

Numéro d'identification

*ACADEMIE DE MONTPELLIER*  
**UNIVERSITE MONTPELLIER II**  
- SCIENCES ET TECHNIQUES DU LANGUEDOC -

**T H E S E**

présentée à l'université Montpellier II - Sciences et techniques du Languedoc  
pour obtenir le DIPLOME DE DOCTORAT

Spécialité : Mécanique, génie mécanique, génie civil  
Formation doctorale : Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental  
École doctorale : Sciences de la Terre et de l'Eau

**Etude hydrologique et analyse des incertitudes sur  
trois bassins versants semi urbanisés de la  
région centrale d'Argentine**

par

Juan Carlos BERTONI

Soutenue le 27 février 2001 devant le jury composé de :  
MM.

Michel DESBORDES	Professeur, Univ. Montpellier II	Président
Hervé ANDRIEU	Ingénieur LCPC-Nantes	Rapporteur
Bernard CHOCAT	Professeur, INSA-Lyon	Rapporteur
Christophe BOUVIER	Chargé de Recherche, IRD	Examineur
Pierre CHEVALLIER	Directeur de Recherche, IRD	Directeur de Thèse

## RESUME

En Argentine, comme dans d'autres pays d'Amérique Latine, un pourcentage important de la population habite en zones urbaines. La tendance est à l'augmentation de la taille des villes à cause de l'exode rural et de la croissance naturelle de la population. Le manque de planification et un retard par rapport à l'Europe Occidentale sur la prise de conscience pour mieux préserver l'environnement sont des facteurs qui contribuent à l'augmentation des problèmes hydrologiques dans les zones urbaines. Ils concernent aussi bien la quantité que la qualité de l'eau écoulee. Le manque général de données hydrologiques relatives aux bassins urbains et semi urbains est une limitation à la validation d'outils adaptés aux contextes locaux.

Le mémoire de thèse s'articule autour de trois points : (a) l'analyse et l'interprétation de la réalité de l'assainissement pluvial urbain en Argentine en perspective avec l'évolution historique mondiale de ce domaine ; (b) l'acquisition de données hydrologiques de trois bassins versants semi urbanisés appartenant à deux villes situées dans la région plate de la *pampa* et dans la région des *sierras pampeanas*, toutes les deux localisées dans le secteur central du pays où se trouve le plus grand nombre de villes moyennes d'Argentine, et (iii) l'étude de quelques aspects de modélisation mathématique de la transformation averse-crue, tout principalement ceux relatifs à l'analyse du rôle des surfaces imperméables et perméables dans la genèse des crues et à l'influence de quelques-unes des incertitudes liées aux résultats de la modélisation.

**Mots clés** : Hydrologie urbaine, modélisation, modèles globaux, incertitudes, Argentine.

## ABSTRACT

In Argentina, as in the others countries of the Latin America, an important percentage of the population live in urban areas. The increment of the size of the cities is a consequence of the migration process from the rural areas and the natural increment of the population. The lack of planning and a delay to Occidental Europe in the taking of conscience towards the preservation of the environment are the factors that contribute to the rise of the hydrologic problems in urban areas. They concerning to the quantity and the quality of the drained water. The lack of the hydrological data relatives to the urban and semi urban catchments limit the validation of the tool to the local condition.

The work of this thesis deal with three points : (a) the analysis and the interpretation of the panorama of the urban pluvial drainage in Argentina in comparing to the world historical evolution of this discipline ; (b) the acquisition of the hydrological data in three semi urbanised catchments belonged to two cities locate in the *pampa* plate region and the *sierras pampeanas* region, both locate in the central sector of the country where exits the more part of the medium size Argentinean cities, and (iii) the study of some aspects of the rain-discharge mathematical modelling, specially the relatives to the analyse of the role of the paved and unpaved surfaces in the genesis of the flood and the influence of some uncertainties associated to the results of the modelling.

**Mots clés** : Urban hydrology, modelling, lumped models, uncertainties, Argentine.

## RESUMEN

En Argentina, como en los restantes países de América Latina, un importante porcentaje de la población habita en las zonas urbanas. El aumento del tamaño de las ciudades se asocia al éxodo rural y al aumento natural de la población. La falta de planificación y un atraso en relación a Europa Occidental sobre la toma de conciencia en la preservación del medio ambiente son factores que contribuyen al aumento de los problemas hidrológicos en las áreas urbanas. Estos se refieren tanto a la cantidad como a la calidad del agua escurrida. La falta de datos hidrológicos relativos a cuencas urbanas es una limitación para la validación de los modelos hidrológicos a las condiciones locales.

El presente trabajo de tesis se articula en torno a tres puntos: (a) el análisis y la interpretación de la realidad del drenaje pluvial urbano en Argentina dentro del contexto de la evolución histórica mundial de la disciplina; (b) la adquisición de datos hidrológicos de tres cuencas hidrológicas semi urbanizadas pertenecientes a dos ciudades situadas en la región plana de la *pampa* y en la región de las *sierras pampeanas*, ambas localizadas en el sector central del país donde se encuentra la mayoría de las ciudades de tamaño intermedio de la Argentina, y (iii) el estudio de diversos aspectos de la modelación matemática de la transformación lluvia-caudal, fundamentalmente aquellos relativos al análisis del rol de las superficies impermeables y permeables en la génesis de las crecidas y a la influencia de algunas de las incertidumbres ligadas a los resultados de la modelación matemática.

**Palabras claves :** Hidrología urbana, modelación, modelos concentrados, incertidumbres, Argentina.

## RESUMO

Na Argentina, como no resto dos países da América Latina, uma importante porcentagem da população habita nas áreas urbanas. A tendência é de expansão das cidades como consequência do êxodo rural e do aumento natural da população. A falta de planejamento e um atraso em relação à Europa Ocidental na conscientização pela preservação do meio ambiente são fatores que contribuem para o aumento dos problemas hidrológicos nas áreas urbanas. Estes se referem tanto à quantidade como à qualidade da água escoada. A falta generalizada de dados hidrológicos relativos a bacias urbanas é uma limitação à validade das ferramentas de modelação adaptadas as condições locais.

O presente trabalho de tese articula-se em relação a três pontos : (a) a análise e a interpretação da realidade da drenagem pluvial urbana na Argentina dentro do contexto da evolução histórica mundial da disciplina ; (b) a aquisição de dados hidrológicos em três bacias hidrológicas semi-urbanizadas pertencentes a duas cidades da região plana de *pampa* e da região das *sierras pampeanas*, ambas localizadas no setor central da Argentina, onde encontram-se o maior número de cidades de tamanho intermediário, e (iii) o estudo de diversos aspectos da modelação matemática da transformação chuva-vazão, fundamentalmente aqueles relativos à análise do papel das superfícies impermeáveis e permeáveis na gênese das cheias e a influência de algumas das incertezas ligadas aos resultados da modelação matemática.

**Palavras chaves :** Hidrologia urbana, modelação, modelos concentrados, incertezas, Argentina.

## AVANT-PROPOS

Réaliser un doctorat avec le support financier de l'Argentine ce n'est vraiment pas fréquent. L'absence d'une politique appuyant et promouvant la formation permanente de ressources humaines a toujours été une caractéristique historique de ce pays. Ce manque a empêché ou rendu difficile la formation du personnel de niveau supérieur dans quasiment tous les domaines de la connaissance. Dans le domaine des ressources hydriques, et en particulier en hydrologie, les difficultés ont été considérables.

En 1998, le Ministère de l'Éducation Supérieure de la Nation, a pris l'initiative (dont nous espérons la permanence), de mettre en place un concours national pour l'attribution de bourses d'étude de niveau supérieur, concours grâce auquel j'ai été sélectionné. Lorsque la possibilité de réaliser le doctorat surgit de manière tardive, sa réussite est obtenue avec l'appui important de nombreuses personnes.

Donc, je voudrais remercier tout d'abord les Professeurs de l'Université Nationale de Córdoba (UNC), M.M. Carlos A. Prato et Andrés C. Ravelo, pour la rédaction des lettres de recommandation adressées au Ministère de l'Éducation d'Argentine, pour le concours national en vue d'obtenir la bourse d'études.

Je suis également très reconnaissant à la Direction Nationale de Coopération Internationale, dépendant du Ministère de l'Éducation d'Argentine, de m'avoir accordé la bourse pour la réalisation de ce travail en France. Je remercie le personnel de cette Direction de s'être occupé de mon dossier durant ces deux années.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux collègues professeurs du Département d'Hydraulique, aux autorités et aux employés administratifs de la Faculté de Sciences Exactes, Physiques et Naturelles (FCEFetN) de l'UNC, qui ont rendu possible mon absence pour la préparation de ce Doctorat.

Je suis heureux d'exprimer ma plus profonde reconnaissance à M. Pierre Chevallier, pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse. Je le remercie aussi de son amitié, de sa profonde cordialité, de son grand appui et de toutes les suggestions qu'il m'a faites. Je remercie chaleureusement également Josyane et David Chevallier, de leur hospitalité, leur cordialité et leur permanente bonne humeur.

Le professeur Michel Desbordes a été toujours très aimable depuis mon arrivée en France. Je le remercie vivement pour cela et aussi pour ses commentaires techniques très riches et sa disponibilité.

M. Christophe Bouvier a accepté de faire partie de mon Comité de thèse. Je l'en remercie vivement pour cela et aussi pour sa disponibilité lors de mes consultations et demandes.

Je tiens à remercier M. Hervé Andrieu, LCPC-Nantes et M. Bernard Chocat, INSA-Lyon, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de juger ce travail en tant que rapporteurs.

Cette étape de formation professionnelle est étroitement associée à mon passage antérieur en tant qu'étudiant d'abord, puis comme professeur de l'Institut de Recherches Hydrauliques (IPH) de l'Université Fédérale du Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brésil. Je n'oublierai pas les manifestations de confiance exprimées dans toutes ces années-là par le Professeur Marc Pierre Bordas, malheureusement décédé. C'est lui qui a permis mes premières contacts avec l'école d'hydrologie et les hydrologues français. Mes remerciements s'adressent aussi aux professeurs et amis Carlos E. Morelli Tucci et André Lópes da Silveira, pour leur encouragement et leurs conseils au début de cette nouvelle étape.

Je dois ma reconnaissance aussi à Gabriel Caamaño Nelli, chercheur du Conicet-Cirsa-INA, de Córdoba, Argentine, pour sa disponibilité et sa collaboration permanente.

Toute ma reconnaissance va aussi à l'ensemble des autorités de la Mairie de Rafaela pour leur disponibilité au cours de notre collaboration, et spécialement à M. Ricardo Peirone, Maire Municipal, M. Carlos Maina, Secrétaire des Oeuvres Publiques et M. Oscar Tibaldo, Directeur de la Direction d'Etudes et Projets. Sans l'appui économique de la Mairie, il aurait été impossible de mener à bien les travaux à Rafaela. Je remercie chaleureusement aussi Eduardo Herrero, Cristián Rudolf, Luis Verga, Fernando Weiner et Rodrigo Gentile, avec une attention particulière à Eduardo et Cristián, pour leur patience et leur formidable aide. Je voudrai aussi remercier Sergio Rojas pour sa collaboration constante.

Je témoigne aussi ma reconnaissance au personnel de la station météorologique de l'INTA Rafaela, pour sa disponibilité dans la préparation des informations qu'il a collectées avec patience et soin pendant les dernières années.

Je témoigne aussi ma reconnaissance à Juan Carlos Sola, pour son intervention auprès des autorités de la Coopérative Intégrale de Villa Carlos Paz (Coopi), afin d'obtenir l'appui économique partiel pour la réalisation de la structure limnigraphique à Villa Carlos Paz. Je souhaite aussi remercier M. Alejandro José Eguiguren, Gérant de la Coopi, pour sa disponibilité tout au long de notre collaboration. Ma reconnaissance aussi à tous les collègues de la Direction d'Etudes et Projets de la Coopi.

J'exprime ma reconnaissance aussi au Ing. Juan Alberto Forte Lay, Conicet/Conae, Argentine, pour sa grande disponibilité lors de mes consultations et demandes.

J'exprime aussi ma reconnaissance à mon collègue et ami Néstor Campana, de l'Université Fédérale de Brasilia, Brésil, pour sa collaboration.

Je n'oublierai pas l'ambiance conviviale de l'Equipe Hydrologie de l'UM II et la cordialité des ses membres permanents et temporaires. C'est donc avec plaisir que je tiens à remercier Jeanine Saurin, Claire Rodier, Kristine Gujda, Christian Joseph, Marie-George Tournoud et François Brissaud. Jeanine Saurin a été extrêmement patiente avec la correction des mes originaux, je l'en remercie vivement.

Je témoigne aussi ma grande reconnaissance à Nadine Muther et Monique Oï, IRD Montpellier, pour leur cordialité et la grande dose de patience dont elles ont fait preuve pour le règlement des questions administratives, pendant mon séjour en France.

Je tiens aussi à remercier Mme Hélène Lubès, IRD Montpellier, pour sa disponibilité à répondre à mes questions et MM. Patrick Raous, Eugenio Rabbia, Yann L'Hote, IRD, Montpellier, pour leur convivialité.

Je témoigne aussi ma reconnaissance à mes collègues thésards Xu Pei, Carmen Maftai, Maria Auset, Ekasit Kositsakulcha, Yvan Caballero, Benoit Fourcade, Guillaume Favreau, Jean-Marc Leblanc, Leonardo Cisneros, pour leurs soutien et leur aide.

Je souhaite aussi remercier Luis Lenzi, Teresa Sollender, Fernando Miatello et Viviana Zucarelli, d'avoir répondu si rapidement à mes questions.

Je tiens à remercier vivement, mon collègue et ami João Fernandes Vieira Neto, pour sa communication permanente et sa grande dose de bonne humeur brésilienne qu'il m'a fait partager pendant toute ma thèse.

Finalement, après tous ces mois durant lesquels j'ai étudié les aspects liés à des incertitudes et des générations aléatoires, c'est avec plaisir que j'exprime ma gratitude et dédie ce travail à trois générations non aléatoires : ma mère, ma femme, ma sœur et mes enfants, pour leur amour et leur appui, sans aucune incertitude, pendant toutes les étapes de ce travail.

## TABLE DES MATIERES

	Page
Introduction générale.....	1

### **PREMIERE PARTIE : L'urbanisation, l'assainissement et l'hydrologie urbaine en Argentine**

<b>Chapitre I - L'urbanisation, l'assainissement et l'hydrologie urbaine en Argentine</b>	
I.1. Introduction.....	7
I.2. Différences entre l'urbanisation des pays industrialisés du Nord et celles des pays en développement.....	9
I.2.1. Décalage dans l'évolution du processus d'urbanisation.....	9
I.2.2. Les problèmes sociaux de la croissance démographique.....	11
I.2.3. Les crises des infrastructures urbaines.....	12
I.3. Aspects du processus d'urbanisation en Argentine	
I.3.1. Le cadre géographique des villes et les paysages urbains.....	12
I.3.2. Hétérogénéité géographique du processus d'urbanisation argentin.....	13
I.3.3. Croissance de l'urbanisation et inondations urbaines.....	16
I.4. Etapes de l'assainissement pluvial urbain en Argentine.....	19
I.4.1. L'étape du concept hygiéniste.....	19
I.4.2. L'étape de la « rationalisation » et de la normalisation des calculs.....	21
I.4.3. L'étape de l'approche scientifique de l'assainissement urbain.....	25
I.4.4. La période actuelle : quelques indicateurs opposés.....	27

### **DEUXIEME PARTIE : Modélisation et analyses des incertitudes en hydrologie**

<b>Chapitre II – Considérations sur la modélisation mathématique en hydrologie</b>	
II.1. Introduction.....	31
II.2. Concepts de base.....	31
II.2.1. Modèle mathématique.....	31
II.2.2. Variables et paramètres.....	32
II.3. Principaux types de modèles mathématiques.....	33
II.4. Propriétés essentielles requises par les modèles.....	37
II.4.1. Principe de parcimonie (minimalité).....	37
II.4.2. Pertinence.....	38
II.4.3. Robustesse et sensibilité.....	38
II.4.4. Pouvoir de prévision.....	38
II.5. Etapes dans la définition des modèles.....	38

	Page
II.6. Techniques classiques de calage des paramètres : les problèmes typiques.....	40
II.7. Problèmes posés par les techniques itératives classiques d'optimisation locale....	42
II.8. Problèmes posés par les techniques itératives d'optimisation globale.....	43
II.9. Tendances actuelles sur les techniques des calages des modèles.....	45
II.10. Remarques finales.....	46
<b>Chapitre III – Les incertitudes en hydrologie : concepts et identification des techniques</b>	
III.1. Introduction.....	51
III.2. Erreurs et incertitudes.....	52
III.3. Les incertitudes en hydrologie	
III.3.1. Introduction.....	54
III.3.2. Typologie des incertitudes en hydrologie.....	54
III.4. Les objectifs de l'analyse des incertitudes.....	56
III.5. Expression des incertitudes en hydrologie.....	56
III.6. Techniques d'analyse de sensibilité et d'analyse des incertitudes.....	57
III.7. Classification des techniques d'analyse des incertitudes (UA).....	58
III.7.1. Selon le type de mesure de l'incertitude de la réponse du modèle.....	58
III.7.2. Selon la stratégie d'analyse : les études « locale » et « globale ».....	60
III.8. Etat de l'art sur les techniques d'analyse des incertitudes	
III.8.1. Introduction.....	61
III.8.2. Identification des principales techniques.....	62
<b>Chapitre IV – Techniques statistiques pour l'analyse des incertitudes</b>	
IV.1. Introduction .....	73
IV.2. Propriétés statistiques des variables aléatoires.....	73
IV.3. Détermination exacte (analytique) de la fdp de la réponse du modèle	
IV.3.1. Méthode de la distribution dérivée ou de la transformation des variables	73
IV.3.2. Méthode des transformées des intégrales.....	74
IV.4. Détermination approximative de la variance de la réponse du modèle	
IV.4.1. Méthode de propagation de la variance (F.O.V.E.).....	75
IV.4.3. Adaptation de la méthode « FOVE » aux modèles hydrologiques.....	78
IV.5. Détermination approximative de la fdp de la réponse du modèle (approche classique ou fréquentielle)	
IV.5.1. Méthode approximative d'estimation ponctuelle de Rosenblueth.....	85
IV.5.2. Méthode approximative d'estimation ponctuelle de Harr.....	86
IV.5.3. Méthode « conventionnelle ».....	89
IV.6. Détermination approximative de la fdp de la réponse du modèle (approche bayésienne).....	91
IV.7. Méthode de Metropolis Monte Carlo	
IV.7.1. Introduction.....	91
IV.7.2. Analogie thermodynamique de la méthode.....	92

