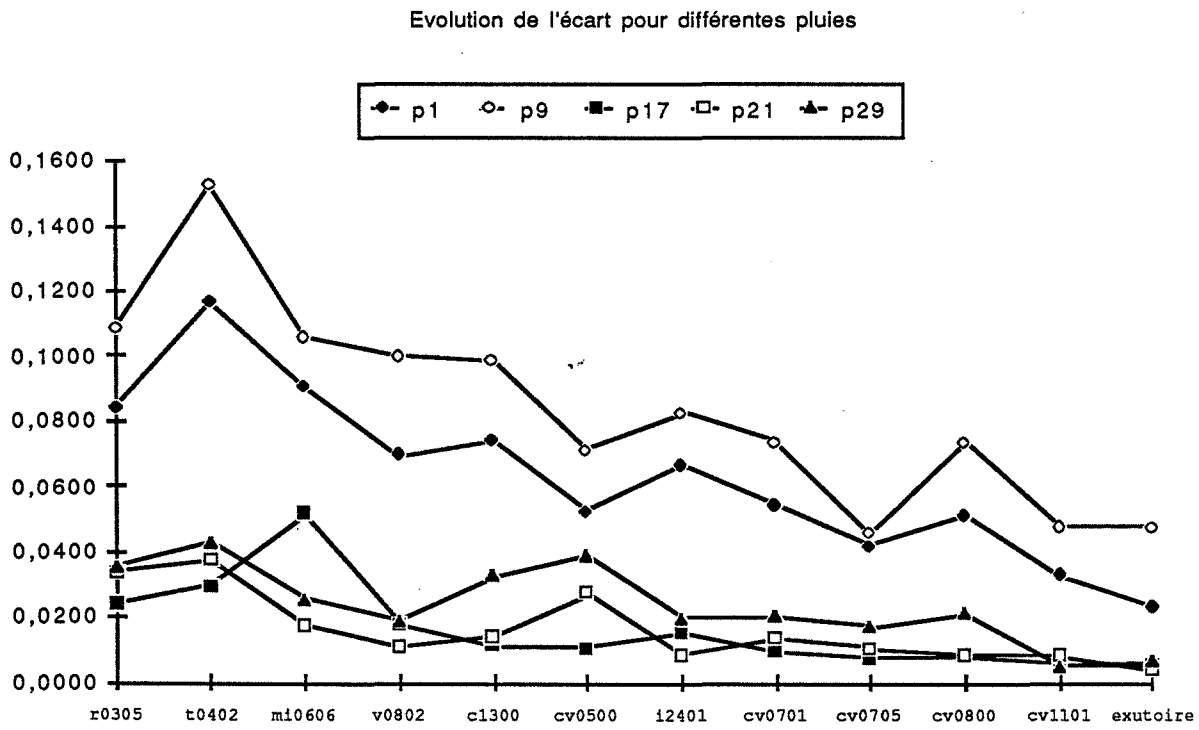
III.4.3.6) Sensibilité des résultats aux variations du paramètre lag-time

Nous avons choisi d'appliquer au lag-time K, un coefficient de variation $\alpha=0,5$. D'après [21] K pourrait être estimé au mieux pour un bassin non jaugé avec une incertitude de 20 à 40%, si l'on pouvait disposer d'un échantillon de bassins plus important. Le choix d'une limite $\alpha=0,5$ dans la formule $K=K_0(1+\delta\alpha)$, correspondant à 50% de variation sur K en plus ou en moins, semble donc un majorant raisonnable, car la valeur du lag-time dans notre cas est déterminée à partir des caractéristiques du bassin versant non jaugé. D'après [21], pour un seul bassin versant, une erreur sur K correspondant à $\alpha=0,1$ à 0,3 entraîne une erreur sur le débit de pointe de 5 à 20%, suivant la forme de la pluie, et cela pour des lag-time compris entre 10 et 120 minutes. Mais globalement, comme nous venons de le voir dans le cas du coefficient de ruissellement, les erreurs peuvent se compenser lorsqu'on regarde le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant constitué de plusieurs bassins élémentaires.

Toutes ces raisons expliquent pourquoi il nous est apparu intéressant et nécessaire de tester la sensibilité du modèle de ruissellement au paramètre K.

Nous faisons donc l'hypothèse que le lag-time de chaque bassin versant élémentaire est indépendant des autres. Les tirages des $\delta_{k;i}$ sont indépendants les uns des autres, quelque soit le bassin versant considéré.

Nous avons alors estimé le paramètre $E_{q,i,j}$, défini comme précédemment, pour différentes pluies et pour l'ensemble des 12 noeuds, le graphique III.11 ci-dessous indique l'évolution de ce paramètre en fonction du point où l'on se situe sur le réseau :



Le tableau III.11 suivant donne les résultats associés :

Evolution du paramètre Eq;i;j

noeud/pluie	p1	p9	p17	p21	p29
r0305	0,0843	0,1089	0,0242	0,0340	0,0353
t0402	0,1170	0,1531	0,0294	0,0375	0,0432
mi0606	0,0904	0,1058	0,0518	0,0175	0,0256
v0802	0,0698	0,1000	0,0183	0,0110	0,0192
c1300	0,0742	0,0987	0,0119	0,0143	0,0327
cv0500	0,0527	0,0715	0,0108	0,0278	0,0391
i2401	0,0666	0,0831	0,0157	0,0088	0,0198
cv0701	0,0544	0,0737	0,0098	0,0135	0,0201
cv0705	0,0418	0,0459	0,0075	0,0105	0,0169
cv0800	0,0512	0,0740	0,0084	0,0088	0,0215
cv1101	0,0330	0,0478	0,0060	0,0085	0,0050
exutoire	0,0234	0,0473	0,0061	0,0039	0,0068

Tableau III.11 : Ecart pour tous les noeuds et les pluies P1, P9, P17, P21 et P29

On constate que la valeur du paramètre $E_{q;i;j}$ tend à diminuer avec le nombre de bassins versants élémentaires. Les valeurs obtenues pour les pluies issues de la pluie INT0208 (P1 et P9) sont plus élevées que celles provenant des pluies (P17, P21, P29) issues de la pluie INT307M. La distribution spatiale de la pluie a une influence et c'est à la pluie P9, qui est fortement distribuée spatialement, que sont attachées les valeurs les plus grandes du paramètre $E_{q,i,j}$. Mais plus que la distribution spatiale de la pluie, sa distribution temporelle a une influence, car les pluies INT0208 et INT307M ont des hyétogrammes de pluies très différents. Nous obtenons là encore un pic pour le noeud T0402, pour les pluies P1 et P9, qui sont des pluies pas très intenses, donc pour lesquelles il y a une grande sensibilité à la forme de l'hydrogramme, alors que pour les pluies P17, P21, P29 qui sont très faibles, la quasi totalité de l'hydrogramme se trouve en dessous du débit de déclenchement du déversoir, l'erreur devient donc plus faible.

Nous obtenons à l'exutoire de la zone pour une fluctuation $\alpha = 0,5$ sur le lag-time, une incertitude sur la détermination du débit de pointe de 2x0,0473=0,0946 soit 9% avec la pluie la plus pénalisante (P9), et cela pour un intervalle de confiance de 95%.

III.4.4) Conclusion

Plus que la distribution spatiale de la pluie, sa distribution temporelle a une influence sur la valeur de l'incertitude associée au débit de pointe.

A fluctuations identiques des deux paramètres hydrologiques, coefficient de ruissellement et lag-time, c'est le paramètre coefficient de ruissellement qui induit les incertitudes les plus grandes sur le débit de pointe. Cela provient du fait que lorsque l'on fait varier le coefficient de ruissellement, on fait également varier le lag-time

Les hypothèses "bassins versants élémentaires", ou "zones du POS indépendantes" ne sont pas toutes les deux satisfaisantes, mais elles permettent d'encadrer l'erreur réelle sur les résultats, erreur induite par l'incertitude sur les données.

Il serait intéressant d'affiner cette étude, en analysant les incertitudes à l'exutoire d'une zone en fonction de la structure de la zone, ceci de manière à pouvoir généraliser l'étude à n'importe quel bassin versant. Car ici, tout au plus, pour un réseau qui ne contient pas d'ouvrages spéciaux, il semble que le nombre de bassins élémentaires soit un facteur qui agisse sensiblement sur la valeur de l'incertitude. On peut donc estimer, pour une zone équivalente à St ETIENNE, que pour une incertitude de plus ou moins 50% sur les coefficients de ruissellement nous obtenons une incertitude de 8% sur le volume et de 11% sur le débit de pointe à l'exutoire de la zone.

Ce résultat est tout à fait satisfaisant, lorsqu'on réalise des études de diagnostic de réseau d'assainissement, car la connaissance du débit de pointe à 20% se traduit par une incertitude de 8% sur le diamètre de la conduite à mettre en place, le débit variant sensiblement comme la puissance 8/3 du diamètre

Nous n'avons testé qu'un seul type d'ouvrages spéciaux, dans une seule configuration, Il s'agit du noeud T0402, sortie du déversement d'un déversoir d'orage qui s'active lorsque le débit entrant est supérieur à 0,346 m^3/s. On constate que cet ouvrage étant dimensioné pour agir dès les faibles débits, sa caractéristique joue peu sur la valeur de l'incertitude dans le cas de pluies fortes (temps de retour 10 ans). Par contre pour des pluies faibles (période de retour mensuelle), sa caractéristique joue énormément, il a alors tendance à amplifier l'erreur sur le volume déversé. Ceci est d'autant plus regrettable qu'en général, la fonction d'un déversoir d'orage est d'agir pour les pluies courantes. Il est donc nécessaire dans ces conditions de connaître avec plus de précision les caractéristiques amont du bassin versant associé, afin de minimiser les erreurs sur les volumes et débits de pointes de l'eau déversée.

MISE EN PLACE D'UN PARC DE PLUVIOGRAPHES

III.5) Mise en place d'un parc de pluviographes

III.5.1) Introduction

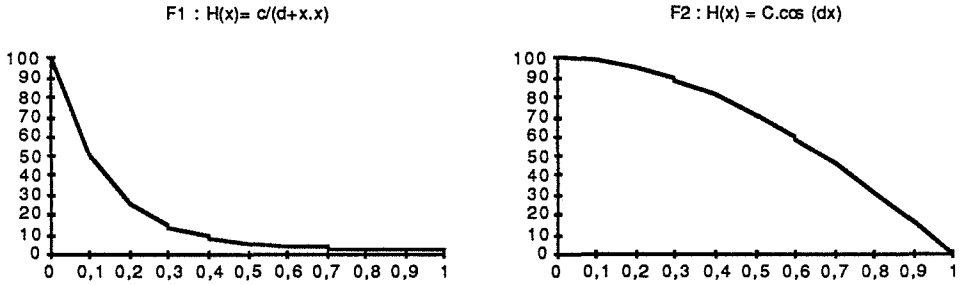
Nous venons de voir que la mesure de la pluie constitue une information particulièrement importante dans une étude hydrologique, plus particulièrement en zone urbaine, où les risques doivent être appréhendés avec plus de précision. La connaissance de cette information est souvent obtenue à partir d'un parc de pluviographes. Sachant que la ville de St Etienne ne disposait pas à ce jour d'un tel parc, nous nous sommes intéressés à sa mise en place, en considérant plusieurs facteurs, comme la distribution spatiale de la pluie, la forme du bassin versant, la distribution spatiale des coefficients de ruissellement; et cela, afin de pouvoir agir sur la qualité de la mesure qui sera réalisée.

III.5.2) Détermination du parc de pluviographes

La ville de St Etienne n'a pas implanté à l'heure actuelle un système permettant de mesurer la pluie sur l'ensemble du bassin versant. Nous nous sommes donc intéressés à la mise en place d'un parc de pluviographes en zone urbaine. Notre étude s'est appuyée sur les résultats obtenus au Laboratoire d'Hydrologie Mathématique en 1988 par Paturel, Desbordes et Masson, sur le thème "Evaluation de l'influence de la densité des réseaux pluviométriques sur la détermination des lames précipitées", [47].

Pour deux structures de pluies (caractérisées par un abattement spatial* différent, voir figure III.7), et pour un seuil d'erreur fixé, ces auteurs ont défini des densités de pluviographes à mettre en place, en fonction de l'importance de la surface à couvrir (voir tableau III.12). L'erreur prise en compte, dans l'étude citée en référence, est une erreur relative en valeur absolue; l'erreur relative étant le rapport de l'écart entre lame d'eau observée et lame vraie à la lame vraie.

*[Il faut comprendre l'abattement spatial au sens d'un coefficient, minorant en un point donné l'intensité de pluie, fonction de la distance séparant ce point, de l'épicentre de la pluie]



l'ordonnée représente une valeur adimensionelle d'intensité de pluie, l'abscisse représente une valeur adimensionelle de distance

figure III.7 : forme d'abattement spatial à appliquer à la pluie(extrait de [47])

A (ha)	10%				20%			
	F1		F2		F1		F2	
	n	/n	n	/n	n	/n	n	/n
50	3	15	1	50	1	50	1	50
100	5	20	1	100	2	50	1	100
500	9	50	2	250	4	125	1	500
1000	11	90	4	250	5	200	2	500
5000	75*	70	10	500	29	170	4	1250
10000	103*	100	16	600	58	170*	6	1650
15000	119*	125	25	600	75	200*	8	1900
25000	140*	180	20	1250	96	260*	7	3500

Densités nécessaires pour les seuils 10% et 20% de e0,75
(* : valeurs extrapolées)

tableau III.12 :densités des réseaux (extraits de [47]), n représente le nombre de postes pluviographiques.

Nous avons recherché pour nos deux pluies (INT307M et INT0208), les décroissances les plus marquées observées sur les images radar. Nous avons notées I1 et I2 les abattements correspondants dont le tableau III.13 donne une représentation (une valeur d' intensité par maille sur une horizontale ou sur une verticale d'une image de pluie correspondant à une matrice d'intensité). La figure III.8 permet de comparer les abattements I1 et I2 avec ceux choisi par Paturel (F1 et F2).

Pluie INT0208, Image N°:18, pas d'espace : 800 m
Intensité de pluie en 1/10 mm/h

I1	929	816	707	707	359	742	112	281	55	
I2	929	630	523	446	446	156	143	211	281	202

tableau III.13 : évolution de l'intensité fonction de la distance . Pluie INT0208

Comparaison abattement, pluie INT0208 et
courbe F1 et F2 de Paturel.

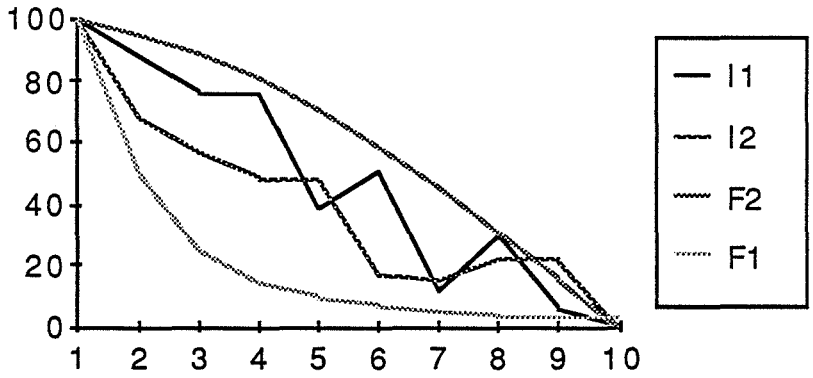


Figure III.8 : Comparaison des abattements.

Nous constatons que les abattements spatiaux associés aux pluies INT0208 ou INT307M correspondent à un abattement intermédiaire entre F1 et F2. Ceci nous conduit à sélectionner un parc de cinq pluviographes à mettre en place sur le site, sachant que la surface à couvrir est de l'ordre de 3000 hectares (voir tableau III.12). De plus, une enquête [25], réalisée auprès de quelques grandes villes françaises par la Lyonnaise des Eaux de Bordeaux, montre qu'en moyenne la densité des réseaux de pluviographes est de l'ordre de 1 poste pour 1000 hectares. Cette enquête souligne aussi que l'un des besoins exprimés, en matière d'informations pluviométriques, par les divers utilisateurs est d'avoir une meilleure connaissance de la répartition spatiale de la pluie et une bonne précision sur le calcul des lames d'eau. C'est pourquoi nous avons choisi, pour cette étude, un parc de 5 postes.

L'étude de Paturel, qui testait les effets de la densité d'un réseau de pluviographes sur l'évaluation de la lame d'eu précipitée, s'appuie sur une méthode assez simple pour placer ces pluviographes, afin de couvrir au mieux la surface à exploiter. On calcule la longueur L du bassin versant, que l'on divise par le nombre de postes n, pour obtenir un nombre noté Dmin. On place alors les postes avec comme seule contrainte que chaque poste soit distant de postes voisins d'une distance d supérieure à Dmin (voir figure III.9).

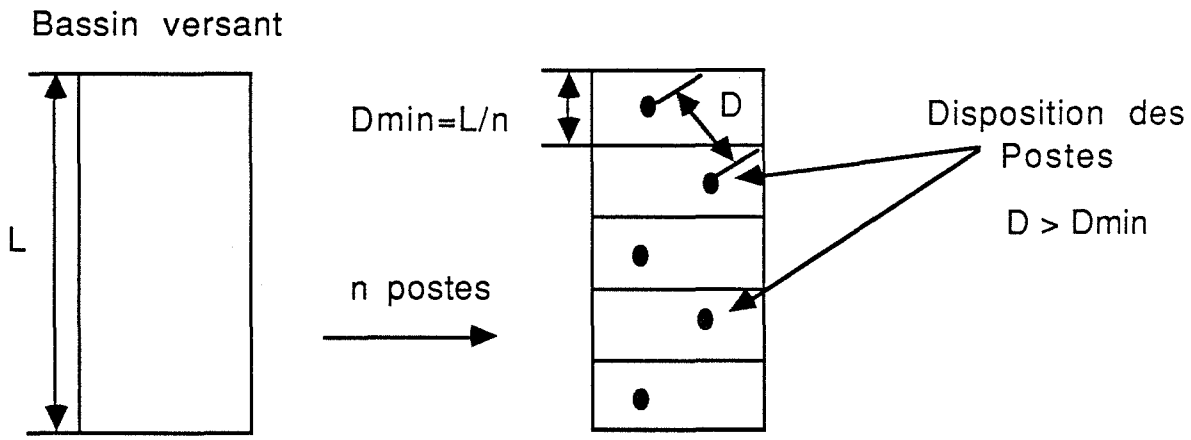


Figure III.9 : mise en place des pluviographes.

Dans l'étude qui va suivre, nous avons défini une méthodologie qui permet de placer au mieux les n postes sur un site, compte tenu de ses caractéristiques hydrologiques. La méthode utilise la technique du krigeage, pour définir un critère d'optimalité. Elle se base sur la méthode du point fictif, telle qu'elle est développée dans la thèse de Delhomme [18].

III.5.2.1)Le krigeage

A partir de la mesure des intensités de pluie I_i (i=1 à n) en n points M_i où sont placés des pluviographes, nous désirons estimer l'intensité de la pluie I_o^* en tout point o du domaine d'étude. L'estimation I_o^* est donnée par une relation de type linéaire:

$$I_o^* = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i . I_i ;$$

où les λ_i sont des pondérations. Une méthode classique est de choisir par exemple λ_i proportionnel à l'inverse du carré de la distance séparant le point à estimer du point de mesure i.

Pour notre part nous avons opté pour une autre technique: le krigeage simple. En plus de fournir un estimateur qui soit sans biais, et dont l'erreur quadratique moyenne soit minimale, le krigeage permet en effet de déterminer pour chaque point interpolé, une variance dite de krigeage, représentant la qualité (la précision) de l'interpolation.

Les conditions à respecter pour utiliser la technique du krigeage simple sont de satisfaire à l'hypothèse intrinsèque. Cette hypothèses pose que les accroissements de la variable aléatoire que l'on veut estimer sont

stationnaires d'ordre 2. Cela conduit aux deux conditions suivantes: la variable aléatoire doit avoir une espérance mathématique indépendante du point d'appui et une fonction de covariance invariante par translation dans l'espace.

Les deux conditions imposées à l'estimateur débouchent sur un système d'équations à résoudre qui fait intervenir le variogramme :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2}E\left([Z(x)-Z(x+h)]^2 \right) \qquad E : \text{espérance mathématique.}$$

où Z(h) définit une variable aléatoire satisfaisant à l'hypothèse intrinsèque, h caractérisant l'accroissement. Le variogramme donne une description synthétique de la structure du phénomène étudié.

Nous voyons que la technique du krigeage prend en considération les positions relatives des points expérimentaux entre eux et par rapport à la maille à estimer.

Les deux conditions de non biais et d'erreur quadratique moyenne minimale conduisent à résoudre le système suivant:

$$(I) \begin{cases} E[I^*-I]=0 & (a) \\ Var[I^*-I] \text{ minimum} & (b) \end{cases}$$

où I représente le champ réel et I^* le champ interpolé. (I.b) représente une fonction à optimiser sous la contrainte (I.a). Le système (I) se résout donc en introduisant un multiplicateur de Lagrange μ, ce qui conduit au système II:

$$(II) \begin{cases} \sum_{j=1}^{n} \lambda_j . \gamma_{ij} + \mu = \gamma_{i0} \; ; \; i=1..n \\ \sum_{j=1}^{n} \lambda_j = 1 \end{cases}$$

$$\text{avec } \sigma_0^2 = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i . \gamma_{i0} + \mu$$

Où γ_{ij} est la valeur prise par le variogramme entre deux points de mesure i et j; $\gamma_{ij} = \frac{1}{2}E\left([I(i)-I(j)]^2 \right)$

γ_{i0} est la valeur prise par le variogramme entre le point de mesure i et le point où on désire interpoler une valeur;

Ce système admet en général une solution unique pour μ et les λ_i.

La valeur krigée et la variance associée sont données par (III):

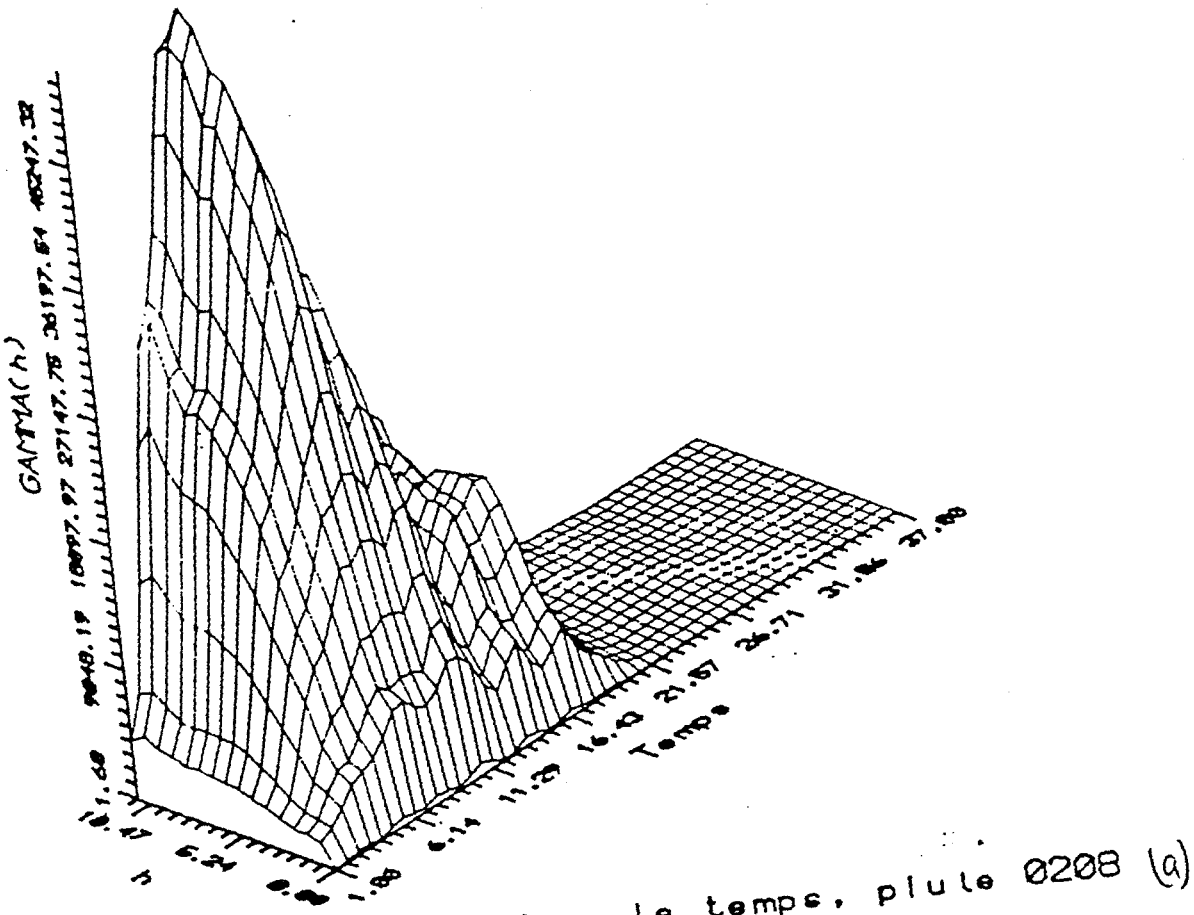
$$\text{(III)} \qquad \begin{cases} I_0{}^* = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i . I_i \\ \sigma_0{}^2 = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i . \gamma_{i0} + \mu \end{cases}$$

$\sigma_0{}^2$ est la variance de krigeage associée au point où on réalise l'interpolation.

Cette technique nécessite la connaissance d'un variogramme de pluie, pour pouvoir interpoler un champ de pluie. A partir des deux pluies à notre disposition, nous avons calculé, pour chacune d'entre elles, les variogrammes pour tous les pas de temps. Soit au total 37 variogrammes pour la pluie INT0208 et 50 variogrammes pour la pluie INT307M. Nous avons positionné ces variogrammes, pour chacune de ces pluies, sur des graphiques en trois dimensions, voir figure III.10(a et b).

Nous constatons qu'à chaque pas de temps, le variogramme prend une forme différente. Lequel choisir pour interpoler un champ de pluie ? Doit-on à chaque pas de temps prendre un variogramme différent pour interpoler l'image spatiale de la pluie ?

Cette solution paraît très lourde à mettre en oeuvre, De plus, si la disposition des pluviographes est guidée par le choix d'un variogramme, on ne peut pas, au cours d'un épisode pluvieux, déplacer les pluviographes, pour obtenir à chaque pas de temps, la meilleure disposition. Il faut donc choisir un variogramme moyen, qui soit caractéristique des pluies les plus pénalisantes pour l'organisme qui gère le réseau d'assainissement.



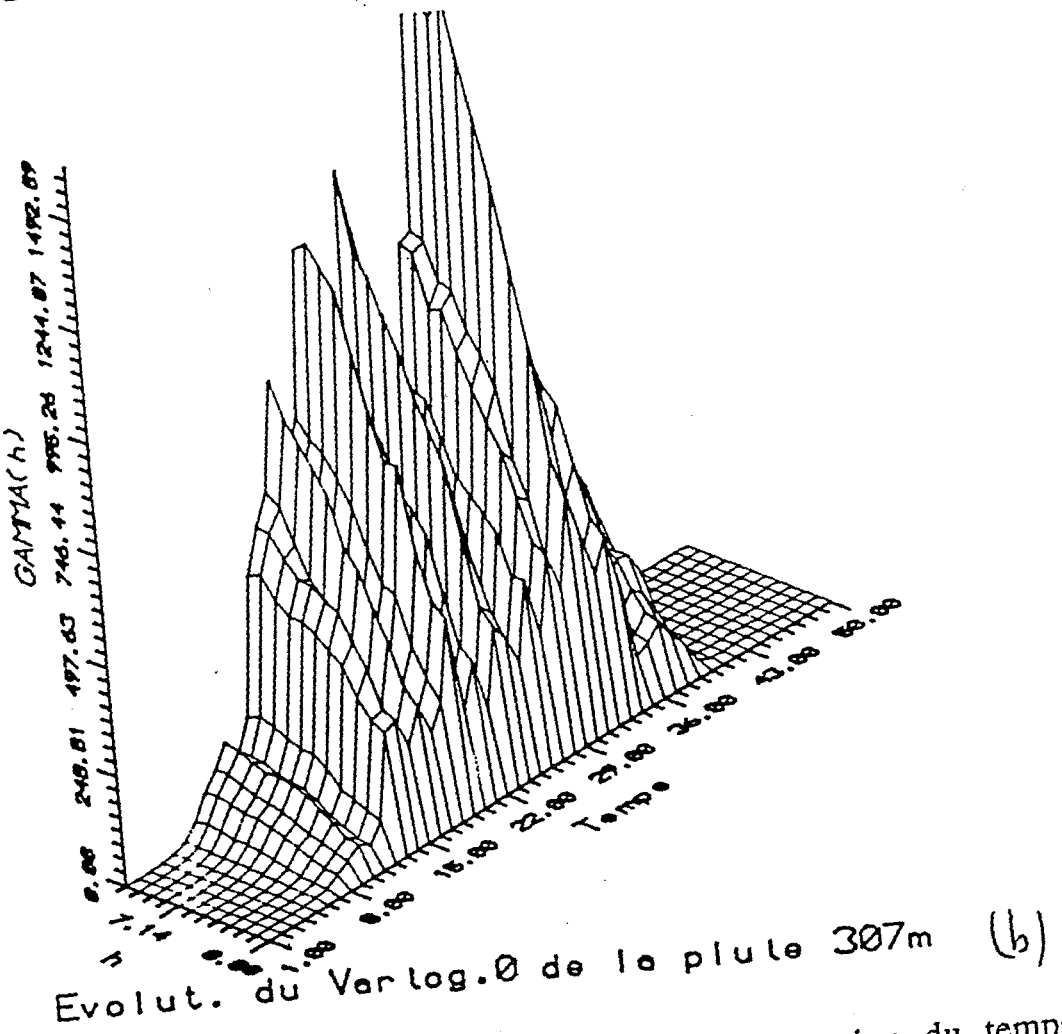


Figure III.10(a,b) : Evolution des variogrammes en fonction du temps

Avec ce critère de choix, notre parc de pluviographes ne sera pas optimal à chaque instant, pour chaque pluie, mais il sera statistiquement le meilleur, pour les épisodes qui intéressent les personnes chargées de s'occuper du réseau.

III.5.2.1.1) Variogramme adimensionnel

Si l'on considère le système d'équations (II), et si l'on pose $\gamma(h) = K.\gamma'(h)$ et $\mu = K.\mu'$ on obtient le système (II')

$$\gamma_{ij}=K.\gamma'_{ij} \quad ; \quad \gamma_{i0} = K.\gamma'_{i0} \; ;$$

$$(II') \quad \begin{cases} K.\left(\sum_{j=1}^{n}\lambda_j.\gamma'_{ij} + \mu'\right) = K.\gamma'_{i0} \; ; \; i=1..n \\ \sum_{j=1}^{n}\lambda_i=1 \end{cases}$$

avec la variance donnée par $\sigma_0{}^2=K\left(\sum_{i=1}^{n}\lambda_i.\gamma'_{i0} + \mu'\right)=K.(\sigma_0')^2$

Ce qui veut dire que deux variogrammes homothétiques $\gamma_1(h)$ et $\gamma_2(h)=K.\gamma_1(h)$ donnerons les mêmes pondérations λ_i, les variances de krigeages $\sigma_{01}{}^2$ et $\sigma_{02}{}^2$ étant dans le rapport homothétique K. Donc un variogramme $\gamma(h)$ peut être caractérisé par deux données:

a) le profil de la courbe qui traduit la structure spatiale du phénomène et conditionne la détermination des λ_i. Tous les variogrammes homothétiques sont de ce point de vue équivalents.

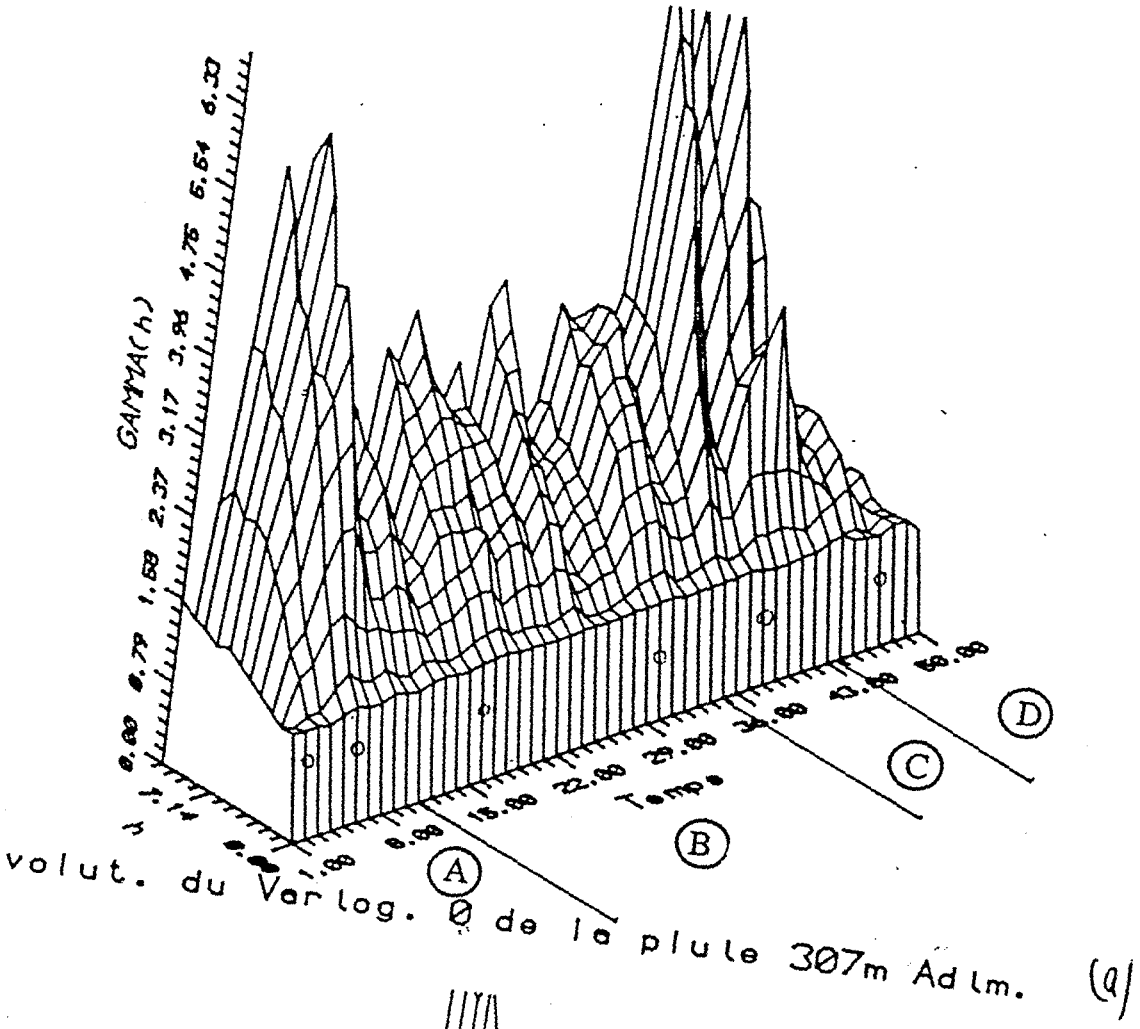
b) son intensité K, définie à partir d'un variogramme pris comme référence. Cette intensité K permet de définir le niveau de précision de l'interpolation grâce à la relation $\sigma_0{}^2=K.(\sigma_0')^2$.