	Page
IV.7.3. Optimisation stochastique selon la distribution de probabilité de Boltzmann.....	93
IV.7.4. Aspects statistiques de l’algorithme de Metropolis.....	94
IV.7.5. Algorithme de Metropolis Monte Carlo.....	95
IV.7.6. « Thermalisation » du processus.....	98

### **TROISIEME PARTIE : Les bassins versants et les données obtenues**

<b>Chapitre V. Description des bassins versants étudiés et des données obtenues</b>	
V.1. Introduction .....	101
V.2. Région de Rafaela (Province de Santa Fe, Argentine)	
V.2.1. Géologie, géomorphologie et réseau hydrographique .....	102
V.2.2. Caractéristiques climatiques et pluviométriques.....	107
V.3. Région de la ville de Villa Carlos Paz (Province de Córdoba, Argentine)	
V.3.1. Géologie, géomorphologie et réseau hydrographique .....	111
V.3.2. Caractéristiques climatiques et pluviométriques.....	113
V.4. Caractéristiques générales des deux villes étudiées	
V.4.1. Rafaela (Province de Santa Fe, Argentine).....	115
V.4.2. Ville de Villa Carlos Paz (Province de Córdoba, Argentine).....	118
V.5. Les bassins versants étudiés	
V.5.1. Critères de choix des bassins versants.....	119
V.5.2. Les bassins versants à Rafaela : installation et caractéristiques.....	120
V.5.3. Le bassin versant à Villa Carlos Paz : installation et caractéristiques...	124
V.5.4. Lois débit- hauteur considérées.....	127
V.5.5. Analyses des incertitudes sur les valeurs du débit.....	129
V.6. Données hydrologiques obtenues	
V.6.1. Introduction.....	131
V.6.2. Traitement des données obtenues.....	132
V.6.3. Les données obtenues.....	133

**QUATRIEME PARTIE : Modélisation et analyses des  
incertitudes sur trois bassins versant argentines**

<b>Chapitre VI. Caractérisation de l'urbanisation et de l'occupation du sol</b>	
VI.1. Introduction.....	141
VI.2. Types d'urbanisation sur les bassins versant analysés	
VI.2.1. Ville de Rafaela.....	141
VI.2.2. Ville de Villa Carlos Paz.....	143
VI.3. Influence de l'urbanisation sur l'écoulement et modélisation	
VI.3.1. Généralités.....	146
VI.3.2. Analyses de la relation entre les surfaces perméables et imperméables..	148
VI.3.3. Classification des surfaces susceptibles d'influencer sur l'écoulement..	149
VI.4. Méthodes alternatives pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols	
VI.4.1. Description des méthodes les plus courantes.....	151
VI.4.2. Méthode de base employé pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols.....	153
VI.5. Estimation des coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes	
VI.5.1. Documents employés pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols.....	154
VI.5.2. Les logiciels employés.....	154
VI.5.3. Les secteurs expérimentaux analysés .....	155
VI.5.3. Résultats finaux en relation avec les types d'urbanisation.....	157
VI.5.4. Résultats synthétiques.....	160
VI.6. Extension des informations obtenues à des études de planification urbaine	
VI.6.1. Généralités.....	162
VI.6.2. Le concept du coefficient d'imperméabilisation .....	163
VI.6.3. Coefficients d'imperméabilisation proposés par l'USDA SCS.....	163
VI.6.4. Rapport entre les surfaces imperméabilisés et la densité de population..	164
 <b>Chapitre VII. Les incertitudes liées au temps de concentration et aux extrapolations de modèles linéaires</b>	
VII.1. Introduction.....	169
VII.2. Quantification préliminaire de l'impact de l'urbanisation sur le temps de concentration $T_c$ .....	170
VII.3. Analyse de 18 formules empiriques pour estimer $T_c$ .....	171
VII.4. Article en anglais.....	173

**Chapitre VIII. Modélisation et analyse des incertitudes :****Application au bassin versant de Villa Carlos Paz**

VIII.1. Introduction .....	201
VIII.2. Paramétrisation des mécanismes de production	
VIII.2.1. Rappel de quelques concepts fondamentaux.....	203
VIII.2.3. Nature et équations des mécanismes de production.....	205
VIII.2.4 Mode d'application des schémas de production.....	208
VIII.3. Paramétrisation du mécanisme de transfert.....	210
VIII.4. Présentation succincte des caractéristiques du code Fortran développé.....	213
VIII.5. Etude de la fonction de production à Villa Carlos Paz	
VIII.5.1. Analyse élémentaire de la relation pluie totale versus coefficient C... 215	
VIII.5.2. Analyse du comportement des différents schémas de modélisation de la fonction de production.....	220
VIII.5.3. Discussion sur le modèle et le protocole de calage et de vérification à adopter.....	227
VIII.6. Analyses de la fonction de transfert à Villa Carlos Paz	
VIII.6.1. Analyse de la relation Tlag versus Tc.....	229
VIII.6.2. Analyse du comportement des deux schémas de modélisation de la fonction de production.....	230
VIII.7. Protocole adopté de calage et de vérification finale .....	241
VIII.8. Les incertitudes de la modélisation sur l'événement le plus sévère disponible.....	242
VIII.9. Les incertitudes sur le temps de concentration simulé	
VIII.9.1. Généralités.....	245
VIII.9.2. Les transformées des intégrales de Mellin pour une fdp triangulaire....	246
VIII.9.3. Les transformées de Mellin du temps de concentration simulé.....	246
VIII.10. Remarques finales .....	249

**Chapitre IX. Rôle des surfaces perméables et imperméables sur les crues  
en milieu urbain plat : Le cas de la ville de Rafaela (Argentine)**

IX.1. Introduction.....	253
IX.2. Analyses de la fonction de production	
IX.2.1. Généralités.....	253
IX.2.2. <i>Analyse dans le bassin versant 1 à Rafaela (4,78 km<sup>2</sup>).....</i>	253
IX.2.3. <i>Analyse dans le bassin versant 2 à Rafaela (13,63 km<sup>2</sup>).....</i>	258
IX.2.4. <i>Analyse comparative du comportement des deux bassins versants.....</i>	264
IX.3. Analyses de la fonction de transfert du bassin versant Rafaela 2	
IX.3.1. <i>Analyse élémentaire de la relation Tlag versus Tc.....</i>	268
IX.3.2. <i>Impacte hydrologique de l'augmentation de l'urbanisation.....</i>	269

	Page
<b>IX.4. Modélisation globale des fonctions de production et de transfert</b>	
IX.4.1. Généralités.....	270
IX.4.2. Synthèses des résultats.....	270
<b>IX.5. Incertitudes sur les valeurs du modèle de pertes .....</b>	<b>280</b>
IX.6. Remarques finales .....	283
 <b>Conclusions .....</b>	 <b>285</b>
 <b>Références bibliographiques.....</b>	 <b>289</b>

**Annexes**

- I. Propriétés statistiques des variables aléatoires
- II. Données obtenues sur les trois bassins versants
- III. Modélisation et analyse des incertitudes : application au bassin versant de V. C.Paz

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis les dernières décennies, une augmentation substantielle de la population urbaine se produit en Argentine, comme dans d'autres pays d'Amérique Latine. Cette tendance s'est accrue en particulier à cause de l'exode rural provoqué par des problèmes dans les économies régionales et par l'idée, souvent illusoire, de trouver une meilleure qualité de vie dans les centres urbains.

Cet accroissement de la population urbaine rend plus dense l'urbanisation et élargit l'extension des villes. Les conséquences les plus fréquentes de l'urbanisation sur l'hydrologie sont bien connues : augmentation des volumes totaux ruisselés, diminution des temps de réponse et augmentation du débit de pointe du ruissellement, lors des pluies importantes. L'imperméabilisation du sol en est la cause essentielle, mais la construction d'ouvrages d'évacuation rapide aggrave encore plus ces effets en aval, provoquant donc d'autres dommages qui concernent autant la qualité que la quantité d'eau écoulée.

Même si l'on remarque, dans les dernières années, une prise de conscience plus forte afin de mieux préserver l'environnement, elle n'a pas encore atteint le niveau de développement caractérisant l'Europe Occidentale. Il y a plusieurs raisons à ce retard, parmi lesquelles il faut souligner le manque d'éducation systématique dans ce domaine, l'acuité des problèmes socio-économiques actuels et l'existence de vastes zones rurales à faible densité de population et/ou la présence de grandes rivières vers lesquelles les eaux des villes peuvent être dérivées.

Il en résulte que les problèmes d'assainissement urbain sont d'une manière prépondérante associés à la quantité d'eau écoulée au détriment des problèmes de qualité. Dans la plupart des cas, on ne s'en occupe qu'immédiatement après les événements catastrophiques où l'on déplore malheureusement la perte de vies humaines et/ou des dommages matériels conséquents. Dans ce contexte, on observe que la cause d'une inondation en zone urbaine n'est associée généralement qu'à la précipitation inhabituelle qui l'a produite, sans considérer les relations avec l'impact de l'urbanisation ou avec les erreurs de la politique d'occupation de l'espace urbain.

Comme il n'existe pas de politique nationale en matière d'hydrologie urbaine, la tâche des techniciens doit s'amplifier afin de parvenir à la mise en place de mesures rationnelles, efficaces et durables. Cela implique d'envisager : (a) un réel effort de communication pour une prise de conscience par la population ainsi que par les autorités municipales, qui réclament ensemble parfois des solutions non adéquates, et (b) l'étude de solutions techniques qui aideraient à mieux résoudre les problèmes observés.

Sans aucun doute, la modélisation mathématique de la transformation averse-crue constitue l'un des outils les plus efficaces de l'ingénierie pour l'analyse et la recherche de solutions techniques à ce type de problèmes. Il existe actuellement en Argentine, une grande variété de modèles hydrologiques applicables en zones urbaines et développés généralement dans les pays les plus avancés, auxquels il faut y ajouter des efforts locaux

notamment sur la représentation détaillée des caractéristiques hydrauliques du ruissellement.

Toutefois, cette disponibilité de nombreux modèles masque un problème non encore résolu par l'hydrologie urbaine argentine : le manque quasiment total de données hydrologiques d'observation relatives aux bassins urbains ou semi urbains.

Ce manque de données limite la capacité pour la communauté scientifique locale de valider des outils adaptés aux caractéristiques de chaque région et rend propice l'établissement d'un grand nombre de critères et/ou d'appréciations subjectives sur le fonctionnement des bassins urbains. C'est un obstacle aussi à la démonstration flagrante auprès des administrations municipales et départementales des impacts hydrologiques négatifs d'une urbanisation non maîtrisée de ce point de vue.

Ces caractéristiques du scénario argentin sont à l'origine de l'articulation de ce mémoire de thèse autour des trois points suivants:

- a) l'analyse et l'interprétation de la réalité de l'assainissement pluvial en Argentine dans le contexte de l'évolution historique mondiale de cette discipline scientifique;
- b) l'acquisition de données hydrologiques de type averse-crue dans trois bassins versants urbains, et
- c) l'étude de quelques aspects de modélisation mathématique de la transformation averse-crue, principalement ceux relatifs à : (i) l'analyse du rôle des surfaces imperméables et perméables dans la genèse des crues et (ii) l'influence de quelques-unes des principales incertitudes liées aux résultats de la modélisation.

Le travail réalisé constitue une contribution à l'étude du fonctionnement hydrologique des zones urbaines et semi urbaines argentines, ayant comme base l'analyse de trois bassins semi urbains appartenant à deux villes situées dans des milieux géographiques du territoire national différents : (i) la région plate de la *pampa* de la province de Santa Fe et (ii) la région des *sierras* de la province de Córdoba. Toutes deux sont situées dans le secteur central du pays et sont représentatives d'un secteur plus vaste où se trouve le plus grand nombre de villes moyennes d'Argentine.

Ce travail a été organisé en quatre parties. Dans la première partie, on étudie les caractéristiques de l'urbanisation, de l'assainissement et de l'hydrologie urbaine en Argentine. Dans ce contexte on analyse d'abord les différences entre l'urbanisation des pays industrialisés de l'hémisphère nord et celles des pays émergents et en développement. Puis, on analyse les aspects du processus d'urbanisation en Argentine en soulignant les caractéristiques des étapes d'évolution de l'assainissement pluvial urbain dans le pays.

Dans la deuxième partie, on récapitule quelques concepts relatifs à la modélisation mathématique en hydrologie et les problèmes typiques liés aux techniques de calage des paramètres. Après, on aborde les principales techniques numériques d'analyse des incertitudes des paramètres des modèles hydrologiques. Étant donné qu'il s'agit d'un domaine de l'hydrologie soumis à une évolution continue, et donc, moins familière aux hydrologues non spécialisés en la matière, on a inclut dans cette partie une révision bibliographique et un classement de ces techniques pour pouvoir mieux introduire ensuite

la description des aspects mathématiques et statistiques de quelques-unes de ces techniques.

La troisième partie décrit les propriétés physiques, climatiques et hydrologiques générales des régions où se trouvent les deux villes sélectionnées pour l'étude. Les ouvrages et les observations réalisés au cours de l'étape d'acquisition de données hydrologiques y sont décrits. Puis, on analyse les caractéristiques principales des données obtenues.

Dans la quatrième et dernière partie, on présente d'abord les analyses des caractéristiques de l'urbanisation et de l'occupation du sol dans les trois bassins étudiés. Les pourcentages d'imperméabilisation obtenus sont comparés aux valeurs rapportées par la littérature internationale et habituellement appliquées en Argentine à cause du manque d'études locales.

Une analyse de la variabilité du temps de concentration observée dans les trois bassins d'étude est présentée ensuite, afin de constituer la base d'une réflexion pour l'étude des incertitudes dans l'extrapolation de modèles linéaires d'application fréquente en hydrologie.

Puis, on présente les études de modélisation mathématique réalisées avec des modèles simples dans le bassin des sierras de la ville Villa Carlos Paz (Province de Cordoba). Celles-ci incluent une estimation de l'incertitude dans les résultats en considérant d'une manière simplifiée la variabilité des conditions initiales du bassin et la variation des principales caractéristiques des averses (période de retour et distribution temporelle).

Enfin, on présente les études de modélisation mathématique réalisées dans les bassins de la ville de Rafaela, représentatifs d'une région plate, à la pente de 0,002 m/m, où les caractéristiques du stockage superficiel sont marquantes.



**PREMIERE PARTIE**



## **CHAPITRE I**

# **L'URBANISATION, L'ASSAINISSEMENT ET L'HYDROLOGIE URBAINE EN ARGENTINE**



## I. L'URBANISATION, L'ASSAINISSEMENT ET L'HYDROLOGIE URBAINE EN ARGENTINE

### I.1 - Introduction

L'assainissement urbain dans sa conception traditionnelle est considéré comme l'ensemble des actions qui visent à l'évacuation rapide des eaux pluviales et des rejets industriels et domestiques. Cette vision mécaniste de la circulation des eaux urbaine, n'est plus acceptable à une époque où l'on prône des actions respectant l'environnement.

Selon Porto et al. (1993) le terme drainage urbain est compris aujourd'hui dans un sens plus étendu : c'est l'ensemble des moyens qui cherchent à minimiser les risques auxquels les villes et villages sont exposés, à diminuer les dégâts provoqués par les inondations, et à permettre un développement urbain d'une manière harmonieuse, articulée et durable.

Ce point de vue constitue le fondement de l'hydrologie urbaine dans les pays développés. Celle-ci constitue actuellement une discipline scientifique et technique qui cherche à connaître et à contrôler les effets de l'urbanisation sur les diverses composantes du cycle de l'eau.

Selon le groupe *Eurydice 92* (Chocat, 1997b), "la distinction entre l'hydrologie urbaine et l'hydrologie rurale reste cependant parfois difficile du fait de l'évolution actuelle des modes d'occupation des sols (développement des zones périurbaines) et de la modification des modes de vie. La notion d'hydrologie urbaine pourrait progressivement évoluer vers celle d'hydrologie humaine ou d'hydrologie des milieux fortement anthropisés, s'intéressant à la partie du cycle de l'eau perturbée par des activités humaines ou susceptibles de les perturber ou modifiée du fait des besoins de la société".

Les processus qui ont conduit à cette idée si avancée de l'assainissement pluvial urbain sont le résultat d'une suite d'études et de recherches qui ont eu lieu dès la naissance de l'une des manifestations les plus significatives de l'activité humaine : l'urbanisation. Celle-ci se fait sentir plus fortement après la révolution industrielle, vers le milieu du XIX<sup>e</sup> siècle.

Tout au long de son évolution historique, l'hydrologie urbaine est passée par différentes étapes. Dès ses origines, le processus d'urbanisation a dû faire face à de graves problèmes épidémiologiques qui découlaient de la concentration de la population. Cela explique la conception *hygiéniste* initiale de l'hydrologie urbaine. Desbordes (1987) identifie trois périodes essentielles de l'hydrologie urbaine dans les pays développés :

- (i) une étape initiale liée au concept *hygiéniste* de l'assainissement des villes ;
- (ii) une étape transitoire caractérisée par la *rationalisation* du calcul hydrologique et la *normalisation* des méthodes de calcul, et
- (iii) l'étape actuelle liée à *l'approche scientifique et environnementale* de l'assainissement urbain.

Cependant, l'évolution de l'hydrologie urbaine dans le monde n'a pas été homogène. Par rapport aux pays développés de l'hémisphère Nord dans ce processus le tiers monde est en retard.

Selon Lopes da Silveira (1998), les caractéristiques des deux premières étapes ont facilité le transfert des méthodes de calcul et de conception des ouvrages vers les pays moins développés du point de vue scientifique. En effet, l'Argentine, en tant qu'ancienne colonie européenne, a reçu dès la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle l'influence des progrès enregistrés dans les pays développés. De manière surprenante, elle a initié son étape hygiéniste avec un retard très réduit par rapport à l'Europe, surtout si l'on considère la distance et la qualité des communications de l'époque. Malheureusement, ce décalage temporel est devenu de plus en plus grand pendant le XX<sup>e</sup> siècle.

La situation argentine actuelle résulte d'un mélange d'actions non coordonnées où coexistent des objectifs inachevés dans l'étape de normalisation des calculs, et des efforts isolés qui s'inscrivent dans la troisième étape de l'approche scientifique.

Les causes de ces retards sont diverses ; parmi elles : les problèmes économiques, le manque de soutien à l'éducation et l'idée fortement enracinée d'adopter des solutions valables pour d'autres pays au lieu de créer les conditions adéquates à des recherches propres dont les résultats s'adapteraient mieux à la réalité locale.

Il existe cependant d'autres différences par rapport aux pays industrialisés : délais dans le processus d'évolution de l'urbanisation, caractéristiques d'urbanisation différentes, croissance continue des villes, etc. L'ensemble de ces singularités explique à son tour une dernière différence : le besoin impératif de résoudre les problèmes liés à la quantité d'eau au détriment apparent de ceux liés à la qualité de l'eau.