L'étude se ramène donc à la détermination des λ_i et des variances de krigeage "adimensionnelles" (au facteur K près), pour un variogramme donné, lorsqu'on a choisi une disposition des pluviographes. La

connaissance de ces paramètres permet alors de caractériser plusieurs dispositions de pluviographes.

Par la suite et pour les deux pluies (INT0208 et INT307M), nous avons choisi de prendre des variogrammes adimensionnels γ_{adim} tels que l'effet de pépite soit égal à 1 afin de pouvoir comparer les différents profils de tous les variogrammes. L'effet de pépite correspond à une discontinuité à l'origine, cela signifie que la variable est très irrégulière. Deux points distincts, mais très proches, présentent encore un écart, de variance au moins égale à l'effet de pépite C, (C= 1 x K). Ce qui nous intéresse pour interpoler un champ de pluie, c'est la structure de ce champ et non son degré d'incertitude matérialisé par (K). Les figures III.11(a,b) et III.12(a,b), avec leurs tableaux respectifs III.14 et III.15, nous montrent, l'évolution temporelle des variogrammes adimensionnels (III.11(a) et III.12(a)) par rapport à celle des variogrammes "normaux" (III.11(b) et III.12(b)). Les tableaux comportent des images de pluies associées à des instants bien particuliers de la pluie. Nous voyons qu'il existe deux grands pics dans les figures III.11(a,b) et III.12(a,b) des variogrammes adimensionnels, notés (A) et (C). Les images de pluies associées correspondent, pour la zone (A), à l'apparition de la pluie sur la zone d'étude et, pour la zone (C), à la disparition de la pluie sur cette même zone. L'apparition et la disparition de la pluie sont associées au fait qu'il ne pleut pas sur toute la zone, une partie seulement est touchée. La zone (B) correspond au fait que la pluie est établie sur toute la zone. La zone (D) correspond au fait qu'il n'y a plus ou presque plus de pluie.

C'est la zone (B) qui nous intéresse principalement. Comme dans cette zone le variogramme adimensionnel est beaucoup plus homogène, on peut définir un variogramme moyen qui sera pris pour le reste de cette étude (voir figure III.13).



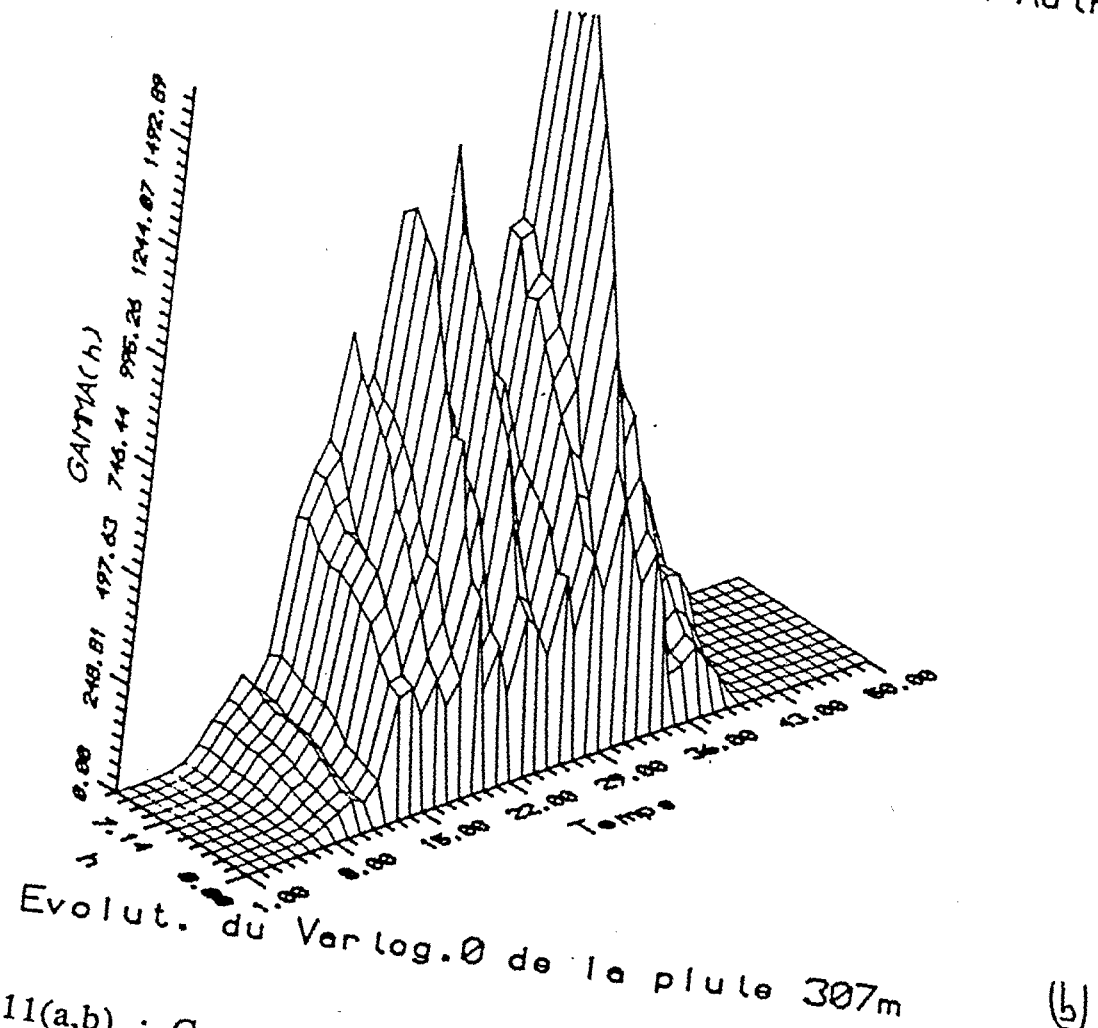
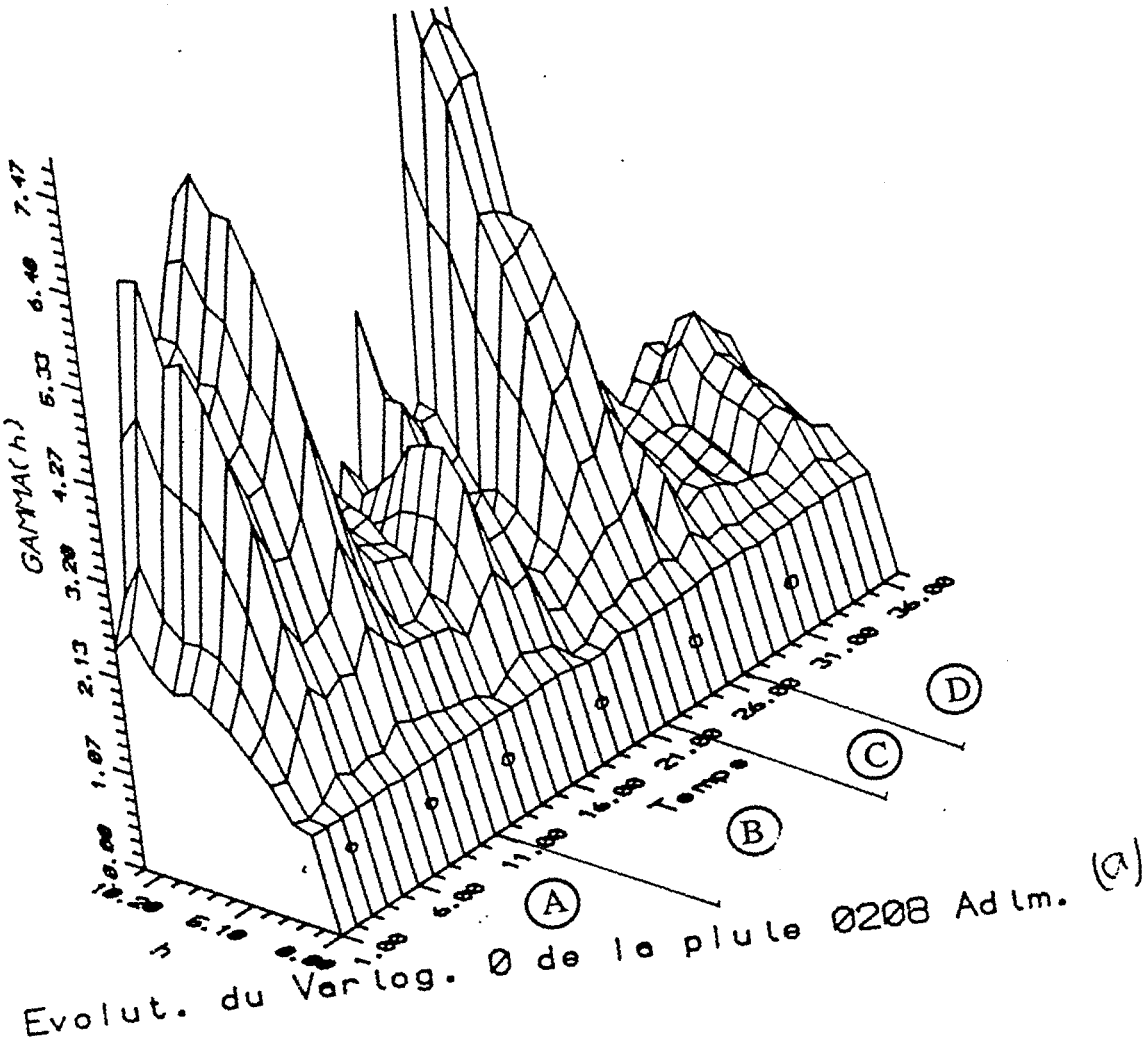


Figure III.11(a,b) : Comparaison des variogrammes dimensionels et (a) adimensionels, pluie INT307M (b)



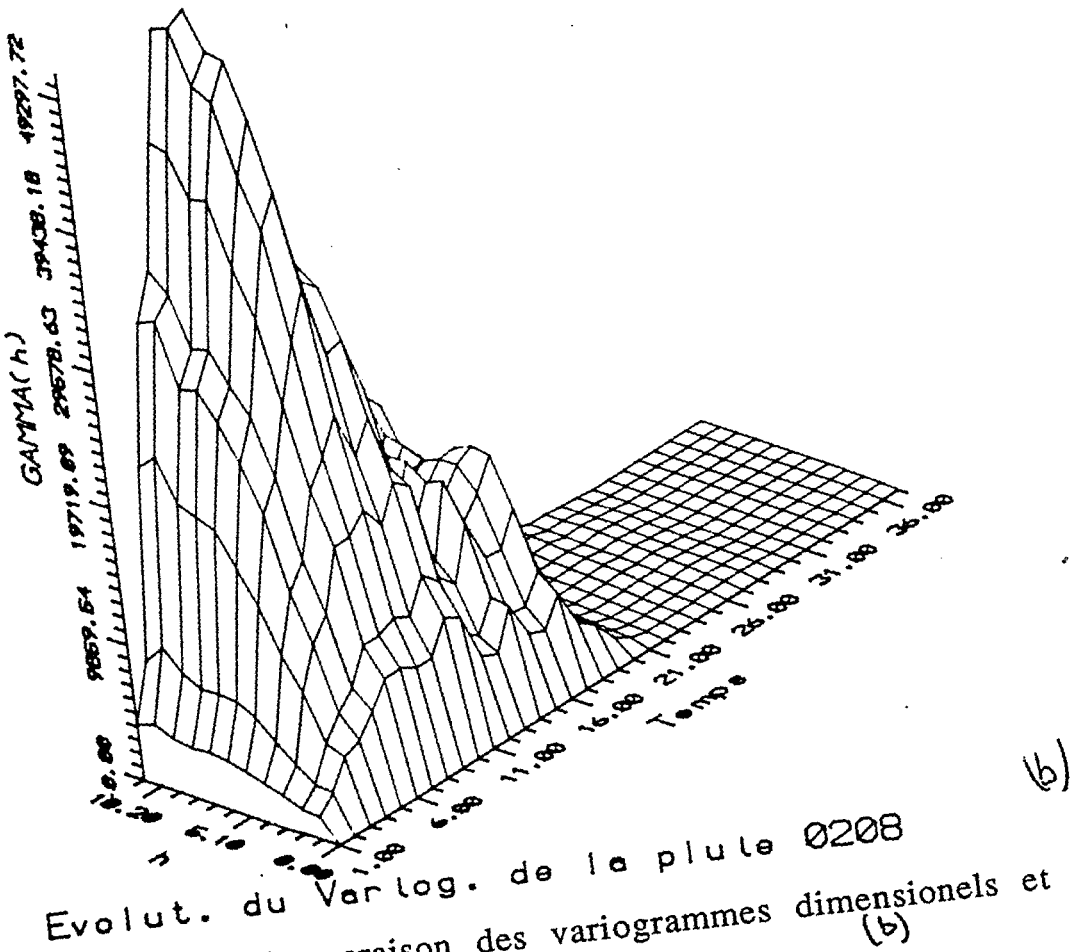
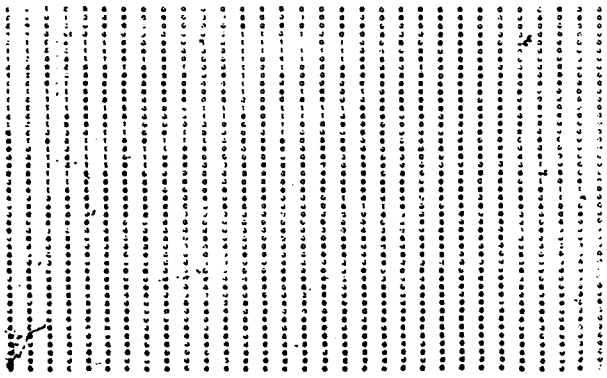


Figure III.12(a,b) : Comparaison des variogrammes dimensionels (a) et (b) adimensionels, pluie INT0208

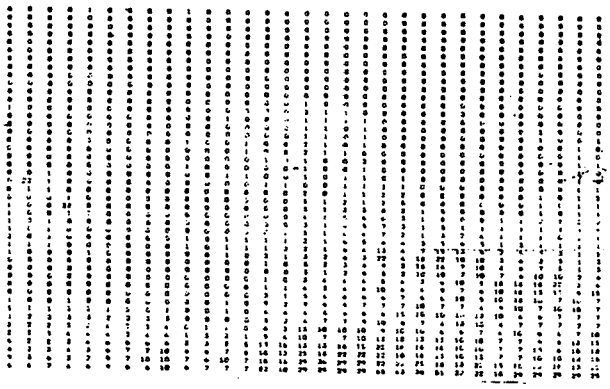
Pluie INT307M

Pas de temps N°= 2



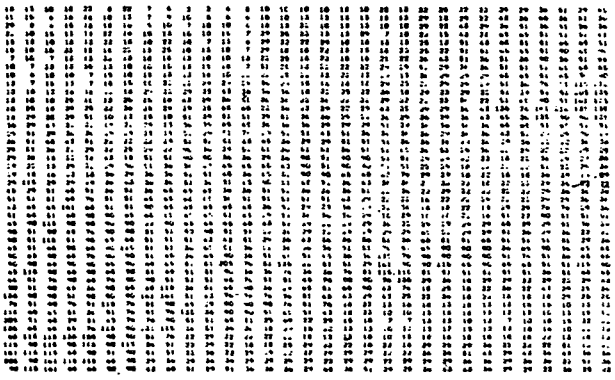
A

Pas de temps N°= 6



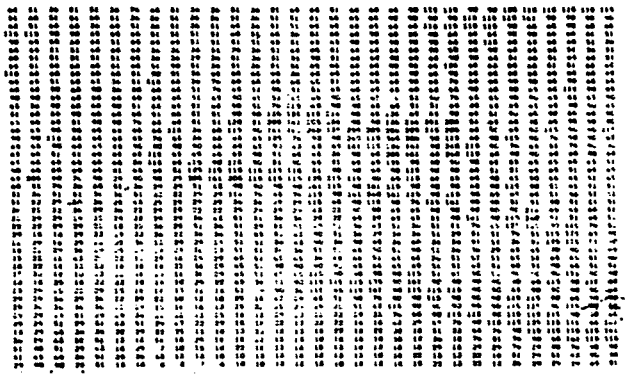
A

Pas de temps N°= 16



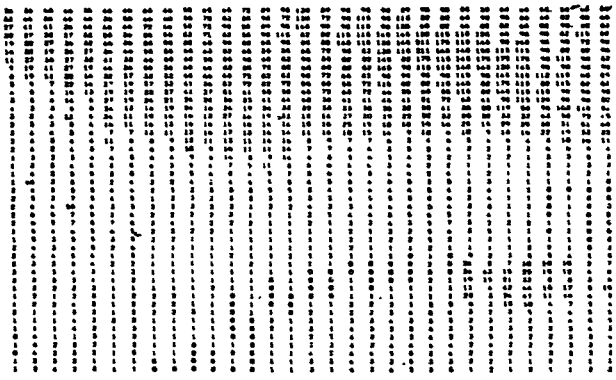
B

Pas de temps N°= 30



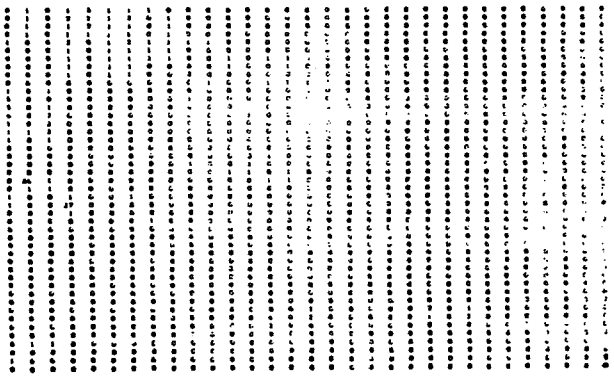
B

Pas de temps N°= 38



C

Pas de temps N°= 47

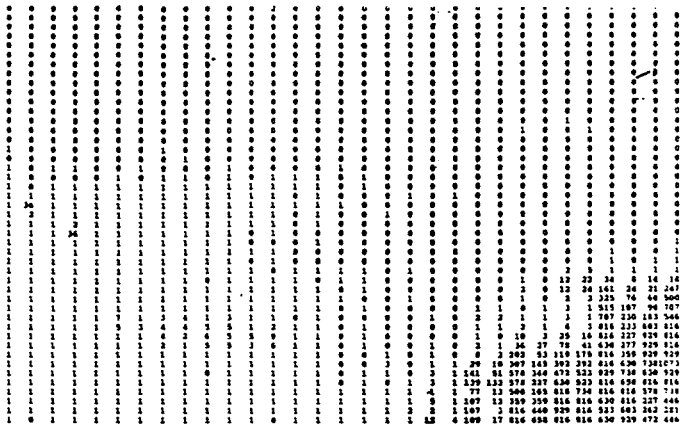


D

Tableau III.14 : Images de la pluie INT307M

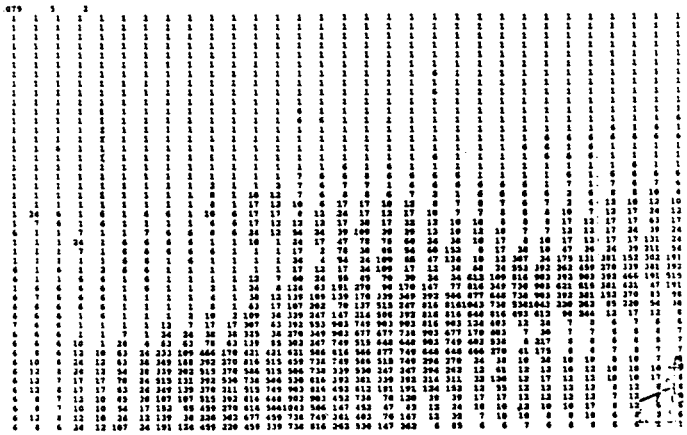
Pluie INT0208

Pas de temps N°= 3



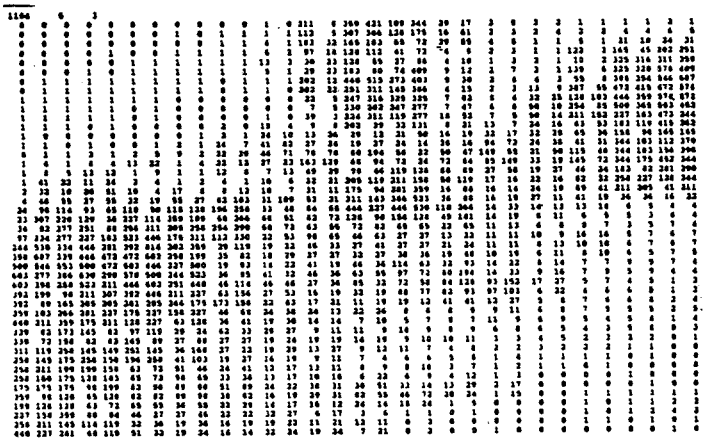
(A)

Pas de temps N°= 8



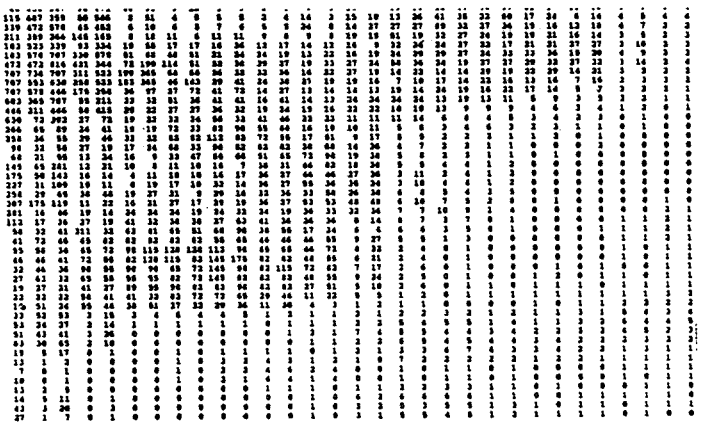
(A)

Pas de temps N°= 13



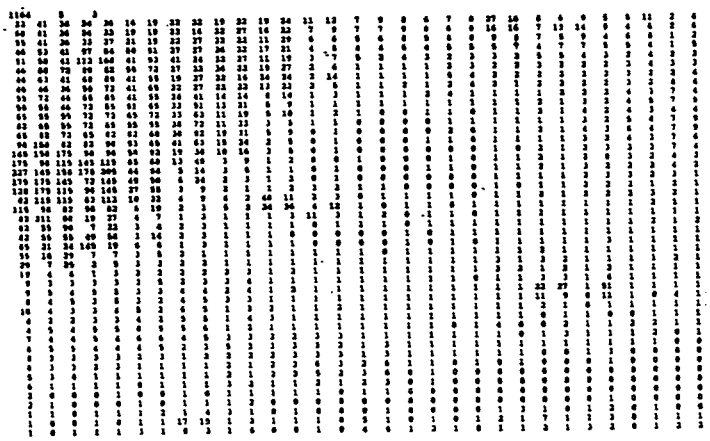
(B)

Pas de temps N°= 19



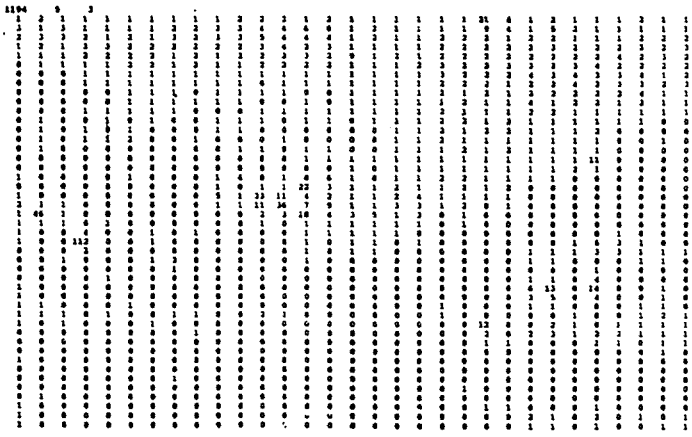
(B)

Pas de temps N°= 25



(C)

Pas de temps N°= 31



(D)

Tableau III.15 : Images de la pluie INT0208

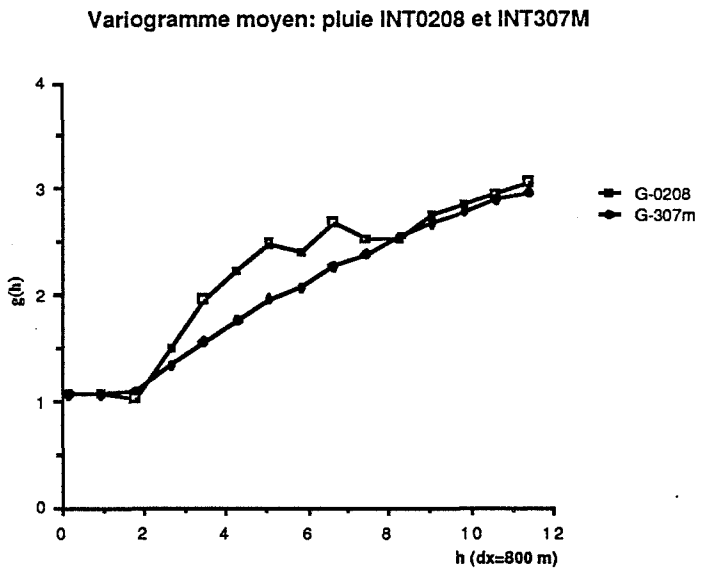


figure III.13 : Variogramme Moyen Adimensionnel

Nous avons défini un variogramme moyen comme étant la moyenne des variogrammes correspondant à la zone (B).

Pour la pluie INT0208, le variogramme correspond aux équations :

h=0	$\gamma(0)=0$
h<=1,6	$\gamma(h)=1$
h>=1,6	$\gamma(h)=0,30+0,44.h$
h> 8,4	$\gamma(h)=4$

Pour la pluie INT307M, il correspond aux équations :

h=0	$\gamma(0)=0$
h<=1,6	$\gamma(h)=1$
h>=1,6	$\gamma(h)=0,57+0,27h$
h > 12,7	$\gamma(h)=4$

Nous notons la présence d'un palier pour les distances comprises entre 0 et 1,6 km; par la suite le variogramme croît de façon linéaire entre 1,6 et (8,4 ou 12,7) km. Nous avons volontairement fixé une portée, de façon à limiter le phénomène.

III.5.2.2) Les simulations effectuées

III.5.2.2.1)Choix du variogramme

On pourrait choisir comme variogramme à utiliser dans le système d'équation (II) ou (II'), l'un des variogrammes modélisés ci-dessus. Ce pose alors le problème de savoir si le variogramme retenu est défini-positif

(c'est -à-dire que la variance de krigeage soit toujours positive ou nulle). De tels variogrammes ne le sont pas obligatoirement comme le montrent Margaret Armstrong et Romain Jabin [71].

En fait au début de cette étude, nous avons choisi le variogramme adimensionnel associé à la pluie INT0208, car il lui correspond une structure de pluie plus contrastée, comme l'ont montré les études antérieures. C'est ce que nous avons voulu privilégier. Nous avons travaillé, avec ce variogramme, pour les deux pluies INT0208 et INT307M, alors que nous ne savons pas s'il est défini positif, du fait du palier compris entre 0 et 1,6 km, et de la limitation du phénomène au dela d'une dizaine de kilomètres.

Par souci de rigueur, dans l'annexe IIIB, avec un variogramme linéaire comportant un effet de pépite (variogramme défini-positif), nous avons recalculé l'ensemble des matrices de variances de krigeage que nous comparons à celles obtenues avec le "variogramme douteux". Nous montrons alors l'incidence marginale du choix (du mauvais variogramme) sur la suite des résultats obtenus dans cette étude.

III.5.2.2.2) Déroulement des simulations.

Grâce au variogramme adimensionnel, nous pouvons calculer pour chaque disposition des cinq pluviographes sur le site (1 par maille), une matrice des variances de krigeage M_V (une variance par maille). Cette matrice, nous renseigne sur la qualité de l'interpolation qui est faite au niveau de la pluie pour la disposition envisagée des pluviographes. Nous avons retenu et testé deux critères différents pour caractériser une disposition:

a) que la plus grande des variances de krigeage soit minimale
b) que la somme des variances de krigeage soit minimale

En utilisant des techniques d'optimisation extraites de la théorie des graphes [44], nous avons recherché, pour le critère b), un algorithme qui trouve directement la disposition des pluviographes constituant le parc. Mais cela est très long à mettre en oeuvre et les temps de calcul sur un micro ordinateur deviennent vite rédhibitoires.

Nous avons donc préféré une approche "manuelle" qui consiste à mettre en place des postes sur le maillage carré défini en figure III.14.

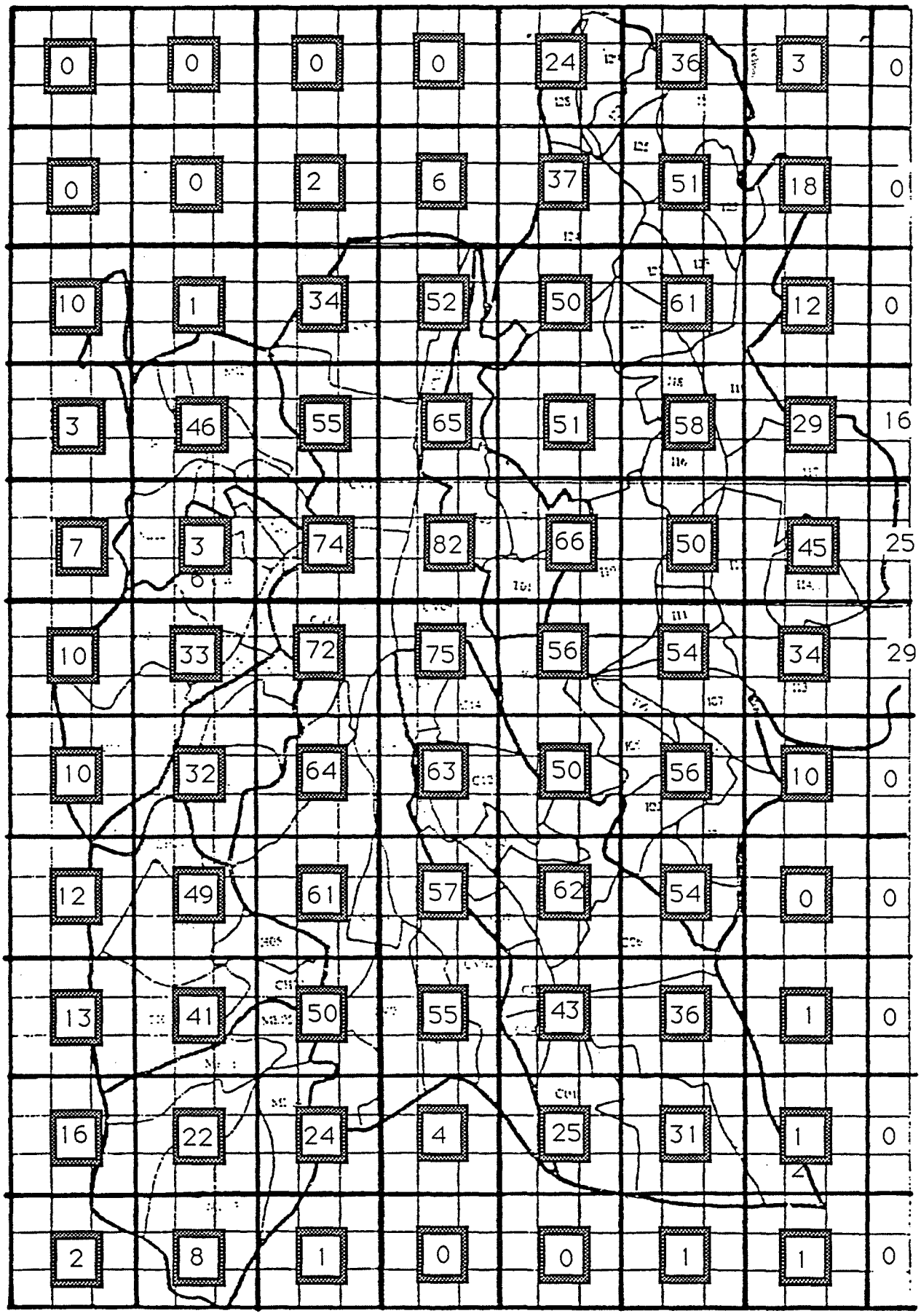


Figure III.14 : matrice des coefficients de ruissellement

Ce maillage résulte de la superposition du maillage de 250 m de côté du bassin versant et du maillage de 800m de côté des mailles de la pluie. Dans ce maillage, nous donnons pour les mailles de 800m de côté, la valeur du coefficient de ruissellement moyen associé à chacune des mailles (ceci permet de définir une matrice M_{bv} des coefficients de ruissellement). Après avoir choisi "manuellement" une disposition du parc, nous calculons la matrice des variances de krigeage M_v, et nous déplaçons les pluviographes, de telle manière que le critère retenu ((a) ou (b)) soit toujours vérifié. Cela permet d'obtenir rapidement des extremum locaux, satisfaisant aux critères.

Cette méthode conduit à deux implantations optimum distinctes que nous avons noté D3 et D4 sur la figure III.15. D3 est associé au critère a) et D4 au critère b).

Ces dispositions ont tendance à privilégier la qualité de l'information "pluie globale" sur le domaine d'étude délimité par le rectangle de 8x11 mailles de 800 m de côté. En effet, elles résultent d'un calcul effectué à partir de la matrice M_v, qui ne tient pas compte du ruissellement, mais uniquement de la pluie.

En fait, en hydrologie urbaine, ce que l'on recherche, n'est pas de bien connaître la pluie, mais d'avoir une bonne précision sur le ruissellement et les hydrogrammes qui en découlent. Pour cela, nous avons calculé à partir de la matrice M_v, et de la matrice M_{bv} des coefficients de ruissellement définie en figure III.14, une matrice M_p définie de la manière suivante :

Soit V_{ij} les termes de la matrice M_v
C_{ij} les termes de la matrice M_{bv}
P_{ij} les termes de la matrice M_p

On pose : $P_{ij} = V_{ij} \cdot (C_{ij})^2$

Le terme P_{ij}, définit la qualité du ruissellement pour la maille (ij). En effet, à I_{ij} intensité de pluie précipitée à l'instant t, correspond un débit de pluie nette $Q_{nette,ij} = S \cdot C_{ij} \cdot I_{ij}$; où S est la surface de la maille.

La variance V_{ij} définit la précision avec laquelle on connaît I_{ij}, or ce que l'on cherche, c'est à minimiser l'erreur sur le débit ($Q_{nette,ij}$). S étant

une constante pour toute maille, l'erreur $E_{q,ij}$ sur $Q_{nette,ij}$ est proportionnelle au coefficient de ruissellement C_{ij} de la maille et à l'erreur sur I_{ij}. d'où l'on a :

Erreur sur $I_{ij} \sim (V_{ij})^{1/2}$

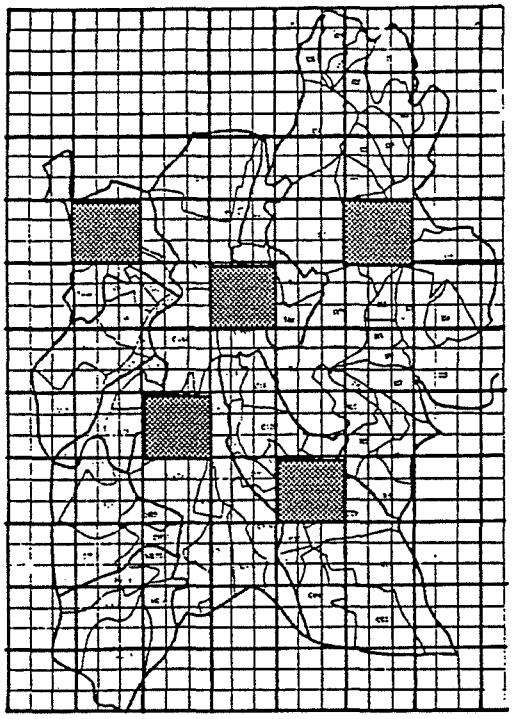
$E_{q,ij} \sim C_{ij}.(V_{ij})^{1/2}$ et $P_{ij} \sim [E_{q,ij}]^2$

Pour prendre en compte la distribution spatiale des coefficients de ruissellement, qui influe sur la disposition des pluviographes, nous sommes donc amenés à introduire la matrice M_p dont le terme général est proportionnel au carré de l'erreur estimée statistiquement sur le débit de pluie nette. Cette matrice définit la précision avec laquelle on connaît les débits de pluie nette.

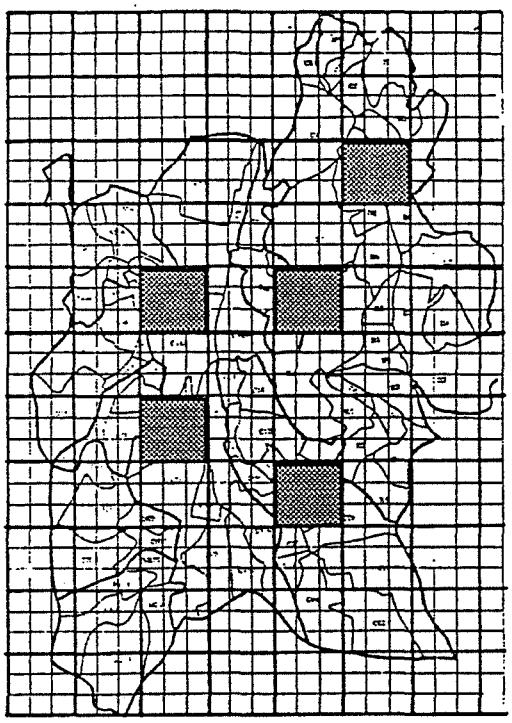
Pour que les dispositions de pluviographes retenues soient représentatives vis-à-vis du site, il faut donc connaître avec une certaine précision la distribution spatiale des coefficients de ruissellement. Or, nous avons vu (chapitre III.4.3.5), que l'on pouvait accepter une certaine incertitude sur ces coefficients, sans que cela nuise énormément à la précision des variables associées aux hydrogrammes. Dans ces conditions, la distribution spatiale des coefficients de ruissellement que nous avons adoptée pour le site de St Etienne, reflète assez bien le comportement réel du site, et nous pouvons l'utiliser telle qu'elle est pour nos calculs.

Nous adoptons la même démarche "manuelle" que précédemment, en appliquant les critères sur la matrice M_p au lieu de M_v, pour obtenir des dispositions de pluviographes. Nous obtenons deux dispositions notées D1 et D2, respectivement associées aux critères a) et b). Ces dispositions, sont illustrées par la figure III.15. Nous remarquons que la disposition des pluviographes n'est pas si évidente que cela. Il ne suffit pas simplement de mettre les pluviographes uniquement sur les mailles où il y a les plus forts coefficients de ruissellement.

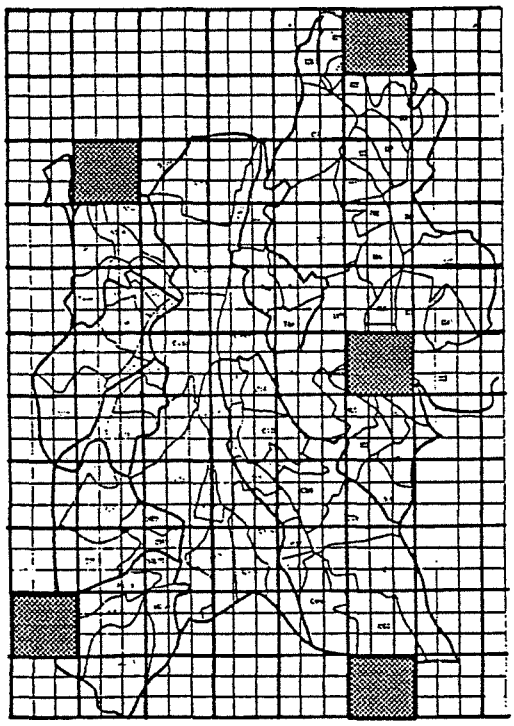
Nous avons ainsi déterminé à partir du même variogramme moyen quatre implantations des cinq pluviographes, pour 2 objectifs différents (meilleure connaissance globale de la pluie ou meilleure connaissance du ruissellement) et selon 2 critères différents (la plus grande des variances minimale ou la somme des variances minimale).



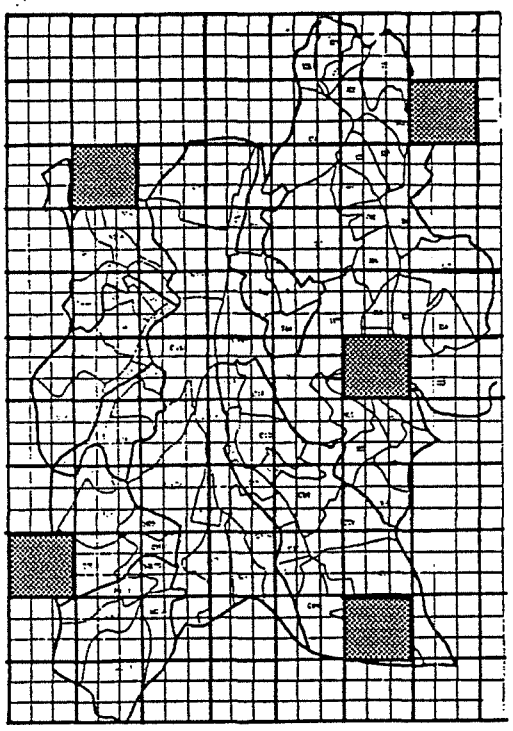
Disposition D1



Disposition D2



Disposition D3



Disposition D4

SCHEMA DES QUATRE DISPOSITIONS DES 5
PLUVIOGRAPHES MIS SUR LE SITE DE
SAINT ETIENNE

Figure III.15 : Schéma des quatre dispositions

La connaissance globale de la pluie est caractérisée par la variable "hauteur d'eau précipitée sur l'ensemble de la zone". La connaissance du ruissellement est caractérisée par les variables volume de l'hydrogramme et débit de pointe associé, évaluées aux douze noeuds sélectionnés du réseau. Nous réalisons alors des simulations avec les pluies P1 à P16 de INT0208 et P17 à P32 de INT307M. Pour chaque simulation, nous obtenons ainsi les valeurs de 25 variables : 12 volumes d'hydrogramme, 12 débits de pointes associés et 1 hauteur d'eau précipitée. Pour comparer les valeurs obtenues par interpolation, aux valeurs déterminées avec la pluie connue en toutes mailles (résultats de l'annexe IIIA), nous introduisons le rapport $E_{x,j} = \frac{X_j}{X^*_j}$, où :

X_j : est la valeur calculée à partir de la pluie j connue en toute maille.
X^*_j : est la valeur calculée à partir de la pluie j interpolée.
. X : désignant suivant le cas, la variable volume, débit de pointe ou hauteur d'eau précipitée.

La détermination de ces rapports, va nous permettre de comparer les différentes dispositions entre elles, et de juger leur niveau d'adéquation avec les différents objectifs poursuivis.

III.5.2.2.3) Résultats

Nous obtenons donc en définitive plusieurs séries de 16 valeurs $E_{x,j}$ correspondant à l'estimation des "écarts" entre les valeurs X_j et X^*_j pour l'ensemble des 16 pluies extraites des images radar (P1 à P16 ou P17 à P32).

Avant d'analyser les résultats nous avons testé le caractère normal de la distribution de chaque série, grâce à la loi du χ^2. Le calcul a été fait pour toutes les séries de la disposition D1 des pluviographes. Les résultats ont été admis pour les autres dispositions après vérification sur quelques séries prises au hasard.

Chaque échantillon de 16 valeurs a été réparti en cinq classes, la valeur du χ^2 au seuil de 95% de confiance est R_s= 5,99 [43] (5 classes-3 degré (loi normale) = 2 degré de liberté). Nous obtenons le tableau III.16 suivant pour les résultats concernant le noeud exutoire final (noté EXUTOIRE):

	Hauteur d'eau précipitée INT0208	Hauteur d'eau précipitée INT307M	Volume exutoire INT0208	Volume exutoire INT307M	débit exutoire INT0208	débit exutoire INT307M
Qui-2	0,3	0,38	0,85	0,62	0,99	0,46

Tableau III.16 : résultat du test du χ^2 pour raccordement à une loi normale.

Ceci montre que le raccordement à une loi normale est légitime. Par la suite, nous ne donnons, pour les deux pluies INT0208 et INT307M, que la valeur de l'écart type associé à chaque série de rapports $E_{x,j}$. La valeur moyenne de toutes les séries vaut un [0,991 à 1,005] selon la série. Cet écart type va nous permettre d'apprécier le pourcentage d'erreur que l'on peut commettre, lorsque l'on interpole un champ de pluie, avec une disposition plutôt qu'avec une autre.

III.5.2.2.3.1)Objectif : meilleure connaissance de la pluie

Pour juger de cet objectif, nous déterminons l'écart type associé aux rapports : $E_{h,j} = \frac{h_j}{h^*_j}$, pour chacune des dispositions.

La hauteur d'eau h_j est donnée à partir de la pluie connue en toutes les mailles.

La hauteur d'eau h^*_j est donnée à partir de la pluie interpolée.

Ces hauteurs sont le cumul des produits des intensités par la valeur du pas de temps, pour l'ensemble des mailles et pour l'ensemble des pas de temps.

Nous obtenons le tableau III.17 suivant :

	D1	D2	D3	D4
INT0208 P1-P16	0,116	0,137	0,083	0,098
INT307M P17-P32	0,031	0,035	0,025	0,02

Tableau III.17 : Ecart type sur les hauteurs d'eau précipitées,.(4 dispositions)

Ainsi pour la disposition D1 des pluviographes et la pluie INT0208, la variable $E_{h,j}$ calculée pour les pluies P1 à P16 suit une distribution normale de moyenne 1 et d'écart type σ=0,116. L'intervalle de confiance à 95% est donc IC=1 $\pm$ 2.σ, ce qui signifie que statistiquement dans 95% des cas on commet une erreur inférieure à 2σ=23%, en remplaçant la pluie connue par la pluie interpolée avec la disposition D1 (pour le calcul des hauteurs d'eau).

Pour une meilleure connaissance de la pluie globale, il convient donc de choisir les dispositions D3 ou D4 déterminées à partir de la matrice M_v, plutôt que les dispositions D1 et D2 calculées à partir de la matrice M_p, qui sont elles conçues pour minimiser au mieux l'erreur sur le ruissellement et non sur la pluie précipitée.

Quant au choix du critère à retenir, que ce soit lorsqu'on travaille sur la matrice M_v (D3 ou D4) ou sur la matrice M_p (D1 ou D2), l'erreur sera minimum avec le critère a) qui correspond à D1 ou D3.

Pour une meilleure connaissance de la pluie globale il est donc préférable d'adopter le critère a) (minimisation de la plus grande des variances) et de faire les calculs à partir de la matrice M_v, matrice des variances de krigeage, ce qui revient à choisir la disposition D3.

Rappelons que toutes les dispositions des pluviographes D1 à D4, ont été déterminées à partir du seul variogramme moyen associé à la pluie INT0208. Pour les simulations la pluie INT307M apparaît comme une pluie indépendante n'ayant pas participé à la construction des implantations D1 à D4.

On remarque dans le tableau que les écarts-types sont plus forts avec la pluie INT0208 qu'avec la pluie INT307M. Sachant que les pluies provenant de INT307M sont plus uniformes dans l'espace que les pluies provenant de INT0208, ceci n'a rien d'étonnant: si une disposition de pluviographes donne de bons résultats avec des pluies fortement distribuées spatialement, il n'y a pas de raison qu'elle donne de moins bons résultats avec des pluies uniformes dans l'espace.

III.5.2.2.3.2) Objectif : meilleure connaissance du ruissellement

Nous avons déterminé pour les douze noeuds sélectionnés les rapports $E_{V,j}= \frac{V_j}{V^*_j}$ et $E_{Q,j}= \frac{Q_j}{Q^*_j}$

Où V désigne la variable volume de l'hydrogramme
Q désigne le débit de pointe de l'hydrogramme
j désigne les pluies de P1 à P16 et de P17 à P32.
* désigne une valeur déterminée à partir de la pluie interpolée.

Pour l'ensemble de ces séries de 16 rapports, nous avons calculé l'écart-type associé, que nous avons porté dans le tableau III.18 et dont nous donnons une représentation graphique:

.en figure III.16 pour la variable volume (pluies P1 à P16 de INT0208);

.en figure III.17 pour la variable débit de pointe et les mêmes pluies;

.en figure III.18 pour la variable volume (pluies P17 à P32 de INT307M);

.en figure III.19 pour la variable débit de pointe et les mêmes pluies.

Disposition D1 VARIABLE VOLUME

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,184	0,311	0,1180	145	0,181	0,156	0,144	0,1390	,125	0,099	0,088	0,092
INT307M P17 - P32	0,061	0,063	0,0270	045	0,043	0,047	0,032	0,0360	,034	0,029	0,028	0,025

Disposition D1 VARIABLE DEBIT

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,234	0,276	0,0970	126	0,247	0,196	0,182	0,1510	,137	0,129	0,13	0,136
INT307M P17 - P32	0,07	0,079	0,0490	073	0,068	0,054	0,052	0,0530	,044	0,039	0,03	0,031

Disposition D2 VARIABLE VOLUME

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,162	0,275	0,2470	132	0,162	0,1640	,13	0,1410	,134	0,125	0,12	0,106
INT307M P17 - P32	0,059	0,074	0,06	0,044	0,045	0,047	0,037	0,0360	,035	0,03	0,028	0,026

Disposition D2 VARIABLE DEBIT

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,202	0,282	0,3480	189	0,202	0,209	0,2	0,1480	,135	0,138	0,158	0,17
INT307M P17 - P32	0,072	0,088	0,096	0,06	0,074	0,049	0,057	0,0530	,043	0,042	0,034	0,035

Disposition D3 VARIABLE VOLUME

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,291	0,342	0,1960	196	0,209	0,2080	,09	0,202	0,2	0,181	0,167	0,119
INT307M P17 - P32	0,069	0,102	0,0620	073	0,034	0,044	0,037	0,0330	,033	0,035	0,036	0,033

Disposition D3 VARIABLE DEBIT

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,353	0,33	0,2080	246	0,276	0,29	0,128	0,2880	,276	0,272	0,254	0,193
INT307M P17 - P32	0,141	0,152	0,0880	127	0,081	0,08	0,045	0,0630	,066	0,068	0,065	0,055

Disposition D4 VARIABLE VOLUME

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,28	0,373	0,2110	196	0,156	0,1850	,14	0,1660	,166	0,152	0,152	0,132
INT307M P17 - P32	0,07	0,101	0,0650	073	0,029	0,054	0,036	0,0380	,037	0,034	0,034	0,029

Disposition D4 VARIABLE DEBIT

	R0305T	D402	MI0606	V0802	C1300	CV0500	I2401	CV0701	CV0705	CV0800	CV1101	EXUTOIRE
INT0208 P1 - P16	0,347	0,335	0,2210	243	0,229	0,265	0,159	0,2450	,237	0,24	0,239	0,194
INT307M P17 - P32	0,142	0,165	0,0980	127	0,08	0,0940	,04	0,0730	,073	0,068	0,063	0,047

Tableau : III.18 valeurs des écarts types pour les 4 dispositions et les 2 pluies

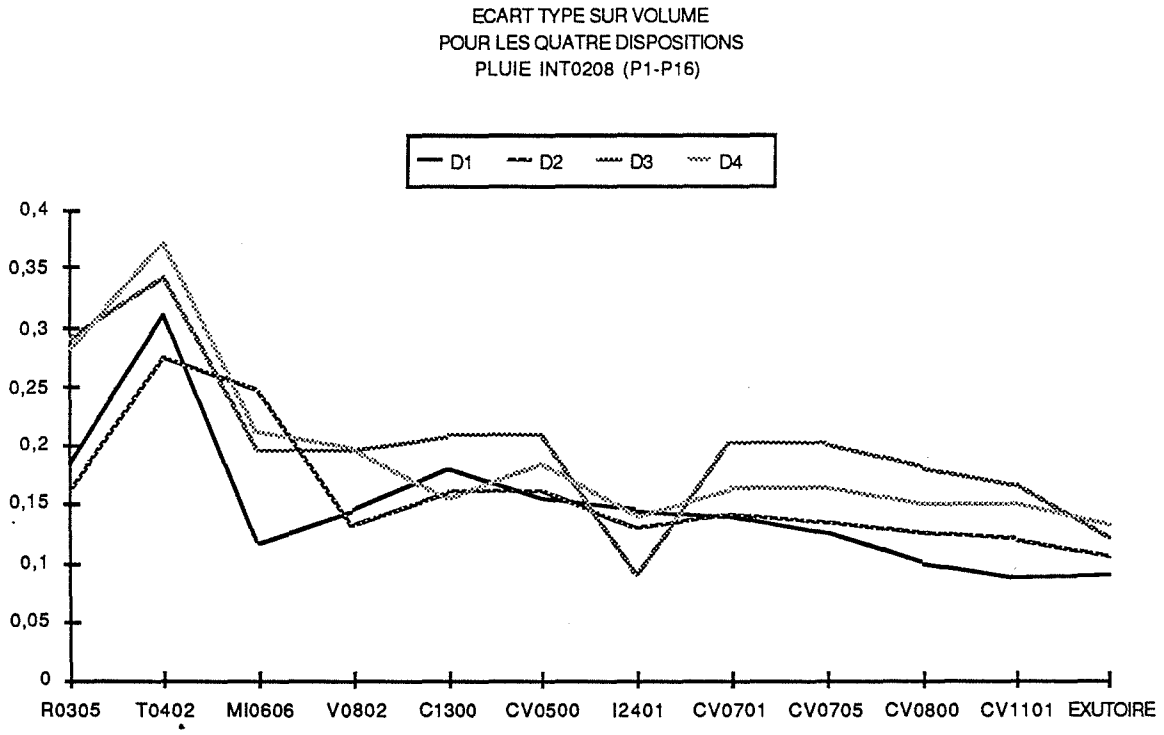


Figure III.16 : Ecart type sur le volume pluie INT0208

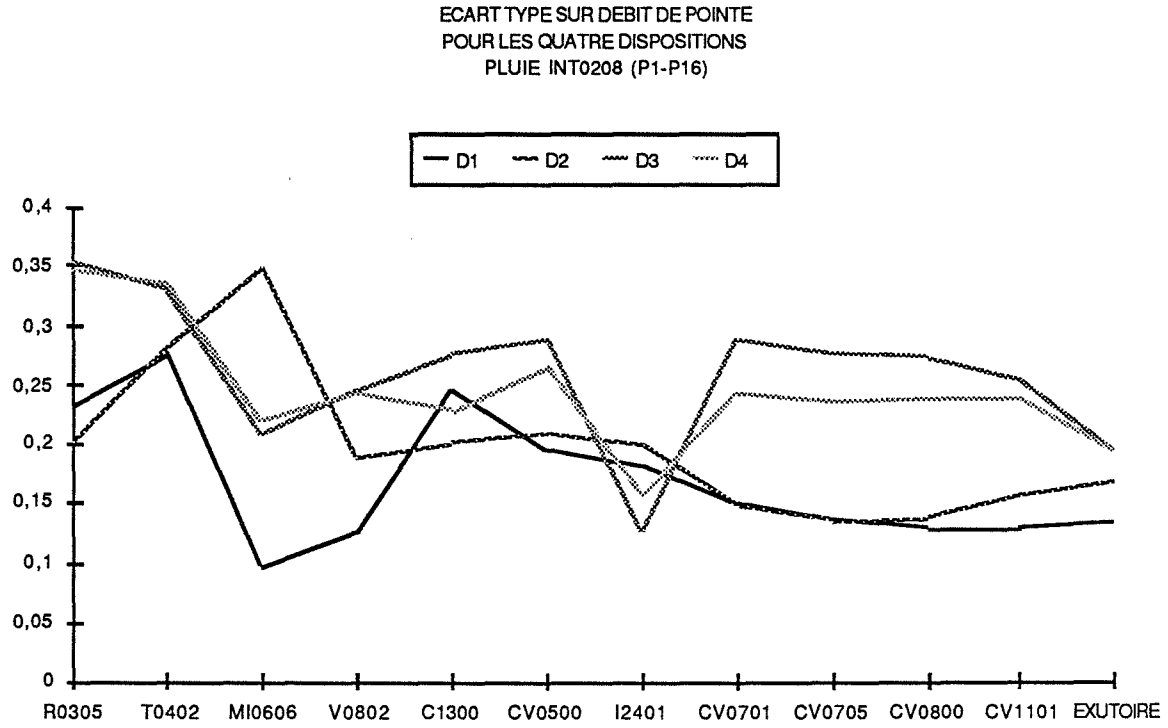


Figure III.17 : Ecart type sur le débit de pointe pluie INT0208

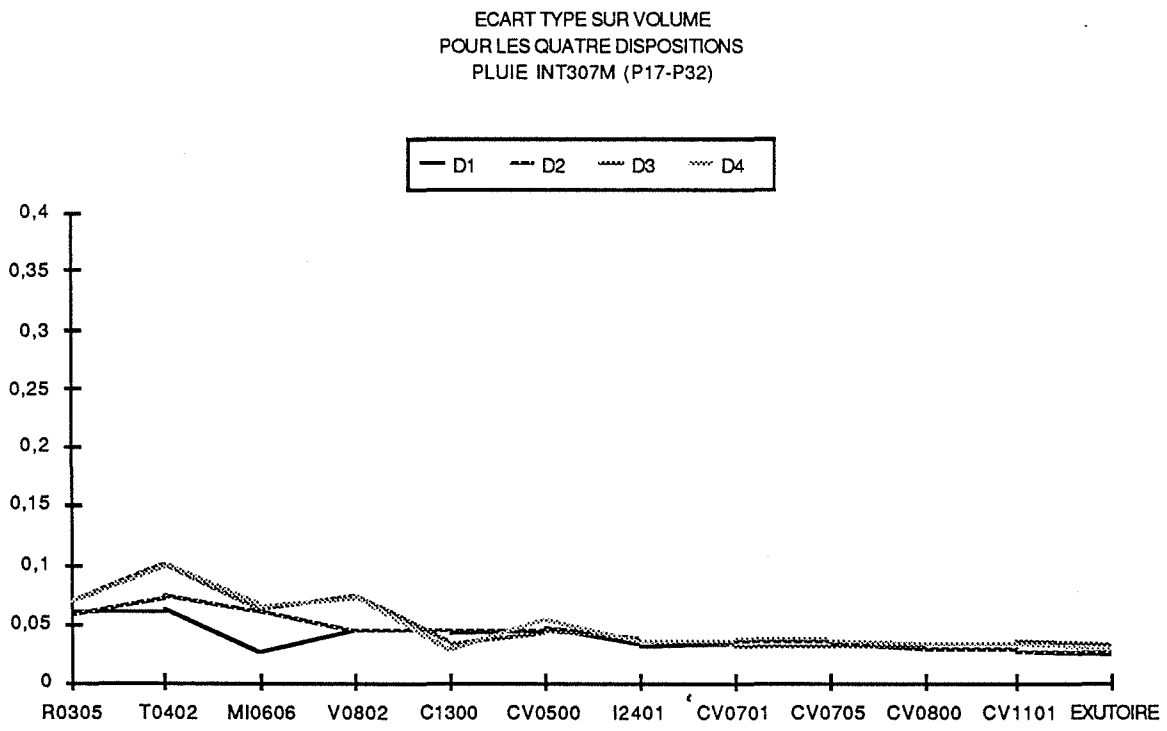


Figure III.18 : Ecart type sur le volume pluie INT307M

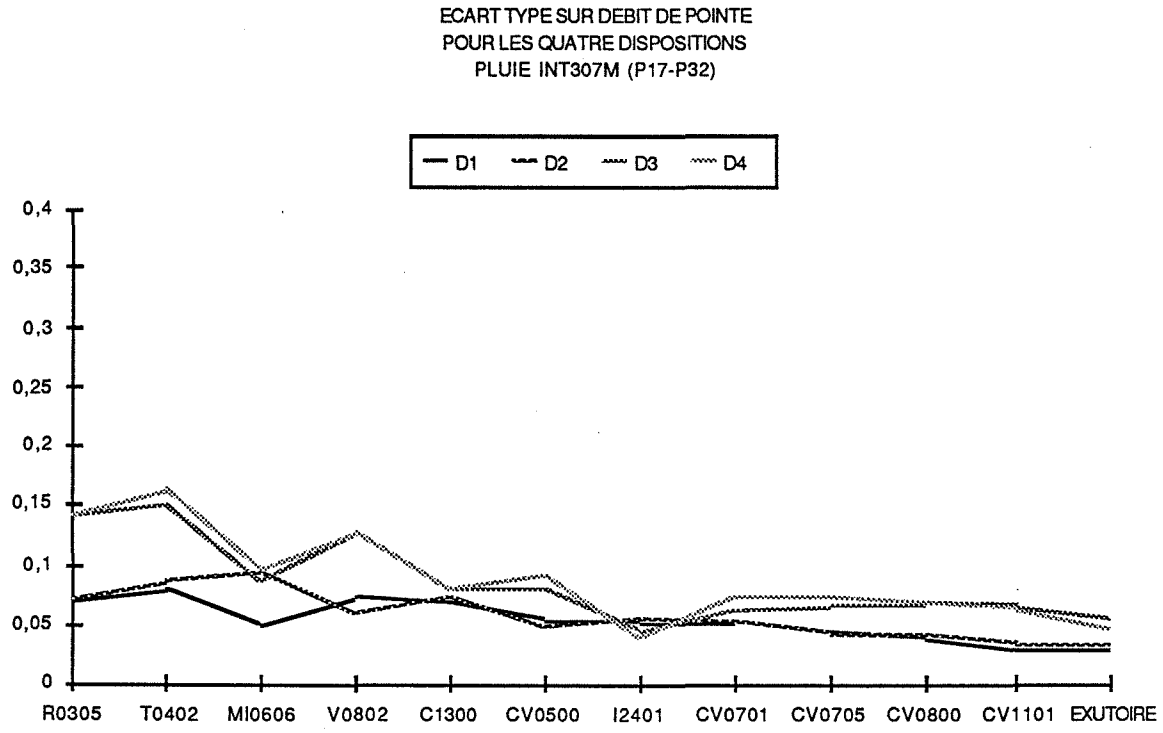


Figure III.19 : Ecart type sur le débit de pointe pluie INT307M

L'incertitude qui règne sur le débit de pointe est beaucoup plus importante que celle qui règne sur la variable volume associée à l'hydrogramme.

Les erreurs sont beaucoup plus faibles avec les pluies provenant de INT307M que de INT0208, car la pluie INT307M est beaucoup plus homogène.

Les erreurs sont beaucoup plus faibles avec les dispositions D1 et D2 conçues pour bien refléter le ruissellement (matrice M_p), qu'avec les dispositions D3 et D4 associées à la matrice M_v de krigeage. Cela veut dire qu'il faut estimer avec précision la pluie là où le ruissellement est important pour minimiser les erreurs sur la détermination des hydrogrammes. Les zones à faible ruissellement ne nécessitent pas une très bonne connaissance de la pluie. Pour cela, il faut donc étudier la matrice M_p, en lui appliquant des critères de choix, afin de trouver des solutions optimales (au sens du critère). En effet cette matrice intègre la structure de la pluie et les pondérations apportées par les coefficients de ruissellement; chacun de ces termes définissent une valeur d'erreur sur la détermination des hydrogrammes.

Nous constatons au vu des figures III.16 à III.19 que les critères simples que nous avons retenus conduisent à des erreurs d'autant plus faibles sur les variables que l'on est proche de l'exutoire de la zone. Pour les sous-bassins versants, les erreurs peuvent être très grandes, nécessitant de prendre en compte d'autres critères, sur une sous-matrice de la matrice globale M_p. Cela est fortement lié aux objectifs que veulent atteindre les responsables de la gestion du réseau d'assainissement. Est-il meilleur d'avoir une très bonne précision à l'exutoire de la zone, tout en ayant des sous-zones moins bien connues ? Ou faut-il une précision moyenne sur l'ensemble du site ?

La disposition D3, dans notre étude et pour ce site, fournit une réponse possible, par le fait qu'elle donne de moins bons résultats à l'exutoire, tout en ayant une meilleure précision sur le bassin versant de l'Isérable.

Les critères retenus pour les dispositions D1 à D4, visent en fait à améliorer la précision à l'exutoire de la zone, sans trop se préoccuper des sous-bassins versants car on cherche à minimiser, avec les deux critères

retenus, la matrice (M_V ou M_P) relative à l'ensemble du site. Les dispositions D1 et D2, qui visent à minimiser l'erreur sur le ruissellement en s'appuyant sur la matrice M_P répondent mieux au problème que les dispositions D3 et D4 qui sont obtenues à partir de la matrice M_V (tout au moins en ce qui concerne les variables "volume" et "débit de pointe" de l'hydrogramme).

En effet, si l'on prend les résultats pour l'exutoire et pour les pluies les plus contrastées (INT0208), d'après le tableau III.18, nous avons sur la détermination du débit de pointe, un écart type compris entre 14% (disposition D1) et 19% (disposition D3 ou D4). Soit pour un intervalle de confiance à 95% une erreur sur le débit de pointe de 2x14=28% à 2x19=38%, soit 10% d'écart. Les dispositions D3 et D4 reflètent l'algorithme présenté en figure III.9 (disposition visant à garantir un Dmin), où on ne tient pas compte de la distribution spatiale des coefficients de ruissellement, alors qu'avec la disposition D1, qui en tient compte, on a un gain de 10%, sur la détermination du débit de pointe à l'exutoire de la zone, ce qui est loin d'être négligeable.

III.5.3) Conclusion

Il faut se rappeler que cette partie est purement méthodologique, dans la mesure où nous ne pouvons à l'heure actuelle affirmer que les variogrammes de pluies observées à Trappe ont une quelconque similarité avec les variogrammes réels des pluies de St Etienne, qui sont à ce jour totalement inconnus.

Nous avons utilisé un variogramme dont on ne sait pas s'il est défini positif. Mais dans l'annexe IIIB, nous avons repris une partie des calculs avec un variogramme linéaire, qui satisfait à toutes les hypothèses d'un "bon krigeage". Il en ressort que les dispositions (D1, D2, D3, D4) restent inchangées, et que la différence entre les variances de krigeage obtenues avec le "mauvais", et le "bon" variogramme est minime. En conséquence, les résultats acquis peuvent être conservés, dans la mesure où l'essentiel est la démarche et la méthodologie développée. De plus, c'est leur valeur relative qui est importante, l'annexe IIIB, montre que rien n'est changé dans la répartition des pluviographes, ou dans le classement des dispositions par rapport aux critères retenus.