L'insertion de ce chapitre dans ce mémoire a pour but d'analyser d'une manière plus détaillée les différences entre l'Argentine et les pays développés du Nord dans l'intention de mieux cadrer certains aspects du travail développé plus loin. Ce chapitre inclut une révision historique de l'évolution de l'hydrologie urbaine argentine, nécessaire si l'on veut comprendre la situation actuelle. Cette révision est probablement incomplète dans la mesure où l'obtention d'information dans un pays où les archives des organismes publics n'ont pas toujours été préservées, est très difficile.

Le chapitre a été organisé en trois parties. Dans la première partie, on analyse le processus d'urbanisation dans les pays émergents et dans les pays industrialisés du Nord. Dans la deuxième partie, on analyse les principaux aspects de l'urbanisation en Argentine et on note l'importance croissante des villes moyennes sur la base desquelles cette thèse a été développée. Dans la troisième et dernière partie on analyse l'évolution de l'assainissement pluvial urbain en Argentine, on identifie les étapes principales, les acteurs et quelques critères techniques employés.

## **I.2 – Différences entre l'urbanisation des pays industrialisés du nord et celles des pays émergents et en développement**

### *1.2.1 – Décalage dans l'évolution du processus d'urbanisation*

Pendant le XX<sup>e</sup> siècle on a enregistré une augmentation rapide du processus d'urbanisation dans le monde entier. Selon Guglielmo (1996) pendant la première moitié du siècle, la population urbaine a augmenté de 240 % alors que la population totale du monde ne progressait que de 49 %. Dans la deuxième moitié du siècle cette évolution s'est accélérée : la population urbaine est passé de 1,52 milliards d'habitants en 1974 à 1,97 milliards en 1982. En 2000, la population mondiale est estimée à 6,1 milliards et la population urbaine à 2,85 milliards, soit 46,6 %.

En 1950, huit agglomérations atteignaient ou dépassaient 5 millions d'habitants (New York, Londres, la Ruhr, Tokyo, Shanghai, Paris, Buenos Aires et Moscou) ; elles formaient environ 7 % de la population urbaine mondiale. Selon l'UNESCO pour l'année 2000 il est estimé que 15 % de la population urbaine de la planète serait concentrée sur les agglomérations de 10 millions d'habitants ou plus.

Néanmoins, ce mouvement n'est pas homogène : les grandes métropoles des pays industrialisés se développent beaucoup moins vite que celles du reste du monde. En effet, en 1950, six des huit plus grandes métropoles appartenaient à des pays développés mais, selon Guglielmo (1996), sur les trente-sept villes de plus de 5 millions d'habitants recensés en 1990, seule douze appartiennent à des pays industrialisés du Nord.

Depuis les origines de la croissance des villes, le processus d'urbanisation connaît trois grandes étapes : (i) préindustrielle, (ii) industrielle et (iii) actuelle ou des communications et de la tertiarisation des décisions.

Dans le cas de l'Amérique Latine pendant l'étape préindustrielle les grandes métropoles ont été liées au grand commerce colonial. Dans la phase d'industrialisation il est enregistré un décalage évident entre le Nord développé et le Sud sous-développé. En effet, selon Guglielmo (1996), dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle ou, selon les cas, dans la première moitié du XX<sup>e</sup>, les métropoles des pays développés enregistrent une brusque accélération dans leur croissance démographique liée à l'industrialisation. Par contre, le développement industriel dans les pays du tiers monde a été le plus fort pendant la seconde moitié du XX<sup>e</sup> siècle.

Guglielmo (1996) et Pelletier et Delfante (2000) remarquent que les grandes métropoles du Nord ont connu un rythme de croissance démographique jusque vers 1960 ou 1970. Celles du tiers monde connaissent au contraire, à partir des années 40 ou 50 pour la plupart d'entre elles, une croissance explosive. Pendant cette période les taux de croissance annuelle ont été supérieurs à 3 % dans presque toutes les grandes métropoles du tiers monde, atteignant dans certains cas 5 ou 6 %. Le rythme de croissance de beaucoup de ces villes n'a commencé à diminuer qu'à partir de 1980. La figure 1 (d'après Guglielmo,

1996 et INDEC, 1999) illustre cette évolution pour quelques villes d'Europe et d'Amérique où il est possible de voir le comportement indiqué.

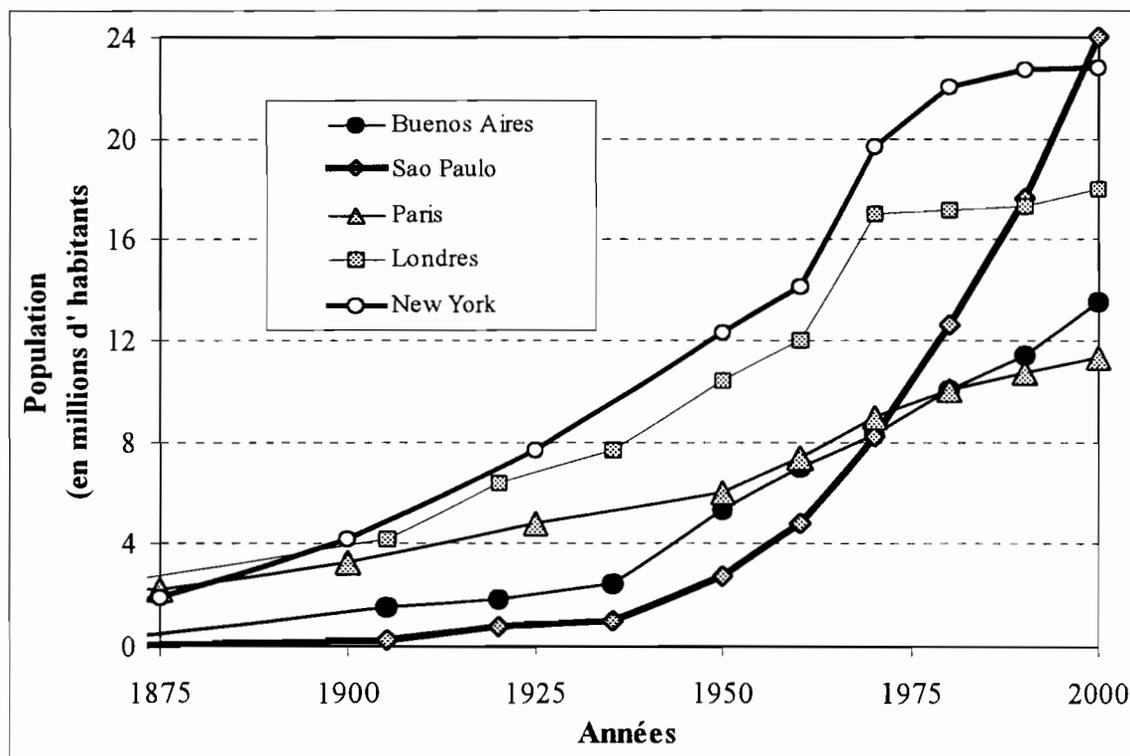


Figure 1. Évolution de la population des grandes métropoles d'Europe et d'Amérique (Sources : Guglielmo, 1996 ; INDEC, 1999).

Aujourd'hui l'industrie n'est plus le principal facteur de la croissance des villes, particulièrement dans les grandes métropoles. La première cause de la baisse de l'emploi industriel sur l'ensemble des villes est la politique de décentralisation industrielle qui concerne presque toutes les métropoles. Vers le début des années 90 les grandes métropoles de l'Amérique Latine ont également adopté une politique de décentralisation industrielle. Mais souvent, elle ne se fait qu'au profit de banlieues plus ou moins lointaines ou de villes satellites.

Les principales activités dans les villes sont liées aujourd'hui aux communications, aux marchés économiques et financiers, aux services et, pour les pays du Nord, aussi aux technopoles. Pour les grandes métropoles, les paramètres de puissance sont associés à l'insertion dans un réseau mondial de communication. Paradoxalement, pendant la dernière décennie, ces activités ont contribué à réduire la main d'œuvre.

### I.2.2 – Les problèmes sociaux de la croissance démographique

Du point de vue démographique la croissance des villes du tiers monde est due :

- (i) à une augmentation assez rapide de la croissance naturelle de sa population, et
- (ii) à une très forte immigration provoquée par l'exode rural.

Guglielmo (1996) met l'accent sur le résultat de ces deux processus : la jeunesse des populations des villes, qui est une autre caractéristique remarquable du tiers monde. L'augmentation de la croissance naturelle est due à une baisse de la mortalité tandis que la natalité se maintient ou se réduit beaucoup plus lentement. Par contre, comme le reflète le tableau 1, dans les villes du Nord, la croissance démographique est faible.

Tableau 1. Indices démographiques de quelques pays d'Amérique et d'Europe.

Continent	Pays	Superficie	Population x 10 <sup>6</sup>	Densité de population	Taux de croissance annuel de la population	Population urbaine
		Km2	Hab.	hab/km2	%	%
Amérique	Argentine	2.791.810	35,4	12,67	1,79	89
	Brésil	8.457.000	159,2	18,83	2,29	79
	États-Unis	9.159.000	262,8	28,70	1,21	76
Europe	France	550.000	58,0	105,54	0,26	75
	Royaume- Uni	242.000	58,5	242,0	0,33	89
	Allemagne	349.000	81,7	234,0	0,72	87

Source: World Development Indicators. World Bank, (1998).

Il est évident que dans tous les cas la croissance démographique des villes est accompagnée d'une extension spatiale. Il y a, parallèlement, une tendance générale à la diminution de la population dans les centres villes. Tout cela produit l'augmentation de la population dans les banlieues et dans les villes satellites.

Dans les pays d'Amérique Latine, l'augmentation des périphéries et des villes satellites est évidente et la fracture entre les banlieues riches et les banlieues pauvres tend à s'aggraver d'année en année. Les quartiers des banlieues les plus pauvres sont de caractère désordonné, avec des habitats non réglementés. Ce sont aussi des quartiers non intégrés ou sous-intégrés du point de vue socio-économique, avec toute la carence des équipements collectifs. Ce sont des bidonvilles : les "*favelas*" typiques des villes brésiliennes et les "*villas miserias*" argentines.

Par contre, dans les métropoles des pays développées, les bidonvilles ont été presque éliminés. Guglielmo (1996) met l'accent sur le cas original de Paris où les plus pauvres ne résident plus guère dans la ville. Pour Chevallier (2000, *communication personnelle*) pour mieux analyser la distribution socio-démographique de la capitale française, il est précis de considérer divers aspects, parmi eux, l'existence d'un réseau de logements formé par des locaux inhabités (soit pour des raisons de spéculation foncière, soit pour des raisons d'insalubrité) que les personnes sans ressource ou à très faible revenu occupent sans payer, les distances importantes entre les banlieues et le centre de Paris et le coût relativement élevé des transports. Ce phénomène est moins perceptible dans les autres grandes villes françaises où la proportion de logements inoccupés est beaucoup plus faible qu'à Paris.

### *1.2.3 - Les crises des infrastructures urbaines*

Les infrastructures essentielles concernent les voiries, les réseaux de distribution d'eau potable et d'électricité, l'évacuation des eaux usées et des déchets ménagers, ainsi que les transports. C'est dans ces domaines que les métropoles des pays développés se différencient du reste, en particulier pour l'évacuation des ordures ménagères, des déchets et des eaux usées qui s'effectuent dans des conditions relativement satisfaisantes.

Dans la plupart des pays d'Amérique du Sud, il y a une réticence des industries au traitement total des effluents. Cela est dû, d'une part, au coût des infrastructures et des traitements, d'autre part, à la faiblesse de l'État quand il s'agit de faire respecter les lois vis-à-vis de la pression des industries.

Selon l'excellente analyse de Guglielmo (1996), les mesures d'ajustement structurel auxquelles les pays du tiers monde ont été contraints ont réduit les capacités d'investissement public et rendent donc totalement illusoire toute perspective de rattrapage des retards d'équipement par la seule action des pouvoirs publics. Hormis le drainage pluvial, en Argentine la plupart des services urbains ont été attribués en concession à des intervenants privés dans les grandes villes. Cela a eu pour conséquence une amélioration du service, mais parallèlement le contrôle de l'État s'est considérablement affaibli.

## **I.3 – Aspects du processus d'urbanisation en argentine**

### *1.3.1 – Le cadre géographique des villes et les paysages urbains*

Pelletier et Delfante (2000) considèrent que même si les villes sont toutes différentes, on peut les regrouper en trois ensembles tenant compte de la concordance de plusieurs facteurs :

- (i) le cadre géographique schématisé par les notions de situation et de site ;
- (ii) le plan de la ville, et
- (iii) le relief (ou le paysage) créé par la ville elle-même.

D'une manière semblable au reste du monde, en Argentine la situation et les sites de la plupart des villes (idées associées à des échelles régionale et locale respectivement), reflètent une interaction très étroite entre l'urbanisme et l'hydrologie : l'hydrographie, à travers des particularités des cours des rivières et fleuves, est fréquemment à l'origine des emplacements des villes. Pour les villes qui ont été créées pendant la colonisation européenne les cours d'eaux ont représenté les voies de communication privilégiées.

Néanmoins, avec l'augmentation de la taille des villes, la relation hydrologie-urbanisation a connu une transformation essentielle : on a évolué de la conception initiale de villes qui se développaient "*tout au long des cours d'eau*" vers l'idée fréquemment observée aujourd'hui "*de cours d'eau qui traversent les villes*". Cette conception erronée liée à l'urbanisation explique l'installation de quartiers dans des zones naturellement inondables, typiques de beaucoup de villes en Argentine et qui touche des quartiers de toutes les couches socio-économiques.

En ce qui concerne les plans des villes, en Argentine la caractéristique générale a été l'adoption des trames carrées ou rectangulaires, typiques des villes coloniales qui sont dérivés de l'organisation romaine. De cette manière, de nombreux lits de rivières naturelles ont été transformés en système de conduites souterraines qui exigent des changements de direction successifs à angles droits.

Finalement, quant au "*relief*" ou "*paysage*" urbain, en Argentine il y a deux tendances basiques en fonction des tailles des villes : pour les grandes villes (Buenos Aires, Córdoba, etc.) le schéma ressemble à celui des villes américaines, avec un fort développement vertical. Pour des villes de tailles moyenne ou petite, le schéma suit plutôt le schéma européen, mais avec une notoire tendance au développement vertical dans les centres villes. Les constructions de type mitoyen constituent aussi une caractéristique généralisée, particulièrement dans les quartiers les plus anciens.

La figure 2, présenté par Pelletier et Delfante (2000) et qui caractérise les paysages typiques des villes américaines et européennes, s'adapte bien aux deux tendances observées en Argentine.

### *1.3.2 – Hétérogénéité géographique du processus d'urbanisation argentin*

Il y a deux aspects qui caractérisent le système urbain argentin des dernières années:

- (a) la prépondérance de la ville de Buenos Aires et ses alentours (le "*Gran Buenos Aires*") sur le reste de pays, et
- (b) la croissance et la multiplication des villes moyennes à l'intérieur du pays.

L'ensemble de ces caractéristiques explique le haut pourcentage de la population urbaine du pays. Du 62 % en 1950, on arrive au 82 % en 1980 ; aujourd'hui on atteint presque 90 %.

(a) – *Prépondérance de la ville de Buenos Aires :*

L'agglomération urbaine de Buenos Aires domine tout le territoire du pays et ce phénomène dépasse la concentration observée dans d'autres endroits dans le monde (tableau 2). Buenos Aires a une population qui atteint presque les 13 millions d'habitants, dix fois plus que les populations de Rosario et de Córdoba (les deux villes qui suivent quand on parle de concentration urbaine). Sur la figure 3, on peut noter l'expansion géographique de Buenos Aires et de ses banlieues.

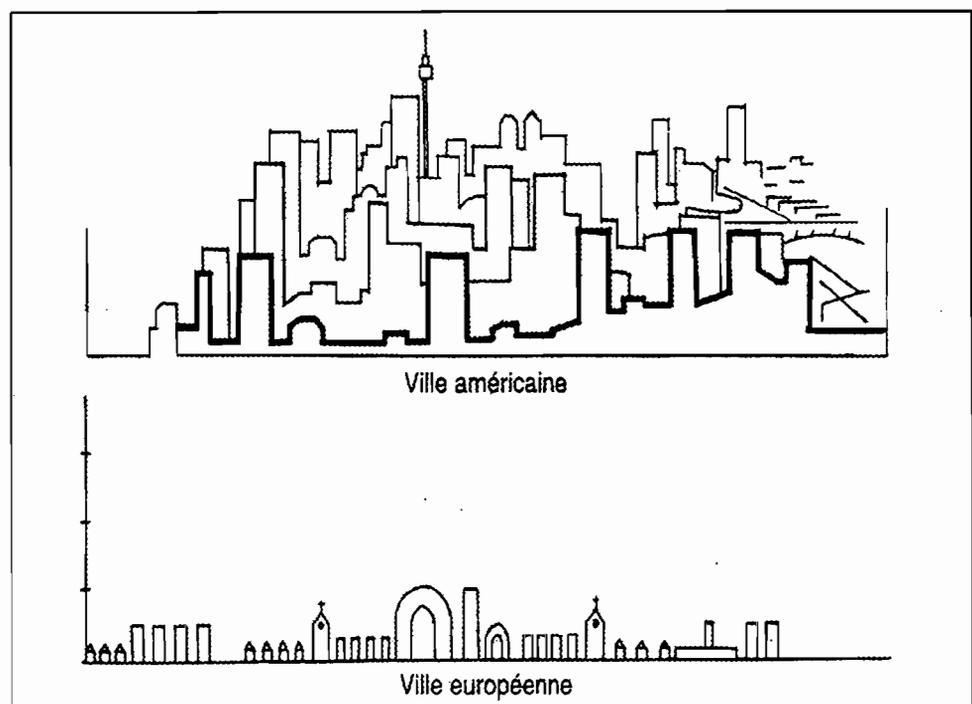


Figure 2. "Paysages" urbaines typiques (Pelletier et Delfante, 2000).

La capitale argentine a exercé une forte influence dans la région, même avant son développement industriel. Le contact permanent avec les pays européens et des conditions économiques favorables expliquent le développement de la plupart de ses infrastructures qui coïncide avec celui des pays développés : en 1913 il y avait déjà à Buenos Aires un réseau de métro, de tramway et un réseau de chemin de fer régional. Il y avait en plus le port le plus moderne de la région. Guglielmo (1996) cite que les architectes, pour la plupart français pendant les premières décades du XX<sup>e</sup> siècle, en ont fait une ville de style *haussmannien* : vastes boulevards et avenues solennelles.