Il serait intéressant de confirmer notre étude en examinant d'autres dispositions, par exemple celles obtenues à partir du variogramme moyen d'une pluie plus uniforme comme INT307M. On peut également proposer d'autres critères, pour définir la façon de mettre en place un parc de pluviographes.

Il est fort probable qu'il n'existe pas de solution idéale quant au positionnement d'un parc de pluviographes. Nous pensons toutefois avoir développé une méthode, ou plutôt une heuristique, qui permet d'adopter une disposition acceptable, susceptible d'évoluer avec les modifications du P.O.S., lesquelles induisent parfois d'importants changement des coefficients ruissellement.

L'avantage de cette méthode est de pouvoir comparer et juger différentes dispositions entre elles, sans réaliser de nombreuses simulations, simplement en travaillant sur les matrices M_v ou M_p.

Le point le plus délicat reste probablement la détermination d'un variogramme moyen représentatif des pluies "pénalisantes" susceptibles de tomber sur le site.

CONCLUSION GENERALE

IV CONCLUSION GENERALE DU MEMOIRE

Les objectifs actuels de l'aménagement urbain reposent sur la compréhension des conséquences produites par la modification des caractéristiques d'un bassin versant à la suite, par exemple, de l'implantation d'une zone constructible en zone critique (inondable). Cependant si la connaissance des phénomènes induits par la prise en compte d'un environnement urbain évolutif est essentiellement d'ordre technique, la maîtrise du problème n'en exige pas moins un effort de communication entre les différentes composantes d'un service technique.

Cette fonction communiquante apparaît aujourd'hui comme une nécessité pour une gestion moderne de l'assainissement. Par exemple, dans le cadre de projets de travaux structurant la cité, la collaboration entre le service de l'urbanisme et celui de l'assainissement devient prépondérante.

Les décisions liées aux attributions de chaque service doivent être harmonisées dans chaque projet d'urbanisme intégrant à la fois occupation des sols et assainissement pour atteindre au mieux les objectifs définis. Si ce n'est pas le cas, les ouvrages à créer deviennent de plus en plus importants et coûteux, sans pour cela assurer une protection contre les effets d'un événement pluvieux exceptionnel.

Les calculs permettant de dimensionner un projet reposent le plus souvent sur des hypothèses de base hydrauliques ne permettant pas de prendre en compte des incidents qui, au cours d'un orage ou d'une crue violente, remettent en question ces hypothèses (comme le charriage de végétation, de sédiment, voire de véhicules qui peuvent colmater en partie l'ouvrage d'évacuation). Avant de procéder à des calculs, souvent complexes, conduisant à augmenter systématiquement la capacité des ouvrages d'assainissement, il semble donc préférable de prendre en compte le Plan d'Occupation des Sols pour prévoir au mieux ce type de risque.

Aujourd'hui, un problème d'assainissement urbain se pose en terme de communication entre les hommes. Sa résolution doit tenir compte

d'intérêts communs mais aussi d'objectifs, souvent conflictuels, pour que s'harmonisent la ville et la nature.

Les objectifs de gestion de l'assainissement urbain peuvent se regrouper en trois grandes catégories: la compréhension du fonctionnement du réseau, le dimensionnement des ouvrages, la gestion en temps réel. La priorité donnée à ces objectifs peut être différente d'une agglomération à une autre.

Pour comprendre le fonctionnement du réseau, on doit disposer d'une série historique de mesures, nécessaire au calage d'un modèle mathématique pour qu'il puisse fournir l'image la plus réaliste possible du fonctionnement.

Pour dimensioner les ouvrages à prévoir, ou déterminer le degré de saturation du réseau, on doit acquérir des paramètres synthétiques comme les pluies de projet auxquelles seront associées un risque et une fréquence d'occurrence.

Enfin, pour les agglomérations importantes qui disposent d'un réseau équipé d'organes réglables à distance, la préoccupation principale est celle de la gestion en temps réel, liée au degré d'automatisation du réseau.

L'adéquation de ces préoccupations, vis-à-vis des objectifs de gestion, implique donc un dialogue entre les différents services pour limiter et minimiser les contentieux parfois inévitables et pour déterminer les domaines de responsabilité lorsque nuisances et dégâts sont constatés.

Un autre paramètre lié aux tâches de la gestion de l'assainissement tend à prendre de plus en plus d'importance, il s'agit de la "validité" des données utilisées, nécessaires à tout calage.

Lors de l'étude du réseau d'assainissement de la ville de St ETIENNE, nous avons été confrontés à la mise au point d'un modèle mathématique de simulation des écoulements en réseau, dont la principale caractéristique devait être la simplicité d'utilisation, du fait du nombre restreint des données disponibles et du fait qu'il fallait le concevoir pour un personnel n'ayant recours à l'informatique que de manière sporadique. Dans ces conditions l'outil ne devait pas être hermétique, compréhensible et utilisable par un petit groupe d'initié, mais il devait être accessible par le plus grand nombre.

Bien que le logiciel réalisé soit facile d'accès et d'emploi, nous sommes néanmoins restés conscient de l'importance d'une étude critique des données qui servent de base à l'élaboration des scénarios que l'on désire simuler.

L'outil de dialogue inter-actif que constitue EAUSER est sensé contribuer, à ce titre, à une amélioration de la communication dans le cadre du service d'assainissement.

La faible quantité de données disponibles, pendant la durée de l'étude du réseau d'assainissement de la ville de St ETIENNE n'a pas rendu possible un calage fin et précis du modèle mathématique tel qu'envisagé au début du projet. Nous avons donc été contraints de nous écarter des méthodes de calage classiques et d'adopter une méthode de calage "qualitatif". Ce calage consiste à ajuster les paramètres (coefficient de ruissellement, lag-time du bassin versant,...) de manière à assurer une similitude de comportement entre le modèle simulé et le site réel vis-à-vis des critères fréquences d'apparition et position des points de débordement. Pour réaliser ce calage nous avons fait appel à des pluies de projets élaborées à partir d'un historique associé au site.

Cette méthode de calage qualitatif a été complétée par une étude de sensibilité du modèle hydrologique au coefficient de ruissellement et au lag-time afin de montrer l'importance relative de ces paramètres après élimination des facteurs de tendance. Nous avons montré que des fluctuations aléatoires importantes de ces coefficients induisent des variations à l'exutoire, sur les paramètres débit de pointe ou volume transité, beaucoup plus faibles. (dans un rapport pouvant aller de deux à quatre, le rapport étant d'autant plus marqué que le bassin versant est grand, c'est à dire constitué de nombreux bassins versants élémentaires). Cette approche permet d'apprécier l'utilité d'une méthode de calage qualitatif.

Cette méthode peut donc être intéressante pour les nombreuses villes qui, comme c'est le cas pour St ETIENNE, ne disposent que d'un nombre de données limité. Cela peut induire des économies certaines sur un budget "d'acquisition des données" qui, dans le cas de St ETIENNE, représente 65% du montant total de l'étude (hors réalisation du modèle, une grande partie étant associée à la reconnaissance du terrain).

Le calage qualitatif constitue donc une méthode permettant de réaliser une campagne de mesures mieux ciblée, à moindre coût.

En matière d'acquisition de données de pluie, les mesures pluviographiques constituent souvent une source d'information rare et coûteuse. Le plan d'extension en équipement de mesure de pluie nécessite des moyens de mise en oeuvre qui dépendent de l'occupation de l'espace urbain. Pour la mise en place sur un site d'un parc de pluviographes, à l'aide des outils développés en géostatistique, nous avons intégré la structure spatiale de la pluie, du bassin versant et des coefficients de ruissellement, cela afin de mieux appréhender la pluie que l'on doit mesurer. Malheureusement la structure spatiale de la pluie est source de nombreux problèmes, car elle est souvent différente d'un événement à un autre. Il faudrait donc rechercher les structures les plus contraignantes, associées au site d'étude , pour obtenir un parc qui statistiquement "perçoive" au mieux la pluie, afin de minimiser les erreurs sur la détermination des hydrogrammes ruisselés. On pourrait aussi appliquer cette méthode pour un parc de pluviographes existant, dans le but de tester son aptitude ou ses performances à la mesure de pluie en hydrologie urbaine, c'est-à-dire la mesure de la pluie qui minimise les erreurs sur les hydrogrammes et non pas sur les hyétogrammes.

Le cas de St Etienne présente donc un intérêt général puisqu'il pose un problème rencontré par de nombreuses agglomérations, à savoir insuffisance et imprécision des données, qu'il s'agisse de données hydrologiques ou hydrauliques. Le travail accompli dans ce mémoire propose une méthodologie d'approche reproductible sur d'autres sites en dégageant bien évidemment les spécificités locales.

S'il nous appartenait de définir les orientations à donner à ce travail par la suite, nous dirions que la méthodologie proposée ici reste ouverte au test d'autres sites urbains. Les réflexions issues de ce mémoire de thèse permettent également de mettre en évidence une recherche en hydrologie urbaine davantage orientée vers la détermination des variables de décision (mesures de débit à l'exutoire d'un bassin versant), plutôt que vers la fiabilité des données hydrologiques (mesures des précipitations, caractéristiques d'un bassin versant). L'exploitation de ces variables de décision à travers un outil informatique de dialogue est mieux adaptée aux besoins et objectifs de l'hydrologie urbaine.

BIBLIOGRAPHIE

[1] ABBOTT M.B.
Computational hydraulics. PITMAN LONDON 1980.

[2] ADDAD
Logiciel d'analyse de données. M.O. LEBEAUX, Laboratoire de statistique, tour 45-55, 2ième étage. 4, place Jussieux, 75005 PARIS.

[3] BELGRAND, E.
Les travaux souterrains de PARIS, Tome 5. Les égouts, les vidanges. Ed. Vve ch. Dunod PARIS 1887.

[4] BERGAOUI M., M. DESBORDES
Etude de la distribution spatio-temporelle des précipitations à des échelles fines de temps et d'espace.
Laboratoire d'Hydrologie Mathématique Novembre 1986, Université des Sciences et Techniques du Languedoc. MONTPELLIER.

[5] BERNDTSSON, R
On the use of cross-correlation analysis in studies of patterns of rainfall variability.
Journal of Hydrology, AMSTERDAM, 81 (1985) 27-43.

[6] BOCQUILLON C.
Propagation des écoulements transitoires intermittents dans les systèmes hydrauliques à surface libre.
Note 44/78 1978 85p. Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, Université des Sciences et Techniques du Languedoc. MONTPELLIER.

[7] BOURRIER, R.
Les réseaux d'assainissement; calculs, applications, perspectives.
Technique et documentation Lavoisier. 2 ème édition 1985. PARIS.

[8] CARLIER, M.
Hydraulique générale. EYROLLES, PARIS. nouveau tirage 1980.

[9] CHOCAT B.
Un système d'aide à la gestion, la prévision et la conception des équipements d'assainissement. Thèse d'état soutenu en septembre 1981 devant l'Institut National des sciences Appliquées de LYON et l'Université CLAUDE-BERNARD LYON1.

[10] CHOCAT B., SEGUIN D., PEYRETTI G.
Le modèle de gestion SERAIL et du réseau d'assainissement de la communauté urbaine de LYON. Revue Ingénieur des Villes de France n°5 p 15-40 1980.

[11] CHOW V.T, YEN B.C.
Advances in hydrosciences. Volume 14 1986.
Academic press. ORLANDO, FLORIDA.

[12] CIRCULAIRE N° 77-284/INT du 22 JUIN 1977
Ministère de l'Intérieur. Direction générale des collectivités locales.
Ministère de la Culture et de l'Environnement. Direction de la prévention des pollutions et nuissances.
Ministère de l'Equipement et de l'Aménagement du Terrictoire. Direction des ports maritimes et des voies navigables. Direction de l'aménagement foncier et de l'urbanisme.
Ministère de l'Agriculture. Direction de l'aménagement.
Ministère de la Santé et de la Sécurité Sociale. Direction générale de la santé.
Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Imprimerie Nationale 1981. PARIS.

[13] COLIN E., BEDEL J.A.
Essais d'ajustement régionaux sur les intensités de la pluie.
La météorologie, VI série N°20-21, Mars-Juin 1980, pp151-160.

[14] COLLOQUE
Colloque eau et informatique organisée par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, PARIS 28-30 mai 1986, Compte rendus. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, PARIS.

[15] COLLOQUE
Les nouvelles méthodes de gestion automatisée des réseaux d'assainissement. Quels enjeux et quels partenaire ?. District Urbain de NANCY. Centre International de l'Eau. Compagnie générale des Eaux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. NANCY 16-17 mars 1988.

[16] CORRADINI C., V.P. SINGH
Effect of spatial variability of effective rainfall on direct runoff by a geomorphologic approach.
Journal of Hydrology, AMSTERDAM, 81 (1985) 27-43.

[17] COYNE et BELLIER
Etude sur les déversoirs d'orage. PARIS, rapport pour le ministère de l'équipement et du logement. Direction de l'aménagement foncier et de l'urbanisme (D.A.F.U.) 1972.

[18] DELHOMME J.P.
Applications de la théorie des variables régionalisées dans les sciences de l'eau. Novembre 1976 . Thèse présentée à PARIS 6, Ecole des Mins de PARIS, Fontainebleau.

[19] DESBORDES M.
Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial.Thèse de docteur ingénieur, université des sciences et techniques du Languedoc, MONTPELLIER 1974.

[20] DESBORDES M.
Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain.
Mars 1975 Technique et Sciences Municipales p 121-126.

[21] DESBORDES M. , RAOUS P.
Un exemple de l'intérêt des études de sensibilités des méthodes hydrologiques. La Houille Blanche n°1 p 37-43 1976.

[22] DESBORDES M.
Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain.
Thèses d'état 22/05/87 Université des Sciences et Techniques du Languedoc, MONTPELLIER.

[23] DIRECTION de l'eau, et de la prévention de la pollution et des risques.
Service de l'Environnement Industriel.
Inventaire des pollutions accidentelles et accidents industriel en 1988. (Février 1989)

[24] FIGLUS J.W.
Transfert functions for sewer systems based on a hydrologic model . p239-251
Urban Drainage Modelling (UDM); proceedings of the international symposium on comPARISon of urban drainage models with real catchment data, UDM'86 DUBROVNIK, YUGOSLAVIA 8-11 april 1986 p 3-26.

[25] Groupe de Recherche Rhône-Alpes, sur les Infrastructures et l'Eau (G.R.A.I.E.)
Comptes rendus des journées pluviométrie du 19 mai et du 9 juin 1989, à l'Institut National des sciences Appliquées de LYON.

[26] HEMAIN J.C.
Modélisation de l'écoulement dans les réseaux. Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet.
Ministère de L'Urbanisme, du Logement et des Transports.
Service Technique de l'Urbanisme, Division des Equipements Urbains , 1986, PARIS.

[27] HARREMOES P.
Rainfall as the basis for urban run-off design and analysis.
Proceedings of a specialised seminar held in Copenhagen, Denmark, 24-26 August, 1983. Pergamon press.

[28] IMHOFF K.
Manuel de l'assainissement urbain. Dunod, PARIS 1967.

[29] INSA LYON
Sciences et technique de l'assainissement. Tome 1, 2, 3, 4 .
Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. département génie civil et urbanisme, laboratoire méthodes, 1982.

[30] INSA LYON
CEDRE : notice d'utilisation. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. département génie civil et urbanisme, laboratoire méthodes, 1985.

[31] JACQUET G., EINFALT T., DENOEUX T., ANDRIEU H., PIRCHER V., DAVID P.
Principes d'évaluation des méthodes de mesure et de prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine. Colloque Eau et Informatique Ecole Nationale des Ponts et chaussées mai 1986 p 67-75.

[32] KEIFER C.J. & CHU H.H.
Synthetic storm pattern for drainage design. Journal of the Hydraulics Division vol 83 p 1-25 1957.

[33] KOCH P.
Les réseaux d'égouts. DUNOD, troisième édition 1967, PARIS.

[34] KULANDAISWAMY J.C.
A basic study of rainfall excess surface runoff relation-ship in a bassin system .
Ph.D Thesis University of ILLINOIS URBANA 196 p. 1964.

[35] LEBART L., MORINEAU A., FENELON J.P.
Traitement des données statistiques. méthodes et programmes
Dunod 1979, PARIS.

[36] LINSLEY R.K. , KOHLER M.A. , PAULHUS J.L.H.
Hydrology for engineers. MC Grow-Hill book compagny Third Edition 1982.NEW YORK.

[37] LYONNAISE DES EAUX
Mémento de l'exploitant de l'eau et de l'assainissement.
TEC et DOC 1986, PARIS.

[38] MAIRIE ST ETIENNE
Extrait des registres des délibérations du conseil municipal de St Etienne (LOIRE). Séance extraordinaire du 27 décembre 1912. SAINT ETIENNE.

[39] MASSON J.M. , J.C. HEMAIN
Bulletin N°3 septembre 1988, page 7-9.
Société Hydrotechnique de France.

[40] MINISTERE de l'Equipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports
Cartographie de la pollution industrielle : rejet des établissements les plus polluants. Service de l'environnement industriel, décembre 1987.

[41] MINISTERE de l'Urbanisme et du Logement
Quelques ouvrages annexes aux réseaux d'assainissement : déversoirs d'orage, chambres de dessablement, siphons. 1982.

[42] MITCI
Sur une nouvelle méthode de calcul des débits d'orage et des hydrogrammes de ruissellement dans les bassins de drainage urbains. Technique et Sciences Municipales l'eau n°2 p 59-74 1974.

[43] MOTHES J.
Prévisions et décisions statistiques dans l'entreprise. Dunod PARIS 1968.

[44] NICOS, C.
Graph theory, an algorithmic approach.
Academic press, London New-York San Francisco 1975.

[45] ARNELL V., HARREMÖES P., JENSEN M., JOHANSEN N.B., NIEMCZYNOWICZ J.
Review of rainfall data application for design and analysis.
Proceedings of a specialised seminar held in Copenhagen, Denmark, 24-26 August, 1983. Pergamon press.

[46] NORMAND, D.
Hydrologie urbaine et petits bassins versants urbanisés. L'hydrologie et l'ingénieur. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, session de perfectionnement pour ingénieurs, GRENOBLE 1976.

[47] PATUREL E., DESBORDES M., MASSON J.M.
Evaluation de l'influence de la densité des réseaux pluviométriques sur la détermination des lames précipitées. Laboratoire d'Hydrologie Mathématique Novembre 1986, MONTPELLIER.

[48] ROCHE P.A.
Les inondations ; l'exemple de NIMES.
Supplément "La recherche" n°212, juillet-août 1989 p17-21.

[49] SHAKEEL AHMED
Estimation des transmissivités des aquifères par méthodes géostatistiques multivariables et résolution indirecte du problème inverse.
Thèses Ecole des Mines de PARIS le 9/10/87, Fontainebleau.

[50] Service Technique de l'Urbanisme
Les eaux pluviales en milieu urbain.
Division des Equipements Urbains 1987, PARIS.

[51] Service Technique de l'Urbanisme
Gestion automatisée des réseaux d'assainissement.
Division des Equipements Urbains, 1986, PARIS.

[52] Service Technique de l'Urbanisme
TERESA, manuel d'utilisation, 1987, PARIS.

[53] Service Technique de l'Urbanisme
TERESA, notice d'analyse, 1987, PARIS.

[54] SUN
manuel de référence de SUn OS version 4.0. 1989. MOUTAIN VIEW.

[55] TOURASSE P., CH. OBLED
Dynamique des épisodes pluvieux intenses sur le sud-est du massif central, aspects météorologiques et applications hydrologiques.
La Houille Blanche N°7/8-1981, page 559-568.

[56] VILLE DE SAINT ETIENNE, service EAU et ASSAINISSEMENT
Gestion technique et financières. rapport des services techniques 1986.

[57] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Etude statistique de la pluviométrie locale.
Juillet 1987, Rapport pour la ville.

[58] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Détermination des débits d'eaux pluviales générés par les bassins versants urbanisés périphériques. Août 1987, Rapport pour la ville.

[59] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Exploitation des données disponibles. Bilan général de la situation actuelle.
Octobre 1987, Rapport pour la ville.

[60] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Etude de l'évacuation des eaux pluviales. Localisation des insuffisances du réseau.
Juin 1988, Rapport pour la ville.

[61] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Annexe, prélèvements et analyses sur le réseau hydrographique et sur le réseau d'assainissement. Juin 1988, Rapport pour la ville.

[62] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Impacts des rejets stéphanois en phosphore sur la qualité de la Loire.
Juin 1988, Rapport pour la ville.

[63] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Prélèvements sur le réseau hydrographique et sur le réseau d'assainissement. Analyse des résultats obtenues. Bilan sanitaire de la zone d'étude. Octobre 1988, Rapport pour la ville.

[64] VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Proposition d'aménagement.
Octobre 1988, Rapport pour la ville.

[65] VOIGNIER P.
Problèmes rencontrés liés au calcul des mesures de débit.
Journée Organisée par l'Association des Exploitants d'Equipements de mesure,de régulation et d'automatisme (EXERA).
EXERA. BP CERCHAR N°2 60550 Verneuil en Halatte.
16 juin 1988, Ecole Nationale Supérieure des Mines de St Etienne. SAINT ETIENNE.

[66] VOIGNIER P., VILLE DE SAINT ETIENNE, CABINET SAUNIER EAU ET ENVIRONNEMENT
Notice d'utilisation du logiciel EAUSER.
Janvier 1989, Rapport Ecole des Mines de Saint Etienne.

[67] WISLER C.O. & E.F. BRATER
Hydrology. Second edition NEW YORK John Wiley & Sons.

[68] YEN B.C.
Rainfall-runoff process on urban catchments and its modelings.
Urban Drainage Modelling (UDM); proceedings of the international symposium on comPARISon of urban drainage models with real catchment data, UDM'86 DUBROVNIK, YUGOSLAVIA 8-11 april 1986 p 3-26.

[69] YEN B.C. & AKAN A.O.
Effects of soil properties on overland flow and infiltration. J. Hydraulic Res. 21 (2) p153-173.

[70] Service Technique de l'Urbanisme
Quelques ouvrages annexes aux réseaux d'assainissement: Déversoir d'orage, chambres de dessablement, siphons. Division des Equipements Urbains 1982, Paris.

[71] M. ARMSTRONG, R. JABIN
Variogram models must be positive-definite.
Mathematical Geology, Vol.13, No. 5, 1981.

ANNEXES

Annexe IA

...rie urbaine. — Travaux d'assainissement. — 1° Couverture du Furan entre le pont de la rue Richard et le pont de la rue du Furan ; 2° Couverture du Chavanelet entre les propriétés Porché-Lacroix et Varinier ; 3° Couverture du Chavanelet entre les propriétés Seux et Preynat, cours Fauriel ; 4° Couverture du ruisseau Le Furet dans la traversée de La Rivière.

MAIRIE DE St ETIENNE ARCHIVES LOIRE

Vu

t-Etienne, le

Le Préfet de la Loire.

EXTRAIT

DES

REGISTRES DES DÉLIBÉRATIONS DU CONSEIL MUNICIPAL

DE SAINT-ÉTIENNE (LOIRE)

Séance extraordinaire du 27 Décembre 1912.

Le Maire certifie :

1° Que la convocation de tous les conseillers municipaux en exercice a été faite dans les formes et délais prescrits par la loi ; que la délibération ci-après transcrite, textuellement extraite du registre des procès-verbaux du Conseil, a été affichée, par extrait, à la porte de la mairie, le 28 décembre 1912, et qu'il n'a pas été présenté d'observation ;

2° Que le nombre des conseillers en exercice au jour de la séance était de 36, sur lesquels il y avait 33 membres présents, savoir :

MM. Neyret (Jean), maire, président ; **Soulenc, Neyret (Blaise), Chorel, Paulet, Peuvergne, Beraud**, adjoints ; **David, Porte, Rochette, Pichon, Colomb, Faure, Malécot, Manin, Chassons, Leroux, Meurgey, Verrier, Raffin, Lainé, Grenier, Fargère, Montmartin, Roche, Duplaix, Montagny, Jean, Deville, Rivoire, Laudet, Gonnet, Célarier**, conseillers.

Absents avec excuses : **MM. Colombet**, adjoint : **Déchaud** et **Martin**, conseillers.

Secrétaire élu pour la durée de la session : **M. Rochette**, conseiller.

Voirie urbaine. — TRAVAUX D'ASSAINISSEMENT. — 1° COUVERTURE DU FURAN ENTRE LE PONT DE LA RUE RICHARD ET LE PONT DE LA RUE DU FURAN ; 2° COUVERTURE DU CHAVANELET ENTRE LES PROPRIÉTÉS PORCHÉ-LACROIX ET VARINIER ; 3° COUVERTURE DU CHAVANELET ENTRE LES PROPRIÉTÉS SEUX ET PREYNAT, COURS FAURIEL ; 4° COUVERTURE DU RUISSEAU LE FURET DANS LA TRAVERSÉE DE LA RIVIÈRE.

M. le Maire lit l'exposé suivant :

1° *Projet de couverture du Furan (entre le pont de la rue Richard et le pont de la rue du Furan), sur une longueur de 233 m. 42.*

Il y a une trentaine d'années que les derniers travaux de couverture de la rivière « Le Furan » ont été exécutés entre l'ancien pont de la Badouillère et le cours Jovin-Bouchard.

Depuis cette époque, déjà lointaine, les municipalités qui se sont succédé ont bien toutes eu l'intention d'entreprendre la continuation de ces travaux, mais aucune suite n'a été donnée à ces projets, sans doute pour des raisons d'ordre financier.

Le Furan traverse Saint-Etienne à peu près dans toute sa longueur, il coule encore à l'air libre dans les quartiers des Rives, de Saint-Roch et Valbenoite, sur une longueur de 980 mètres environ, et dans celui de la Chaléassière sur 300 mètres.

Or, malgré les arrêtés et les mesures les plus sages, ce cours d'eau, dans les parties où il coule à ciel ouvert, sert de dépotoir et devient, en temps de sécheresse, un foyer d'infection.

Pour répondre à un vœu unanime de la population, l'Administration a pensé que le moment était venu de procéder à la reprise de la question de la couverture du Furan dont l'exécution sera de nature à transformer les conditions hygiéniques actuelles de Saint-Etienne et à contribuer à son embellissement par la création de boulevards spacieux établis sur l'emplacement actuel du lit de la rivière.

La Ville de Saint-Etienne est propriétaire sur la rive droite du Furan, entre le pont de la rue Richard et celui de la rue du Furan, d'une bande de terrain provenant de l'acquisition de l'ancienne usine des Rives et qui a été réservée pour permettre la couverture de ce cours d'eau.

Par cela même, la Ville est propriétaire de la moitié de son lit, en vertu de la loi du 8 avril 1898, l'autre moitié, en vertu de la même loi, restant la propriété des riverains du côté gauche.

Il est donc possible d'établir entre ces deux ponts une galerie voûtée en maçonnerie pour canaliser et couvrir la rivière sans avoir à acquérir aucun immeuble, mais seulement les droits de propriété de la moitié du lit des riverains ci-dessus au nombre de cinq. Cette acquisition fera l'objet d'un règlement spécial mais dont il y a lieu de prévoir la dépense.

C'est cette partie de son cours située au centre du quartier populeux des Rives, qui mesure 233 m,42, que l'Administration propose de couvrir immédiatement.

Ce premier projet, qui réunit aux avantages de moindre dépense, les meilleures conditions de salubrité, a été dressé par le Service de la Voirie. Il comprend : la construction de la galerie voûtée et des ouvrages accessoires, tels que regards, déversoirs, etc. ; la réfection des radiers et trottoirs des ponts des rues Richard et du Furan nécessaire au raccordement du radier de l'ouvrage projeté.

La galerie sera formée d'une voûte à section elliptique de 9 m,50 de largeur, entre piédroits, et de 2 m,80 de montée, le profil vu du radier comprendra deux parties droites, inclinées vers l'axe de la galerie, de 2 mètres de longueur formant trottoirs et d'une partie concave de 0 m,60 de flèche et de 5 m,50 d'ouverture se raccordant avec les trottoirs et épousant la forme d'une anse de panier renversée à trois centres constituant la cunette.

Il convient de rappeler ici que, pour ce qui concerne les dernières voûtes établies en aval de celle-ci, entre la caserne et le cours Jovin-Bouchard d'une part, la rue de l'Ile et la Manufacture d'armes d'autre part, la largeur entre piédroits est de 10 mètres et la montée de 2 m,75, la cunette, en forme d'anse de panier renversée, mesure 7 mètres d'ouverture et 0 m,50 de flèche.

La réduction dans la largeur de la nouvelle galerie projetée et la modification du profil de la cunette ont pour but d'éviter, pour la construction du piédroit rive gauche, les frais de reprise en sous-œuvre des constructions existantes. D'autre part, dans les parties couvertes depuis trente ans, la cunette est trop large, la nappe d'eau s'étale et il se forme des dépôts de vase où s'arrêtent toutes les matières animales qui ne tardent pas à s'y putréfier ; pour obvier autant que possible à ce grave inconvénient, l'ouverture de la cunette a été réduite de 7 mètres à 5 m,50 et sa profondeur portée de 0 m,50 à 0 m,60 ; cette section sera amplement suffisante pour l'écoulement des eaux ordinaires ; en temps de crue, le lavage indispensable des trottoirs sera naturellement opéré.

La section de la galerie projetée offre un débouché suffisant pour débiter les plus grandes crues du Furan évaluées à 90 mètres cubes par seconde.

En effet, en admettant que l'eau s'élève dans la galerie à 0 m,50 en contre-bas de la clé, la voûte présente à ce niveau une section libre de 1 m,78 et la position de ce plan d'eau détermine les données suivantes :

Section d'écoulement, superficie ..	22m².62
Périmètre mouillé, développement	16m.,68
(R) Rayon moyen ..... $\frac{22,62}{16,68}$ =	1,357

D'après Bazin (1897) la vitesse moyenne se déduit de la formule suivante :

$$V = \frac{87\sqrt{-R.I}}{1 + \frac{r}{\sqrt{R}}}$$

r coefficient du frottement évalué à 0,46.

I pente linéaire de la galerie prévue à 0,00875 par mètre.

L'expression ci-dessus a pour valeur :

$$V = \frac{87\sqrt{1,357 \times 0,00875}}{1 + \frac{0,46}{\sqrt{1,357}}} = 6,795$$

Par suite, le débit Q = 6,795 × 28 m².62 = 153,702, soit, en nombre rond, 150 mètres cubes par seconde au lieu de 90 mètres cubes, chiffre admis comme débit maximum pouvant traverser Saint-Etienne sans y occasionner d'inondation.

La stabilité et la résistance de l'ouvrage projeté seront parfaitement assurées ; l'épure de stabilité du dossier justifie les dimensions qui ont été données aux diverses parties de la section de voûte pour en assurer la stabilité et la résistance, sans dépasser pour celle-ci la limite des charges de sécurité.

Le projet dont les dispositions principales viennent d'être exposées comporte une dépense de		281.000 fr.
Savoir :		
Travaux à l'entreprise	258.999 86	
Somme à valoir .	21.000 14	
Total égal	280.000 »	280.000 »
A cette dépense, il faut ajouter les indemnités de terrains pour la moitié du lit du Furan qui peuvent être évaluées à.. (1.000 m² à 1 franc).		1.000 »
La dépense totale, pour l'exécution du projet, s'élève donc à		281.000 fr.

L'Administration estime qu'il y a urgence à donner suite immédiate à ce premier projet, qui sera le prélude de la reprise de la question d'ensemble de la couverture du Furan et de la suppression des biefs, dans l'intérêt de la santé publique et de la prospérité de la ville de Saint-Etienne.

En conséquence de ce qui vient d'être exposé, nous vous proposons, après examen et avis conforme de la Commission de la Voirie, de vouloir bien approuver le projet de couverture du Furan, entre le pont de la rue Richard et celui de la rue du Furan, projet dont la dépense se monte à 281.000 francs et dont l'exécution sera la première étape d'un travail d'assainissement nécessaire à l'hygiène et à la salubrité des quartiers des Rives, Saint-Roch et Valbenoite.

2° Projet de couverture du Chavanelet, entre les propriétés Porché-Lacroix et Varinier.

La couverture du ruisseau « Le Chavanelet », projetée en 1901-1902 entre le groupe scolaire Saint-Roch et le cours Fauriel, à l'amont de la propriété Varinier, pour permettre l'ouverture de la rue des Armuriers entre ledit groupe scolaire et l'ancien chemin de la Brasserie, n'a été exécutée que jusqu'à la limite de la propriété Porché-Lacroix, en raison de ce que cette couverture ne pouvait se poursuivre plus loin, par suite de l'existence de l'immeuble Rousset qui ne laissait pas un passage suffisant pour l'emprise de l'ouvrage.

Aujourd'hui, l'immeuble Rousset est à la veille d'être exproprié : une entente est, d'autre part, intervenue avec M. Chaverondier — entente qui sera soumise ultérieurement à l'approbation du Conseil municipal — pour la cession de son droit de propriété sur la moitié du lit du Chavanelet et pour l'élargissement de l'ancien chemin de la Brasserie, chemin sous lequel doit s'effectuer la couverture.

Rien ne s'oppose plus à l'achèvement de cette couverture dans la partie comprise entre la limite de la propriété Porché-Lacroix et l'amont de la propriété Varinier, partie où le Chavanelet qui reçoit toutes les déjections des propriétés riveraines à partir du Rond-Point, est un véritable foyer d'infection qui a motivé depuis longtemps, et avec juste raison, des pétitions et plaintes réitérées de la part de tous les habitants du quartier.

Le projet de couverture dressé à cet effet par le Service de la Voirie, comporte l'exécution de cet ouvrage sur une longueur de 109 m.90 et avec la même section que la partie déjà couverte à l'aval, section qui est supérieure à celle de la partie avec laquelle il doit se raccorder à l'amont vers la propriété Varinier.

La dépense du projet se monte à la somme totale de 21.000 francs, dont 19.225.86 pour les travaux à l'entreprise et 1.774 fr. 14 pour somme à valoir et travaux imprévus.

Nous vous proposons, après examen et avis conforme de la Commission de la Voirie, de vouloir bien donner votre approbation à ce projet dont l'exécution réalisera une œuvre nécessaire d'assainissement.

3° Projet de couverture du Chavanelet, partie longeant le cours Fauriel, entre les propriétés Seux et Preynat.

A l'époque de la création du cours Fauriel, le ruisseau « Le Chavanelet », qui coulait à travers les terrains acquis à cet effet, a été dévié et rejeté le long de cette voie publique et sur une bande de terrain également acquise par la Ville entre le Rond-Point et l'ancienne propriété Rondy, aujourd'hui à M. Preynat, endroit où son cours rentrait dans les terrains particuliers.

Des tronçons de couverture de ce ruisseau ont été exécutés depuis à différentes époques, notamment sur une longueur assez considérable lors de la construction de la brasserie Austro-Française, mais ce cours d'eau coule encore à ciel ouvert entre la propriété Seux et la propriété Preynat, sur une longueur de 344 m.70.

Il reçoit les déjections des propriétés riveraines, notamment celles de la brasserie Austro-Française, aujourd'hui brasserie Nationale, qui répandent une odeur nauséabonde incommodant non seulement les propriétaires voisins, mais tous les nombreux promeneurs qui fréquentent le cours Fauriel.

Au point de vue de l'hygiène et de la salubrité, la couverture de cette partie du ruisseau s'impose.

Le Service de la Voirie en a dressé le projet. Il comporte la couverture de ce cours d'eau sur 344 m,70 de longueur, au moyen d'une galerie voûtée de même section que celle établie en 1903 le long du cours Fauriel, entre la propriété Pagat et la propriété Garnier, c'est dire qu'elle est suffisante pour assurer le débit du Chavanelet en temps de ses plus fortes crues.

Au droit de l'immeuble Morel, le projet prévoit la reprise en sous-œuvre de la partie de couverture effectuée par ce propriétaire.

Deux galeries traversant le cours Fauriel, avec bouches de déversoirs, permettront de recueillir les eaux de surface dudit cours et de les rejeter dans la galerie principale.

Deux regards de visite seront ménagés pour donner accès à ladite galerie.

Le montant du projet s'élève, d'après le détail estimatif, à la somme de 56.000 fr., dont 50.967 fr. 36 pour travaux à l'entreprise et 5.032 fr. 64 pour travaux imprévus, raccordement avec la partie aval du ruisseau.

Nous vous proposons, après examen et avis conforme de la Commission de la Voirie, de vouloir bien approuver ce projet qui réalisera une œuvre d'assainissement réclamée depuis longtemps.

4° Projet de couverture du Furet dans la traversée de La Rivière.

Depuis longtemps, la couverture du ruisseau « Le Furet » a été réclamée dans la traversée du quartier de La Rivière où il coule à découvert sur une longueur de 250 mètres environ.

Servant de dépotoir aux propriétés riveraines, il constitue un véritable foyer d'infection. La salubrité et l'hygiène publiques exigent impérieusement la couverture de ce ruisseau.

Le projet, dressé à cet effet par le Service de la Voirie, comporte la couverture au moyen d'une galerie de forme rectan-

gulaire ayant 2 m.91 de largeur moyenne et 2 mètres de hauteur, avec radier maçonné et plafond en fer à I, avec béton de scories recouvert d'une chape en ciment.

La galerie sera établie à l'emplacement actuel du ruisseau et son plafond formant trottoir sera surélevé par rapport à la chaussée de la rue de La Rivière qui longe ce cours d'eau.

L'élargissement de la rue, procuré par la couverture du cours d'eau, n'est donc pas destiné à livrer passage aux voitures, et la résistance de l'ouvrage est assurée, sans dépasser la limite des charges de sécurité, sous l'action d'une surcharge uniformément répartie de 600 kilog. par mètre carré sur toute la largeur du trottoir projeté.

Le débouché de la couverture sera supérieur à celui des parties déjà couvertes au droit des propriétés Vacher et Perret, parties constituées par une voûte surbaissée dont les piédroits et le radier seront repris en sous-œuvre de manière à leur donner un débouché égal. Il n'y a donc pas à justifier ici le débouché de la section de l'ouvrage projeté.

Le montant de la dépense à prévoir pour l'exécution de cet ouvrage, dans les conditions ci-dessus, s'élève, d'après le détail estimatif des travaux, à la somme de 82.000 francs.

Aux termes de la loi du 8 avril 1898, le lit des cours d'eau non navigables, ni flottables appartient par moitié, aux propriétaires riverains qui les bordent.

Des arrangements qui seront ultérieurement soumis à l'approbation du Conseil, ont été conclus avec les propriétaires riverains du Furet dans la partie à couvrir, pour la cession gratuite de leurs droits de propriété sur la moitié du lit de ce ruisseau.

Nous vous proposons, en conséquence, après examen et avis conforme de la Commission de la Voirie, de vouloir bien approuver le projet de couverture du ruisseau « Le Furet » dans la traversée de La Rivière, projet dont l'exécution fera disparaître un foyer d'épidémie pour tout le quartier de ce nom.

Les dépenses à faire pour la réalisation des projets d'assainissement qu'il y a lieu d'exécuter dans le canton sud-est, et que l'hygiène et la salubrité réclament impérieusement, se résument ainsi qu'il suit :

1° Couverture du Furan entre le pont de la rue Richard et le pont de la rue du Furan..	281.000 fr.
2° Couverture du Chavanelet entre les propriétés Porché-Lacroix et Varinier	21.000 »
3° Couverture du Chavanelet entre les propriétés Seux et Preynat, le long du cours Fauriel	56.000 »
4° Couverture du ruisseau Le Furet, dans la traversée de La Rivière	82.000 »
TOTAL	440.000 fr.

Nous vous proposons de vouloir bien donner votre approbation à l'ensemble de ces projets.

Les dépenses y afférentes seront prélevées sur un emprunt d'égale somme qu'il y a lieu de réaliser à un taux qui ne sera pas inférieur à 4 %, étant donné le prix actuel du loyer de l'argent.

Le remboursement de cet emprunt en trente années exigera une annuité de 25.445 fr. 44, intérêt et amortissement compris, qui correspond à une imposition de 1 cent. 27, la valeur du centime étant de 20.000 francs environ.

Toutefois, afin de ne créer aucune charge nouvelle pour les contribuables, cette imposition ne sera appliquée que dans la proportion des réductions à opérer, conformément aux prescriptions de la circulaire ministérielle du 10 septembre 1912, sur la quotité des centimes additionnels actuellement imposés, dont le produit doit être ramené dans les prévisions budgétaires de chaque exercice, au montant des charges correspondantes.

L'élévation progressive du principal des quatre contributions directes déterminant la valeur du centime, permettra assez rapidement l'application de cette imposition, mais, en attendant, l'annuité de 25.445 fr. 44 sera prélevée, s'il y a lieu, soit en totalité, soit en partie, sur les ressources ordinaires du budget.

Nous vous demandons, en conséquence, d'approuver la réalisation d'un emprunt de 440.000 francs au taux d'intérêt de 4 % et de voter une imposition extraordinaire au principal des quatre contributions, pendant trente ans, à partir de 1914, dont le produit sera égal à l'annuité nécessaire audit emprunt, soit 1 cent. 27, et qui sera appliquée dans les conditions qui viennent d'être indiquées.

Nous vous prions, en outre, d'approuver les plans, devis, cahier des charges des divers travaux, ainsi que les plans et états parcellaires des surfaces à acquérir pour leur exécution.

Enfin, la demande en déclaration d'utilité publique de ces projets.

Le Conseil approuve les diverses propositions de l'Administration et vote une imposition extraordinaire de 1 c. 27 au principal des quatre contributions directes à partir de 1914.

Pour extrait :

Le Maire,

Annexe IIA

Nous indiquons dans cette annexe la structure de EAUSER au niveau implantation sur une unité de stockage d'un micro-ordinateur, ainsi que la gestion des différents programmes élémentaires à partir de menus; c'est la façon guidée par menus et écrans d'aides destinée à des personnes ayant peu de connaissances en informatique.

DEFINITION

Le PROJET :

C'est un répertoire au sens de MS-DOS, qui pourra contenir autant d'étude que l'utilisateur le désire. Il contient aussi un fichier de configuration.

Le fichier de CONFIGURATION :

C'est un fichier qui indique au logiciel EAUSER,
-Les études accessibles à partir de PROJET
-La banque de données CONDUITE à laquelle ces études font référence
-La banque de données PLUIE contenant les pluies à partir desquelles on peut réaliser des simulations.
Toutes les études contenues dans un même répertoire projet feront donc appel à la même banque de données CONDUITE et à la même banque de données PLUIE.

L'ETUDE :

C'est un répertoire fils de PROJET au sens de MS-DOS, il contient la description d'un réseau d'assainissement, au niveau ouvrages et agencement de ceux-ci, ainsi que des fichiers résultats de simulations, décrivant l'état dans lequel est passé le réseau.
Il peut aussi contenir un fichier de paramétrage de l'étude.
Il peut également contenir un fichier compte rendu, dans lequel est stocké le suivi de l'étude, c'est à dire, le détail de chaque opération effectuée sur l'étude : modification de la structure du réseau ou du paramétrage de l'étude, réalisation de simulation, temps passé sur l'étude.
Il peut enfin contenir un fichier bloc note, laissé à la disposition de l'utilisateur pour noter toutes informations qu'il juge intéressante.
Une structure réseau a besoin de faire référence à une banque de données CONDUITE, pour décrire ses conduites, et à une banque de données PLUIE, pour réaliser des simulations.

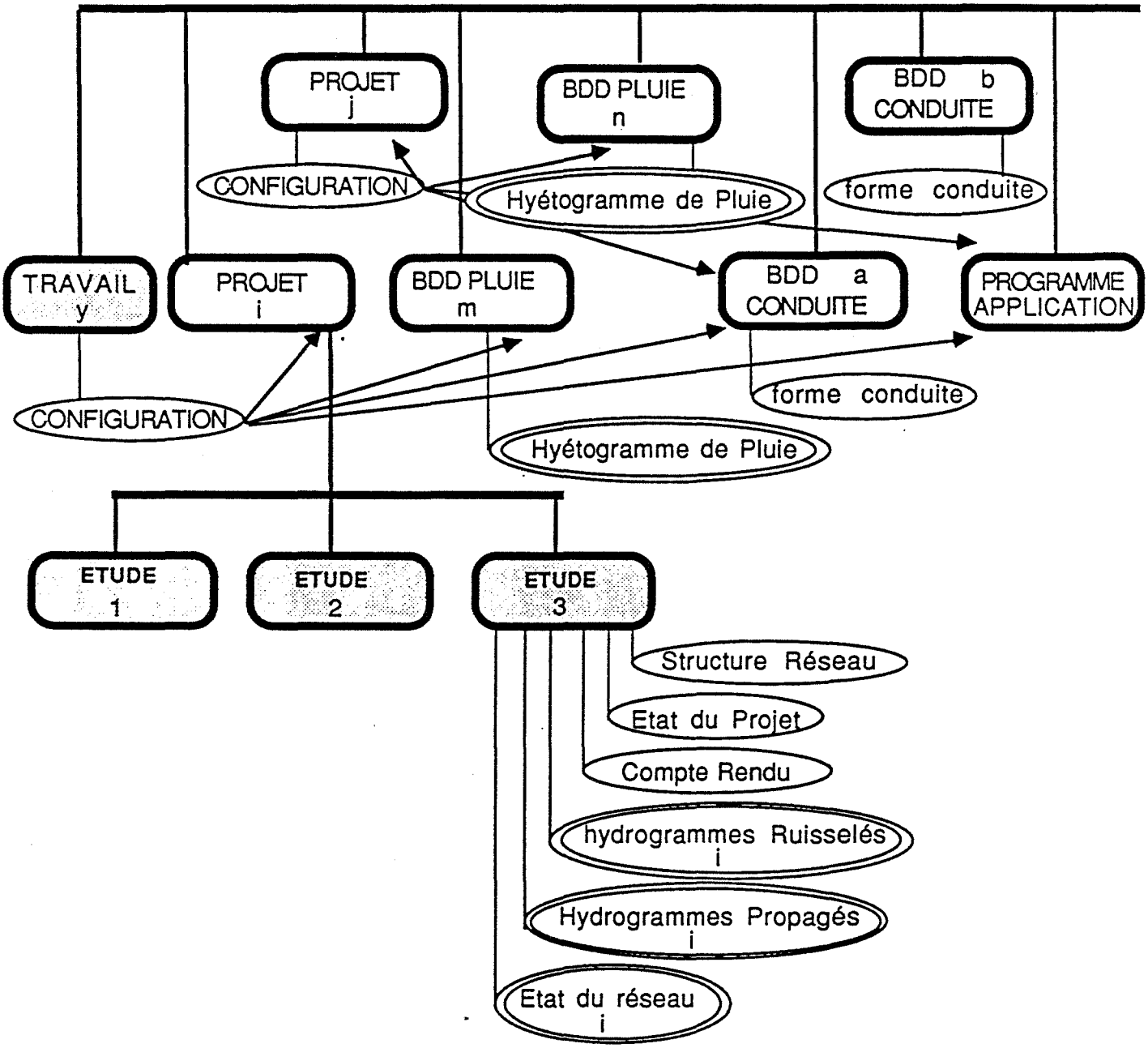
La banque de données CONDUITE :

C'est un répertoire au sens MS-DOS, il contient un fichier dans lequel sont stockées les caractéristiques géométriques des ouvrages conduites.

La banque de données PLUIE :

C'est un répertoire au sens MS-DOS, il contient des fichiers dans lesquels on décrit les caractéristiques d'une pluie, et principalement le hyètogramme de pluie.
Il y a un fichier par pluie.

STRUCTURE DE L'APPLICATION



représente un répertoire ou un lecteur

représente un fichier

représente plusieurs fichiers

1.LE PROGRAMME EAUSER, ET SA GESTION DES PROGRAMMES ELEMENTAIRES.

Le logiciel EAUSER est découpée en sept modules et 3 niveaux d'approche (de 0 à 2).

Cette annexe décrit en un premier temps,l'agencement des modules utilisés dans le logiciel EAUSER, le passage d'un module à un autre, les contraintes associées à chaque module. Dans un deuxième temps, on indique toutes les opérations que peut réaliser chaque module.

1.1.A)AGENCEMENT DES MODULES

le module 1 : gestion des études ----------(niveau 0)
.il gère:
l'accès à l'ensemble des études associées à un projet
l'accès à la banque de donnée conduite associée à un projet
l'accès à la banque de donnée pluie associée à un projet
le module 2 : travail sur une étude ----------(niveau 1)
.il gère une étude
le module 3 : banque conduite ----------(niveau 1)
.il gère la banque de donnée conduite associée à un projet, il permet de créer, supprimer, tracer les caractéristiques géométriques des conduites.
le module 4 : banque pluie ----------(niveau 1)
.il gère la banque de donnée pluie associée à un projet, il permet de créer, analyser, tracer, lire le contenu d'un fichier pluie.
le module 5 : noeud réseau ----------(niveau 2)
.il gère pour une étude, la structure réseau, le paramétrage de cette étude, le compte rendu des traitements effectués.
le module 6 : bilan ----------(niveau 2)
.il gère pour une étude, tous les programmes de traitement des résultats de simulation.
le module 7 : simulation ----------(niveau 2)
.il gère pour une étude, tous les programmes de simulation permettant de créer des fichiers hydrogrammes calculés aux divers noeuds du réseau.

Chaque module réalise des fonctions particulières, on peut passer d'un module à un autre sous certaines conditions.

La hiérarchisation des modules est la suivante :

```
                                +--------------+
niveau 0                        | GESTION DES  | ---> RETOUR VERS LE SYSTEME
                                |   ETUDES    0|      D'EXPLOITATION MS-DOS.
                                |module 1      |
                                ++-----+------++
--------------------------------|-----|------|-------------------------------
niveau 1          +-------------+     |      +---------+
            +------+-------+   +-------+------+   +-----+-------+
            | TRAVAIL SUR  |   |  BANQUE      |   |  BANQUE     |
            |  UNE ETUDE  1|   |  CONDUITE   1|   |  PLUIE     1|
            |module 2      |   |module 3      |   |module 4     |
            ++-----+------++   +--------------+   +-------------+
             |     |      |
 ------------|-----|------|-----------------------------------------------
 niveau 2    |     |      +-----------------------------+
             |     +--------------------+                |
             +-----+                    |                |
            +------+-------+   +-------+------+   +-----+-------+
            |  NOEUD       |   |  BILAN       |   | SIMULATION  |
            |  RESEAU     2|   |             2|   |            2|
            |module 5      |   |module 6      |   |module 7     |
            +--------------+   +--------------+   +-------------+
```

Du **niveau 0**, on peut quitter l'application (pour retourner au système d'exploitation MS-DOS).
Des autres niveaux, cela est impossible.

Lorsque vous activez EAUSER, vous entrez dans le module 1 du niveau 0, à partir duquel vous pouvez accéder à ses propres fonctions, ou aux modules 2,3 et 4 du niveau 1. C'est par ce module que l'on quitte l'application.

Du module 2 niveau 1 : vous pouvez remonter au module 1 du niveau 0, ou activer ses propres fonctions, ou descendre dans les modules 5,6 et 7 du niveau 2.

Du module 3 niveau 1 : vous pouvez remonter au module 1 du niveau 0, ou activer ses propres fonctions.

Du module 4 niveau 1 : vous pouvez remonter au module 1 du niveau 0, ou activer ses propres fonctions.

Du module 5 niveau 2 : vous pouvez remonter directement au module 1 du niveau 0, ou remonter
au module 2 niveau 1, ou activer ses propres fonctions.

Du module 6 niveau 2 : vous pouvez remonter directement au module 1 du niveau 0, ou remonter
au module 2 niveau 1, ou activer ses propres fonctions.

Du module 7 niveau 2 : vous pouvez remonter directement au module 1 du niveau 0, ou remonter
au module 2 niveau 1, ou activer ses propres fonctions.

1.2. B) OPERATIONS REALISEES PAR CHAQUE MODULE

1.2.2. module 1 du niveau 0 : GESTION DES ETUDES

C'est le premier module qui s'active lorsque l'on tape au clavier EAUSER.
à l'écran apparaît alors le menu ci-dessous :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |      G E S T I O N   D E S   E T U D E S              | niveau 0 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
| 1 - (T)ravailler...sur une Etude                (I)nformation sur les Etudes |
|                                                                              |
|                                                                              |
| 2 - (C)reer............une Etude            3 - (S)upprimer........une Etude |
|                                                                              |
| 4 - (L)iste...........des Etudes                (D)upliquer........une Etude |
|                                                                              |
|                                                                              |
|                   5 - (B)anque de données conduites                          |
|                                                                              |
|                   6 - (P)luie génération...........                          |
|                                                                              |
|                   7 - .............(F)in de session                         |
+------------------------------------------------------------------------------+
|Accès  Etudes                                                                 |
| "     Pluies                                                                 |
| "  Conduites                                                                 |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Trava|F2|Creer|F3|Supri|F4|Liste|F5|Condu|F6|Pluie|F7| Fin |F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

Ce module est à caractère très général, comme son nom l'indique, il permet de gérer des études, et les banques Conduites et Pluies associées.
Il indique à l'utilisateur, avec quel projet, avec quelle banque pluie, avec quelle banque conduite, il travaille.

1.2.3. module 2 du niveau 1 : TRAVAIL SUR UNE ETUDE

Dans ce module on a déjà choisi une étude. Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |     T R A V A I L   S U R   U N E   E T U D E         | niveau 1 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|                                                                                |
|                    1 - (N)oeud du Réseau structure....                         |
|                                                                                |
|                    2 - (S)imulation...................                         |
|                                                                                |
|                    3 - (B)ilan........................                         |
|                                                                                |
|                    4 - (T)ransfert fichier hydrogramme                          |
|                                                                                |
|                    5 - (I)nformation.......sur l'Etude                         |
|                                                                                |
|                    7 - (R)etour Gestion des Etudes....                         |
|                                                                                |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+--------------------+
|ETUDE  :                                               |F9|Sortie :            |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Resea|F2|Simul|F3|Bilan|F4|Trans|F5|Info |F6|     |F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

Ce module permet de choisir le traitement que l'utilisateur désire effectuer sur son étude.

1.2.4. module 3 du niveau 1 : BANQUE CONDUITE

Dans ce module on va travailler avec la banque conduite associée à ce projet. Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |        B A N Q U E    C O N D U I T E                 | niveau 1 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                    1 - (C)réation forme conduites..                            |
|                                                                                |
|                    2 - (L)ecture conduites.........                            |
|                                                                                |
|                    3 - (T)race formes conduites....                            |
|                                                                                |
|                    7 - (R)etour Gestion des Etudes.                            |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+--------------------+
|CONDUITE:                                              |F9|Sortie :            |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Creer|F2|Lectu|F3|Trace|F4|     |F5|     |F6|     |F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

A partir de ce menu, l'opérateur choisit la fonction qui lui convient.

1.2.5. module 4 du niveau 1 : BANQUE PLUIE

Dans ce module on va travailler avec la banque PLUIE associée à ce projet.
Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |                B A N Q U E    P L U I E                | niveau 1 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                     1 - (C)réation de pluie de projet                          |
|                                                                                |
|                     2 - (L)ecture des pluies.........                          |
|                                                                                |
|                     3 - (T)racé de pluies............                          |
|                                                                                |
|                     4 - (E)tude pluies...............                          |
|                                                                                |
|                     7 - (R)etour Gestion des Etudes..                          |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+-------------------+
|PLUIE:                                                 |F9|Sortie :           |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Creer|F2|Lectu|F3|Trace|F4|Etude|F5|     |F6|     |F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

A partir de ce menu l'opérateur choisit la fonction qui lui convient.

1.2.6. module 5 du niveau 2 : NOEUD RESEAU

Dans ce module on a déjà choisi une étude et on désire soit la paramètrer, soit travailler
avec la structure du réseau. Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |              N O E U D   R E S E A U                  | niveau 2 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|                                                                                |
|            1 - (C)réation,modification de la structure du réseau   (B)ak       |
|                                                                                |
|            2 - (V)érification de la structure du réseau.........               |
|                                                                                |
|            3 - (E)tat création : paramétrage de l'étude.........               |
|                                                                                |
|            4 - (M)odifier l'état...............................                 |
|                                                                                |
|            5 - (S)ituation de l'état...........................                 |
|                                                                                |
|            7 - (R)etour MENU ETUDE ............................                 |
|                                                                                |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+--------------------+
|ETUDE  :                                               |F9|Sortie :            |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Noeud|F2|Verif|F3|Etat |F4|Mdeta|F5|Situa|F6|     |F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

1.2.6.1. CREATION,MODIFICATION DE LA STRUCTURE DU RESEAU

Cette fonction réalise sur les noeuds, les opérations suivantes :

- création, modification, suppression d'un noeud.
- description de la structure du réseau

Les différents noeuds pouvant être définis sont :

- les bassins versants
- les conduites
- les déversoirs d'orage à surverse latérale (modèle simplifié)
- les déversoirs modélisés par leur loi de fonctionnement :
  . une courbe H=f(Qe), et une courbe Qd=g(H) avec :
  Qe débit d'entrée, H hauteur d'eau associée
  Qd débit de surverse associé à la hauteur d'eau H.
- les bassins de retenue à vidange par vanne de fond ou par déversoir
- les bassins de retenue modélisés par leur loi de fonctionnement :
  . une courbe H=f(V), et une courbe Qs=g(H) avec :
  V volume dans la retenue, H hauteur d'eau associée
  Qs débit de sortie associé à la hauteur d'eau H.

1.2.6.2. VERIFICATION DE LA STRUCTURE DU RESEAU

Cette fonction ne peut être activée que s'il existe au moins un fichier noeud décrivant la structure du réseau dans le répertoire définissant l'étude.
Elle vérifie la cohérence du réseau en indiquant:

- les exutoires
- les noeuds doubles (maille)
- les bassins versants non rattachés
- si les données renseignant les noeuds sont dans des plages de variation correctes

1.2.7. module 6 du niveau 2 : BILAN

Dans ce module on a déjà choisi une étude. On désire alors analyser le résultat des simulations
(On suppose que des simulations ont été réalisées).
Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |                    B I L A N                          | niveau 2 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|   1 - (N)oeud lecture.............              (S)chéma du réseau.......      |
|                                                                                |
|                          2 - (C)ompte rendu......                              |
|                                                                                |
|   3 - (H)ydrogrammes lecture.......              (L)ecture UN hydrogramme.      |
|                                                                                |
|                          4 - (E)tude hydrogramme.                              |
|                                                                                |
|   5 - (T)race tous les hydrogrammes          6 - (U)n trace hydrogramme...     |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                                                |
|                                                 7 - (R)etour MENU ETUDE        |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+--------------------+
|ETUDE  :                                                |F9|Sortie :            |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|Noeud|F2|Compt|F3|Hydro|F4|Etude|F5|Trace|F6|Untra|F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

1.2.8. module 7 du niveau 2 : SIMULATION

Dans ce module on a déjà choisi une étude. et on désire réaliser des simulations. Cela suppose que l'on a déjà une structure réseau, et des pluies.

Apparaît à l'écran :

```
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|E A U S E R |                  S I M U L A T I O N                  | niveau 2 |
+------------+-------------------------------------------------------+----------+
|                                                                                |
|                                                                                |
|            1 - (V)ersant bassin transformation pluie-débit...                  |
|                                                                                |
|            2 - (C)réation conditions initiales hydrogrammes..                  |
|                                                                                |
|            3 - (S)ommation Pluie-débit avec Cond. Init. Hydr.                  |
|                                                                                |
|            4 - (N)oeud propagation à travers les ouvrages....                  |
|                                                                                |
|            5 - (O)rdre de traitement des noeuds..............                  |
|                                                                                |
|            7 - (R)etour MENU ETUDE.......................                      |
|                                                                                |
|                                                                                |
+-------------------------------------------------------+--+--------------------+
|ETUDE  :                                                |F9|Sortie :            |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
|F1|B.V. |F2|CIH  |F3|Somme|F4|Noeud|F5|Ordre|F6|     |F7|Retou|F8|Aide | Esc |
+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+--+-----+-----+
```

Annexe IIB

1. DESCRIPTION DES OUVRAGES MODELISABLES DANS UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

1.1.LISTE DES OUVRAGES MODELISABLES

1) bassin versant urbain
2) bassin versant rural par utilisation de Bassins versants urbains en série réalisant une modélisation de l'écoulement par un modèle multi-réservoirs
3) conduite
   .avec possibilité de calcul de l'hydrogramme de débordement lors des mises en charges
   .ou sans possibilité de débordement.
4) bassin de retenue
   a) modèle simplifié : (bassin à paroi verticale)
      . vidange par vanne de fond
      . vidange par déversoir frontal
   b) modèle réel : (on définit la loi hauteur-volume & la loi débit de vidange-hauteur)
      ==> permet de créer des bassins de retenue régulés.
5) déversoir d'orage
   a) modèle simplifié :
      . déversement par seuil latéral.
   b) modèle réel : (on définit la loi hauteur-débit d'entrée & la loi débit de surverse-hauteur)
      ==> permet de créer des déversoirs régulés
6) station de pompage
   il est possible de modéliser cet ouvrage, par le biais d'un bassin de retenue, modèle réel, où les deux lois de fonctionnement, peuvent fort bien décrire celles d'une station de pompage.

1.2.INFORMATION STOCKEE AU NOEUD

L'ensemble des informations stockées aux noeuds, se trouve principalement dans le fichier NOEUD.STR associé à l'étude.
Lorsque l'on crée des bassins de retenue ou des déversoirs d'orage ayant des lois de fonctionnement réelles, alors il y a un fichier supplémentaire qui se crée, c'est le fichier BSRETDEV.OSP. Il contient la description des lois de fonctionnement réelles de ces ouvrages. Il se trouve au même endroit
que le fichier NOEUD.STR associé à cette étude.

élément noeud :

numéro du noeud	: identifie le noeud
numéro du noeud aval	: identifie le successeur du noeud auquel il se rattache.
organe	: désigne le type d'élément associé au noeud.

---

organe :

conduite	: élément de conduite
bassin versant	: élément bassin versant (où s'applique la transformation pluie-débit)
bassin de retenue	: élément bassin de retenue avec loi de fonctionnement réelle ou simplifiée
déversoir	: élément déversoir d'orage avec loi de fonctionnement réelle ou simplifiée

---

1.2.1.ELEMENT CONDUITE

conduite :

côte X : kM coordonnée amont de la conduite
côte Y : kM " " de la conduite
(permet le tracé schématique du réseau avec mise en évidence des tronçons en charge)

Hauteur radier/cheminée : M distance séparant le radier de la conduite de la surface du sol (Zcoord)
permet de savoir si la conduite a débordée lors des simulations qui utilisent le programme avec influence aval il est possible d'indiquer si l'on veut prendre en compte les débordements, dans le cas où la réponse est affirmative le programme calcul l'hydrogramme de débordement au noeud considéré si les conditions suivantes sont réalisées:
qu'il y ait effectivement une mise en charge supérieure à Zcoord, que Zcoord soit supérieur à la hauteur de la conduite.
Le débit de débordement calculé est déterminé à partir du supplément de charge au dessus de Zcoord par une conduite circulaire de diamètre 1 mètre.
Cet hydrogramme de débordement est stocké en fin de fichier des hydrogrammes propagés, il a le même nom que le noeud considéré avec un préfixe : SURV
Dans le cas ou Zcoord est inférieur à la hauteur de la conduite, cela signifie que le débordement n'est pas possible (on considère que le noeud conduite n'a pas de cheminée d'accès).

longueur	: M	longueur de la conduite
pente	: M/M	pente de la conduite
rugosité	: K de Manning	rugosité de la conduite
code forme conduite	: désignation de la forme conduite associée dans le fichier des formes.	

de plus sont stockés au noeud conduite les trois paramètres suivants:

hauteur	: M calculée lors des simulations, hauteur d'eau maximale atteinte lors d'une simulation
charge	: lors des simulations cet indicateur se met à faux si la conduite est restée à surface libre et à vraie si la conduite a été en charge
débit	: M3/S calculé lors des simulations, débit maximal atteint lors d'une simulation

1.2.2.ELEMENT BASSIN VERSANT

```
bassin versant :
      |        Côte X   : kM coordonnée du Bassin versant
      |        Côte Y   : kM      "      "    "     "
      |                     ces coordonnées permettent lors
      |                     d'une simulation pluie débit de
      |                     déterminer la distance séparant
      |                     l'épicentre de la pluie du bassin
      |                     versant considéré, afin d'y appliquer
      |                     un coefficient d'abattement.
      |        surface  : hectare
      |        longueur : hectomètre  longueur du plus grand parcours
      |                               de l'eau
      |        pente    : M/M         au sens de Caquot pour un BV
      | % de surface imperméable valeur entre ]0,1[ :
      |                      définit le rapport entre la surface
      |                      imperméable et la surface totale du
      |                      Bassin versant
      | Coef. à appliquer au Lag-time Théorique     :
      |                      permet de déterminer la valeur du
      |                      lag-time appliquée (lag_ap) au bassin
      |                      versant lors des simulations. La
      |                      relation est la suivante:
      |                                    lag_ap= Coef.lag_th .
      |                      Par défaut, Coef=1.
      |Le lag-time théorique (lag_th) est ainsi calculé :
      |
      |     lag_th   : min     lag_time théorique déterminé par le programme
      |      +-------------------------------------------------------------+
      |      |                        -0.0076 -0.512     -0.401        0.608 |
      |      |  lag_th=0.395 x Surface     x C    x Pente    x Longueur     |
      |      +-------------------------------------------------------------+
      |
      | Le coefficient Coef, entre lag_ap et lag_th, permet ainsi de caler de
      | manière plus précise la valeur du lag time lorsque le bassin versant
      | est jaugé. Il permet entre autre, dans le cas où le bassin versant
      | n'est pas jaugé, d'effectuer des simulations avec des hypothèses
      | "hautes" ou "basses" sur la valeur du lag time  associé au bassin
      | versant. Cela permet de réaliser des études de sensibilités du modèle
      | au paramètre lag time, et d'en apprécier son importance, quant à la
      | forme de l'hydrogramme,à la position dans le temps et à la valeur de
      | son débit de pointe.
      +-------------------------------------------------------------------
```

1.2.3.ELEMENT BASSIN DE RETENUE

```
bassin de retenue
      |
      |  Volume initial    : M3 volume initial du bassin de retenue
      |                      avant de commencer la simulation
      |                      ce volume est mis à zéro lors de la simulation
      |                      si dans le paramétrage de l'étude la remise à
      |                      zéro des conditions initiales est à VRAIE.
      |  [(V>0) Calcul auto volume],[(V<0) Volume imposé] Volume Max :
      |                      si ce volume est négatif alors le bassin
      |                      de retenue a un volume imposé, l'indicateur
      |                      déborde passera à VRAIE si le volume à stocker est
      |                      supérieur a ce volume (c'est le cas de bassin dont
      |                      on connaît le volume maximun, et ce volume n'est
      |                      pas "extensible").
      |                      par contre si ce volume est positif alors
      |                      l'indicateur ne passera pas à VRAIE, et le
      |                      volume du bassin augmentera au fur et à mesure
      |                      du besoin, dimensionnant ainsi automatiquement
      |                      le bassin. (Dans ce cas, lors des simulations,
      |                      à chaque fois que le le volume à stocker est plus
      |                      grand que le volume du bassin le volume du bassin
      |                      croît, en prenant la nouvelle valeur).
      | Hauteur du seuil par rapport au fond du bassin : M
      |                      hauteur d'eau minimale à avoir dans le bassin
      |                      pour qu'il y ait écoulement par l'organe de
      |                      vidange cette valeur peut être négative dans ce
      |                      cas la charge disponible à l'organe de vidange
      |                      s'accroît de la valeur indiquée par seuil, dans le
      |                      cas contraire elle se retranche, et il faut que la
      |                      hauteur d'eau soit supérieure à seuil.
      | [(L>0)=Largeur Déversoir],[(L<0)=Diamètre vanne de fond] : M
      |                      si la valeur est positive alors,
      |                      elle indique la largueur d'un déversoir
      |                      si la valeur est négative alors
      |                      elle indique le diamètre d'une vidange par vanne
      |                      de fond.
      | [Surface en M2 (si>0)], [Nom ouvrage spécial (si<0)] :
      |                      si la valeur est positive alors elle définit la
      |                      surface au sol en M2 du bassin de retenue qui est
      |                      dans ces conditions assimilé à un bassin modèle
      |                      simplifié à paroi verticale.Si la valeur est
      |                      négative alors elle indique la référence à un
      |                      bassin de retenue ayant une loi de fonctionnement
      |                      réelle. Dans ce cas il est possible de modéliser
      |                      le fonctionnement d'une station de pompage, ou
      |                      d'organe régulant.
      |
      | DE plus sont stockés au noeud, les deux paramètres suivants :
      |
      |       déborde      : indicateur faux si pas débordement
      |                                 vraie si débordement
      |                      pendant la simulation.
      |       maxi_volume  : M3 dimensionnement, donne le plus grand volume
      |                      par lequel est passé le bassin de retenue
      +-------------------------------------------------------------------
```

1.2.4.ELEMENT DEVERSOIR D'ORAGE

```
déversoir d'orage
      |
      |  numéro du noeud de dérivation : correspond au code du noeud
      |                                  où s'écoule le surplus.
      |                                  (la dérivation)
      | valeur du seuil  : M seuil au dessous duquel il n'y a pas de
      |                     déversement latéral
      | largeur du seuil : M largeur du seuil pour le déversement latéral
      | rugosité         : Manning K (de l'ouvrage conduite associé pour
      |                    déterminer la hauteur d'eau en cas de
      |                    modélisation du déversoir loi simplifiée.
      | pente principale m/m [si<0 ouvrage spécial]  : M/M
      |        dans le cas où la valeur de la pente est un nombre négatif
      |        alors l'organe est modélisé par des lois de fonctionnement
      |        réelles. Dans le cas contraire, c'est la pente selon l'axe
      |        amont aval de l'ouvrage qui est à prendre en considération.
      |
      | Code forme conduite associée  : correspond à la conduite contenant
      |                              le déversoir. Pente, rugosité et
      |                              code forme ont la même signification
      |                              que pour les conduites. ils permettent
      |                              de déterminer la hauteur d'eau à l'amont
      |                              du déversoir pour calculer la surverse
      |                              cela uniquement pour le modèle simplifié.
      +-------------------------------------------------------------------
```

```
loi réelle bassin de retenue ou déversoir d'orage :
      |
      | les bassins de retenue sont définis par 2 courbes
      | 1. Hauteur eau  = f(Volume)
      | 2. débit sortie = g(Hauteur eau)
      | les déversoirs  sont définis par 2 courbes
      | 1. Hauteur eau  = f(Débit entrant)
      | 2. débit dérivé = g(Hauteur eau)
      |
      | ces courbes sont stockées dans un fichier au même
      | niveau que le fichier contenant la structure du réseau.
      | les unités sont les M pour les hauteurs, les M3/S pour
      | les débits et les M3 pour les volumes
      +-------------------------------------------------------------------
```

2. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DU FICHIER CONDUITE, DES FICHIERS PLUIES ET DES FICHIERS HYDROGRAMMES.