Buenos Aires produit actuellement 26% du PIB du pays. Son PIB dépasse aujourd'hui ceux du Paraguay et de l'Uruguay réunis et est semblable à celui de Chili (*Clarín*, 27-7-2000). À partir de 1985 l'agglomération de la ville de Buenos Aires a connu

un ralentissement de son rythme d'expansion urbaine, sans que cela n'implique la perte de son rôle prééminent. Cette situation a comme conséquence que le secteur de la construction est celui qui contribue aujourd'hui le moins au PBI de la ville (3,2%).

Tableau 2. Poids des grandes métropoles dans la population urbaine et la population totale du pays en 1990.

Ville	% de la population urbaine du pays	% de la population totale du pays
Buenos Aires (Argentine)	41	36
Séoul (Corée du Sud)	35	26
Mexico (Mexique)	33	24
Le Caire (Egypte)	39	17
Tokyo (Japon)	19	15
Paris (France)	21	15
Manille (Philippines)	29	14
Londres (Royaume Uni)	14	13
Bruxelles (Belgique)	10	10
Lagos (Nigeria)	23	8

Source : (World Bank Indicators, 1995).

*(b) – Croissance et multiplication des villes moyennes :*

Dans les dernières années, le processus d'urbanisation argentin a connu un changement: on est passé d'un système urbain caractérisé par la présence de Buenos Aires, qui se développait beaucoup plus rapidement que les villes moyennes et petites, à un système dans lequel ce sont les villes moyennes qui enregistrent le développement urbain le plus important. Ces villes sont, de plus, devenues plus nombreuses. Le développement des villes moyennes est dû à deux phénomènes différents :

- (i) le ralentissement du rythme de croissance de l'agglomération urbaine de Buenos Aires, et
- (ii) la diminution de la population disséminée et/ou concentrée dans de petites villes.

D'une part, le ralentissement de la croissance de Buenos Aires résulte de la perte de la capacité d'absorption de main d'œuvre dans le secteur industriel. D'autre part, la diminution de la population disséminée ou groupée dans des petites villes est due à l'exode rural. Cet exode est le résultat de difficultés économiques dans presque toutes les activités agricoles régionales du pays. La figure 4, extraite de Bertonecello et al. (1997), résume les tendances citées plus haut. Le résultat est une distribution géographique de la population de plus en plus hétérogène, ce qui s'oppose, par exemple, aux caractéristiques typiques du territoire français.

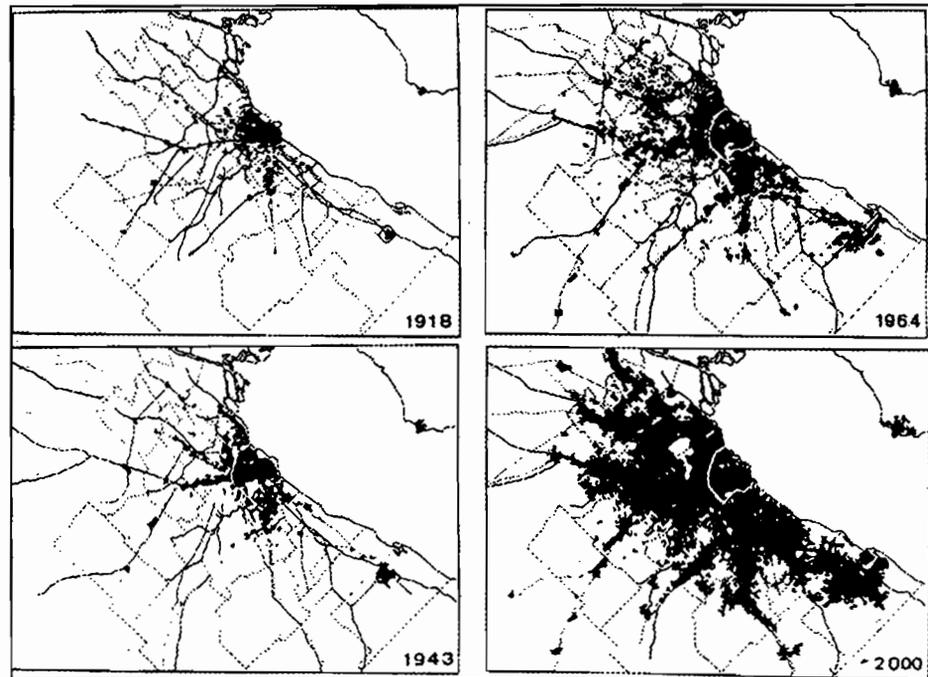


Figure 3. Croissance de l'agglomération de Buenos Aires (Guglielmo, 1996).

Les deux villes analysées dans les prochains chapitres de ce mémoire (Rafaela et Villa Carlos Paz) correspondent à des villes de taille moyenne. Elles sont localisées dans la région centrale du pays, sur les états de Santa Fe et Córdoba avec des populations de 90000 hab. et 48000 hab. respectivement (à Villa Carlos Paz la population croit jusqu'à 130 000 hab. pendant les mois de l'été ; ceci est dû au tourisme en provenance de la ville voisine de Córdoba et des autres régions du pays). Toutes les deux constituent un exemple du nouveau processus d'urbanisation. Elles ont connu une croissance urbaine importante dans la dernière décennie parce qu'elles ont absorbé une grande partie de la population des petites villes de leurs régions rurales respectives.

A conséquence de ces deux aspects qui caractérisent le système urbain argentin des dernières années les conditions de vie de la population urbaine sont très inégales. À Buenos Aires, la totalité des logements bénéficient d'une alimentation en eau potable et du service d'assainissement, mais la proportion tombe à 68 % quand on y inclut les 17 *partidos* qui l'entourent. Dans le reste du pays le réseau d'assainissement urbain atteint 55% de la population.

### *1.3.3 – Croissance de l'urbanisation et inondations urbaines*

Les impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau sont nombreux. Parmi eux Chocat (1997a) en souligne cinq : l'imperméabilisation des sols, l'accélération des écoulements, la

construction d'obstacles à l'écoulement, "*l'artificialisation*" des rivières urbaines et la pollution des milieux récepteurs.

Les trois premiers ont une influence significative sur l'augmentation de la fréquence des inondations dans les milieux urbains. Desbordes (1989) cite que, à cause des ouvrages dérivés de l'urbanisation certains bassins versants français ont vu leur temps de réponse divisé par un facteur de l'ordre de cinq à quinze et, en conséquence, la multiplication du débit de pointe spécifique a été affecté par un facteur allant de cinq à cinquante.

Pour la Ville de Rafaela, les analyses développées dans le cadre de ce mémoire ont permis de dire qu'une croissance de 15 % dans le pourcentage d'urbanisation a représenté 140 % de réduction du temps de concentration et 100 % d'augmentation du débit de pointe spécifique.

Pour les grandes villes les effets de l'imperméabilisation sont plus significatifs. À Buenos Aires la densité de population moyenne est de 150 hab./ha et les zones vertes atteignent 0,6 m<sup>2</sup>/hab. contre les 15 m<sup>2</sup>/hab. recommandés par l'Organisation Mondiale de la Santé (*Clarín*, 23-09-00).

Tucci (1994) classe les inondations urbaines en trois types élémentaires selon les causes structurelles : (i) les inondations dues aux problèmes du "*micro*" drainage correspondant au système de drainage artificiel construit dans les villes ; (ii) les inondations associées aux problèmes du "*macro*" drainage correspondant au système de drainage naturel de la région et (iii) les inondations associées aux problèmes provoqués par l'occupation des secteurs naturellement inondés.

Les trois types d'inondations sont aujourd'hui observés en Argentine comme une conséquence directe de la croissance de l'urbanisation et du manque de planification urbaine. Ce dernier aspect concerne la plupart des villes argentines depuis les dernières décennies et se trouve aussi associé aux problèmes socio-économiques. En général le manque de planification est plus manifeste dans les périphéries des villes.

Aujourd'hui les banlieues des villes sont constituées par :

- (i) des lotissements légaux, "sociaux", qui permettent aux couches populaires d'accéder à la propriété par le biais de maisons individuelles modestes, et
- (ii) par des lotissements informels, spontanés ou "*villas miserias*".

À Buenos Aires, les "*villas miserias*" ont fait leur apparition vers 1930. Les bidonvilles "*porteñas*" ont augmenté de taille avec la grande migration de l'intérieur et plus spécialement de manière brutale pendant la dernière décennie. Dans le reste du pays, des "*villas miserias*" urbaines sont aujourd'hui implantées un peu partout, mais plus particulièrement dans les périphéries et les larges espaces inondables.

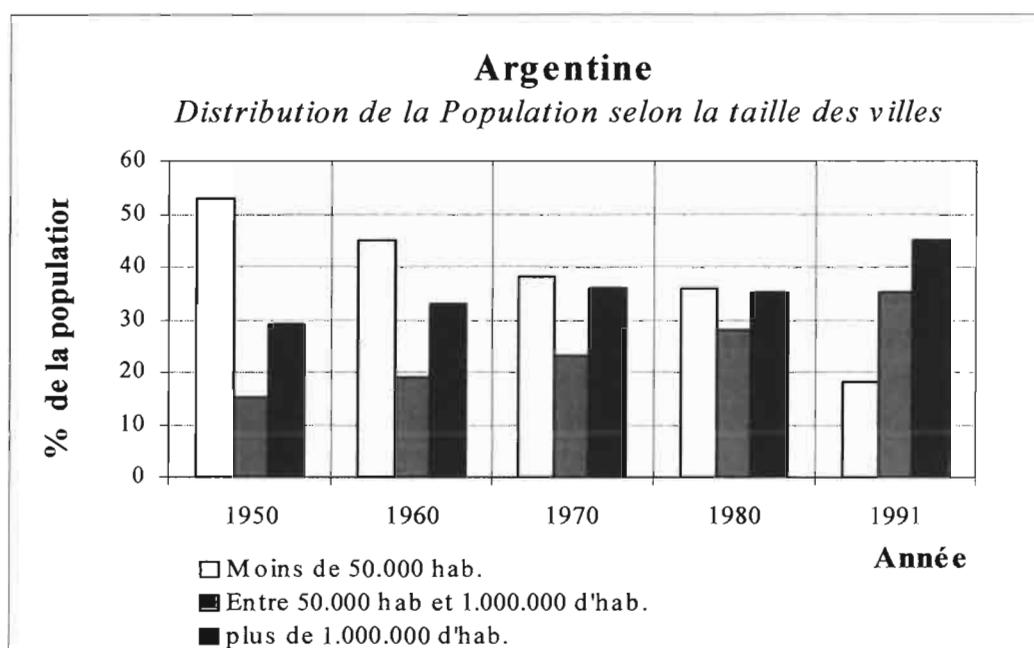


Figura 4. Tendances du processus d'urbanisation argentin à partir de la seconde moitié du XX<sup>e</sup> siècle (Bertoncello et al., 1997).

L'urbanisation des zones naturellement sujettes aux inondations, déjà citée au point I.3.1, est souvent encouragée par la politique fiscale car ces zones sont les moins imposées. Cela encourage l'installation des groupes de la population moins favorisés du point de vue économique et aussi les installations spontanées. A cause du manque d'information de la population et des autorités, les inondations urbaines sur ces zones sont généralement considérées comme des "catastrophes naturelles", sans s'apercevoir que souvent elles sont le résultat de l'imprévision et non pas de la "nature". Une analyse sur cette culture traditionnellement fataliste liée à des inondations dans les milieux urbains et la nécessité de sa modification à été développée par Desbordes (1997) et Deutsch (1997).

La croissance des villes, l'utilisation massive du critère d'écoulement rapide des eaux pluviales et le manque d'ouvrages sont responsables aussi d'une augmentation de la fréquence des inondations urbaines à Buenos Aires. Selon des informations officielles, un programme de construction des ouvrages jusqu'à l'année 2004, financé par la Banque Mondiale, devrait permettre l'évacuation totale sur la capitale argentine d'une pluie de 60 mm tombée en 1 h. Des règles similaires sont enregistrées dans les villes de l'intérieur du pays.

De plus la plupart des villes rencontrent des problèmes de contamination des eaux : à Buenos Aires, les eaux des trois rivières qui drainent la zone urbaine et se jettent dans le Río de la Plata sont polluées par les rejets domestiques et industriels. Un plan développé depuis 1998 avec le financement de la Banque Interaméricaine de Développement devra de

éliminer 30 lieu où les ordures sont stockées à ciel ouvert, compléter les réseaux des égouts de toutes les zones voisines et reconvertir environ 3100 industries situées dans les villes périphériques (*La Nación*, 23-9-1999).

Quelques villes argentines ont envisagé dans les dernières années la planification de leur croissance "*stratégique*". En dépit du fait que ce sont des expériences nouvelles et qu'il n'y a pas encore de résultats visibles, le manque d'un traitement adéquat des questions liées au drainage pluvial et aux inondations urbaines éveille des doutes quant à la réussite globale de ces plans.

#### **I.4 – Etapes de l'assainissement pluvial urbain en Argentine**

En Argentine, l'assainissement pluvial urbain a connu un déphasage temporel avec des pays développés. Il est difficile d'affirmer aujourd'hui que l'Argentine est effectivement passée par les trois étapes identifiées par Desbordes (1987) pour les pays industrialisés, citées dans le point I.1. La déficience la plus importante est associée à la troisième étape qui concerne l'approche scientifique et environnementale. En effet, le manque crucial de données hydrologiques (de type pluie-débit) a conduit à une limitation notable des progrès des recherches scientifiques.

Il est possible, néanmoins, d'analyser la séquence des actions qui depuis 1850 ont contribué à l'avancement des concepts et des réalisations en suivant le schéma de ces trois phases. On identifiera d'abord les acteurs, les ouvrages et les critères généraux qui ont caractérisé chaque étape ; puis on tentera d'analyser la situation actuelle.

##### *I.4.1 – L'étape du concept hygiéniste*

Le concept moderne de réseau d'assainissement urbain est initié au début du XIX<sup>e</sup> siècle par les hygiénistes qui voient une analogie entre la circulation du sang dans le corps humain et celle de l'eau dans la ville (Chocat, 1997a). Ce sont également les hygiénistes qui, suite aux grandes épidémies de choléra du début du XIX<sup>e</sup> siècle, définissent les principes fondateurs du réseau d'assainissement moderne et imposent son usage.

Le premier réseau "moderne" d'assainissement a été construit à Hambourg en 1843, lors de la reconstruction de la ville à la suite d'un incendie (Chocat, 1997a).

À Buenos Aires la première personne à diffuser les premiers essais de l'idée hygiéniste a été l'ingénieur italien Carlo Pellegrini vers 1830. Il a proposé en 1853 la construction d'ouvrage de captage sur le *Río de la Plata*. Radovanovic et Tartarini (1999) remarque qu'à cette époque là, Buenos Aires était une ville peu propre, avec peu de jardins publics, des rues étroites et de fréquents problèmes épidémiologiques.

À Paris c'est l'ingénieur français Eugène Belgrand qui crée l'égout moderne vers la moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Chocat (1997b) souligne que Belgrand initie en 1854 la construction

de près de 400 km d'égouts de conception entièrement nouvelle, pour lesquels il met également au point les matériaux et les techniques d'entretien et d'exploitation. Le nouveau système implique un écoulement conjoint (unitaire) des eaux pluviales et des eaux usées. Désignée par l'expression "*tout à l'égout*", cette méthode continue de circulation prend son élan dans toute l'Europe. Sous la supervision de l'ingénieur Joseph Bazalgette les ouvrages correspondants sont réalisés à Londres entre les années 1859 et 1873.

À Buenos Aires ce type d'ouvrage sera construit quelques années plus tard. En 1861 l'ingénieur français Sourdeaux présente le premier plan général d'égouts pluviaux de la capitale argentine. Cependant, ce plan ne comprend que la collecte et le transport des eaux d'origine pluviale, car son créateur ne considère pas l'évacuation des eaux usées comme une opération prioritaire et préfère la remettre à plus tard (Radovanovic et Tartarini, 1999). En 1867 le choléra provoque la panique dans la population de Buenos Aires. Cet événement est capital pour l'incitation à des études définitives de caractère *hygiéniste* qui avaient été défendues quelques années plus tôt par Carlo Pellegrini.

En 1869, l'ingénieur anglais John Coghlan présente le premier projet d'assainissement pour la ville de Buenos Aires ; il s'inspire des modèles "*unitaires*" implantés dans les principales villes européennes. Le projet propose l'approvisionnement en eau filtrée, la construction d'un système d'égout et le pavage des rues. Le plan original inclut la collecte des matières fécales, des eaux usées et pluviales dans des égouts construits tout au long des rues, et l'utilisation ultérieure pour l'arrosage. On prévoit que les écoulements d'orages seront déviés vers le fleuve le plus proche (Buenos Aires, 1869). Ce vaste réseau souterrain est complété par des canaux et des bouches d'égouts permettant le captage des eaux de pluie, à raison de deux à toutes les intersections de rues, ainsi que "des regards permettant l'inspection des égouts et la ventilation". La destination finale des effluents est sujette à fortes discussions (Radovanovic et Tartarini, 1999).

En 1871, l'ingénieur anglais John Bateman agrandit la zone desservie et définit les décharges vers le *Río de la Plata*. En 1872 est créée l'Officine de la Météorologie Argentine, l'une des premières au monde, qui plus tard se transformera en Service Météorologique National.

Le problème d'une extension spatiale de la ville et d'un réseau d'assainissement insuffisant s'est fait vite sentir : Buenos Aires, d'une part, accueille une grande quantité d'immigrants, et, d'autre part, souffre des délais de construction des ouvrages. Le plan Baternan, conçu pour 400 000 habitants n'est achevé qu'en 1905, avec la participation de l'ingénieur Guillermo Villanueva à un moment où la ville comptait déjà un million d'habitants (figure 5).

Les ouvrages d'assainissement se disséminent à l'intérieur du pays. Entre 1887 et 1890 on construit à Córdoba le barrage San Roque, œuvre des ingénieurs Carlos Cassaffousth et Biale Massé ; il permet le stockage de l'eau potable et l'assainissement de la ville de Córdoba. Ce barrage fut le premier de sa catégorie quant aux dimensions en Amérique du Sud (Gragera et Pereyra, 1992) et pendant plusieurs années il fut le plus haut du continent sud-américain.

Le changement de conception conduisant du système "*unitaire*" au système "*séparatif*" se fait à Buenos Aires en 1908, avec l'approbation de la loi qui prévoit les règles d'assainissement pour toute l'extension du territoire fédéral (6 millions d'habitants) rédigée par l'ingénieur Agustín González. Les eaux de pluie ne sont plus collectées dans les égouts, mais elles sont redirigées par des caniveaux ou des conduites spécifiques vers le *Rio de la Plata* ou les cours d'eau affluents (Vela Huergo, 1937). De nombreux matériaux nécessaires à la construction des ouvrages sont importés de Londres et de New York. Certains ouvrages qui posaient des difficultés d'exécution furent réalisés en partenariat avec la "*Société des Grands Travaux de Marseille*" (Radovanovic et Tartarini, 1999). Les principaux objectifs du plan de 1908 ont été achevés en 1922.