2.1.STRUCTURE FICHIER CONDUITE

L'ensemble des formes conduites est stocké dans un fichier de nom : CONDUITE.STR
ce fichier se trouve dans la banque de données CONDUITE associée au projet qui
l'utilise.

```
forme conduite :
     |        numéro    : code conduite permettant d'associer
     |                    la forme_conduite avec la conduite.
     |        nom       : désignation de la conduite.
     |        hauteur   : en M de la conduite
     | vecteur :
     |        RayonHydraulique      : M
     |        LargeurMiroir         : M
     |        section               : M2
     |    on ne stocke que les caractéristiques géométriques des conduites,
     |   une forme peut servir dans le réseau à plusieurs conduites.
     +-------------------------------------------------------------------
```

2.2.STRUCTURE FICHIER PLUIE ET HYDROGRAMME

2.2.1.FICHIER PLUIE

Chaque pluie est un fichier ayant comme extension : PLU, le nom de ce fichier est donné
par l'utilisateur. Chaque fichier pluie se trouve dans la banque de données PLUIE
associée au projet qui l'utilise.

```
pluie :
      | xdepart : kM  \
      | ydepart : kM   | point de départ de l'épicentre
      | xarrivée: kM   | et point d'arrivé
      | yarrivée: kM  /
      | vitesse : kM/h   vitesse de déplacement de l'épicentre
      | abattement : définit la rapidité A avec laquelle
      |               l'abattement s'effectue.
      |             on associera comme intensité de pluie I
      |             au bassin versant distant de D de l'épicentre
      |             de la pluie où régne une intensité E :
      |                   +--------------------------+
      |                   | I = E x ( 1 - A x (D)^1/2) |
      |                   +--------------------------+
      |  Remarque :
      |
      |     la connaissance de la vitesse de déplacement de la pluie, de
      |     ses points de départ et d'arrivée et de la durée de la pluie,
      |     font qu'il y a un surnombre d'information par rapport à ce qu'il
      |     faut. En effet, on ne peut pas imposer une vitesse de déplacement
      |     de la pluie et une distance à parcourir dans un temps donné
      |     (durée de la pluie). En conséquence, la convention suivante a été
      |     adoptée:
      |
      |     Si la vitesse de déplacement de la pluie est NULLE :
      |     alors le déplacement s'effectue UNIQUEMENT entre le point de
      |     départ et le point d'arrivée de l'épicentre de la pluie.
      |     L'incrément d'espace est lié dans ce cas à la distance séparant
      |     les deux points, et au nombrede pas de temps d'itération, ce sont
      |     ces deux critères qui définiront une "vitesse de déplacement de
      |     la pluie".
      |
      |     Par contre si la vitesse de déplacement de la pluie n'est PAS
      |     NULLE :alors le déplacement s'effectue sur la droite définie par
      |     le pointde départ et d'arrivée de  l'épicentre de  la pluie, en
      |     partant dupoint de départ, avec un incrément  d'espace  lié  à la
      |     vitesse dedéplacement de la pluie.
      |
      |     Si le point de départ de l'épicentre est confondu avec le point
      |     d'arrivée alors la pluie ne se déplace pas, elle est statique.
      |     Elle reste sur le point de départ.
      |
      |     Si l'abattement est nul alors le déplacement de la pluie n'a
      |     aucune signification.(car dans ce cas, la pluie a une structure
      |     spatialeUNIFORME. On applique à chaque bassin versant la même
      |     valeur d'intensitéde pluie, peut importe la distance le séparant
      |      de l'épicentre de la pluie).
      |
      |
      +-------------------------------------------------------------------
```

2.2.2.FICHIER HYDROGRAMME

Il existe quatre types de fichiers hydrogrammes. Dans chaque étude il peut exister
l'ensemble de ces fichiers. Le nom de ces fichiers est fixé par l'utilisateur de la
manière suivante :

au niveau de l'extension :

fichier P_Q : fichier des hydrogrammes ruisselés (programme CHNBSVER)
fichier CIH : fichier des conditions initiales hydrogramme, (programme PUTHYD)
fichier RUS : fichier somme d'un P_Q et d'un CIH, (programme SOMHYD)
fichier HYD : fichier résultat de simulation de propagation des hydrogrammes à travers le réseau, (programmes: CHNORGAN, MORGAN, PORGAN DMORGAN, DPORGAN, UORGAN, INFLAVAL, DINFLAVL).

au niveau du nom :

Le nom est choisi pour les fichiers de type P_Q ou CIH, par l'utilisateur. Les fichiers RUS et HYD, ont par contre le même nom que le fichier P_Q ayant contribué à leur création. IL peut donc y avoir autant de fichiers RUS ou HYD que de fichier P_Q crée dans l'étude.

A chaque fois que l'on crée un fichier P_Q, l'utilisateur lui choisit un nom. Si ce nom existe déjà, alors tous les fichiers ayant le même nom sont détruits lors de la création du fichier P_Q.

```
hydrogramme :
      |    forme      : pluie ou écoulement
      |     nom       : si forme est pluie alors nom définit
      |                 la désignation de la pluie  dans laquelle
      |                 on peut stocker des informations comme la date
      |                 le jour, l'heure du début de la pluie, si c'est une
pluie
      |                 réelle, ou des informations sur le type de coef.
      |                 de Montana utilisé si c'est une pluie de projet
      |                 si forme est écoulement alors nom définit le code du
      |                 noeud  où est associé l'hydrogramme
      |     fichier    : il contient la liste des valeurs de l'hydrogramme si
      |                  forme=écoulement, il contient la liste des valeurs du
      |                  hyétogramme
      |              si forme=pluie. Pour une pluie, les valeurs sont en mm/h
      |              pour un écoulement, les valeurs sont  en M3/S
      |              cette liste est limitée à 300 valeurs.
      |     pas_de_temps : min (pas de temps de discrétisation)
      |                    fonction du temps.
      |     NombreValeur : nombre de valeurs contenues dans fichier
      +-------------------------------------------------------------------
```

3. EXEMPLE DE FICHIER DE COMMANDE, L'UTILISATION EN MODE BATCH

Deux exemples sont traités, ils sont données dans les fichiers ayant comme nom : EXEMPLE1.BAT et EXEMPLE2.BAT . Ces fichiers sont dans le répertoire de démonstration EAUSER\PROJET. Dans le texte qui suit, les lignes en caractères gras sont des lignes de commandes, les autres sont des lignes de commentaires.

3.1. fichier EXEMPLE1.BAT

```
ECHO OFF
FOR %%F IN (%1) DO GOTO DEBUT
GOTO MSG
:DEBUT
REM exemple traitant une simulation complète
REM simulation pluie-débit
REM simulation propagations en conduite.
REM extraction des résultats
REM ---------------------------------------------------------------------
REM SYNTAXE D'UTILISATION :
REM                          EXEMPLE1 (nom fichier pluie)
REM nom fichier pluie sera une pluie existante dans le répertoire
REM définie au niveau du fichier CONFIGUR.DDD
REM ---------------------------------------------------------------------
REM positionnement sur le disque virtuel
D:
REM ---------------------------------------------------------------------
REM copie du fichier de configuration de l'application
REM copie du fichier noeud
REM copie d'un état du projet définie dans ETAT1.TXT
REM où par exemple le mode mise à jour du compte rendu des opérations
REM a été mis à FAUX.
COPY C:CONFIGUR.DDD CONFIGUR.TXT
COPY C:ETUDE\NOEUD.STR D:
COPY c:ETUDE\BSRETDEV.OSP d:
COPY C:ETAT1.TXT ETATPRJT.TXT
REM ---------------------------------------------------------------------
REM simulation : transformation pluie-débit sur les bassins versants
REM jusqu'au noeud de nom EXUTOIRE
REM la première astérisque définit le répertoire courant
REM la deuxième    "          "     la sortie courante (écran)
REM le point d'interrogation donnera la liste des pluies disponibles
REM le premier %1 définit la pluie sélectionnée
REM le deuxième %1 définit le nom du fichier des hydrogrammes ruisselés
REM EXUTOIRE définit ici le nom du noeud existant dans le fichier noeud
REM qui sera pris comme exutoire.
REM avec la pluie donnée par le paramètre %1
REM création du fichier des hydrogrammes ruisselés de nom %1
REM transfert du fichier hydrogramme ruisselé sur le disque dur
CHNBSVER * * ? %1 %1 EXUTOIRE
COPY D:%1.P_Q C:\EAUSER\PROJET\ETUDE
REM ---------------------------------------------------------------------
REM création du fichier .RUS pour pouvoir réaliser la simulation
REM des écoulements en conduite.
REM l'on réalise le fichier .RUS, sans adjonction d'hydrogramme particulier
SOMHYD * *  %1 SANS
```

... *suite page suivante*

```
REM ----------------------------------------------------------------------
REM simulation : propagation en conduite jusqu'au noeud de nom EXUTOIRE
REM le fichiers des hydrogrammes à injecter est le fichier défini par %1
REM ici le point d'interrogation listera l'ensemble des fichiers
REM hydrogrammes ruisselés disponibles.
REM la mise en place des codes "0" et "N" définissent :
REM que la charge à l'exutoire est nulle
REM et que nous ne prenons pas en considération les débordements aux droits
REM des conduites (les cheminées d'accès ont une hauteur infini)
REM il est à noter que ces considérations ne seront utiles que si
REM le programme de simulation des écoulements en conduite prend
REM en compte les influences aval, dans tous les autres cas ces
REM valeurs n'auront aucun effets.
REM Mais ainsi on prend en compte tous les cas qu'il peut être
REM possible d'obtenir par la fonction CHX
CHNORGAN * * ? %1 EXUTOIRE 0 N
REM ----------------------------------------------------------------------
REM transfert des hydrogrammes propagés sur le disque dur
COPY *.HYD C:\EAUSER\PROJET\ETUDE
REM ----------------------------------------------------------------------
COPY NOEUD.STR C:\EAUSER\PROJET\ETUDE\%1.STR
REM transfert du fichier noeud sur le disque dur avec renomage
REM pour conserver les caractéristiques principales qui sont apparues
REM lors de la simulation
REM ----------------------------------------------------------------------
REM analyse de la simulation
REM affichage du contenue de la pluie sur l'imprimante
REM   "       de l'analyse de la pluie sur    "
REM tracé de la pluie sur l'imprimante
REM tracé de l'hydrogramme au noeud C1 sur l'imprimante
REM affichage du contenu de l'hydrogramme au noeud C1 sur l'imprimante
LECPLUIE PRN %1
ANALPLUI PRN %1
TRACEPLU PRN %1 1.2
TRAC1HYDR * PRN HYD %1 C1 1.2 0
LCH1 * PRN HYD %1 C1 0
REM ----------------------------------------------------------------------
REM destruction de tous les fichiers ayant comme nom %1 sur le disque
virtuel
REM cela afin de permettre une nouvelle simulation en utilisant
REM le disque virtuel sans avoir de problème tel que :
REM     espace insuffisant 0 fichier copié
DEL %1.*
REM ----------------------------------------------------------------------
REM retour dans le répertoire de départ
C:
CD\EAUSER\PROJET
GOTO FIN
:MSG
CLS
ECHO si vous voulez utiliser un autre programme de simulation
ECHO des écoulements en conduite, vous devez en un premier lieu
ECHO activer la fonction CHX
ECHO Vous devez taper : EXEMPLE1 (nom_pluie)    [return]
:FIN
```

3.2. fichier EXEMPLE2.BAT

```
ECHO OFF
FOR %%F IN (%1) do GOTO DEBUT
GOTO MSG
:DEBUT
REM trace et affiche le contenu des hydrogrammes en trois noeuds
REM du fichier décrivant le réseau
REM on suppose que le fichier hydrogramme existe
REM c'est-à-dire qu'une simulation complète a déjà été réalisée
REM on ne s'occupe que du fichier des hydrogrammes propagées : fichier .HYD
REM ---------------------------------------------------------------------
REM travail dans le répertoire courant qui sera alors
REM le répertoire contenant tous les fichiers relatif à l'étude
REM SYNTAXE D'UTILISATION :
REM                          EXEMPLE2 (nom fichier hydrogramme) [Return]
REM nom fichier hydrogramme sera dans le répertoire courant
REM ---------------------------------------------------------------------
REM les 2 programmes s'applique au fichier des hydrogrammes propagés
REM  extension (.HYD) si il existe
REM Cela Permettra d'envoyer sur l'imprimante :
REM   1) le tracé des hydrogrammes aux noeuds C1, C2, C3 avec un coefficient
REM      d'échelle de 1.2 par hydrogramme.
REM   2) le contenu des hydrogrammes aux noeuds C1, C2, C3
REM ---------------------------------------------------------------------
TRAC1HYDR ETUDE PRN HYD %1 C1 1.2 C2 1.2 C3 1.2 0
LCH1 ETUDE PRN HYD %1 C1 C2 C3 0
GOTO FIN
:MSG
CLS
ECHO Vous devez taper : EXEMPLE2 (nom fichier hydrogramme)  [return]
:FIN
```

4.MODELES THEORIQUES UTILISES DANS LES PROGRAMMES DE SIMULATION :

4.1 création des pluies de projet :

programme : CREPLUIE

Le programme CREPLUIE, permet entre autre de créer des pluies de projet à partir de la connaissance des coefficients A et B de la loi de MONTANA.
rappel :
Ces coefficients sont déterminés à partir d'une analyse fréquencielle d'une série de pluie observée sur un certain nombre d'années. Plus ce nombre d'années est grand, plus les observations sont caractéristiques du site d'étude et plus les pluies de projet créées à partir des coefficients A et B de MONTANA permettent de mieux cerner les risques encourus.

4.2. transformation pluie-débit :

programme : CHNBSVER

Le programme CHNBSVER travaille organe par organe,
et pas de temps par pas de temps, il utilise un modèle dit du réservoir linéaire..
Uniquement dans le sens Amont-->Aval
Il est possible d'assembler des bassins versants en série, dans ce cas à l'exutoire du deuxième bassin, on a le débit du deuxième bassin, additionné
du débit du premier bassin ayant subi le passage à travers le modèle du réservoir linéaire du deuxième bassin.

4.3. propagation à travers les ouvrages du réseau :

programme : PORGAN, MORGAN, UORGAN, INFLAVAL, DPORGAN, DMORAN, DINFLAVL

Les programmes PORGAN, MORGAN, DPORGAN, DMORGAN, travaillent organe par organe,et pas de temps par pas de temps. Uniquement dans le sens Amont-->Aval
Les hauteurs d'eaux calculées n'ont aucune inter-action sur les autres ouvrages, elles sont toutes indépendantes.
Le programme UORGAN travaille pas de temps par pas de temps, et organe par organe.
Uniquement dans le sens Amont-->Aval.
Les hauteurs d'eaux calculées n'ont aucune inter-action sur les autres ouvrages, elles sont toutes indépendantes.
Les programmes INFLAVAL et DINFLAVL travaillent pas de temps par pas de temps, et organe par organe.
Dans le sens Amont-->Aval (pour déterminer les débits)
Puis dans le sens Aval-->Amont (pour déterminer les hauteurs d'eau)
Les hauteurs d'eaux calculées peuvent avoir des inter-actions sur les autres ouvrages, elles sont dépendantes des hauteurs d'eau à l'aval. Les programmes demandent d'ailleurs la charge qu'il y a à l'exutoire du réseau.

4.4. DETERMINATION D'UNE PLUIE DE PROJET

4.4.1. notation

A : coef de MONTANA B
B : coef de MONTANA I=A.t
Dhp: durée totale de la pluie en (h)
t : le temps (min)
dtp: pas de temps de discrétisation (min)
Ip1: valeur de l'intensité maximale (mm/h) correspondant à la pluie intense
Ip2: valeur de l'intensité maximale (mm/h) correspondant au changement d'intensité.
Dp1: position (h) de Ip1 dans le temps
Dp2: première position (h) de Ip2 dans le temps
Dp3: deuxième position (h) de Ip2 dans le temps
DpI: durée de la pluie intense (h)

4.4.2. création

A partir de la donnée des 2 coefficients de MONTANA (A,B), de la durée de la pluie (Dhp), et de la valeur du pas de temps de discrétisation (Dtp), on détermine un hyétogramme de pluie, symétrique, de forme double triangle. (voir schéma ci-dessous)

```
|Ip1
|....................+---+
|                    | : |
|                    | : |
|                 +--+ : +--+
|                 |    :    |
|                 |    :    |
|                 |    :    |
|              +--+    :    +--+
|              |       :       |
|              |       :       |
|Ip2           |       :       |
|...........+--+.......:.......+--+
|        +--+  :       :       :  +--+
|     +--+     :       :       :     +--+
|  +--+        :       :       :        +--+
+--+  :        :       :       :           +--+
+--:--:--------:-------:-------:--------------:---> t
0  dtp         Dp2     Dp1     Dp3          Dhp
```

la détermination de Dp1, Dp2 et Dp3 se fait à partir de Dhp, tel que :

$$Dp1=\frac{Dhp}{2} \; ; \quad Dp2=Dp1 - \frac{Dhp}{20} \; ; \quad Dp3=Dp1 + \frac{Dhp}{20}$$

l'intervalle de pluie intense est donc de : $DpI=\frac{Dhp}{10}$

le calcul des deux intensités Ip1 et Ip2 se fait de la façon suivante :

$$Ip1= 2.A.\frac{Dhp^{(B+1)} - DpI^{(B+1)}}{Dhp - DpI}.60$$

$$Ip2= 2.A.DpI^{B}.60 - Ip1$$

On discrétise ensuite au pas de temps dtp, les quatres segments de droites ainsi déterminés :

1- segment : de t=0 à Dp2 et I=0 à Ip2
2- segment : de t=Dp2 à Dp1 et I=Ip2 à Ip1
3- segment : de t=Dp1 à Dp3 et I=Ip1 à Ip2
4- segment : de t=Dp3 à Dhp et I=Ip2 à 0

4.5. CALCUL DES ECOULEMENTS à TRAVERS LES BASSINS VERSANTS

Ce calcul ne se fait que dans le programme CHNBSVER : c'est le programme qui permet de calculer les hydrogrammes à l'exutoire de chaque bassin versant, pour une pluie et un exutoire donnés.

4.5.1. notation

.dt : valeur du pas de temps de discrétisation (mm)
.Nit : le nombre d'itérations
.Ite : l'itération (i)
.XEd : position de départ en X de l'épicentre de la pluie (Km)
.YEd : position de départ en Y de l'épicentre de la pluie (Km)
.XEa : position d'arrivée en X de l'épicentre de la pluie (Km)
.YEa : position d'arrivée en Y de l'épicentre de la pluie (Km)
.DEda: distance entre le point de départ et d'arrivée de l'épicentre (Km)
.XE : position courante en X de l'épicentre de la pluie (Km)
.YE : position courante en Y de l'épicentre de la pluie (Km)
.VE : vitesse de déplacement de l'épicentre de la pluie (Km/h)
.Abp : valeur du coefficient d'abattement appliqué ($1/\sqrt{\ }$ Km)
.HPE : hyétogramme de pluie à l'épicentre de la pluie (mm/h)
.HPbv: hyétogramme de pluie appliqué au Bassin Versant (mm/h)
.Sbv : surface du bassin versant (Ha)
.Lbv : longueur du plus grand parcours de l'eau sur le Bassin Versant (Hm)
.Pbv : pente du Bassin versant (m/m)
.Cbv : coefficient de ruissellement]0,1[
.Ktbv: lag time théorique du Bassin Versant (min)
.Kabv: lag time appliqué au Bassin Versant (min)
.Kcoe: coefficient reliant Ktbv à Kabv
.Xbv : position en X du bassin versant où s'appliquera la pluie (Km)
.Ybv : position en Y du bassin versant où s'appliquera la pluie (Km)
.Dbv : distance entre la position de l'épicentre de la pluie et celle du Bassin Versant (Km)
.Qe : débit d'entrée sur le bassin versant (m3/s)
.Qs : débit de sortie à l'exutoire du bassin versant en (m3/s)

4.5.2. création de l'hydrogramme ruisselé : le modèle du réservoir linéaire

A partir d'un hyétogramme de pluie HPE, dont la valeur de l'intensité de pluie, associé dans l'espace au point de coordonnées (XE,YE), au pas de temps (i) est HPE(i).
On applique un schéma d'abattement donnant une structure de pluie à isohyètes concentriques.
On détermine la valeur de l'intensité à appliquer au bassin versant :

$$HPbv(i)=HPE(i).(1 - Abp.(Dbv)^{1/2}) \quad \text{avec}$$

$$Dbv = ((Xbv-XE).(Xbv-XE) + (Ybv-YE).(Ybv-YE))^{1/2}$$

Si la vitesse de déplacement de la pluie est NULLE :
alors le déplacement s'effectue UNIQUEMENT entre le point de départ et le point d'arrivée de l'épicentre de la pluie.

$$XE = XEd + \left(\frac{XEa - XEd}{Nit}\right).(Ite-1)$$

$$YE = YEd + \left(\frac{YEa - YEd}{Nit}\right).(Ite-1)$$

Par contre si la vitesse de déplacement de la pluie n'est PAS NULLE :
alors le déplacement s'effectue sur la droite définie par le point de départ et d'arrivée de l'épicentre de la pluie, en partant du point de départ, avec un incrément d'espace lié à la vitesse de déplacement de la pluie.

$$DEda = \left((XEa-XEd).(XEa-XEd) + (YEa-YEd).(YEa-YEd)\right)^{1/2}$$

$$XE = XEd + \frac{VE.dt.(XEa-XEd)}{60.DEda}.(Ite-1)$$

$$YE = YEd + \frac{VE.dt.(YEa-YEd)}{60.DEda}.(Ite-1)$$

Si le point de départ de l'épicentre est confondu avec le point d'arrivée alors la pluie ne se déplace pas, elle est statique.
Elle reste sur le point de départ.

XE = XEd
YE = YEd

Si l'abattement est nul alors le déplacement de la pluie n'a aucune signification.

HPbv(i)=HPE(i)

pour le Bassin Versant considéré on calcule le lag-time Kabv par

$$Ktbv=0.395 \,.\, Sbv^{-0.0076} \,.\, Cbv^{-0.512} \,.\, Pbv^{-0.401} \,.\, Lbv^{0.608}$$

Kabv = Kcoe . Ktbv

cela permet de modifier la valeur du lag time

<u>le calcul du débit à l'exutoire devient :</u>

(c'est la méthode du réservoir linéaire)

Soit Qe^n, le débit entrant sur le bassin versant au pas de temps n :

$$Qe^n = \frac{Sbv.Cbv.HPbv(n)}{360}$$

dans le cas où d'autres Bassins versants sont connectés à celui-ci, (montage en série), on somme le débit de sortie de ces bassins versants avec le débit d'entrée Qe à l'instant n de celui-ci.

$$Qs^{n+1} = Qs^{n}.A + Qe^{n+1}.B \qquad \text{avec,}$$

$$A = Exp\left(\frac{-dt}{Kabv}\right) \quad ; \; B=1-A \text{ (Exp définit l'exponentielle de base e)}$$

le calcul se fait Bassin Versant par Bassin Versant, et pour un Bassin Versant Pas de temps par Pas de temps.

4.6. CALCUL DES ECOULEMENTS EN CONDUITE

4.6.1.Notation :

.PI : définit le nombre pi (3.14...)
.G : définit l'accélération de la pesanteur (9.81 m/s/s)
.dt : représente le pas de temps (min)
.T : définit le temps de retard entre l'hydrogramme d'entrée, et l'hydrogramme de sortie. (min)
.RHS : Rayon Hydraulique puissance 2/3 fois la section
.SE : Section (m2)
.LAM : définit la largeur au miroir (m)
.HA : Hauteur de l'ouvrage (m)
.ZC : Hauteur de la cheminée prise à partir du radier (m),(Si ZC<HA Alors les débordements sont impossibles)
.K : Rugosité de l'ouvrage (Manning)
.P : Pente de l'ouvrage (m/m)
.L : Longueur de l'ouvrage (m)
.Sdeb : section de passage de la cheminée (m2) (prise égale à une section ayant un diamètre de 1 m)
.Qe : Débit d'entrée (m3/s)
.Qemax: Débit d'entrée maximum (m3/s)
.Qs : définit le débit de sortie (m3/s)
.V : Vitesse du fluide (m/s)
.CEL : définit la célérité associée au fluide (m/s)
.HEAM : hauteur d'eau à l'amont de la conduite (m)
.HEAV : hauteur d'eau à l'aval de la conduite (m)
.HAUX : hauteur d'eau auxiliaire (m)
.DHQe : perte de charge, associée au débit d'entrée (m)
.LINF : longueur d'influence (m)
.Qlim : débit maximal à surface libre (m3/s) ($Qlim=RSH(HA.0,95).K.\sqrt{P}$)
.QT : débit à transiter à travers la conduite (m3/s)
.Qdeb : débit de débordement (m3/s)

4.6.2.Liste des modules étudiés :

translation de l'hydrogramme
Cunge-Muskingum
Cunge-Muskingum avec influence aval

4.6.3.MODULE DE TRANSLATION DE L'HYDROGRAMME :

Cette transformation concerne les simulations des écoulements en conduites des programmes suivants :

1) DMORGAN, MORGAN
2) DPORGAN, PORGAN

La différence entre les programmes DMORGAN et MORGAN est simplement, une gestion différente des fichiers, il en est de même pour DPORGAN et PORGAN

Les programmes MORGAN et PORGAN, réalisent une copie du fichier noeud : NOEUD.STR dans un fichier ayant le même nom que le fichier des hydrogrammes Injectés (fichier .RUS).
Ils ne détruisent pas le fichier des hydrogrammes Injectés (fichier.RUS).
Alors que les programmes DMORAGN et DPORGAN ne font pas de copie du fichier noeud, et détruisent le fichier (.RUS).
Sinon, ces programmes créent un fichier des hydrogrammes propagés (fichier.HYD) ayant le même nom que le fichier (.RUS).

La différence entre les programmes de type 1 et de type 2, est la différence du mode de calcul du temps de décalage T, séparant l'hydrogramme d'entrée, de celui à la sortie de la canalisation.

Les programmes de type 1 utilisent :

$$T = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{L}{V(Qei)} . Qei\right)}{\sum_{i=1}^{n} Qei}$$

Dans ce cas le temps de retard est assimilé à celui du barycentre de l'hydrogramme d'entrée.

Les programmes de type 2 utilisent :

$$Qemax = \underset{i=1,n}{Max}(Qei) \quad ; \quad T = \frac{L}{V(Qemax)}$$

Dans ce cas le temps de retard est assimilé à celui du débit de pointe de l'hydrogramme d'entrée.
T est exprimé pour 1 comme pour 2 dans la même unité que le pas de temps dt, c'est à dire en minutes.
Les programmes travaillent hydrogramme par hydrogramme, il n'y a pas prise en compte des influences aval et des débordements.
Les programmes travaillent uniquement dans le sens amont --> aval
L'hydrogramme de sortie est entièrement mis au noeud aval associé à la conduite.
Seuls sont stockés, le débit maximum rencontré à l'amont de la conduite, et la hauteur d'eau qu'il occasionne lors de son passage, si cette hauteur d'eau est supérieure à la hauteur de la canalisation, alors l'indicateur de mise en charge est mis à VRAIE.

La hauteur d'eau HE, est calculée de la manière suivante :

on détermine le débit admissible $Qad = \frac{Qe}{K.(P)^{1/2}}$

Si RHS(0.95xHA) < Qad
ALORS
la conduite est en charge
on détermine la vitesse du fluide par $V = \frac{Qe}{SE(Qe)}$

La hauteur HE est alors calculée par :

$HE = HA + [\frac{0.02.V^2}{2.G.HA} - P] . L$ (on prend un coef de perte de charge moyen de 0,02)

SINON
La conduite n'est pas en charge
on détermine la hauteur HE telle que :

RSH(HE)=Qad

FIN_SI

4.6.3.1. transfert de l'hydrogramme :

I) .connaissant l'hydrogramme d'entrée, discrétisé au pas de temps dt.
. " le temps de décalage T, qui n'est pas obligatoirement un multiple de dt.

```
Q            +------+
|            |      |
|            |      |             +------+
|     +------+      |             |      |
|     |      |      |             |      |
|     |      |      +------+------+      |
|     |EB|EF |      |      |      |      |
+-----+--+---+------+------+------+------+------>t
     dt  | 2dt   3dt   4dt ...
         T   --T0
```

II) .on détermine la nouvelle origine de l'hydrogramme de sortie : T0
(c'est un multiple du pas de temps dt)
.on détermine les temps EB et EF, positionnant T par rapport à T0-dt et T0
.on calcule les volumes a, b, c, d, e, ... pour chaque valeur de débit contenue dans l'hydrogramme d'entrée.

```
         |      |      |      |      |      |
Q        |   +--+---+  |      |      |      |
|        |   |c |d  |  |      |      |      |
|        |   |  |   |  |      |   +--+---+  |
|     +--+---+  |   |  |      |   |i |j  |  |
|     |a |b  |  |   |  |      |   |  |   |  |
|     |  |   |  |   +--+---+--+---+  |   |  |
|     |EB|EF |  |   |e |f  |g |h  |  |   |  |
+-----+--+---+--+---+--+---+--+---+--+---+--+-->t
     dt  |  2dt |  3dt |  4dt | ...  |      |
         t
```

III).on réaffecte ces volumes aux nouveaux incréments de temps, déterminés à partir de T0, de la manière suivante :

Q1=a/dt; Q2=(b+c)/dt; .....; Qn=j/dt

. on obtient l'hydrogramme de sortie, discrétisé au pas de temps dt.

```
Q
|
|
|Q2......... +-------+
|            |       |
|            |       |
|            |       |       |       |       |
|Q1...+------+       |       |       |       +-------+
|     |  a   | b+c   | d+e   | f+g   | h+i   |  j    |
+-----+------+-------+-------+-------+-------+-------+--->t
     dt     2dt     3dt     4dt  ..
```

4.6.4.MODULE DE CUNGE-MUSKINGUM :

Cette transformation concerne les simulations des écoulements en conduites du programme suivant : UORGAN

Au niveau gestion des fichiers, le programmes UORGAN, réalise une copie du fichier noeud : NOEUD.STR, dans un fichier ayant le même nom que le fichier des hydrogrammes Injectés (fichier .RUS).
Il crée un fichier des hydrogrammes propagés (fichier.HYD) ayant le même nom que le fichier (.RUS).