Au début du XX<sup>e</sup> siècle les méthodes de calcul associées au réseau de ruissellement pluvial urbain étaient celles qu'utilisaient les ingénieurs européens, suivant les travaux de Lloyd-Davis en Angleterre et de Belgrand en France. La formule de calcul était (Lopes da Silveira, 1996) :

$$q = \frac{1}{3} p \quad (1.1)$$

$q$  étant le débit spécifique de pointe du ruissellement pluvial et  $p$  la pluie de "*projet*", les deux normalement exprimés en l/(s.ha). Lopes da Silveira (1996) remarque déjà l'admission du principe de linéarité entre l'intensité de la pluie de projet et le débit de pointe. Malgré l'existence de la Météorologie Argentine depuis 1872, l'utilisation directe de l'information pluviographique ne se fera que quelques années plus tard.

#### 1.4.2 – L'étape de la "*rationalisation*" et de la *normalisation des calculs*

La création en 1912 de l'OSN (Société Nationale de l'Assainissement) est le premier pas vers la rationalisation et la normalisation des calculs dans tout le pays. Cet organisme de l'Etat allait coordonner les projets et les ouvrages d'assainissement en Argentine jusque dans les années 90.

Parmi les grands projets fondateurs, on peut remarquer celui de 1923, dirigé par l'ingénieur Antonio Paitoví, qui prévoyait l'élargissement général des services d'approvisionnement en eau et des égouts pour Buenos Aires, en incluant un projet d'égouts pluviaux dans toute la municipalité (OSN, 1924). Petit à petit les ouvrages d'assainissement ont été développés dans les principales villes de l'intérieur du pays.

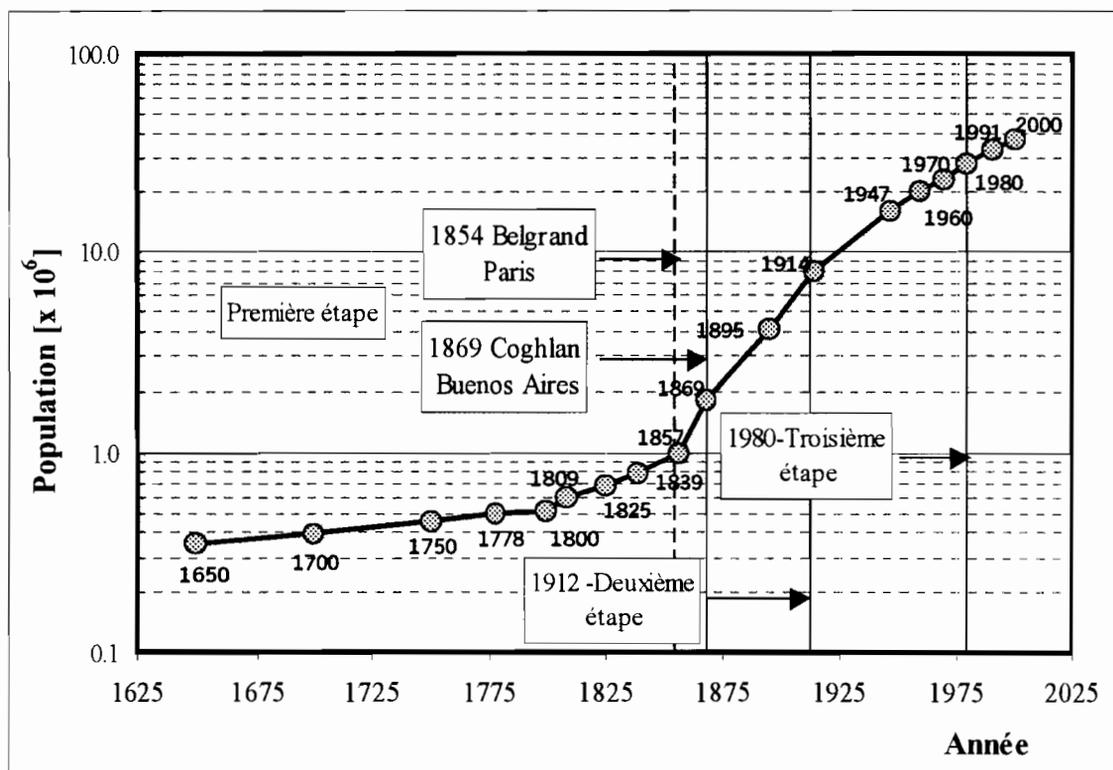


Figure 5. Évolution de la population et de l'assainissement urbain en Argentine.

Chocat (1997a et b) cite que pour les pays développés, les premiers problèmes sérieux liés à l'assainissement urbain apparaissent à la fin de la seconde guerre mondiale. L'exode rural et l'accroissement de la consommation en eau dû au développement de l'équipement sanitaire des appartements ont provoqué l'augmentation importante des rejets d'eaux usées et une dégradation concomitante de la qualité des milieux récepteurs. Le système du type *séparatif* est adopté pour améliorer le fonctionnement des installations d'épuration des eaux usées qui commencent à se développer.

Dans la décennie des années 40 paraît avoir été adoptée en Argentine l'approche plus "raisonnée" de la formule rationnelle. Les travaux des ingénieurs Inglesse (1940) et Soubie (1940) sont des témoins de cette étape. Le premier conseille l'utilisation des courbes intensité-durée-fréquence, mais sur la base des données de la ville de Louis-Ville (Kentucky-USA). Le second utilise la méthode rationnelle avec un coefficient d'écoulement constant de 0,50 combiné à une pluie de 60mm/h pendant 30 min pour dimensionner des ouvrages d'assainissement pluvial à Buenos Aires.

Le travail d'Agostini (1942), qui cherche à déterminer le rapport intensité-durée lié aux débits maximaux à Buenos Aires, semble être l'un des premiers où le concept de temps de concentration est pris en considération. Il est estimé comme le rapport de la plus grande

longueur du bassin versant à la moyenne des vitesses estimées pour des parties distinctes du système de drainage.

Lopes da Silveira (1996) décrit un processus similaire pour la mise en œuvre de la formule rationnelle au Brésil à la même époque. Malgré cela, les situations argentines et brésiliennes s'éloigneront progressivement à l'avantage de la dernière. En 1957, au Brésil, Otto Pfafstetter, ingénieur du Département National de l'Assainissement (DNOS), présente un ouvrage majeur « *Chuvas Intensas do Brasil* » (Précipitations intenses du Brésil) où il étudie les fréquences des précipitations enregistrées sur 98 pluviographes du Service de la Météorologie Nationale, du territoire brésilien. Cette étude permet la systématisation de l'application de la formule rationnelle au Brésil.

Au contraire, en Argentine les données pluviométriques et pluviographiques obtenues dès le début du siècle ne sont pas mises à profit comme au Brésil. Cette anomalie se poursuit jusqu'à la période actuelle où de vastes régions à l'intérieur du pays ne disposent pas de courbes intensité-durée-fréquence (i-d-f). Pour certaines régions la détermination des courbes i-d-f a été réalisée à partir des années 70 par l'INTA (Institut National de Technologie Agricole) sur la base des données recueillies à partir des années 30 et 40 dans les stations de recherche agricole dispersées dans le pays. On a installé aussi des pluviographes dans les aéroports mais, sauf quelques exceptions, la mesure des pluies dans les villes n'a pas été systématisée.

Ces défaillances ont encouragé une utilisation de la formule rationnelle à partir de l'extrapolation géographique des valeurs d'intensité de pluie. Cette utilisation est devenue aussi abusive avec les estimations de débits correspondants à bassins versant de plusieurs dizaines de kilomètres carrés.

Malgré ces inconvénients, l'OSN a maintenu l'uniformité des critères dans tout le pays et cet état des choses a été invariable jusqu'à la moitié des années 70. A partir de là, les problèmes économiques rencontrés par le pays réduisent l'influence de l'OSN. Les mairies commencent à prendre l'initiative de résoudre elles-mêmes leurs problèmes de drainage urbain en suivant dans tous les cas le concept "*séparatif*", puisqu'il offre des coûts d'exécution plus faibles. Cela a conduit à un développement urbain typique adopté par la plupart des villes argentines selon le schéma suivant :

- a) le quartier commence avec des parcelles approvisionnées en eau potable. Les propriétaires font faire eux-mêmes les fosses septiques domiciliaires ;
- b) hiérarchisation du secteur par le biais de l'asphaltage des rues. On n'y associe pas le développement du réseau d'assainissement. L'écoulement pluvial est réalisé en surface, en utilisant la capacité d'évacuation des rues ;
- c) la densité d'occupation augmente, ainsi que parallèlement les superficies imperméables. Le degré d'occupation des quartiers augmente aussi et les inconvénients créés par les inondations deviennent, eux aussi, de plus en plus critiques. Cela est particulièrement ressenti dans les villes au relief très plat (la "*llamara*" qui couvre une grande part du territoire du pays), car les conditions topographiques qui ne limitent pas l'extension spatiale de la ville accentuent le stockage superficiel ;

- d) développement des réseaux souterrains d'eaux usées et d'assainissement pluvial. Mais on observe sur les systèmes *séparatifs* l'apparition de connections clandestines entre les deux réseaux qui avec le temps deviennent fréquentes. Les eaux de pluie sont transportées par gravité sauf dans quelques villes proches du fleuve Paraná, où des relevages par pompage sont nécessaires ;
- e) la conséquences des restrictions économiques restreint l'extension du système pluvial souterrain qui reste insuffisant : les eaux doivent souvent parcourir plusieurs centaines des mètres en surface avant d'atteindre la bouche de captage la plus proche.

Les deux villes analysées dans cette thèse illustre cet aspect : Villa Carlos Paz profite d'un relief marqué et ne possède pas de réseau souterrain ; Rafaela est actuellement équipée de conduites et de canaux avec une densité de  $1,66 \text{ km/km}^2$ . Bien que ces valeurs dépassent les  $0,15 \text{ km/km}^2$  correspondant à la densité naturelle des zones rurales voisines (actuellement portées d'une manière artificielle à  $0,25 \text{ km/km}^2$ ), elles sont inférieures à celles observées dans les zones urbaines des pays industrialisés.

Isolées et avec des techniciens dont le niveau de formation est variable, les villes résolvent leurs problèmes sans tenir compte de l'impact sur l'environnement hors de leurs limites territoriales. Les administrations provinciales et nationales ne sont pas associées à la discussion des problèmes. L'absence d'une politique d'intégration et la non-uniformité des critères est particulièrement notable. Mais on observe cependant la prédominance du concept hygiéniste d'évacuation rapide des eaux de pluie.

Le cas de Villa Carlos Paz illustre, encore une fois, ces pratiques non concertées : au cours des 25 dernières années la ville s'est développée sans résoudre le problème des égouts. Les eaux usées et le drainage pluvial de la zone urbanisée contribuent à la détérioration de la qualité du Lac San Roque, qui est maintenant catalogué comme l'un des plus contaminé du continent sud-américain.

Avec l'extension spatiale des villes, le problème des inondations devient de plus en plus grave. Les quartiers périphériques construits avec l'appui de l'Etat sont souvent les plus touchés. Les Plans d'urbanisme, qui définissent les caractéristiques générales des villes y conseillent bien d'éviter les constructions dans les zones inondables. Mais, il n'y a pas de règle qui permette une délimitation objective de ces zones. L'absence de politique nationale en hydrologie urbaine est de plus en plus problématique.

Selon Chocat (1997a et b), les pays développés ont aussi expérimenté jusqu'à la moitié des années 70 des problèmes dérivés de la croissance de l'urbanisation et de l'utilisation systématique du concept *hygiéniste* de « tout au réseau ». Les fréquentes débordements de réseaux imposent la prise en compte d'un nouveau concept dans la gestion de l'assainissement. Ce dernier, qualifié par le groupe *Eurydice 92* (Chocat, 1997b) "d'hydraulique", a par but le ralentissement des écoulements sur les surfaces urbanisées, afin de réduire l'importance des débits de pointe de ruissellement. En France, l'Instruction technique interministérielle de 1977 propose pour la première fois une alternative aux réseaux : les bassins de retenue.

En Argentine ce concept hydraulique, opposé au concept hygiéniste traditionnel, initiera sa diffusion dans les régions urbaines quinze années plus tard. Par contre, depuis la moitié des années 70 on note que le pays initie avec un décalage très réduit par rapport aux pays développés (nettement par rapport aux Etats-Unis), la mise en œuvre des premières modélisations mathématiques hydrologiques utilisées pour simuler les principaux processus de production et de transfert dans les zones rurales. Dans le cas de l'hydrologie urbaine, des nouvelles méthodes sont introduites, principalement d'origine américaine, comme l'hydrogramme unitaire synthétique du SCS (U.S. Département of Agriculture, 1975) et la méthode de Clark avec l'histogramme Temps-Surface. Les progrès de l'informatique permettent une diffusion rapide de ces méthodes. Néanmoins, l'absence de données couplées pluie-débit empêchent une véritable validation permettant une adaptation aux conditions locales ou une réflexion sur de possibles modifications.

Finalement, il faut remarquer qu'une équipe de techniciens de l'Université Nationale de Córdoba vient de préparer un manuel de l'assainissement pluvial urbain destiné aux villages et agglomérations moyennes (Reyna et Chini, 1996) ; cela reflète l'intérêt croissant pour normaliser les calculs. Dans ce livre, traduction d'un manuel utilisé aux États Unis, on constate non seulement le manque de données, d'expériences et d'initiatives locales, mais aussi la tendance déjà évoquée, à adopter brutalement des solutions mises au point pour les pays développés du Nord.

#### *1.4.3 – L'étape de l'approche scientifique de l'assainissement urbain*

Dans les pays développés, cette étape est caractérisée par la montée en puissance de la prise de conscience environnementaliste. En conséquence, ce sont intensifiés :

- (i) les études de modélisation mathématique ayant pour but de quantifier les impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau ;
- (ii) les aspects liés à la qualité de l'ensemble des rejets urbains ;
- (iii) le développement des techniques alternatives, et
- (iv) les aspects légaux relatifs à l'eau dans les documents d'urbanisme. La plupart des ces études ont été basés sur un développement remarquable de la métrologie urbaine.

En Argentine, les premières actions vers l'application pratique en hydrologie urbaine des méthodes et d'outils mathématiques basés sur des algorithmes représentatifs du cycle hydrologique, commencent dans la première moitié des années 80. Malgré le grand développement des outils informatiques qui rendent possible l'application de modèles hydrologiques, la grande pauvreté de données pluie-débit observées, qui pénalise l'hydrologie urbaine argentine, a imposé de fortes limitations aux recherches scientifiques.

Les actions qui se développent dès cet instant dans le pays ne sont pas coordonnées, pouvant relever de cette nouvelle étape, mais venant parfois aussi pallier les défauts de l'étape précédente. Nous tenterons de récapituler les contributions les plus significatives.

En 1984 l'INCyTH-CRA (Institut National des Science et Technique Hydriques, Centre Régional Andin), introduit dans le pays, le modèle OttHymo développé en 1983 à l'Université d'Ottawa, Canada, sur la base du modèle Hymo du Département Américain de l'Agriculture (USDA). A partir de 1985 le modèle OttHymo est adopté pour simuler le drainage urbain dans plusieurs villes, parmi elles Buenos Aires (Secchi et al, 1988 ; Maza et al., 1989), Rivadavia (Maza et al., 1987) et Las Heras (INCYTH-CRA, 1989).

Plus tard Maza et al. (1993) développent le modèle ARHymo qui est une actualisation des deux modèles cité au-dessus. Ce modèle pluie-débit, de type global, adopte la méthode du SCS-CN pour la fonction de production. Pour la fonction de transfert, il utilise la méthode du réservoir linéaire pour des sous-bassins versants urbains et un hydrogramme unitaire basé sur l'analogie de Nash pour des sous-bassins ruraux.

D'autres modèles sont introduits aussi pour l'étude des bassins qui comportent à la fois des zones urbaines et rurales, parmi lesquels le modèle brésilien IPH-II (Tucci et al., 1981) et le modèle américain SWMM (Huber et Dickinson, 1988). Ils sont employés dans les études de villes comme Córdoba et Rafaela (Bertoni, 1993, 1998). L'INCyTH introduit le modèle danois MOUSE pour les études d'inondations urbaines à Buenos Aires (Lenzi et Felicia, 1997).

Dans la plupart des cas cités, les bassins étudiés avaient une superficie de plusieurs km<sup>2</sup>. L'étude d'Ocampo (1997) sur un bassin réduit de 10 ha est une exception.

Caamaño Nelli et al. (1994, 1995 et 1997) a largement contribué à la caractérisation des pluies intenses dans la province de Córdoba. Au moyen de séries temporelles de 22 années d'observation, les auteurs estiment par régions, des rapports i-d-f pour presque tout le territoire de l'état provincial, en prenant en compte des zones jusqu'à maintenant ignorées. La longueur réduite des séries et la nouveauté de leur utilisation sont les témoins des conditions locales limitées. Mais, pour tout le pays, il n'y a actuellement que la province de Córdoba qui dispose d'une étude de régionalisation de cette nature.

Les premières données de type pluie-débits ont été enregistrées à partir de 1997 dans les villes de Rafaela et de Santa Fe et seulement à partir de 2000 à Villa Carlos Paz.

En ce qui concerne les ouvrages de régulation de débit d'origine pluviale basés dans le concept des bassins de retenue, les études se sont multipliées à partir de 1992 dans certains villes, parmi lesquelles Buenos Aires et Córdoba (Bertoni, 1995; Rahmane, 1996 et Reyna et al. , 1996) et Rafaela (Bertoni, 1996). Mais la réalisation concrète de ce type d'ouvrage se heurte à un obstacle important : la nécessité d'expropriation de terrains dans le cadre d'une politique immobilière libérale qui ne comporte pas de limites. A ce propos, Guglielmo (1996) observe : "*en Argentine la propriété privée est un enjeu très sensible où l'expropriation ne se limite qu'aux projets routiers et autoroutiers*". À Rafaela l'installation d'un bassin de retenue sur un lotissement inondable, proposé en 1995, a abouti à un accord entre la Mairie et les propriétaires en 2000, après de nombreuses négociations.

Pour le cas de zones fortement urbanisées Secchi (1996) a proposé une alternative de stockage sous les trottoirs, testée en laboratoire et dans la pratique.