Le transfert de l'hydrogramme s'effectue de la manière suivante :
pour tous les pas de temps i de 1 à n :
on détermine les valeurs des coefficients A, B et C
le débit de sortie Qs au pas de temps (i+1) est alors déterminé à partir de la connaissance de Qs au pas de temps (i) et de Qe aux pas de temps (i+1) et (i)

$$Qs^{i+1} = A.Qs^{i} + B.Qe^{i} + C.Qe^{i+1}$$

le calcul des coefficients A, B, C s'effectue de la façon suivante :

$$A = \frac{2.Kk(1-x) - dt}{2.Kk(1-x) + dt} \; ; \; B = \frac{dt + 2.Kk.x}{2.Kk(1-x) + dt} \; ; \; C = \frac{dt - 2.Kk.x}{2.Kk(1-x) + dt}$$

où Kk et x sont définis comme suit :

$$Kk = \frac{L}{CEL} \text{ et } x = \frac{1}{2} - a$$

SI $|x| > 0.5$ ALORS $x=0.5$

(x=0.5, correspond à la translation d'un pas de temps du débit d'entrée)

CEL et a, se calcul :

$$CEL = \left(\frac{G.SE(Qe)}{LAM(Qe)}\right)^{1/2} \; ; \; a = \frac{Qe}{2.P.CEL.L.LAM(Qe)}$$

le modèle prend en compte les phénomènes de mise en charge, par la valeur que prend la largeur au miroir LAM ,lorsque la hauteur d'eau est supérieure à la hauteur de l'ouvrage. On la synthétise par une

fente très fine (dans le modèle cette fente est prise égale à 0.01 m) cela a pour effet d'augmenter dans de fortes proportions la valeur de la célérité CEL.

à chaque fois que l'on détermine LAM(Qe) ou SE(Qe), il faut déterminer la hauteur d'eau HE dans l'ouvrage, c'est la même méthode que pour le modèle de la translation de l'hydrogramme qui est utilisée.
Le programme travaille pas de temps par pas de temps, organe par organe.
Il n'y a pas prise en compte des influences aval et des débordements.
Le programme travaille uniquement dans le sens amont --> aval
L'hydrogramme de sortie calculé est entièrement mis au noeud aval associé à la conduite.
Seul sont stockés, le débit maximum rencontré à l'amont de la conduite, et la hauteur d'eau qu'il occasionne lors de son passage, si cette hauteur d'eau est supérieure à la hauteur de la canalisation, alors l'indicateur de mise en charge est mis à VRAIE.

4.6.5.MODULE DE CUNGE-MUSKINGUM AVEC INFLUENCE AVAL :

Cette transformation concerne les simulations des écoulements en conduites des programmes suivants :

DINFLAVL, INFLAVAL

La différence entre les programmes DINFLAVL et INFLAVAL est simplement, une gestion différente des fichiers.
Le programme INFLAVAL, réalise une copie du fichier noeud : NOEUD.STR dans un fichier ayant le même nom que le fichier des hydrogrammes Injectés (fichier .RUS).
Il ne détruit pas le fichier des hydrogrammes Injectés (fichier.RUS).
Alors que le programme DINFLAVL ne fait pas de copie du fichier noeud, et détruit le fichier (.RUS).
Sinon, ces deux programmes créent un fichier des hydrogrammes propagés (fichier.HYD) ayant le même nom que le fichier (.RUS).

Le Transfert de l'hydrogramme s'effectue de la même manière que dans le modèle de CUNGE-MUSKINGUM, mais il y a prise en compte des influences aval, de plus des débordements (évacuations de débits par les bouches d'égouts) sont possibles.
Pour cela :
Les programmes travaillent 1) dans le sens amont --> aval
Puis 2) dans le sens aval --> amont

4.6.5.1. lors du calcul amont --> aval :

On connait le débit d'entrée et la hauteur d'eau à l'amont de la conduite,HEAM
cette hauteur est déterminée par la deuxième phase (aval-->amont)
Si l'on a décidé de prendre en considération les phénomènes de surverse
et si ZC>HA (dans le cas contraire cela indique qu'il n'est pas possible qu'il y ait de débordement. Cela permet de modéliser des tronçons de conduite sans cheminée d'accés. Mettre ZC plus petit que HA, revient à dire que l'on a une cheminée de hauteur infini, il n'y aura jamais de débordement)
et si HEAM>ZC (c'est la condition principale, pour qu'il y ait débordement, lorsque les conditions ci-dessus sont satisfaite)
ALORS
il y aura débordement,
le débit de débordement sera calculé comme suit :

$$Qdeb=Sdeb \cdot (2.G.(HEAM-ZC))^{1/2}$$

SINON

Qdeb=0 (soit parce que ZC<HA, soit parce que HEAM<ZC)
FIN_SI
puis le débit à transiter à travers la conduite sera :
QT=Qe-Qdeb
Si l'on a décidé de prendre en considération les phénomènes de surverse
ALORS, il y a stockage de l'hydrogramme de débordement dans le fichier des hydrogrammes propagés, cet hydrogramme a le nom du noeud où cela se produit, avec un préfixe SURV.
FIN_SI
on transfert le débit QT comme dans le module de CUNGE-MUSKINGUM

4.6.5.2. lors du calcul aval --> amont :

à partir de la connaissance de HEAV (hauteur d'eau à l'aval de la conduite, qui est la hauteur d'eau amont de la conduite aval).
on détermine si l'écoulement est à surface libre ou en charge, à l'amont de la conduite , et on calcule la hauteur d'eau à l'amont:

POUR CELA :

a) on détermine la charge à l'aval.
b) on détermine la perte de charge associée au débit d'entrée, en supposant la conduite en charge.
c) on somme cette perte de charge, à la charge existante à l'aval, et on calcule selon l'axe de la conduite, à quelle longueur cela correspond;
Si cette longueur est plus grande que celle de la conduite, alors il y a effectivement influence aval, et la hauteur d'eau à l'amont est déterminée à partir de l'aval (la conduite est en charge par l'aval).
Dans le cas contraire, il n'y a pas d'influence, et la hauteur d'eau amont est calculée par la connaissance du débit d'entrée, et des caractéristiques de la conduite.

4.6.5.2.1. a) détermination de la charge à l'aval.

Soit HAUX=HEAV-HA

SI HAUX<=0 ALORS HAUX=0 (on a un écoulement à surface libre à l'aval, pas de charge à l'aval.)

4.6.5.2.2. b) détermination de la perte de charge du débit entrant Qe.

on détermine le débit maximum admissible à surface libre :

$$Qlim=RSH(HA.0,95).K.(P)^{1/2}$$

on calcule la perte de charge associée au débit d'entrée Qe, en considérant comme coefficient de perte de charge, celui associé au débit maximum à surface libre : (on fait l'hypothèse que la conduite est en charge, et on vérifie si cela est Vraie.)

$$DHQe= \frac{P}{Qlim\ xQlim}.L.Qe.Qe$$

4.6.5.2.3. c)sommation des charges, et calcul de la longueur d'influence.

on calcul ensuite la longueur d'influence :

$$LINF = \frac{HAUX + DHQe}{P}$$

SI LINF > L
ALORS

la conduite est en charge à l'amont par influence aval,
et HEAM se calcule par :

HEAM = HEAV - L.P + DHQe
(charge amont= charge aval - dénivelée + perte de charge)

l'indicateur de mise en charge est mis a VRAIE

SINON

la conduite n'est pas en charge à l'amont par influence aval,
et HEAM est calculé en résolvant l'équation :

$$RSH(HEAM) = \frac{Qe}{K.(P)^{1/2}}$$

où RHS définit le rayon hydraulique à la puissance 2/3, multiplié par la section SE de l'ouvrage.

FIN_SI

Les programmes travaillent pas de temps par pas de temps, et organe par organe
dans le sens Amont-->Aval (pour déterminer les débits)
puis dans le sens Aval-->Amont (pour déterminer les hauteurs d'eau)
Seuls sont stockés, le débit maximum rencontré à l'amont de la conduite, et la hauteur d'eau qu'il occasionne lors de son passage, si cette hauteur d'eau est supérieure à la hauteur de la canalisation, alors l'indicateur de mise en charge est mis à VRAIE.
Si cette hauteur est supérieure à ZC et que l'on désire prendre en compte les débordements, et que ZC soit supérieur à HA, alors il y a création d'un hydrogramme de débordement.

4.6.6. CALCUL DES ECOULEMENTS à TRAVERS LES DEVERSOIRS D'ORAGE

4.6.6.1. notations

reprise de celles du calcul des écoulements à travers une conduite, auxquelles on ajoute :

Pd : pente de la conduite associée au déversoir (m/m), (SI Pd>0 alors elle indique un ouvrage à loi de fonctionnement simplifiée, SI Pd<0 alors elle indique un ouvrage à loi de fonctionnement réelle)
Sd : Hauteur du seuil du déversoir par rapport au radier
Ldt: largeur totale du seuil
Ldp: largeur partielle du seuil
Hd : hauteur d'eau au dessus du seuil
Qd : débit dérivé
Qdt: débit dérivé temporaire

ce modèle est utilisé dans tous les programmes de simulation des écoulements à travers les ouvrages constituant un réseau :

PORGAN
MORGAN
UORGAN
INFLAVAL
DPORGAN
DMORAN
DINFLAVL

pour ce qui concerne les calculs d'influence aval, il ne sont pas pris en compte directement. L'ouvrage déversoir assure simplement la transmission de la charge aval vers l'amont, (c'est un ouvrage sans épaisseur). Cette charge pouvant par la suite être associée à une conduite, ce sera à ce moment là qu'il y aura alors une possible modification des débits arrivants au déversoir.

4.6.6.2. modèle simplifié

Le modèle utilise une loi de déversoir vertical,rectangulaire à crête mince et à nappe libre, sans contraction latérale.
à partir de la connaissance du débit d'entrée Qe, on va déterminer le débit de sortie Qs et le débit dérivé Qd.

on partage le seuil de largeur Ldt en p tronçons Ldp tels que

$$Ldp = \frac{Ldt}{P}$$

POUR CHAQUE TRONCON,
Comme dans le cas des conduites, à partir des données de la pente P, de la rugosité K , de la section Se, de RSH de la conduite associée, on détermine la hauteur d'eau HE, associée au débit entrant dans le tronçon, puis la hauteur d'eau au dessus du seuil :

Hd=HE-Sd

SI Hd > 0
ALORS

$$Qdt = \left(1 + 0{,}55.\frac{Hd.Hd}{HE.HE}\right).\left(0{,}405 + \frac{0.003}{Hd}\right).Ldp.Hd.(2.G.Hd)^{1/2}$$

SINON

Qdt=0

FIN_SI
Qe = Qe - Qdt
Qd = Qd + Qdt

FIN_TRONCON

lorsqu'on a fait les calculs pour tous les tronçons, le débit dérivé est : Qd, le débit de sortie est : Qs= Qe - Qd.

4.6.6.3. modèle réel

on connait le débit entrant dans le déversoir,
on connait la loi F(débit entrant,hauteur d'eau)=0 et
la loi G(Hauteur d'eau,débit dérivé)=0

pour le débit d'entrée Qe, on détermine la hauteur d'eau grâce à la loi F, Une fois connue la hauteur d'eau, on calcule le débit dérivé Qd grâce à la loi G. Le débit de sortie devient : Qs=Qe-Qd.

4.6.7. CALCUL DES ECOULEMENTS à TRAVERS LES BASSINS DE RETENUE

4.6.7.1. notations

reprises de celles du calcul des écoulements à travers une conduite.

Vmax: volume maximum du bassin de retenue (m3) (Si Vmax>0 alors on dimensionne automatiquement le bassin, SI Vmax<0 alors le volume est imposé)

Vbr : volume du bassin de retenue à l'itération n (m3)

Qs0 : débit de fuite auxiliaire (m3/s)

Qs1 : débit de fuite auxiliaire (m3/s)

Vol : volume auxiliaire (m3)

Hbr : hauteur d'eau dans le bassin de retenue (m)

Lbr : largeur du seuil (m) (définit le type de vidange, SI Lbr>0 déversoir, SI Lbr<0 vanne de fond)
Cela permet d'avoir les 2 classes de loi de variation du débit en fonction de la hauteur d'eau, soit une loi en puissance 3/2, soit une loi en puissance 1/2, respectivement.

Sbr : hauteur du seuil (m)

SUbr: Surface du bassin de retenue (m2) (Si SUbr>0 alors c'est un bassin régit par une loi de fonctionnement simplifiée, Si SUbr<0 alors c'est un bassin régit par une loi de fonctionnement réelle)

Ce modèle est utilisé dans tous les programmes de simulation des écoulements à travers les ouvrages constituant un réseau :
PORGAN, MORGAN, UORGAN, INFLAVAL, DPORGAN, DMORGAN, DINFLAVL.

Pour ce qui concerne les calculs d'influence aval, l'ouvrage joue le rôle d'une déconnection totale entre l'aval et l'amont. La charge à l'amont du bassin de retenue est toujours prise égale à zéro, cela signifie que l'on fait l'hypothèse que l'extrémité aval de l'ouvrage se déversant dans le bassin de retenue se fait toujours gueule bée.

4.6.7.2. modèle simplifié

Le paramètre SUbre est positif, il indique la surface du bassin qui est considéré comme ayant des parois verticales.
On connaît, le débit d'entrée Qe arrivant au bassin de retenue, son volume Vbr, sa loi de vidange (vanne de fond ou déversoir).
Dans le cas où le modèle déversoir est sélectionné, le modèle utilise une loi de déversoir vertical, rectangulaire à crête mince et à nappe libre, sans contraction latérale.
La détermination du débit de sortie Qs se fait de la manière suivante :
Soit Vol=Vbr
à partir de Vol on calcule la hauteur d'eau Hbr, qui entraîne le débit de fuite Qs0.
on fait Vol=Vol + (Qe - Qs0).dt.60
à partir de Vol on calcule la hauteur d'eau Hbr, qui entraîne le débit de fuite Qs1.

Le débit de fuite est obtenu par : $Qs = \frac{Qs0 + Qs1}{2}$

Cette hypothèse accélère les calculs. Elle se justifie par le fait que lorsque le bassin de retenue est en train de se remplir Qs0 est inférieur au débit de fuite réel, et Qs1 est supérieur au débit de fuite réel.
Lorsque le bassin de retenue est en train de se vider QS0 est supérieur au

débit de fuite réel, et Qs1 est inférieur au débit de fuite réel. Dans ces conditions, Qs demi-somme de Qs0 et de Qs1 est une bonne approximation du débit de fuite réel.

```
le volume du bassin devient Vbr = Vbr + (Qe - Qs).dt.60

on stocke le plus grand volume par lequel est passé le bassin
SI Vmax>0
  ALORS
    Vmax stocke le plus grand volume
  SINON
    SI Vbr > Vmax
      ALORS
        l'indicateur de débordement est mis à VRAIE.
    FIN_SI
FIN_SI
```

4.6.7.2.1. détermination de la hauteur d'eau Hbr :

$$Hbr = \frac{Vol}{SUbr}$$

4.6.7.2.2. détermination du débit de fuite Qsi (i=0 ou 1) :

soit Hd= Hbr-Sbr (hauteur d'eau au dessus du seuil)

SI Hd > 0
  ALORS SI Lbr > 0
          ALORS

$$Qsi= \left(1 + 0,55.\frac{Hd.Hd}{Hbr.Hbr}\right).\left(0,405 + \frac{0.003}{Hd} \right).Ldp.Hd.(2.G.Hd)^{1/2}$$

          SINON

$$QSi= \frac{0.82.Lbr.Lbr.PI.(2.G.Hd)^{1/2}}{4}$$

        FIN_SI
  SINON

      Qsi=0

FIN_SI

4.6.7.3. modèle réel

Le paramètre SUbre est négatif, il indique à quelles lois de fonctionnement réel est rattaché le bassin de retenue.
On connaît, le débit d'entrée Qe arrivant au bassin de retenue, son volume Vbr, sa loi F décrivant la relation entre le volume et la hauteur d'eau dans le bassin, et la loi G décrivant la relation entre la hauteur d'eau et le débit de fuite.
La détermination du débit de sortie Qs se fait de la manière suivante :
  Soit Vol=Vbr
à partir de Vol on calcule la hauteur d'eau Hbr, en utilisant la loi F, puis en utilisant la loi G on détermine le débit de fuite Qs0.
on fait Vol=Vol + (Qe - Qs0).dt.60
à partir de Vol on calcul la hauteur d'eau Hbr, en utilisant la loi F, puis en utilisant la loi G on détermine le débit de fuite Qs1

Le débit de fuite est obtenu par : $Qs = \frac{Qs0 + Qs1}{2}$

le volume du bassin devient Vbr = Vbr + (Qe - Qs).dt.60

```
on stocke le plus grand volume par lequel est passé le bassin
SI Vmax>0
  ALORS
    Vmax stocke le plus grand volume
  SINON
    SI Vbr > Vmax
      ALORS
        l'indicateur de débordement est mis à VRAIE.
    FIN_SI
FIN_SI
```

5.LIMITE D'UTILISATION

Ce chapitre décrit les limites d'utilisation de l'application EAUSER.
au niveau représentativité des données, et taille (limite) des fichiers.

5.1. validité des données

Vous pouvez définir des conduites ayant 1 mm de diamètre, puis réaliser des simulations de propagation des hydrogrammes à travers un réseau constitué de conduites de tel diamètre. Il ne faudra pas s'étonner que les résultats obtenus soient aberrants, si vous avez injectés des hydrogrammes ayant des débits de plusieurs m3/s.
Les programmes réaliseront le transit de ces hydrogrammes, mais les charges rencontrées, ou les tracés des hydrogrammes, auront un aspect farfelu, comme les données qui ont été prises.
En conclusion, les résultats calculés sont à la mesure des données prises en comptes.

5.2.homogénéités des données

Il faut se rappeler que le pas de temps de calcul pris en compte lors des simulations est celui qui a été défini dans la pluie, base de départ de ces simulations.
Si vous avez des ouvrages conduite de quelques mètres de longueur, avec une pluie discrétisée avec un pas de temps de 5 ou 10 minutes, il ne faudra pas s'étonner que la propagation des hydrogrammes soit erronée.
Le pas de temps associé à la pluie, doit être cohérent avec les longueurs des ouvrages constituant le réseau.
Il faut aussi se rappeler que chaque hydrogramme est limité à trois cents valeurs au maximum. Cela correspond à 25 heures de pluie discrétisé à 5 minutes, ou 5 heures de pluie discrétisée à 1 minute.

Dans ces conditions c'est avec la précision désirée, la durée des calculs et des épisodes pluvieux, qu'il faut jouer pour trouver le meilleur compromis.

Rien n'empêche la réalisation de plusieurs simulations pour constater si les différences obtenues, sur les volumes ou sur les débits de pointe des hydrogrammes, sont sensibles.

5.3.tailles, limites des fichiers

Seule la contrainte micro-ordinateur limite la taille des fichiers.

Les limitations internes des fichiers sont :
pour les fichiers hydrogrammes et les pluies : 300 valeurs par hydrogramme ou hyétogramme.

.pour les simulations à travers les ouvrages : 200 formes conduites différentes au maximum sont permises.

.la taille des fichiers noeuds n'a pas de limite théorique, pratiquement ce sont la durée des simulations, la taille de la mémoire centrale et du disque dur, la gestion du fichier qui opèrent une action limitante.
On peut considérer qu'un réseau de 500 noeuds commence à être GROS, il pénalise la vitesse d'exécution des tâches. (La limite du programme TRACRESE, au niveau tracé de schéma de réseau à l'écran, est de 2500 noeuds conduites).

.pour le fichier des formes conduite, il est limité à 32000 formes conduites différentes

Annexe IIIA

Valeurs des débits de pointes, volume transité et temps d'apparition du débit de pointe par rapport à l'origine de la pluie; pour les pluies extraites de INT0208 et INT307M. Pluies distribuées spatialement et pluies uniformes.

PLUIE INT0208

DEBIT EN M3/S
TEMPS EN MIN
VOLUME EN 1E3 M3

PLUIE INT0208

0-0: P1	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.2	3.3	6.2	3.4	11.1	8.7	27.8	19.4	23.6	34.9	40.5	64.1
TEMPS	100.0	100.0	100.0	95.0	100.0	105.0	105.0	100.0	105.0	100.0	105.0	110.0
VOLUME	3.8	5.0	10.1	5.7	22.9	20.7	67.7	49.3	58.9	83.8	102.3	171.6

PLUIE INT0208

0-11 : P2	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.0	1.6	3.3	1.9	6.5	5.7	14.4	11.0	12.6	18.5	21.5	35.7
TEMPS	95.0	100.0	95.0	95.0	90.0	130.0	105.0	125.0	130.0	95.0	105.0	110.0
VOLUME	3.4	3.1	8.7	5.4	20.2	19.5	49.9	45.4	54.2	74.9	88.6	140.0

PLUIE INT0208

0-22 : P3	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.9	2.2	6.2	4.1	12.0	11.9	20.5	26.8	32.3	45.1	47.0	64.9
TEMPS	75.0	75.0	75.0	75.0	75.0	75.0	80.0	75.0	80.0	75.0	80.0	90.0
VOLUME	6.0	4.3	12.4	8.3	29.1	35.7	64.0	74.9	89.3	120.1	137.3	203.1

PLUIE INT0208

0-33 : P4	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.8	3.8	5.5	3.8	19.7	15.1	35.8	36.5	41.1	52.8	57.8	87.8
TEMPS	65.0	70.0	60.0	60.0	65.0	70.0	65.0	65.0	70.0	65.0	70.0	75.0
VOLUME	4.9	6.1	8.7	6.5	37.1	33.9	83.2	80.0	91.5	117.0	135.1	220.4

PLUIE INT0208

16-0 : P5	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.5	0.2	1.6	0.9	1.8	2.8	5.0	5.2	6.1	8.2	9.2	13.8
TEMPS	90.0	100.0	85.0	85.0	105.0	95.0	105.0	100.0	100.0	95.0	105.0	115.0
VOLUME	1.3	0.4	3.9	2.5	6.3	9.0	17.6	17.5	21.4	31.0	36.0	54.2

PLUIE INT0208

16-11 : P6	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.5	0.7	1.9	0.8	1.9	2.3	5.4	4.3	4.9	6.9	8.4	13.5
TEMPS	75.0	80.0	70.0	75.0	90.0	95.0	90.0	100.0	100.0	75.0	85.0	95.0
VOLUME	1.2	1.0	3.7	1.7	6.1	7.5	18.5	15.5	18.5	26.6	33.1	52.3

PLUIE INT0208

16-22 : P7	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.0	1.2	2.8	1.4	2.8	3.9	27.3	7.5	9.4	14.0	17.7	38.4
TEMPS	55.0	65.0	55.0	55.0	65.0	65.0	55.0	65.0	70.0	65.0	70.0	65.0
VOLUME	2.2	2.5	6.6	3.7	8.5	11.5	82.0	23.1	29.1	44.0	59.0	146.4

PLUIE INT0208

16-33 : P8	r0305t	0402mi	606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.9	3.3	6.2	3.9	20.1	25.1	35.0	46.1	50.1	60.0	63.7	89.2
TEMPS	40.0	45.0	40.0	40.0	40.0	45.0	40.0	45.0	50.0	45.0	50.0	55.0
VOLUME	4.9	5.3	9.7	7.0	35.6	49.5	88.2	94.8	106.8	131.6	150.8	242.2

PLUIE INT0208

23-0 : P9	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	1.5	2.4	1.0	2.4	1.8	15.5	4.6	5.9	11.8	15.9	29.0
TEMPS	80.0	85.0	80.0	75.0	75.0	100.0	85.0	80.0	85.0	75.0	85.0	90.0
VOLUME	1.2	2.1	4.0	2.0	6.2	6.1	39.8	15.1	18.4	29.9	42.1	83.3

PLUIE INT0208

23-11: P10	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.3	0.4	0.8	0.5	4.2	4.6	7.8	8.4	8.8	9.4	9.4	14.8
TEMPS	75.0	80.0	70.0	70.0	85.0	85.0	85.0	85.0	90.0	90.0	100.0	95.0
VOLUME	0.9	0.5	1.7	1.1	10.7	10.8	26.2	23.8	25.9	30.8	34.3	62.4

PLUIE INT0208

23-22: P11	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.0	3.9	8.6	3.5	13.5	7.6	26.3	22.8	26.3	36.3	42.2	64.0
TEMPS	60.0	50.0	45.0	55.0	60.0	65.0	50.0	60.0	65.0	60.0	60.0	65.0
VOLUME	3.8	7.3	16.9	7.6	25.7	17.7	82.1	50.1	61.5	96.8	127.1	212.4

PLUIE INT0208

23-33: P12	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	4.1	5.8	8.6	5.7	25.8	23.1	44.2	47.8	55.9	70.9	77.2	110.8
TEMPS	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	40.0	30.0	30.0	35.0	30.0	35.0	40.0
VOLUME	6.6	9.4	13.9	10.0	41.1	46.8	103.4	98.2	114.8	150.4	180.2	287.1

PLUIE INT0208

8-0 : P13	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	3.3	1.0	3.3	2.8	13.5	20.5	10.9	35.9	39.6	47.2	46.7	56.1
TEMPS	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	105.0	90.0	95.0	90.0	100.0	105.0
VOLUME	5.7	1.7	6.2	5.6	25.8	39.3	35.4	73.2	84.7	103.1	112.3	148.8

PLUIE INT0208

8-11 : P14	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.0	0.1	0.6	0.8	3.9	5.1	5.3	9.8	11.0	12.6	13.1	17.9
TEMPS	85.0	140.0	120.0	85.0	95.0	95.0	145.0	95.0	100.0	100.0	110.0	120.0
VOLUME	2.2	0.2	2.5	2.6	11.3	17.0	31.6	31.6	36.6	43.6	52.0	86.0

PLUIE INT0208

8-22 : P15	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.2	2.2	3.2	2.5	9.2	10.3	20.7	20.0	23.6	29.3	32.2	49.5
TEMPS	65.0	70.0	65.0	65.0	65.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	75.0	80.0
VOLUME	4.5	4.2	6.6	5.7	20.8	25.6	62.8	53.6	63.9	83.2	97.9	163.2

PLUIE INT0208

8-33 : P16	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300	cv0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	3.2	2.9	6.6	3.9	16.6	20.7	32.2	38.5	43.9	54.0	58.1	84.4
TEMPS	55.0	55.0	50.0	50.0	55.0	60.0	55.0	60.0	60.0	60.0	65.0	65.0
VOLUME	5.2	4.6	10.4	7.4	32.9	41.3	79.4	83.5	96.3	124.0	143.2	225.5

PLUIE INT307M

DEBIT EN M3/S
TEMPS EN MIN
VOLUME EN 1E3 M3

PLUIE INT307M

0-0: P17	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.5	1.4	0.8	3.9	4.4	8.9	9.1	10.3	13.6	15.2	24.0
TEMPS	155.0	165.0	120.0	155.0	165.0	170.0	165.0	165.0	170.0	165.0	175.0	180.0
VOLUME	3.2	2.1	7.2	4.4	21.7	25.3	53.5	52.5	60.1	77.6	89.7	145.5

PLUIE INT307M

0-11 : P18	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.7	1.6	1.0	4.6	5.6	10.5	11.3	12.8	16.1	17.9	28.1
TEMPS	145.0	150.0	145.0	145.0	155.0	155.0	160.0	155.0	155.0	155.0	160.0	165.0
VOLUME	3.6	2.3	7.0	4.7	22.8	27.0	56.8	56.0	64.5	82.8	94.6	153.5

PLUIE INT307M

0-22 : P19	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.6	1.6	1.0	4.6	5.4	10.4	10.7	12.3	15.3	17.1	26.9
TEMPS	135.0	140.0	135.0	135.0	140.0	145.0	145.0	145.0	145.0	140.0	150.0	155.0
VOLUME	3.2	2.0	7.1	4.4	21.1	23.8	53.3	50.5	58.1	75.2	87.7	143.0

PLUIE INT307M

0-33 : P20	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.9	0.6	1.8	1.1	4.9	6.6	9.3	12.3	14.0	17.0	18.5	27.3
TEMPS	125.0	130.0	85.0	125.0	130.0	130.0	130.0	130.0	135.0	130.0	135.0	140.0
VOLUME	3.6	2.6	8.4	5.4	23.5	30.7	56.6	60.3	69.5	88.8	103.3	162.1

PLUIE INT307M

16-0 : P21	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.5	1.2	0.8	4.8	5.4	9.7	11.0	12.3	15.4	16.5	25.6
TEMPS	115.0	200.0	160.0	195.0	195.0	120.0	190.0	200.0	200.0	195.0	200.0	190.0
VOLUME	4.4	3.0	7.7	5.3	30.2	37.4	69.1	75.3	85.1	106.1	120.9	192.4

PLUIE INT307M

16-11: P22	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.0	0.9	1.7	1.3	5.3	6.8	11.4	12.6	14.6	18.6	21.4	32.7
TEMPS	160.0	165.0	155.0	155.0	155.0	170.0	170.0	170.0	165.0	165.0	170.0	175.0
VOLUME	4.4	3.7	8.8	6.0	26.8	33.1	70.4	67.3	77.7	100.6	118.0	190.9

PLUIE INT307M

16-22 :P23	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.4	1.4	0.8	4.4	5.2	9.4	10.7	11.9	15.3	16.8	26.0
TEMPS	130.0	140.0	125.0	140.0	160.0	150.0	160.0	160.0	160.0	160.0	165.0	165.0
VOLUME	3.6	2.1	7.2	4.8	24.9	31.5	58.3	62.6	71.1	89.1	101.7	162.2

PLUIE INT307M

16-33 :P24	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.6	1.3	0.8	4.1	5.0	9.3	9.9	11.1	13.6	15.3	24.5
TEMPS	125.0	125.0	120.0	125.0	130.0	130.0	130.0	135.0	135.0	130.0	140.0	145.0
VOLUME	3.1	2.2	7.0	4.4	24.6	27.9	59.8	58.6	66.2	83.6	96.5	158.5

PLUIE INT307M

23-0 :P25	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.5	1.6	1.1	4.1	5.0	10.6	10.3	11.9	15.9	17.7	27.7
TEMPS	200.0	180.0	195.0	195.0	195.0	195.0	190.0	195.0	200.0	195.0	200.0	190.0
VOLUME	4.5	3.3	9.6	6.5	29.2	35.3	75.6	72.4	83.5	108.0	125.1	203.7

PLUIE INT307M

23-11: P26	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.6	1.8	1.0	4.7	5.6	10.5	11.2	12.6	16.2	18.1	28.4
TEMPS	185.0	190.0	150.0	180.0	185.0	185.0	180.0	185.0	190.0	180.0	185.0	185.0
VOLUME	3.8	2.9	9.0	5.5	30.8	32.6	68.9	70.4	79.8	101.5	116.9	188.4

PLUIE INT307M

23-22: P27	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.7	1.5	1.0	5.3	6.6	12.8	13.1	14.7	18.5	20.8	33.4
TEMPS	155.0	160.0	145.0	160.0	155.0	160.0	170.0	160.0	160.0	160.0	170.0	175.0
VOLUME	4.2	3.1	8.7	5.7	29.1	35.4	74.5	72.4	82.4	104.5	120.9	198.4

PLUIE INT307M

23-33: P28	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.6	1.5	0.9	4.8	5.1	10.6	11.2	12.6	16.3	18.1	28.5
TEMPS	115.0	125.0	150.0	150.0	155.0	150.0	150.0	155.0	155.0	150.0	155.0	155.0
VOLUME	4.0	2.6	8.3	5.4	28.8	32.0	63.7	68.1	77.6	98.6	112.5	178.7

PLUIE INT307M

8-0 : P29	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.4	1.1	0.7	4.2	4.9	8.9	9.6	10.7	13.9	15.2	24.3
TEMPS	170.0	175.0	160.0	165.0	125.0	130.0	165.0	130.0	135.0	160.0	170.0	180.0
VOLUME	3.5	1.9	6.5	4.4	26.1	30.5	56.6	63.0	71.0	87.6	99.0	157.8

PLUIE INT307M

8-11 : P30	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.6	1.6	1.0	4.5	5.2	11.2	10.8	12.2	15.9	17.8	28.6
TEMPS	140.0	170.0	140.0	140.0	170.0	170.0	170.0	170.0	175.0	170.0	175.0	175.0
VOLUME	3.3	2.7	8.6	5.6	26.5	29.4	64.6	62.4	71.4	92.3	107.3	174.5

PLUIE INT307M

8-22 : P31	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.9	0.7	1.8	1.2	4.9	5.9	9.9	11.8	13.3	16.7	18.7	28.7
TEMPS	130.0	140.0	125.0	125.0	140.0	140.0	145.0	140.0	145.0	140.0	145.0	155.0
VOLUME	3.8	2.4	7.4	5.1	25.3	30.2	56.6	62.1	71.1	90.3	103.6	162.2

PLUIE INT307M

8-33 : P32	r0305t	0402mi	0606	v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.5	1.5	1.0	4.4	5.8	8.5	11.1	12.4	15.0	16.6	24.8
TEMPS	125.0	130.0	120.0	120.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	130.0	135.0	140.0
VOLUME	3.2	1.7	6.8	4.6	21.6	26.0	52.6	53.4	61.4	78.2	89.9	44.6

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

DEBIT EN M3/S
TEMPS EN MIN
VOLUME EN 1E3 M3

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

0-0: P1M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.1	2.2	4.5	2.8	12.0	13.9	22.3	26.9	30.5	37.8	40.5	60.5
TEMPS	100.0	105.0	95.0	95.0	100.0	100.0	105.0	100.0	105.0	100.0	110.0	115.0
VOLUME	3.8	3.7	7.9	5.2	25.3	30.8	60.7	62.7	71.8	91.5	106.6	169.7

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

0-11 : P2M r0305t0402mi0606				v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.1	1.0	2.4	1.4	6.4	7.7	12.7	15.1	16.9	21.0	23.0	35.5
TEMPS	95.0	100.0	95.0	90.0	100.0	100.0	110.0	100.0	100.0	100.0	105.0	115.0
VOLUME	3.2	2.5	6.6	4.3	21.2	25.9	51.0	52.7	60.3	76.9	89.0	142.0

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

0-22 : P3M r0305t0402mi0606				v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.1	2.3	4.4	2.7	12.3	14.4	23.6	28.0	31.9	39.7	42.8	64.0
TEMPS	75.0	80.0	70.0	70.0	75.0	75.0	80.0	75.0	80.0	75.0	85.0	90.0
VOLUME	4.6	4.5	9.6	6.3	30.6	37.3	73.4	75.9	86.9	110.8	129.1	205.4