#### *1.4.4 – La Période Actuelle : quelques indicateurs opposés*

A l'évidence, le plus lourd handicap que doit affronter l'Argentine en matière de drainage pluvial urbain est l'absence de données hydrologiques qui reflètent les conditions locales. Le manque généralisé d'intérêt quant à l'obtention de ces données est plus grave encore. C'est une des conséquences de la détérioration de la formation professionnelle et du pragmatisme maladroit avec lequel les problèmes de l'assainissement urbain sont traités dans la plupart des cas.

La grande facilité actuelle pour l'obtention d'outils mathématiques et la culture, déjà enracinée, de l'utilisation brutale, "*sans calage*", de méthodes de simulation *importées* entretiennent le doute quant à un changement significatif du panorama au cours des prochaines années : le modèle ArHymo, qui est l'un des plus fréquemment utilisé, n'a jamais été calé, ni à plus forte raison validé, en Argentine (Maza, 2000 ; *communication personnelle*).

Cette situation est le résultat de décennies de réductions de l'investissement tantôt dans l'éducation universitaire, tantôt dans la recherche scientifique. Dans les écoles universitaires d'ingénierie, les aspects relatifs à l'hydrologie urbaine ne sont que très brièvement abordés. Le manque de formation entraîne un processus répétitif décrit plus haut. Il n'est pas difficile de comprendre alors la persistance dans le pays de la conception *hygiéniste*. L'assainissement urbain est vu sous un aspect technologique ; à de rares exceptions près, il n'y a pas en Argentine de recherches dans ce domaine de la connaissance. Le manque de revue technique ou scientifique nationale prestigieuse en matière de ressources hydriques porte atteinte à la diffusion des concepts et des expériences plus avancées. Cela est une autre conséquence du ralentissement dans le développement scientifique des ressources hydriques en Argentine ; le pays déjà a été familiarisé avec une revue nationale en 1934. La situation est particulièrement critique si on la compare avec d'autres pays latino-américains au niveau de développement : le Brésil et le Chili investissent respectivement 0,76 % et 0,64 % de leur PIB en science et technologie, alors qu'en Argentine le pourcentage est de 0,35 % du PIB.

Pourtant, malgré cette réalité peu favorable à la recherche scientifique et technique dans le domaine de l'hydrologie urbaine, quelques indicateurs permettent d'envisager un avenir plus prometteur.

Au cours des six dernières années ont été organisés plusieurs séminaires nationaux et internationaux d'hydrologie urbaine. Ils ont obtenu un succès plus grand que prévu. Les études de qualité de l'eau en rapport avec le drainage pluvial urbain ont commencé à se développer, même s'il s'agit d'une matière naissante, et la diffusion de techniques alternatives à l'écoulement rapide des eaux est de plus en plus notable. Le développement du marché commun entre les principaux pays de la région, le MercoSur, facilite l'échange

des professionnels ainsi que des techniques et des procédures à suivre. Les premières recherches conjointes en matière d'hydrologie urbaine commencent à se développer entre l'Argentine et le Brésil (UNC Córdoba–IPH Porto Alegre-INA Mendoza). Ce type d'expériences devra se renforcer dans le futur.

Parmi les sujets qui doivent sans doute être l'objet d'analyse pour améliorer les conditions de vie dans le milieu urbain argentin on distingue :

- la métrologie en milieu urbain ;
- les réservoirs superficiels et souterrains de stockage des eaux pluviales ;
- les précipitations et le ruissellement pluvial aux petites échelles spatiales (h) et temporelles (min) ;
- le traitement et la prévention de la pollution des eaux pluviales et des sédiments urbains;
- l'actualisation de la législation associée à l'assainissement pluvial urbain.

Finalement, il faut bien constater que la fréquence accrue des problèmes qui découlent des inondations urbaines provoquées par l'extension spatiale des villes a conféré au drainage urbain une priorité insoupçonnée jusqu'à présent. Il faut espérer que cette priorité se retrouvera dans la quête de solutions prenant en compte l'environnement dans lequel elles devront être mises en oeuvre. L'importation de solutions mises au point dans les pays du Nord sera de plus en plus confuse, car leurs propres problématiques environnementales exigeront un développement multidisciplinaire très dépendant des conditions locales. Tout cela permet de penser que dans un futur proche l'hydrologie urbaine locale en Argentine connaîtra un avancement plus solidement réfléchi.

## **DEUXIEME PARTIE**

## CHAPITRE II

### CONSIDERATIONS SUR LA MODELISATION MATHEMATIQUE EN HYDROLOGIE

*“....all models are wrong, so honest modellers  
report their uncertainty first and foremost....”*

*(in : <http://chagrin.epa.state.oh.us/gli>  
relative to EPA- SWMM model)*



## II. CONSIDERATIONS SUR LA MODELISATION MATHEMATIQUE EN HYDROLOGIE

### II.1. Introduction

Dans la première partie de ce mémoire, on a analysé l'évolution historique du processus d'urbanisation et de l'hydrologie urbaine en Argentine. On a souligné la nécessité de trouver des solutions techniques locales aux diverses questions posées par la quantité et la qualité de l'eau ruisselée en milieux urbains.

Un des outils d'ingénierie les plus importants pour atteindre cet objectif est, sans aucun doute, la simulation mathématique avec des modèles hydrologiques et hydrauliques. Suivant une tendance mondiale, l'utilisation de ces modèles a été généralisée en Argentine au cours des dernières années par la divulgation de logiciels d'accès toujours plus facile. Malheureusement ces outils ne permettent pas toujours une bonne compréhension de la méthodologie de modélisation et surtout de ses limites. Étant donné que les données hydrologiques sont en général peu abondantes ou inexistantes, l'utilisation de ces logiciels par un nombre croissant d'utilisateurs peu experts conduit à une approche de la modélisation que l'on peut qualifier de *naïve*.

Dans ce chapitre, diverses considérations élémentaires sont synthétisées selon un point de vue pratique pour l'utilisation actuelle des modèles hydrologiques, en notant d'une manière générale les limitations inhérentes à la modélisation. Ces concepts synthétiques associés à ceux présentés dans les chapitres III et IV permettent d'évoluer de la *certitude naïve* au *doute réfléchi*.

### II.2. Concepts de base

#### II.2.1. Modèle mathématique

Il existe diverses acceptions sur le mot *modèle* compilées par le groupe *Eurydice 92* (Chocat, 1997b). La conception qui a été retenue en hydrologie par divers auteurs est liée à la définition utilisée en théorie des *systèmes* selon laquelle : « *un modèle est un schéma, réel ou abstrait, qui pour un champ de questions est pris comme représentation d'une classe de phénomènes, plus ou moins habilement dégagés de leur contexte par un observateur pour servir de support à l'investigation et/ou à la communication* ». Bernier et al. (2000) synthétisent la question en considérant que le modèle est *une construction de l'esprit humain, une caricature fonctionnelle* permettant une *approche quantifiée* pour répondre à un *objectif donné*.

Donc, il faut retenir que les modèles constituent *une représentation simplifiée* du comportement du système. En particulier, un *modèle mathématique* est une représentation de la nature du système par des équations mathématiques. Même s'il est constitué par un

ensemble d'équations très complexes dans son principe il est toujours une représentation fragmentaire d'une réalité ; mais, comme le souligne le groupe *Eurydice 92* dans Chocat (1997b), il n'est pas la réalité. Par conséquent un modèle n'est jamais juste, ni exact ; il est plus ou moins adapté et pertinent pour un champ de questions.

En considérant les autres types de modèles (physiques et analogiques), les modèles mathématiques ont quelques avantages comme la versatilité, la vitesse de réponse et l'implémentation économique. Les limitations sont associées à la difficulté de représenter de manière satisfaisante certains processus physiques complexes, à la discrétisation des processus continus et aussi à la disponibilité de données adéquates en quantité et qualité pour la validation (Tucci, 1998).

### II.2.2. Variables et paramètres

Deux concepts associés aux modèles doivent aussi être retenus :

- *Variable* : c'est une caractéristique du système qui peut être observée et qui généralement prend différentes valeurs quand elle est mesurée à différents temps ou en différents espaces. Si pour une condition donnée la valeur de la variable est parfaitement déterminée ou déterminable, elle est dite *déterministe* (VD). Au contraire, si on considère un nombre fini ou infini de valeurs probables auxquelles est attachée une probabilité (ou une loi de probabilité) la variable est dite *aléatoire* (VA).

Il existe des variables : *d'entrée* ou *de forçage* (extérieures au système), *d'état* (qui définissent l'état du système à chaque instant et en chaque point de l'espace) et *de sortie* (réponse du modèle).

- *Paramètre* : (selon le Petit Robert : quantité fixée, maintenue constante, dont dépend une fonction de variables indépendantes). En modélisation il est considéré comme une caractéristique du système qui en représentant son fonctionnement ne peut pas être mesurable directement (ou facilement) ; pourtant sa valeur est fréquemment utilisée comme un élément de calage du modèle ou bien adoptée à partir de la connaissance préalable du modélisateur.

La définition du système et des variables est représentée classiquement par des illustrations comme celle reproduite sur la figure II.1.

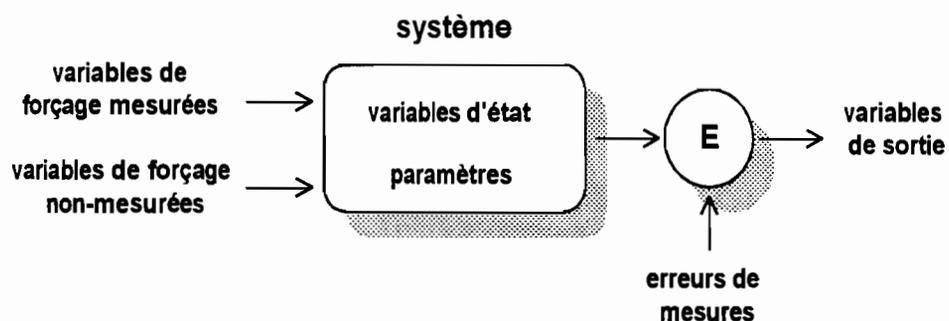


Figure II.1. Relations du système et des variables (d'après Beck et Van Straten, 1983).

Il y a différentes interprétations du concept de paramètre, notamment sur sa variabilité, mais aussi sur sa détermination. Il arrive que parfois les notions de paramètre et de variables d'état se confondent.

Par exemple, pour Clarke (1973), un paramètre est une quantité qui reste constante au cours du temps et il donne le cas de la superficie d'un bassin versant quand elle est considérée comme invariante. Néanmoins, il y a des auteurs (par exemple Tucci, 1998) qui considèrent qu'un paramètre est une caractéristique du système qui peut varier dans l'espace et/ou le temps et qui peut être déterminée par l'un des quatre processus alternatifs suivants :

- (i) *par la connaissance préalable du modélisateur* : notamment quand il n'y a pas de données pour les variables du système, les paramètres sont fixés sur la base d'informations fournies par la littérature ou par les caractéristiques physiques du bassin versant ;
- (ii) *par des mesures directes ou par échantillonnage à partir de mesures spécifiques dans le système (vérité terrain)* : l'estimation des paramètres des équations d'infiltration, la rugosité d'un canal et la superficie du bassin versant peuvent être estimées à partir de différentes mesures ;
- (iii) *par la méthode des essais et des erreurs* : quand il n'y a pas un nombre très important de données des variables du système et qu'il est possible d'appliquer un critère de calage ;
- (iv) *par des techniques d'optimisation* : quand le nombre de données ou la variabilité du paramètre justifie l'utilisation de techniques mathématiques et/ou statistiques pour obtenir l'optimisation d'une fonction objective (FO).

### II.3. Principaux types de modèles mathématiques

Il existe différentes classifications qui sont rapportées par la littérature. Le groupe *Eurydice 92* (Chocat, 1997b) a considéré deux critères de classification qu'on retient ici : (a) par type d'utilisation des modèles et (b) par type d'approche.

#### (a) Classification par type d'utilisation des modèles :

Les concepts ont été proposés originalement par Walliser (1977) qui a considéré quatre catégories. Elles sont présentées dans la figure II.2, où le modèle est identifié comme un *transformateur* entre les informations d'entrée (variables et paramètres) et les variables de sortie.

##### (i) les modèles cognitifs :

ils ont pour objectif de donner une représentation du fonctionnement ou de l'état d'un système. S'ils permettent de comprendre l'influence des variables d'entrée sur la sortie du modèle, ils peuvent être considérés comme *explicatifs* ou, dans le cas contraire, *descriptifs*. La plupart des modèles utilisés en hydrologie urbaine sont de *type cognitif*, notamment dans la *modélisation des phénomènes physiques*. Pour la représentation des pertes par infiltration, l'équation générale de Richard est plus explicative que les traditionnels modèles de Green et Ampt ou de

Horton et ceux-ci sont plus explicatifs que le modèle de l'index « phi » (Desbordes, 1974 ; Chow et al., 1988). Une raisonnement similaire peut être tenu avec les modèles de propagation dérivés des équations de Barré de Saint Venant (dans ce cas depuis les modèles hydrodynamiques jusqu'aux modèles de stockage) ;

(ii) les modèles prévisionnels :

ils ont pour objectif de prévoir et simuler le fonctionnement ou l'état d'un système. Les *modèles de simulation* font partie de ce type, où les valeurs des variables de sortie sont les inconnues ;

(iii) les modèles décisionnels :

ils ont pour objectif de déterminer quelles sont les variables d'entrée (variables de conception) à fournir au transformateur pour atteindre un objectif donné (variables de sortie imposées) dans un contexte particulier. C'est le cas des *modèles d'optimisation des systèmes*.

(iv) les modèles normatifs :

ils ont pour objectif de donner une représentation d'un système à créer ou d'un processus. Ce type de modèle consiste à déterminer le transformateur de variables d'entrées connaissant un contexte donné (paramètres d'entrée) en variables de sortie. C'est le cas des modèles prescriptifs que l'on peut trouver dans les documents réglementaires, typiques des régions urbaines.

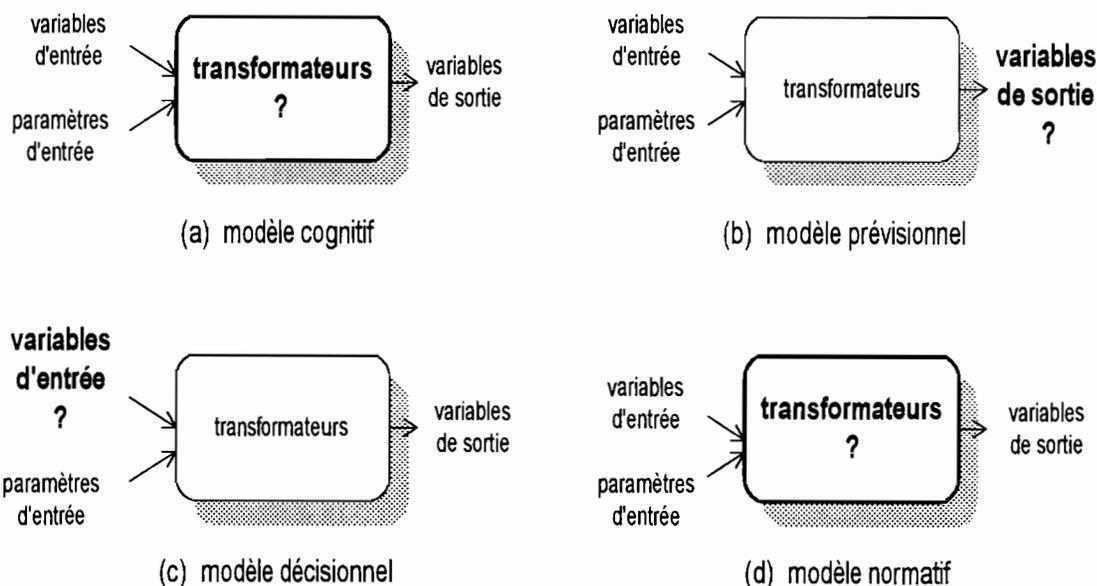


Figure II.2. Classification des modèles par type d'utilisation (d'après Chocat, 1997b).

(b) *Classification par type d'approche* :

Ceci constitue le type de classification le plus couramment employé pour indiquer d'une manière synthétique les caractéristiques d'un modèle hydrologique. Les critères

indiqués à suivre ne sont pas exclusifs les uns des autres. Ils résultent des définitions données par Clarke (1973), Kauark Leite (1990), Chocat (1997b) et Tucci (1998).

(i) approches axiomatiques ou heuristiques :

L'approche *axiomatique* consiste à définir des principes, des hypothèses et des règles strictes, clairement explicités, qui seront exploités de manière déductive.

L'approche *heuristique* consiste à réunir des propositions partielles sur un système, formellement hétérogènes et s'articulant de façon approximative, mais introduisant des conceptions plus nuancées et des rapports plus réalistes que la précédente.

La première est plus rigoureuse que la seconde au sens où elle est plus facilement démontrable. Mais ces approches ne permettent pas toujours d'introduire ou d'exploiter la totalité du savoir, notamment les connaissances qualitatives, et sont mal adaptées à des systèmes complexes.

(ii) approches déterministes ou statistiques (probabilistes et stochastiques) :

Ceci constitue une des principales classifications des modèles hydrologiques.

Dans l'approche *déterministe*, les paramètres, les variables d'entrée et de sortie décrivant un système (ou son fonctionnement), ainsi que les équations qui les relient sont parfaitement déterminées ou déterminables. Une même cause produit toujours le même effet.

Dans l'approche *statistique* le concept de probabilité est introduit dans la formulation du modèle au travers de l'évaluation de la fréquence d'occurrence des variables d'entrée et de sortie du système. Un modèle de ce type est dit *statistique* (ou *probabiliste*).

Clarke (1973) a souligné la différence entre *probabiliste* et *stochastique* en réservant cette dernière dénomination au cas où les variables aléatoires (VA) présentent une dépendance temporelle. Les modèles statistiques des séries temporelles qui considèrent des VA représentant l'évolution temporelle des processus physiques sont de type *stochastique*. Par contre, un modèle fréquentiel, basé sur l'analyse d'une série annuelle, représente le cas typique d'un modèle *probabiliste*.

Deux aspects liés aux concepts des approches *déterministes* et *stochastiques* ont été soulignés par Tucci (1998) et ils sont reproduits ici :

- (1) un système avec des variables d'entrée et de sortie aléatoires peut être bien représenté par un modèle déterministe. C'est le cas d'un modèle représentant le lac d'un barrage. Si les variables d'entrée sont de type VA, la variable de sortie est aussi une VA, mais la détermination du débit à la sortie basée sur les caractéristiques physiques du système suit un processus déterministe bien connu ;
- (2) un système avec un comportement apparemment aléatoire peut être, en réalité, déterministe. C'est le cas de quelques systèmes non-linéaires qui dépendent d'une manière significative des conditions initiales et qui répondent au *chaos déterministe*. La réponse de ce type de modèles est acceptée par les tests statistiques comme étant une VA. La réponse d'un modèle de ce type est reproduit sur la figure II.3.

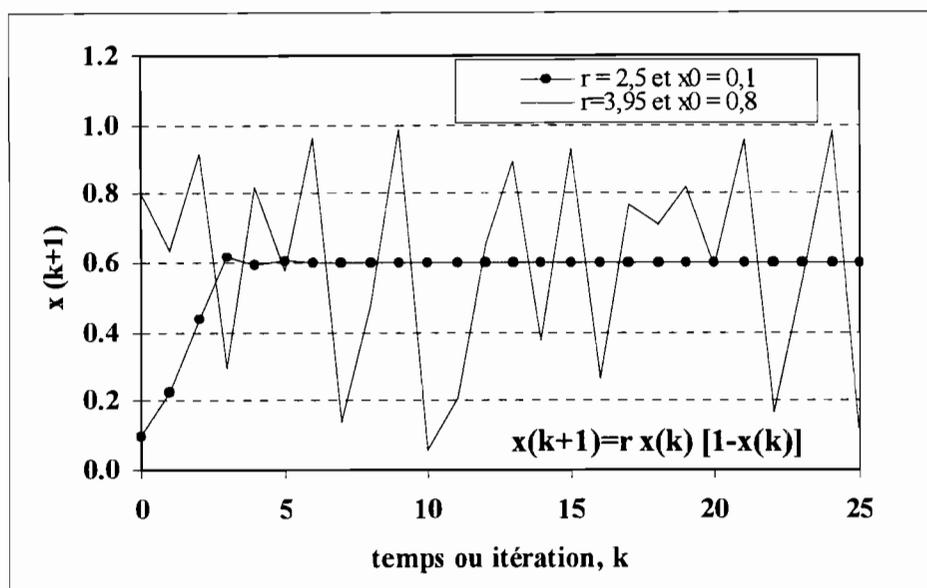


Figure II.3. Exemple de chaos déterministe : fonction de réponse d'un modèle déterministe non-linéaire itératif pour différentes conditions initiales, (Tucci, 1998, d'après Gleick, 1987).

Bien qu'un grand nombre de modèles hydrologiques et hydrauliques aient été appliqués en zones urbaines, la nature du milieu physique a marqué l'emploi majoritaire de modèles de type déterministe. Packman (1980) considère que le système hydrologique urbain s'adapte bien à l'approche déterministe car la zone de contribution des bassins versants est relativement constante (zone de contribution, rugosité des surfaces), et le système de drainage qui est formé fondamentalement pour surfaces planes, conduites et canaux, est assez bien défini ;

(iii) approches réductionnistes ou holistiques :

L'approche *microscopique* (ou *réductionniste*) consiste à décomposer un système et son fonctionnement en « sous-systèmes » et en « micro phénomènes ». Les modèles dits *mécanistes* (ou de *boîte blanche*) employés en hydrologie (les modèles de Barré de Saint Venant par exemple) font partie des modèles microscopiques.

L'approche *macroscopique*, *holistique* ou *conceptuelle* considère le système dans son ensemble et s'intéresse uniquement à son comportement global. Les modèles *conceptuels* (ou de *boîte grise* ; modèle de Muskingum par exemple) font partie de cette approche.

Les modèles microscopiques sont souvent plus *explicitatifs* que les conceptuels puisqu'ils décrivent une certaine mécanique du système. Les seconds sont plus pragmatiques, plus faciles à utiliser.

(iv) approches empiriques ou théoriques :

L'approche *empirique* est fondée sur l'expérience. Les modèles empiriques (ou de *boîte noire*) ont pour objectif de réduire les écarts entre les valeurs observées

et calculées à travers des fonctions qui n'ont pas de relations avec les aspects physiques ou conceptuels des processus naturels simulés.

L'approche *théorique* s'appuie sur l'abstraction et sur le raisonnement. Le modèle est construit a priori, l'expérience vient alors le caler, le valider.

La distinction entre modèles théoriques et empiriques n'est pas toujours aussi simple car beaucoup de modèles théoriques utilisent des équations empiriques (Horton, Darcy, coefficient  $n$  de Manning, etc.).

(v) approches globales et distribuées :

L'approche *globale* ne considère pas les variations spatiales des paramètres et des variables ; il en résulte des modèles *d'ordre zéro*, *ponctuels* ou *concentrés*.

L'approche *distribuée* considère l'hétérogénéité du cadre physique modélisé et cela conduit à faire une discrétisation de l'espace étudié en unités plus petites à l'intérieur desquelles on peut de nouveau négliger les variations spatiales des variables et des paramètres. Les modèles distribués sont des modèles *maillés*, *matriciels* ou à *discrétisation spatiale*.

## II.4. Propriétés essentielles requises par les modèles

### II.4.1. Principe de parcimonie (minimalité)

Parmi les caractéristiques souhaitables des modèles, il est important de retenir le *principe de parcimonie*, selon lequel une représentation adéquate d'un système ou d'un processus doit être réalisée par un modèle comportant le plus petit nombre possible de paramètres.

Jusqu'à la fin des années 70, les modèles hydrologiques ont présenté un nombre considérable de paramètres, des modèles avec 10 à 20 paramètres étant courants, comme par exemple les modèles SARR (Rockwood, 1958), Stanford IV (Crawford et Linsley, 1966) ou Boughton (Boughton, 1968) ; mais progressivement les hydrologues ont développé des modèles plus parcimonieux, plus cohérents avec les données disponibles pour réaliser le calage.

Le nombre minimum de paramètres théoriquement possible pour un modèle hydrologique est, évidemment, un. Le travail de Michel (1983) est un exemple. Cependant, ce type de modèle donnant la priorité à une représentation mathématique simplifiée du processus modélisé, peut conduire à ce que toute la variabilité liée au processus de modélisation (variabilité naturelle, conditions initiales, erreurs des mesures et de représentation, etc.) soit concentrée dans la définition du paramètre. Par conséquent, on ne doit accepter ce type de modèle que comme outil pour représenter des situations assez restrictives.

Pour les applications les plus courantes en hydrologie de surface (y compris l'hydrologie urbaine), il est commun aujourd'hui d'utiliser des modèles avec un minimum de 3 ou 4 paramètres et un maximum de 8 paramètres selon la nature du problème analysé.

#### II.4.2. Pertinence

Un modèle est pertinent si, pour le champ d'application dans lequel il est employé, il donne de « bons résultats » en termes de précision attendue et de reproductibilité des phénomènes étudiés.

#### II.4.3. Robustesse et sensibilité

La robustesse d'un modèle est son aptitude à ne pas diverger lorsque les entrées sont modifiées. La sensibilité d'un modèle est sa facilité à bien représenter la variation de certaines entrées particulièrement significatives. Chocat (1997b) souligne qu'un modèle doit être robuste, de telle manière que si l'on modifie légèrement un paramètre d'entrée connu avec incertitude (ce qui est souvent le cas en hydrologie urbaine), les sorties varient peu. Mais le modèle doit aussi être sensible aux variations des grandeurs dont on cherche à simuler les effets ou que l'on cherche à dimensionner.

#### II.4.4. Pouvoir de prévision

Le pouvoir de prévision est lié à l'extension du domaine de validité. Un modèle apparaît d'autant mieux justifié si son champ d'applicabilité s'avère *a posteriori* plus large. Kauark Leite (1990) souligne l'argument fréquemment avancé qu'une modélisation plus fine n'est pas justifiée lorsque de simples modèles statistiques (ou de boîte noire) sont plus performants que les modèles conceptuels ou mécanistes; cet argument est discutable, car la question n'est pas de prévoir des conditions connues (données existantes), mais de prévoir des situations inconnues (non contenues dans des séries disponibles).

### II.5. Etapes dans la définition des modèles

L'emploi des modèles hydrologiques implique le développement des étapes de travail suivantes : (i) sélection du modèle ; (ii) sélection et analyse des données nécessaires ; (iii) définition des scénarios d'application (iv) analyse de sensibilité, calage et validation des paramètres ; (v) exploitation du modèle et (vi) estimation des incertitudes des résultats.

Dans le contexte de l'analyse des modèles applicables aux études environnementales, Bernier et al. (2000) interprètent le processus de sélection, calage et vérification du modèle comme une évolution dans la définition même du modèle (figure II.4). En suivant un langage familier à la conception statistique *bayésienne*, les auteurs identifient deux étapes :

- a) un premier choix de modèle par le savoir *a priori*, qui permet de conforter une l'image simplifiée de la réalité ainsi que la définition des hypothèses préalables à la base d'une structure de modèle (c'est le *modèle a priori*);
- b) une adaptation de ce modèle au contexte étudié via l'observation et/ou l'expérimentation, constituant le modèle *a posteriori*.

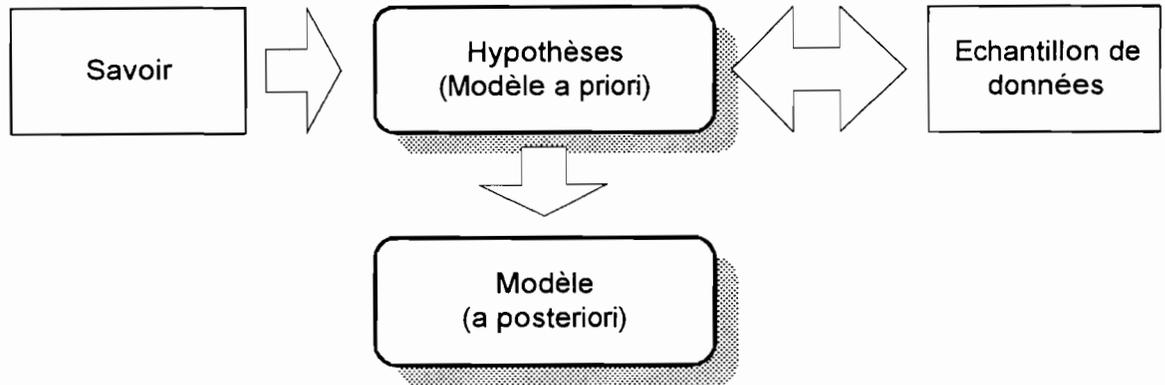


Figure II.4. Les hypothèses sur une structure a priori du modèle proviennent d'une abstraction indépendante des données. Cependant des données empiriques peuvent inspirer la réflexion de l'environnementaliste (d'après Bernier et al., 2000).

L'obtention de *résultats fiables* dépend de divers facteurs parmi lesquels on distingue : (a) la disponibilité de données ; (b) le type de modèle sélectionné, et (c) la connaissance préalable du modèle pour l'utilisateur. La quantité et la représentativité des informations disponibles pour le calage et la validation du modèle sont des facteurs fondamentaux pour permettre un *résultat de bonne qualité*. Dans le cas contraire seul un hydrologue d'expérience, et avec une connaissance préalable du modèle, pourra atteindre l'*ordre de grandeur des valeurs espérées*.

- *Analyse de sensibilité* :

Les études de sensibilité constituent une étape essentielle de la validation des modèles. La conception *classique* des techniques d'analyse de sensibilité analytique ou numérique (*sensitivity analysis*, SA) consiste à analyser la sensibilité de la réponse d'un modèle à une variation de la valeur d'un de ses paramètres (analyse *locale*, autour d'un point connu). C'est-à-dire, si un modèle est de la forme  $Q = g(\Theta)$ , où  $Q$  est le débit et  $\Theta$  représente le vecteur de paramètres du modèle, la sensibilité de la réponse  $Q$  à la variation des paramètres est donnée par :

$$dQ = \frac{\partial g}{\partial \Theta_1} \cdot d\Theta_1 + \frac{\partial g}{\partial \Theta_2} \cdot d\Theta_2 + \dots + \frac{\partial g}{\partial \Theta_N} \cdot d\Theta_N \quad (\text{II.1})$$

Chaque dérivée partielle, nommée aussi *coefficient de sensibilité*, représente la variation de la fonction réponse lorsque le paramètre correspondant varie, tous les autres paramètres restant *constants*. La sensibilité relative d'un paramètre est donnée par :

$$SA(\Theta_*) = \left( \frac{dQ}{d\Theta} \right)_{\Theta_*} \quad (\text{II.2})$$

$\Theta_*$  étant le paramètre sur lequel la sensibilité est analysée. Normalement l'analyse de sensibilité relative est réalisée à partir d'une valeur donnée du paramètre,  $(\Theta_*)_0$ , comme :

$$SA_r(\Theta_*) = \frac{\Delta Q / Q_0}{\Delta \Theta_* / (\Theta_*)_0} \quad (\text{II.3})$$

Il faut souligner que l'analyse de sensibilité peut être réalisée, en pratique, sur une autre variable que la réponse du modèle, par exemple une variable d'état du modèle ou une fonction qui synthétise les résultats de la simulation. Dans le cas où on considère des débits, la fonction  $SA_r$  dépend du temps (Tucci, 1998).

Actuellement les techniques de type SA ont évolué vers une conception d'analyse *globale*, où l'on fait varier tous les paramètres du modèle en considérant les corrélations entre eux (Saltelli, 2000). Dans ce cas ces techniques sont intimement liées aux techniques d'analyse des incertitudes présentées dans le chapitre III.

## II.6. Techniques classiques de calage des paramètres : les problèmes typiques

Les modèles conceptuels sont parmi les plus fréquemment employés en hydrologie de surface. Un modèle conceptuel peut être considéré comme une solution qui se trouve entre les modèles réductionnistes de base physique (Grayson et al., 1992) et les modèles empiriques de boîte noire. Selon la description de la section II.3, les premiers travaillent sur une petite échelle en considérant des aspects physiques et hydrologiques. Par contre les seconds ne considèrent aucune relation physique entre les phénomènes concernés, comme par exemple les modèles ARMA (Clarke, 1973). Les modèles conceptuels tentent d'éviter les problèmes d'échelle que présentent les modèles réductionnistes de base physique. Ils concentrent les efforts sur les processus hydrologiques, en considérant aussi les contrôles de volumes associés aux variables et aux flux (Nash et Sutcliffe, 1970). Une conséquence des équations de type conceptuel et de bilans de masse est que les modèles conceptuels ne sont pas toujours parcimonieux, étant donné qu'un ou plusieurs paramètres doivent être déterminés par des techniques de calage.

Le processus de calage des modèles traditionnellement adopté consiste à comparer la série de la variable de sortie avec des observations disponibles correspondantes. Une bonne approximation des ces deux types de séries, est souvent obtenue par minimisation d'une fonction quadratique des résidus. Elle est généralement considérée comme un *critère suffisant* pour définir le bon calage du modèle.

Le calage par *essai et erreur* et par *optimisation automatique* sont les deux principales techniques mathématiques de calage des paramètres, chacune présentant des avantages et inconvénients (deux autres méthodes pour obtenir la détermination des valeurs des paramètres des modèles hydrologiques ont été citées dans la section II.2.2).

Le calage *manuel* par *essai et erreur* permet : (i) le transfert à la simulation de la connaissance que l'utilisateur a sur le comportement du bassin versant ; (ii) l'identification des erreurs (grossières ou plus détaillées) et (iii) une meilleure visualisation de la part de l'utilisateur de tous les processus associés. Parmi les inconvénients de cette méthode, on peut citer : (i) sa subjectivité ; (ii) sa dépendance de l'expérience de l'utilisateur et (iii) un investissement important en temps de travail de la part du modélisateur. Cette technique est employée sur un nombre généralement réduit de données des variables d'entrée et sortie. En raison de la limitation des données, spécialement en hydrologie urbaine, dans les pays émergents d'Amérique du Sud, la technique de calage par *essai et erreur* est encore beaucoup utilisée.

Le calage *automatique* par des techniques d'optimisation mathématique permet : (i) un calage plus rapide du modèle, surtout quand il y a une quantité considérable de données et (ii) l'analyse d'un spectre plus ample de situations par rapport au calage manuel. Par contre, cette méthode nécessite une analyse très détaillée, parce qu'elle peut conduire à des résultats sans consistance physique.

Dans les deux cas le problème typique associé au calage du modèle consiste en l'obtention de *différents jeux de paramètres* obtenus pour des événements différents. On peut distinguer les raisons suivantes à cette diversité :

- (i) représentation globale des processus spatiaux ;
- (ii) influence des conditions initiales sur les valeurs des paramètres ;
- (iii) interdépendance entre les paramètres des modèles ;
- (iv) variabilité naturelle des paramètres non linéaires ;
- (v) utilisation d'une variable unique à la fin du système (le débit) pour le calage du modèle ;
- (vi) manque et/ou insuffisance d'information disponible.

Ces problèmes affectent directement le calage des modèles, en augmentant les incertitudes associées à leurs estimations.

Dans la pratique la question est souvent résolue avec l'adoption du jeu de paramètres qui présente la meilleure performance sur le plus grand nombre de situations (même quand individuellement il ne produit pas le meilleur résultat sur chaque événement). Pour cette technique de regroupement (*pooling*, dans la littérature de langue anglaise) il existe différentes alternatives.

La technique la plus commune consiste précisément dans la définition d'une (ou plusieurs) fonction objectif (FO) et dans la sélection du vecteur des paramètres qui permet d'obtenir la meilleure performance sur la FO (ou l'ensemble des FO). D'autres alternatives beaucoup plus sophistiquées ont été proposées par Bates et Ganeshanandam (1990), qui ont employé la technique de *bootstrapped* et une combinaison linéaire pondérée des valeurs des paramètres, et par Kuczera (1990), qui a représenté la variation des paramètres dans le contexte d'une analyse bayésienne.

Récemment Campbell et al. (1999) ont analysé le processus de calage des modèles hydrologiques non linéaires. Pour le modèle australien RORB (Laurenson et Mein, 1992) les auteurs ont trouvé que certaines techniques d'optimisation stochastique (analysées dans ce mémoire aux chapitres III et IV) produisent de bons résultats et rendent injustifiable le processus de *pooling*.

Aujourd'hui le processus *classique* de comparaison de la série de la variable de sortie avec les observations disponibles correspondantes est considéré comme *incomplet* à cause de cette question de l'obtention de jeux de paramètres différents pour différentes séries des données. La prise en compte de la nature stochastique des processus de modélisation et de la représentation simplifiée des systèmes par les modèles exige l'analyse des erreurs liées au processus de modélisation.

En résumé, face aux problèmes cités on peut affirmer qu'actuellement toutes les techniques de calage des modèles conceptuels ainsi que les méthodes associées sont en cours de discussion et de révision.

## II.7. Problèmes posés par les techniques itératives classiques d'optimisation locale

Depuis la décade des années 60, diverses techniques itératives d'optimisation ont été employées pour caler les paramètres des modèles hydrologiques. Leur utilisation est justifiée parce que les fonctions objectif associées aux modèles conceptuels résultent normalement du type implicite par rapport aux paramètres.