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

0-33 : P4M r0305t0402mi0606				v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.8	3.2	6.1	3.7	16.7	19.4	32.4	38.2	42.6	53.7	58.9	87.6
TEMPS	60.0	70.0	60.0	60.0	65.0	65.0	70.0	65.0	70.0	65.0	70.0	75.0
VOLUME	4.9	5.4	10.3	6.7	32.8	40.0	78.7	81.4	93.1	118.7	138.9	220.7

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

16-0 : P5M r0305t0402mi0606				v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.5	0.2	1.0	0.6	2.7	3.3	5.5	6.4	7.2	8.8	9.4	14.5
TEMPS	90.0	100.0	85.0	85.0	95.0	95.0	105.0	100.0	100.0	100.0	105.0	115.0
VOLUME	1.2	0.4	2.6	1.7	8.2	10.0	19.8	20.5	23.4	29.9	34.1	54.7

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

16-11: P6M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.5	0.3	1.0	0.6	2.7	3.3	5.4	6.5	7.2	8.7	9.3	14.2
TEMPS	75.0	85.0	70.0	70.0	85.0	80.0	95.0	85.0	90.0	85.0	95.0	105.0
VOLUME	1.1	0.4	2.4	1.5	7.7	9.4	18.5	19.1	21.9	27.9	31.9	51.1

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

16-22 :P7M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.4	1.5	2.9	1.8	8.5	10.3	17.4	20.3	22.1	28.5	31.6	47.5
TEMPS	55.0	60.0	55.0	55.0	60.0	60.0	65.0	60.0	60.0	60.0	65.0	70.0
VOLUME	3.2	2.9	6.8	4.4	21.7	26.5	52.2	53.9	61.7	78.7	91.4	145.6

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

16-33 :P8M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	3.1	3.7	6.4	3.9	18.0	21.3	35.9	42.4	47.6	59.6	65.5	96.9
TEMPS	40.0	45.0	40.0	40.0	40.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	50.0	55.0
VOLUME	5.4	6.2	11.4	7.4	36.2	44.1	86.9	89.9	102.8	131.1	153.6	243.9

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

23-0 :P9M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.0	0.8	2.1	1.2	5.3	6.4	9.8	12.1	13.4	16.3	17.4	26.5
TEMPS	80.0	85.0	75.0	75.0	85.0	85.0	95.0	85.0	90.0	85.0	95.0	100.0
VOLUME	1.7	1.2	3.7	2.4	11.8	14.4	28.4	29.3	33.6	42.8	49.4	78.9

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

23-11:P10M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.4	1.2	0.7	3.4	4.1	6.6	8.0	9.0	11.0	11.7	17.7
TEMPS	75.0	80.0	75.0	75.0	80.0	80.0	85.0	80.0	85.0	80.0	90.0	95.0
VOLUME	1.3	0.6	2.8	1.8	9.1	11.1	21.8	22.5	25.8	32.9	37.7	60.4

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

23-22:P11M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.0	2.3	4.3	2.7	12.8	15.3	26.8	30.5	34.4	44.0	48.4	72.8
TEMPS	55.0	60.0	55.0	55.0	55.0	55.0	60.0	55.0	60.0	55.0	60.0	65.0
VOLUME	4.7	4.8	9.8	6.4	31.2	38.1	75.0	77.6	88.8	113.2	132.1	210.1

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

23-33:P12M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	3.8	4.6	7.8	4.7	22.5	25.7	45.7	51.2	58.1	73.2	80.9	120.6
TEMPS	30.0	35.0	25.0	25.0	30.0	30.0	35.0	30.0	35.0	30.0	35.0	40.0
VOLUME	6.5	7.7	13.5	8.8	43.0	52.4	103.3	106.7	122.2	155.7	182.9	290.1

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

8-0 :P13M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.8	1.8	3.7	2.3	10.2	11.9	19.0	23.1	26.1	32.3	34.8	52.4
TEMPS	90.0	95.0	85.0	85.0	90.0	90.0	100.0	90.0	95.0	90.0	100.0	105.0
VOLUME	3.4	3.1	7.0	4.6	22.5	27.4	54.1	55.9	63.9	81.5	94.8	151.0

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

8-11 :P14M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.5	0.3	1.1	0.6	3.0	3.6	6.3	7.1	8.0	9.9	10.8	17.0
TEMPS	85.0	95.0	85.0	80.0	95.0	95.0	105.0	100.0	100.0	100.0	110.0	115.0
VOLUME	1.8	0.7	3.9	2.5	12.5	15.2	30.0	31.0	35.5	45.3	51.7	82.8

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

8-22 :P15M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	1.8	1.9	3.7	2.4	10.2	11.8	19.2	23.1	26.2	32.0	35.2	52.7
TEMPS	65.0	70.0	60.0	60.0	65.0	70.0	75.0	70.0	70.0	65.0	75.0	80.0
VOLUME	3.7	3.3	7.7	5.0	24.6	30.0	59.0	61.0	69.9	89.1	103.5	164.9

PLUIE INT0208 UNIFORME (MOYENNE)

8-33 :P16M	r0305t0402mi0606			v0802	c1300c	v0500	i2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	2.8	3.3	6.1	3.7	17.0	19.9	33.5	39.2	43.8	55.3	60.9	90.7
TEMPS	50.0	60.0	50.0	50.0	55.0	55.0	60.0	55.0	60.0	55.0	60.0	65.0
VOLUME	5.0	5.6	10.5	6.9	33.6	41.0	80.8	83.5	95.5	121.8	142.6	226.5

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

DEBIT EN M3/S
TEMPS EN MIN
VOLUME EN 1E3 M3

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

0-0: P17M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.4	1.2	0.8	3.8	4.7	8.8	9.4	10.8	13.8	15.6	24.5
TEMPS	170.0	170.0	165.0	165.0	165.0	165.0	170.0	170.0	170.0	165.0	175.0	180.0
VOLUME	3.2	2.0	6.8	4.4	21.7	26.5	52.2	54.0	61.8	78.7	90.5	144.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

0-11 :P18M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.6	1.6	1.0	4.8	5.8	10.6	11.7	13.3	16.7	18.8	29.3
TEMPS	145.0	155.0	145.0	145.0	150.0	150.0	160.0	155.0	155.0	155.0	160.0	165.0
VOLUME	3.4	2.2	7.2	4.7	23.1	28.1	55.4	57.3	65.6	83.6	96.2	153.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

0-22 :P19M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.6	1.6	1.0	4.7	5.7	10.2	11.4	12.9	16.1	18.0	27.9
TEMPS	140.0	140.0	145.0	135.0	140.0	130.0	130.0	140.0	140.0	145.0	145.0	155.0
VOLUME	3.2	2.0	6.7	4.4	21.4	26.1	51.5	53.2	60.9	77.7	89.4	142.9

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

0-33 :P20M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.7	1.7	1.0	4.8	5.9	10.5	125.0	130.0	130.0	18.8	29.1
TEMPS	125.0	130.0	120.0	120.0	130.0	130.0	130.0	11.7	13.3	16.7	135.0	140.0
VOLUME	3.7	2.5	7.7	5.0	24.5	29.9	58.9	60.9	69.7	88.9	102.5	163.7

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

16-0 :P21M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.5	1.5	1.0	4.3	5.2	9.8	10.6	12.0	15.6	17.3	26.6
TEMPS	200.0	205.0	195.0	195.0	195.0	195.0	195.0	195.0	200.0	195.0	200.0	205.0
VOLUME	4.3	3.0	9.0	5.9	28.8	35.1	69.1	71.5	81.8	104.3	120.3	192.1

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

16-11:P22M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.8	1.8	1.2	5.3	6.5	12.1	13.0	14.9	18.7	21.4	33.6
TEMPS	160.0	165.0	155.0	155.0	165.0	165.0	170.0	T65.0	165.0	165.0	170.0	180.0
VOLUME	4.3	3.1	9.0	5.9	28.6	34.8	68.6	70.9	81.2	103.5	119.5	190.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

16-22:P23M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.5	1.3	0.8	4.0	4.9	9.6	10.1	11.4	14.7	16.8	26.5
TEMPS	130.0	140.0	125.0	125.0	145.0	145.0	160.0	145.0	150.0	160.0	160.0	165.0
VOLUME	3.6	2.2	7.6	5.0	24.3	29.6	58.3	60.3	69.0	88.0	101.2	161.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

16-33:P24M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.5	1.3	0.8	4.2	5.1	9.3	10.2	11.5	14.6	16.3	25.7
TEMPS	120.0	130.0	115.0	115.0	130.0	130.0	135.0	130.0	135.0	130.0	140.0	150.0
VOLUME	3.5	2.1	7.4	4.8	23.6	28.8	56.8	58.7	67.2	85.7	98.5	157.5

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

23-0 :P25M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.5	1.5	0.9	4.4	5.4	10.3	10.9	12.4	16.0	18.0	28.0
TEMPS	195.0	200.0	195.0	195.0	195.0	195.0	195.0	195.0	200.0	195.0	200.0	200.0
VOLUME	4.6	3.2	9.6	6.3	30.6	37.4	73.5	76.0	87.0	110.9	128.0	204.4

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

23-11:P26M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.6	1.5	0.9	4.6	5.6	10.6	11.3	12.8	16.5	18.6	29.0
TEMPS	185.0	190.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	190.0	190.0
VOLUME	4.2	2.9	8.8	5.8	28.1	34.2	67.4	69.7	79.8	101.7	117.3	187.3

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

23-22:P27M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.7	1.7	1.0	5.2	6.4	12.1	12.9	14.6	18.7	21.4	33.7
TEMPS	150.0	160.0	150.0	150.0	160.0	160.0	170.0	160.0	165.0	160.0	170.0	175.0
VOLUME	4.4	3.1	9.2	6.1	29.5	36.0	70.8	73.2	83.8	106.8	123.3	196.9

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

23-33:P28M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.5	1.4	0.9	4.4	5.3	10.4	10.9	12.4	16.0	18.2	28.6
TEMPS	120.0	130.0	155.0	150.0	130.0	130.0	155.0	150.0	155.0	150.0	155.0	155.0
VOLUME	4.0	2.6	8.4	5.5	26.8	32.7	64.5	66.7	76.3	97.2	112.0	179.0

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

8-0 :P29M r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.6	0.4	1.3	0.8	3.8	4.6	8.6	9.3	10.6	13.5	15.3	24.1
TEMPS	165.0	175.0	165.0	165.0	165.0	165.0	180.0	165.0	170.0	165.0	175.0	185.0
VOLUME	3.5	2.2	7.4	4.9	23.7	28.9	56.9	58.8	67.3	85.8	98.8	157.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

8-11 :P30M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.6	1.4	0.9	4.6	5.6	10.7	11.3	12.9	16.5	18.8	29.6
TEMPS	165.0	170.0	170.0	170.0	170.0	170.0	170.0	170.0	170.0	170.0	175.0	175.0
VOLUME	3.9	2.7	8.2	5.4	26.3	32.1	63.2	65.3	74.7	95.3	109.9	175.5

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

8-22 :P31M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.8	0.7	1.6	1.0	4.9	6.0	10.8	12.0	13.6	17.1	19.1	29.8
TEMPS	130.0	140.0	130.0	130.0	135.0	140.0	145.0	140.0	140.0	140.0	145.0	155.0
VOLUME	3.6	2.4	7.6	5.0	24.4	29.8	58.6	60.6	69.4	88.4	101.9	162.8

PLUIE INT307M UNIFORME (MOYENNE)

8-33 :P32M	r0305	t0402	mi0606	v0802	c1300	cv0500	2401	cv0701	cv0705	cv0800	cv1101	exutoire
DEBIT	0.7	0.6	1.5	0.9	4.4	5.4	9.6	10.6	12.1	15.1	16.9	26.3
TEMPS	120.0	130.0	120.0	120.0	125.0	125.0	135.0	130.0	130.0	125.0	135.0	140.0
VOLUME	3.3	2.0	6.8	4.5	21.8	26.6	52.4	54.2	62.0	79.1	90.9	145.3

Annexe IIIB

Comparaison des résultats obtenus avec le "variogramme" initial (A) et le variogramme linéaire (B).

Nous avons dans la partie III, utilisé un variogramme moyen, déterminé à partir d'un champ de précipitations. Le fait d'avoir conservé le palier observé entre 0 et 1,6 km dans le variogramme modélisé, a pour conséquence que nous ne sommes plus assurés que notre variogramme reste encore défini positif.

Or, la technique du krigeage nécessite l'usage de variogrammes définis positifs, afin d'être sûr d'obtenir une variance toujours positive ou nulle.

C'est pourquoi nous avons repris une partie des calculs réalisés dans la partie III, avec un variogramme linéaire, que l'on sait défini positif.

Nous rappelons les équations du variogramme initial, nous le notons (A):

$h=0$	$\gamma(0)=0$
$h<=1,6$	$\gamma(h)=1$
$h>=1,6$	$\gamma(h)=0,30+0,44.h$
$h> 8,4$	$\gamma(h)=4$

Les équations du variogramme linéaire, que nous notons (B) sont :

$h=0$	$\gamma(0)=0$
$h>0$	$\gamma(h)=0,4+0,4262h$

Nous rappelons également que nous utilisons les matrices M_V et M_P, ainsi que les critères a) et b).

<u>matrice M_V</u> : matrice des variances de krigeage. Cette matrice, nous renseigne sur la qualité de l'interpolation qui est faite au niveau de la pluie pour une disposition envisagée de pluviographes.

<u>matrice M_P:</u> matrice des variances de krigeage pondérée par les coefficients de ruissellement. Cette matrice définit la précision avec laquelle on connaît les débits de pluie nette.

<u>critère a) :</u> que la plus grande des variances de krigeage soit minimale

<u>critère b):</u> que la somme des variances de krigeage soit minimale.

A partir de la connaissance de ces deux critères, et des deux matrices, nous avons obtenu quatre dispositions de pluviographes :

La disposition D1 : elle est obtenue avec le critère a) et la matrice M_p

La disposition D2 : elle est obtenue avec le critère b) et la matrice M_p

La disposition D3 : elle est obtenue avec le critère a) et la matrice M_v

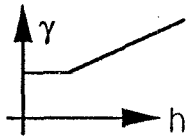
La disposition D4 :elle est obtenue avec le critère b) et la matrice M_v

Nous donnons pour chaque disposition, et pour les deux variogrammes ((A) et (B)), les matrices M_v et M_p, ainsi que les valeurs obtenues pour les deux critères a) et b). La valeur obtenue avec le critère a) est celle qui est soulignée dans les matrices. La valeur obtenue avec le critère b) est donnée sous chaque matrice. Nous rappelons également la position des pluviographes correspondant à chaque disposition, par l'encadrement des valeurs numériques associées à leur emplacement dans les matrices.

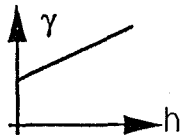
Nous donnons également un tableau qui indique pour les deux variogrammes et les quatre dispositions retenues, la valeur numérique obtenue pour chaque critère.

Disposition D1

"Variogramme" initial A



Variogramme linéaire B



matrice des variances de krigeages: Mv

2.629	2.388	2.274	2.244	2.274	2.388	2.628	2.998
2.048	1.778	1.696	1.691	1.697	1.779	2.048	2.491
1.832	1.643	1.408	1.232	1.410	1.648	1.835	2.082
1.698	0.000	1.289	1.085	1.308	0.000	1.710	1.857
1.535	1.255	1.131	0.000	1.189	1.304	1.559	1.848
1.451	1.213	1.152	1.090	1.034	1.138	1.471	1.949
1.617	1.457	0.000	1.177	1.187	1.364	1.575	2.079
1.889	1.628	1.376	1.385	0.000	1.606	1.704	2.256
2.283	1.852	1.525	1.535	1.682	1.805	1.996	2.534
2.757	2.375	2.082	1.897	1.872	2.074	2.455	2.928
3.286	2.948	2.696	2.552	2.548	2.706	3.010	3.414

Somme des variances (critère(b)) :156,519

2.733	2.494	2.377	2.347	2.378	2.495	2.734	3.097
2.170	1.901	1.812	1.802	1.813	1.902	2.171	2.605
1.660	1.315	1.313	1.349	1.314	1.317	1.661	2.207
1.353	0.000	0.984	1.013	0.988	0.000	1.357	1.984
1.418	1.050	0.926	0.000	0.952	1.080	1.433	1.968
1.569	1.168	0.937	0.919	1.049	1.253	1.588	2.061
1.732	1.225	0.000	0.926	1.007	1.273	1.692	2.188
2.000	1.519	1.172	1.022	0.000	1.290	1.827	2.364
2.384	1.964	1.646	1.428	1.350	1.640	2.117	2.639
2.846	2.475	2.191	2.015	1.996	2.196	2.566	3.026
3.363	3.035	2.791	2.654	2.654	2.811	3.107	3.500

Somme des variances (critère(b)) :155,645

matrice des variances de krigeages pondérées par les coefficients de ruissellement: Mp

0.000	0.000	0.000	0.000	0.131	0.309	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.006	0.232	0.463	0.066	0.000
0.018	0.020	0.163	0.333	0.353	0.613	0.026	0.000
0.002	0.000	0.390	0.458	0.340	0.000	0.144	0.048
0.008	0.163	0.619	0.000	0.518	0.326	0.316	0.226
0.015	0.132	0.597	0.613	0.324	0.332	0.170	0.164
0.016	0.149	0.000	0.467	0.297	0.428	0.016	0.000
0.027	0.391	0.512	0.450	0.000	0.468	0.000	0.000
0.039	0.311	0.461	0.464	0.311	0.234	0.000	0.000
0.071	0.115	0.120	0.003	0.117	0.199	0.035	0.000
0.001	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :14,364

0.000	0.000	0.000	0.000	0,137	0,323	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.006	0,248	0,495	0.070	0.000
0.017	0.016	0.152	0,365	0.328	0.490	0.024	0.000
0.001	0.000	0.298	0,428	0,257	0,000	0.114	0.051
0.007	0.136	0,507	0.000	0.415	0.270	0.290	0.241
0.016	0.127	0.486	0.517	0.329	0.365	0.184	0.173
0.017	0.125	0.000	0.367	0.252	0.399	0.017	0.000
0.029	0.365	0.436	0.332	0.000	0.376	0.000	0.000
0.040	0.330	0.498	0.432	0.250	0.213	0.000	0.000
0.073	0.120	0.126	0.003	0.125	0.211	0.037	0.000
0.001	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :13,080

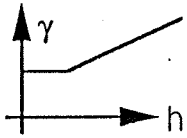
▭: position d'un pluviographe

——— : plus grande variance (critère (a))

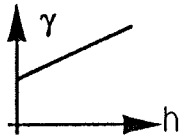
Comparaison des matrices Mv et Mp, pour le "variogramme" initia(A) et le variogramme linéaire (B)

Disposition D2

"Variogramme" initial A



Variogramme linéaire B



matrice des variances de krigeages: Mv

3.202	2.799	2.457	2.172	1.961	1.910	2.112	2.521
2.737	2.308	1.955	1.656	1.643	1.751	1.862	2.079
2.316	1.849	1.504	1.256	1.350	0.000	1.686	1.830
1.962	1.662	1.401	1.197	1.205	1.360	1.481	1.797
1.733	1.494	0.000	1.160	0.000	1.213	1.382	1.876
1.662	1.450	1.261	1.103	1.070	1.242	1.498	1.983
1.731	1.484	0.000	1.156	1.160	1.347	1.587	2.104
1.965	1.653	1.375	1.377	0.000	1.604	1.715	2.277
2.340	1.874	1.530	1.535	1.682	1.809	2.008	2.552
2.803	2.395	2.088	1.898	1.873	2.079	2.466	2.945
3.326	2.967	2.703	2.554	2.550	2.712	3.021	3.430

Somme des variances (critère(b)) :158,783

3.278	2.885	2.553	2.279	2.081	2.040	2.240	2.638
2.825	2.405	2.060	1.770	1.505	1.382	1.681	2.205
2.415	1.958	1.618	1.372	1.110	0.000	1.340	1.955
2.071	1.543	1.184	1.066	0.956	1.008	1.374	1.913
1.848	1.257	0.000	0.877	0.000	1.090	1.496	1.982
1.778	1.216	0.895	0.920	0.977	1.215	1.607	2.085
1.846	1.254	0.000	0.919	0.990	1.260	1.700	2.207
2.074	1.542	1.174	1.020	0.000	1.290	1.836	2.381
2.439	1.985	1.650	1.428	1.350	1.644	2.127	2.655
2.891	2.494	2.197	2.016	1.998	2.201	2.576	3.041
3.401	3.053	2.797	2.656	2.656	2.816	3.117	3.515

Somme des variances (critère(b)) :158,149

matrice des variances de krigeages pondérées par les coefficients de ruissellement: Mp

0.000	0.000	0.000	0.000	0.113	0.248	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.006	0.225	0.455	0.060	0.000
0.023	0.022	0.174	0.340	0.337	0.000	0.024	0.000
0.002	0.352	0.424	0.506	0.313	0.457	0.125	0.046
0.008	0.194	0.000	0.780	0.000	0.303	0.280	0.230
0.017	0.158	0.654	0.620	0.335	0.362	0.173	0.167
0.017	0.152	0.000	0.459	0.290	0.423	0.016	0.000
0.028	0.397	0.512	0.447	0.000	0.468	0.000	0.000
0.040	0.315	0.463	0.464	0.311	0.234	0.000	0.000
0.072	0.116	0.120	0.003	0.117	0.200	0.036	0.000
0.001	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :14,257

0.000	0.000	0.000	0.000	0.120	0.264	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.006	0.206	0.359	0.054	0.000
0.024	0.024	0.187	0.371	0.278	0.000	0.019	0.000
0.002	0.327	0.358	0.450	0.249	0.339	0.116	0.049
0.009	0.163	0.000	0.590	0.000	0.272	0.303	0.243
0.018	0.132	0.464	0.518	0.306	0.354	0.186	0.175
0.018	0.128	0.000	0.365	0.247	0.395	0.017	0.000
0.030	0.370	0.437	0.331	0.000	0.376	0.000	0.000
0.041	0.334	0.499	0.432	0.250	0.213	0.000	0.000
0.074	0.121	0.127	0.003	0.125	0.211	0.037	0.000
0.001	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :12,743

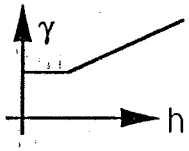
▭: position d'un pluviographe

——— : plus grande variance (critère (a))

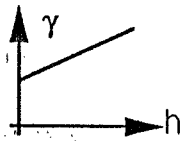
Comparaison des matrices Mv et Mp, pour le "variogramme" initia(A) et le variogramme linéaire (B)

Disposition D3

"Variogramme" initial A



Variogramme linéaire B



matrice des variances de krigeages: Mv

1.925	1.630	1.478	1.331	1.512	0.000	1.751	1.807
1.780	1.623	1.400	1.197	1.324	1.464	1.564	1.756
1.724	0.000	1.404	1.178	1.209	1.240	1.425	1.781
1.616	1.510	1.350	1.219	1.221	1.242	1.420	1.763
1.547	1.366	1.310	1.254	1.326	1.429	1.512	1.690
1.657	1.512	1.418	1.281	1.405	0.000	1.575	1.643
1.624	1.519	1.450	1.336	1.366	1.444	1.515	1.690
1.439	1.397	1.408	1.369	1.284	1.262	1.424	1.764
1.581	1.426	1.314	1.336	1.274	1.261	1.430	1.781
0.000	1.491	1.261	1.276	1.367	1.482	1.569	1.755
1.720	1.531	1.364	1.309	1.509	0.000	1.745	1.804

Somme des variances (critère(b)) :122,645

2.045	1.753	1.602	1.457	1.191	0.000	1.355	1.935
1.610	1.279	1.289	1.317	1.223	1.158	1.421	1.877
1.349	0.000	1.125	1.293	1.323	1.358	1.544	1.894
1.465	1.196	1.248	1.330	1.332	1.358	1.537	1.875
1.664	1.481	1.420	1.363	1.233	1.152	1.391	1.805
1.764	1.617	1.520	1.390	1.143	0.000	1.264	1.761
1.733	1.622	1.550	1.441	1.267	1.163	1.394	1.806
1.558	1.508	1.511	1.472	1.394	1.380	1.543	1.876
1.233	1.303	1.424	1.442	1.386	1.380	1.551	1.896
0.000	1.172	1.379	1.391	1.259	1.170	1.424	1.879
1.337	1.389	1.486	1.432	1.188	0.000	1.355	1.935

Somme des variances (critère(b)) :121,343

matrice des variances de krigeages pondérées par les coefficients de ruissellement: Mp

0.000	0.000	0.000	0.000	0.087	0.000	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.004	0.181	0.381	0.051	0.000
0.017	0.000	0.162	0.319	0.302	0.462	0.021	0.000
0.001	0.320	0.408	0.515	0.318	0.418	0.119	0.045
0.008	0.177	0.718	0.843	0.578	0.357	0.306	0.207
0.017	0.165	0.735	0.721	0.441	0.000	0.182	0.138
0.016	0.156	0.594	0.530	0.342	0.453	0.015	0.000
0.021	0.335	0.524	0.445	0.494	0.368	0.000	0.000
0.027	0.240	0.398	0.404	0.236	0.163	0.000	0.000
0.000	0.072	0.073	0.002	0.085	0.142	0.023	0.000
0.001	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :15,891

0.000	0.000	0.000	0.000	0.069	0.000	0.001	0.000
0.000	0.000	0.001	0.005	0.167	0.301	0.046	0.000
0.013	0.000	0.130	0.350	0.331	0.505	0.022	0.000
0.001	0.253	0.378	0.562	0.347	0.457	0.129	0.048
0.008	0.192	0.778	0.917	0.537	0.288	0.282	0.221
0.018	0.176	0.788	0.782	0.358	0.000	0.146	0.148
0.017	0.166	0.635	0.572	0.317	0.365	0.014	0.000
0.022	0.362	0.562	0.478	0.536	0.402	0.000	0.000
0.021	0.219	0.431	0.436	0.256	0.179	0.000	0.000
0.000	0.057	0.079	0.002	0.079	0.112	0.021	0.000
0.001	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :16,106

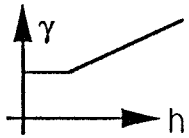
▭: position d'un pluviographe

——— : plus grande variance (critère (a))

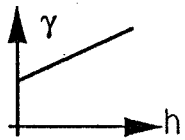
Comparaison des matrices Mv et Mp, pour le "variogramme" initia(A) et le variogramme linéaire (B)

Disposition D4

"Variogramme" initial A



Variogramme linéaire B



matrice des variances de krigeages: Mv

2.005	1.750	1.674	1.646	1.542	1.629	1.774	1.880
1.823	1.702	1.516	1.353	1.293	1.485	0.000	1.756
1.727	0.000	1.450	1.221	1.221	1.304	1.445	1.581
1.580	1.492	1.348	1.218	1.194	1.133	1.192	1.455
1.470	1.313	1.279	1.236	1.288	1.338	1.369	1.511
1.510	1.402	1.349	1.244	1.353	0.000	1.466	1.533
1.381	1.335	1.337	1.266	1.291	1.346	1.414	1.596
1.546	1.391	1.274	1.269	1.169	1.124	1.293	1.656
0.000	1.475	1.244	1.248	1.311	1.402	1.488	1.682
1.718	1.524	1.359	1.301	1.484	0.000	1.701	1.765
1.757	1.675	1.648	1.543	1.627	1.761	1.850	2.034

Somme des variances (critère(b)) :122,330

2.132	1.879	1.797	1.764	1.664	1.477	1.377	1.686
1.642	1.330	1.382	1.472	1.414	1.175	0.000	1.365
1.346	0.000	1.151	1.337	1.334	1.209	1.146	1.437
1.433	1.180	1.243	1.328	1.304	1.250	1.314	1.575
1.588	1.428	1.388	1.343	1.211	1.104	1.281	1.626
1.623	1.509	1.452	1.350	1.120	0.000	1.206	1.648
1.501	1.446	1.441	1.371	1.213	1.110	1.322	1.709
1.212	1.275	1.383	1.375	1.281	1.245	1.414	1.770
0.000	1.163	1.360	1.361	1.218	1.121	1.361	1.802
1.335	1.387	1.480	1.422	1.178	0.000	1.331	1.892
1.885	1.799	1.767	1.666	1.477	1.372	1.666	2.161

Somme des variances (critère(b)) :119,298

matrice des variances de krigeages pondérées par les coefficients de ruissellement: Mp

0.000	0.000	0.000	0.000	0.089	0.211	0.002	0.000
0.000	0.000	0.001	0.005	0.177	0.386	0.000	0.000
0.017	0.000	0.168	0.330	0.305	0.485	0.021	0.000
0.001	0.316	0.408	0.514	0.310	0.381	0.100	0.037
0.007	0.170	0.700	0.831	0.561	0.334	0.277	0.185
0.015	0.153	0.699	0.700	0.424	0.000	0.169	0.129
0.014	0.137	0.548	0.503	0.323	0.422	0.014	0.000
0.022	0.334	0.474	0.412	0.449	0.328	0.000	0.000
0.000	0.248	0.376	0.377	0.242	0.182	0.000	0.000
0.044	0.074	0.078	0.002	0.093	0.000	0.024	0.000
0.001	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :15,352

0.000	0.000	0.000	0.000	0.096	0.191	0.001	0.000
0.000	0.000	0.001	0.005	0.194	0.306	0.000	0.000
0.013	0.000	0.133	0.362	0.334	0.450	0.017	0.000
0.001	0.250	0.376	0.561	0.339	0.420	0.111	0.040
0.008	0.185	0.760	0.903	0.528	0.276	0.259	0.199
0.016	0.164	0.753	0.760	0.351	0.000	0.139	0.139
0.015	0.148	0.590	0.544	0.303	0.348	0.013	0.000
0.017	0.306	0.515	0.447	0.493	0.363	0.000	0.000
0.000	0.195	0.411	0.412	0.225	0.145	0.000	0.000
0.034	0.067	0.085	0.002	0.074	0.000	0.019	0.000
0.001	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Somme des variances (critère(b)) :15,427

▭ : position d'un pluviographe

——— : plus grande variance (critère (a))

Comparaison des matrices Mv et Mp, pour le "variogramme" initia(A) et le variogramme linéaire (B)

Matrice Mp, critère a)		
	"Variogramme" initial A	Variogramme linéaire B
Disposition D1	0,619	0,517
Disposition D2	0,780	0,590
Disposition D3	0,843	0,917
Disposition D4	0,831	0,903
Matrice Mp, critère b)		
	"Variogramme" initial A	Variogramme linéaire B
Disposition D1	14,364	13,080
Disposition D2	14,257	12,743
Disposition D3	15,891	16,106
Disposition D4	15,352	15,427
Matrice Mv, critère a)		
	"Variogramme" initial A	Variogramme linéaire B
Disposition D1	3,414	3,500
Disposition D2	3,430	3,515
Disposition D3	1,925	2,045
Disposition D4	2,034	2,161
Matrice Mv, critère a)		
	"Variogramme" initial A	Variogramme linéaire B
Disposition D1	156,519	155,645
Disposition D2	158,783	158,149
Disposition D3	122,645	121,343
Disposition D4	122,330	119,298

Tableau IIIB.1 : valeurs des différents critères, pour les dispositions D1, D2, D3, et D4

Nous remarquons, que pour les matrices M_V obtenues avec le variogramme (A), toutes les variances sont positives, les valeurs nulles correspondent aux emplacements des pluviographes. Pour ce qui est des matrices M_P, il en est de même, les valeurs nulles constatées sur la périphérie de ces matrices, correspondent au fait que le coefficient de ruissellement associé à ces cases est nul.

Nous constatons (tableau IIIB.1) que pour les quatre dispositions, les valeurs des critères respectent le même ordre et conduisent aux mêmes choix que l'on utilise le variogramme (A) ou le variogramme (B). De plus les différences sont minimes. Si nous regardons, par exemple, pour les matrices M_V et M_P la valeur de la somme de tous les termes constituant ces matrices (critère b)), nous constatons des différences bien souvent inférieures à 10%, entre le résultat obtenu avec le variogramme (A) et celui obtenu avec le variogramme (B).

En conséquence, les résultats obtenus dans la partie III, avec le variogramme (A), ne seraient pas modifiés dans des proportions importantes si nous avions pris comme variogramme, pour les calculs, le variogramme (B).

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE SAINT-ETIENNE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE
DES MINES DE PARIS

N° D'ORDRE : 38HD

ANNEE : 1990

AUTEUR : VOIGNIER Pierre

TITRE :

INFLUENCE DE LA STRUCTURE SPATIALE DES PLUIES ET DU BASSIN VERSANT SUR LES ECOULEMENTS EN RESEAU. APPROCHE A L'AIDE DU LOGICIEL EAUSER. APPLICATION A SAINT-ETIENNE.

Spécialité :

Hydrologie et hydrogéologie qualitative et quantitative

Mots clés :

ANALYSE DE DONNEES; ECOULEMENT EN RESEAU; HYDROLOGIE URBAINE; KRIGEAGE; MODELE INFORMATIQUE; MODELISATION DES PLUIES; OPTIMISATION DE PLUVIOGRAPHES; REPARTITION SPATIALE DES PLUIES

Résumé :

La thèse est structurée en trois chapitres. Dans le premier, on rappelle brièvement le contexte historique et législatif de l'évolution de l'assainissement en Europe. Le deuxième chapitre s'intéresse à l'étude diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Saint-Etienne, tant sur les plans quantitatif que qualitatif. Pour cela, nous développons un logiciel de simulation dont l'originalité réside dans sa structure informatique. Nous effectuons une étude de la pluviométrie locale, nous localisons les points de dysfonctionnement par la simulation et nous analysons l'impact des rejets stéphanois en phosphore sur la qualité des eaux de la Loire. Le troisième chapitre essaie par des développements méthodologiques de répondre aux questions soulevées précédemment, tout d'abord par une étude visant à caractériser les structures spatiales des pluies en utilisant des techniques issues de l'analyse de données, ensuite par une étude de sensibilité du modèle d'écoulement à la distribution spatiale de la pluie, au coefficient de ruissellement et au temps de réponse de bassins versants élémentaires, enfin par une dernière étude visant à déterminer la localisation optimale du réseau de pluviographes, en utilisant la technique du krigeage, en y intégrant la structure spatiale de la pluie et les coefficients de ruissellement des bassins versants.