Il existe différentes techniques classiques comme par exemple les méthodes Univariationnelles (Beard, 1966), de Rotation des Coordonnées (Rosenbrock, 1960) ou la méthode Simplex (Nelder et Mead, 1965). Toutes ces méthodes présentent quatre caractéristiques élémentaires : (i) la définition d'un point de démarrage, (ii) la définition d'une direction de recherche, (iii) un nombre maximal d'évaluation de la fonction objectif dans chaque direction et (iv) la définition d'un critère d'arrêt. La plupart de ces techniques sont efficaces lorsque la fonction objectif (FO) est continue et dérivable jusqu'au second ordre.

Divers auteurs ont analysé les problèmes concernant l'utilisation de ce type de techniques, dites d'optimisation *locale*, parmi lesquels Johnstom et Pilgrim (1976), Sorooshian et Gupta (1983) et Clarke (1994). Les problèmes les plus courants sont :

- (i) l'existence de plusieurs minimums (ou maximums) locaux et globaux ;
- (ii) la discontinuité des algorithmes des modèles et par suite, la discontinuité de la FO ;
- (iii) l'interdépendance entre les paramètres des modèles.

Ces problèmes ont une relation intime avec les causes citées dans l'item précédent.

Pour Kuczera (1997) les problèmes associés aux techniques d'optimisation peuvent être considérés de deux types : (a) ceux qui proviennent de la structure inadéquate du modèle et (b) ceux qui proviennent de l'existence de plus d'un optimum local. Analysons brièvement ces deux types de problèmes :

*(a) structure inadéquate du modèle pour représenter le phénomène :*

Dans ce cas, les données et les informations disponibles ne peuvent pas identifier les valeurs des paramètres avec une précision acceptable. Ce problème concerne virtuellement *tous* les modèles hydrologiques qui sont calés uniquement à partir des données de débits à la sortie du bassin versant.

L'*insensibilité des paramètres* et l'*extrême interdépendance entre les paramètres* sont des symptômes d'une structure inadéquate du modèle. Dans la surface de la FO, ces problèmes conduisent respectivement à des surfaces planes sans définition claire (courbes de niveaux parallèles aux axes) et à des vallées étroites et longues (corrélation entre les paramètres).

Quand une technique d'*optimisation locale* est employée pour caler les paramètres d'un modèle avec une structure inadéquate, le processus de recherche peut ne pas converger à moins qu'on adopte un critère d'arrêt face à l'insensibilité de la FO. En bref, le modèle est trop complexe pour la quantité et/ou la qualité de l'information disponible (Godfrey et DiStephano, 1985, cités par Gaume et al., 1998). Cette considération a conduit Jakeman et Hornberger (1993) à soutenir que *la complexité maximale liée à un modèle hydrologique calé uniquement à partir des données de débits à la sortie du bassin versant devrait être limitée à des fonctions simples et souples de réponse du flux.*

*(b) existence de plus d'un optimum local :*

Ce type de problème provient de la caractéristique de non-linéarité des modèles et de l'existence de discontinuités dans les algorithmes (Johnson et Pilgrim, 1976 ; Duan et al., 1992, 1994 et Kuczera, 1997).

Quand il existe plusieurs minimums locaux et un minimum global, le processus d'optimisation à partir d'une technique *locale* peut se bloquer sur une valeur extrême locale. Les premières solutions pour résoudre ce problème ont été : (i) la sélection de plusieurs points de démarrage et (ii) l'utilisation de méthodes variées et la comparaison des résultats *a posteriori* (Johnston et Pilgrim, 1976).

Aujourd'hui les techniques d'optimisation locales ne sont considérées comme appropriées que dans le cas de l'optimisation de fonctions unimodales, continues et différentiables.

Il faut notamment utiliser une technique d'optimisation *globale*, s'il existe plusieurs minimums (maximums) dans les limites de variation des paramètres.

## **II.8. Problèmes posés par les techniques itératives d'optimisation globale**

Les techniques d'optimisation globale ou de recherche probabiliste correspondent à deux approches élémentaires :

- (a) *méthodes de recherche aléatoire (random search, RS)* : elles sont basées sur une utilisation extensive des moyens de calcul et sur l'échantillonnage aléatoire des valeurs des données ;
- (b) *algorithmes génétiques (genetic algorithm, GA)* : ils sont basés sur les concepts de probabilité associés à une sélection génétique des paramètres.

(a) *Méthodes de recherche aléatoire :*

Parmi les méthodes basiques de recherche aléatoire, on trouve la technique de recherche aléatoire uniforme (*uniform random search, URS*), de recherche aléatoire adaptative (*adaptive random search, ARS*) et la méthode de recherche locale avec multiples démarrages ou méthode combinée (*multiple-start local search, MSLS*).

La méthode de recherche aléatoire uniforme (URS) considère la génération par des techniques de Monte Carlo (MC) de N valeurs uniformément distribuées dans l'intervalle de variation de chaque paramètre et l'évaluation correspondante de la FO. La plus petite valeur de la FO est considérée comme le minimum global. Si le nombre d'essais N est assez grand, la solution peut être considérée comme proche de l'optimum. Cette méthode n'est pas très efficace, surtout si le modèle a un grand nombre de paramètres.

La méthode de recherche aléatoire adaptative (ARS, Brazil, 1988) cherche à réduire le nombre d'évaluations de la FO. La méthode considère aussi la génération par MC de N valeurs uniformément (ou normalement) distribuées dans l'intervalle de variation de chaque paramètre. La différence avec la précédente est qu'elle effectue un calcul par étape en réduisant à chaque étape l'intervalle de variation de 10 % par rapport au précédent.

La méthode de recherche locale avec multiples démarrages (Kuczera, 1997) ou méthode combinée (Tucci, 1998) utilise la génération MC de valeurs aléatoires pour déterminer divers points de démarrage alternatifs pour les techniques locales d'optimisation itérative. Il existe diverses possibilités, en particulier : (i) génération MC et évaluation de la FO et (ii) génération MC, utilisation de la technique ARS et sélection de la FO. Duan et al. (1992) ont, par exemple, employé la méthode Simplex développée par Nelder et Mead (1965).

(b) *Algorithmes génétiques :*

Ils sont basés sur le processus darwinien de sélection naturelle et de reproduction génétique. Ce type d'approche a été développé à l'origine par Holland (1975). Goldberg (1989) et Davis (1991) ont présenté une révision de ce type d'algorithmes.

Davis (1991) distingue les étapes suivantes : (i) initialisation de la population, (ii) évaluation de chaque individu de la population, (iii) génération d'individus neufs à partir de la population existante, (iv) retrait d'individus de la population actuelle pour obtenir de l'espace pour les individus neufs, (v) évaluation des individus neufs et (vi) analyse de la situation et définition de l'arrêt du processus ou de retour au point (iii). Dans ce processus un *individu* correspond à une valeur du vecteur des paramètres  $\Theta$ , c'est-à-dire qu'il représente un jeu de paramètres et la *population* est définie par l'ensemble des individus.

Wang (1991) a rapporté de très bons résultats de l'approche GA pour l'optimisation d'un modèle pluie-débit à sept paramètres, mais postérieurement Wang et al. (1995) ont rencontré quelques problèmes pour l'optimisation d'un modèle à dix paramètres. Les auteurs ont constaté que les techniques GA ne sont pas toujours robustes pour trouver l'optimum global et ont recommandé la combinaison des techniques GA et de recherche locale. Franchini (1996) a modifié l'algorithme original de Wang (1991) pour essayer l'optimisation du modèle « ADM » (A Distributed Model, avec onze paramètres).

Pour minimiser les très grands efforts de calcul que demandent les méthodes de recherche aléatoire, Kuczera (1997) a développé un algorithme qui réduit l'hyper cube de recherche (dans l'espace à N dimensions) à un hyper ellipsoïde défini par une approximation de second ordre de la surface de la FO. L'auteur a comparé les performances de quatre algorithmes de recherche globale, en considérant trois méthodes de recherche aléatoire et l'algorithme génétique de Wang (1991).

Deux aspects du travail de Kuczera (1997) basé sur le modèle pluie-débit « mSFB » (Nathan et McMahon, 1990, avec cinq paramètres) sont soulignés ici :

- (i) l'algorithme GA a présenté des problèmes similaires à ceux cités par Wang et al. (1995) et,
- (ii) dans le cas des modèles qui présentent des problèmes de structure (voir la section II.7), l'approximation de second ordre de la surface de la FO peut produire une description inappropriée des incertitudes des valeurs des paramètres.

## II.9. Tendances actuelles sur les techniques des calages des modèles

Parallèlement aux travaux développés dans les dernières années pour la recherche du minimum global, la littérature rapporte aussi des approches qui ont pour objectif de dépasser les problèmes liés aux méthodes présentées dans les sections II.6 à II.8.

Généralement elles correspondent à l'une des tendances suivantes :

- (a) *techniques basées sur l'analyse de l'incertitude des paramètres* : elles étudient les caractéristiques des erreurs que le modèle produit, de façon à identifier les améliorations possibles de sa performance. Généralement elles utilisent la génération aléatoire par des techniques de Monte Carlo (MC) pour identifier le minimum global de la fonction objectif ou les minimums acceptables ;
- (b) *techniques des objectifs multiples* : elles considèrent l'utilisation de deux variables hydrologiques ou plus pour le contrôle du calage du modèle avec l'utilisation de diverses fonctions objectifs. En plus de Q, d'autres variables sont utilisées pour le calage.

Dans le premier cas l'objectif est la recherche de plus d'information sur le système pour obtenir une meilleure consistance interne dans le calage des paramètres. Dans le deuxième cas l'effort est concentré sur la propre technique de calage (Tucci, 1998).

Les techniques basées sur l'analyse de l'incertitude des paramètres sont une alternative aux techniques de recherche globale et consistent à analyser tout le spectre des valeurs possibles pour les paramètres qui produisent des résultats acceptables. Cette méthode peut être interprétée comme une forme alternative d'analyser et de regarder la surface de la FO quand le modèle possède plus de deux paramètres (Gaume et al., 1998).

En définitive, ces méthodes ne cherchent pas à déterminer une paramétrisation optimale (calage *classique*), c'est-à-dire, un « modèle » particulier, mais plutôt un échantillon de modèles acceptables définissant une gamme de comportements hydrologiques possibles.

Dans ce type de techniques on trouve l'analyse de sensibilité généralisée (*generalized sensitivity analysis*, Spear et Hornberger, 1978), la méthode GLUE (*Generalised Likelihood Uncertainties Estimation*, Beven et Binley, 1992) et la méthode de Metropolis Monte Carlo (Mailhot et al., 1997 ; Press et al., 1998, Kuczera et Parent, 1998). Une analyse des principales techniques pour l'analyse des incertitudes des modèles hydrologiques, y compris les incertitudes des valeurs des paramètres, est donnée dans le chapitre III.

## II.10. Remarques finales

Dans les sections précédentes, on a cité les principaux problèmes concernant le calage des modèles hydrologiques conceptuels. On a donné aussi une vision organisée des principales approches présentées par la littérature. Finalement, on note que :

- pour les modèles hydrologiques qui sont calés uniquement à partir des données de débits à la sortie du bassin versant il faut retenir des structures de complexité limitée. En ce qui concerne l'hydrologie urbaine, la disponibilité des données est en général très réduite, et par conséquent seul le calage de modèles de complexité assez limitée est possible ;
- toutes les techniques qui ont été examinées sont basées sur des hypothèses qui ne sont pas toujours vérifiées dans la pratique. L'ensemble des problèmes mentionnés rend difficile l'obtention d'un jeu unique de paramètres et peut conduire à des résultats physiquement incompatibles, même s'ils optimisent la fonction objectif. La combinaison de techniques de minimum global avec des paramètres bornés peut permettre une optimisation mathématique de la fonction objectif, mais cela ne garantit pas une solution physiquement compatible.

D'un point de vue pratique, Tucci (1998) a donné quelques recommandations pour le calage des modèles que l'on rappelle ici :

- (a) analyser les données et détecter les erreurs qui peuvent générer un calage tendancieux à partir du calage automatique ;
- (b) définir les intervalles maximaux de variation des paramètres pour le bassin versant analysé ;

- 
- (c) réaliser une simulation initiale avec une technique d'optimisation traditionnelle et vérifier des résultats ;
  - (d) si les résultats sont adéquats pour l'objectif de l'étude, un effort plus important n'est pas justifié ;
  - (e) si nécessaire, appliquer des techniques plus sophistiquées ;
  - (f) analyser les résultats obtenus et trouver toujours la meilleure solution en considérant les aspects hydrologiques comme fondamentaux.



**CHAPITRE III**

**LES INCERTITUDES EN HYDROLOGIE :**

**CONCEPTS ET IDENTIFICATION DES TECHNIQUES**

*"Rien ne manque tant le jugement d'un homme, que de savoir choisir entre les grands inconvénients".  
Cardinal de Retz.*

*(in : Bernier et al., 2000).*



### III – LES INCERTITUDES EN HYDROLOGIE

#### III.1. Introduction

Les techniques dites d'*analyses des incertitudes* et d'*analyses de sensibilité* sont appliquées dans un large domaine des sciences (i.e., la physique, la chimique, la biologie, l'économie, les sciences sociales, etc.), chaque fois qu'un modèle mathématique est utilisé.

Cependant, historiquement, l'analyse des incertitudes d'un modèle a été reléguée au second plan par la plupart des modélisateurs. Parmi les multiples raisons de ce comportement, trois méritent que l'on s'y arrête.

Premièrement, une conviction largement répandue admettait que la qualité de prévision d'un modèle peut être améliorée simplement par une augmentation du niveau de détail et de la complexité des représentations du système (Kauark Leite, 1990). Aujourd'hui on reconnaît que l'augmentation de la précision dans la description du milieu et dans la complexité des processus ne produit pas nécessairement d'améliorations dans les résultats d'un modèle (par exemple : Zaghoul, 1981 et McLaughin, 1983). Cette tendance a eu pour conséquence le développement de représentations très complexes ou détaillées, au détriment de l'étude des incertitudes liées à la modélisation.

Une deuxième raison est liée à la tendance à considérer la performance d'un modèle comme un critère de jugement sur le modélisateur lui-même. Kauark Leite (1990) souligne à ce sujet que cela explique les réticences des modélisateurs à entreprendre eux-mêmes une analyse des incertitudes de leurs modèles. Il ajoute : « si eux se confondent avec leur *création* cette analyse deviendrait en fin de compte une (auto) analyse mais, cette fois ci, dans le sens psychanalytique du terme ». Kuzcera (1988) et Clarke (1999) sont quelques uns des auteurs qui ont présenté des cas de modèles hydrologiques avec une très bonne qualité d'ajustement aux données disponibles mais qui renferment un haut niveau d'incertitudes sur leurs réponses.

Une troisième raison est liée à la difficulté mathématique et statistique des techniques d'analyse des incertitudes, ainsi qu'à la compréhension ardue de la littérature scientifique sur les incertitudes dans les différents domaines de la science. En effet, encore aujourd'hui, il existe des problèmes de non-homogénéité des définitions. Divers auteurs, entre autres Uhl (1992) et Saltelli et al. (1999), ont analysé les difficultés d'interprétation associées à l'étude des incertitudes. Il y a diverses raisons à cela, parmi les quelles :

- a) le développement de ces techniques dans les différents domaines de la science s'est déroulé d'une manière indépendante, avec pour résultat l'existence d'une grande diversité dans les terminologies employées selon les domaines. Le manque d'une « fertilisation croisée » est l'un des problèmes qui devra être résolu (Saltelli et al., 1999) ;
- b) l'existence d'algorithmes d'analyses, parfois avec des caractéristiques sophistiquées, qui combinent les concepts de domaines distincts sans être toujours bien dominés par l'ensemble des communautés concernées ;

- c) l'évolution permanente de cette aire de la connaissance, avec l'incorporation *en temps réel* de nouvelles définitions et méthodes.

On peut observer que différents auteurs utilisent des expressions distinctes pour indiquer des algorithmes ou des techniques qui ne sont pas significativement différents entre eux, et aussi le contraire, c'est-à-dire, qu'une même expression est utilisée pour désigner des processus d'analyse différents. Les limites variables qui sont données dans les approches d'analyse de sensibilité (*sensitivity analysis*, AS, dans la littérature de langue anglaise) sont un exemple de ce dernier type de problèmes.

Ce chapitre a pour but de rappeler quelques aspects considérés comme essentiels dans le cadre de l'analyse des incertitudes avec l'objectif d'éclaircir quelques définitions et la portée de certains algorithmes. Il présente aussi une classification des principales techniques statistiques décrites dans la littérature et applicables dans le cadre de l'hydrologie.

### III.2 – Erreurs et incertitudes

Par définition, l'*erreur* est la différence entre la valeur observée et la vraie valeur (ou valeur de référence) d'une quantité donnée. La vraie valeur caractérise une quantité parfaitement définie dans les conditions qui existent au moment de l'observation.

Lorsqu'on essaie de trouver la valeur exacte d'une grandeur à travers des mesures, quelles que soient les expériences réalisées (simples ou sophistiquées) la question qui se pose est : est-il possible de trouver cette valeur exacte parmi la variété des résultats ? Dans la plupart des cas, les expériences physiques montrent que : (i) les résultats des mesures présentent toujours des différences, (ii) ils restent en général proches d'une valeur moyenne et (iii) plus ils sont éloignés de cette moyenne plus ils sont rares.

La vraie valeur est une valeur idéale. Elle pourrait être connue seulement si toutes les causes des erreurs étaient éliminées. Dans la pratique sa détermination est une utopie. Par conséquent, comme le souligne Protassov (1999), la question de savoir quelle est la valeur exacte d'un paramètre ou d'une variable ne peut pas être absolument correcte.

La solution est de caractériser une grandeur physique non pas par une valeur, mais par la distribution de probabilité de ses valeurs. Dans la majorité des expériences pour déterminer la distribution de probabilité des valeurs d'une grandeur physique, il est nécessaire (mais pas toujours suffisant) de trouver : (a) la valeur moyenne qui est en général aussi la valeur la plus probable (si la fonction de distribution de probabilité est symétrique) et (b) la largeur de la région autour de cette moyenne dans laquelle se regroupe la majorité des résultats. Cette largeur de la distribution probabiliste s'appelle *incertitude* et elle a une interprétation rigoureuse en terme de probabilités.

Avec ces deux mesures, la connaissance de la valeur d'une grandeur peut être réinterprétée comme étant la *valeur physique* de la moyenne de la distribution, associée à

l'*incertitude* sur cette valeur physique, c'est-à-dire la largeur de la distribution liée à la variabilité *naturelle* du phénomène. Ces interprétations des concepts d'*erreurs* et *incertitudes* sont fixées par la norme ISO 5168 (figure III.1).

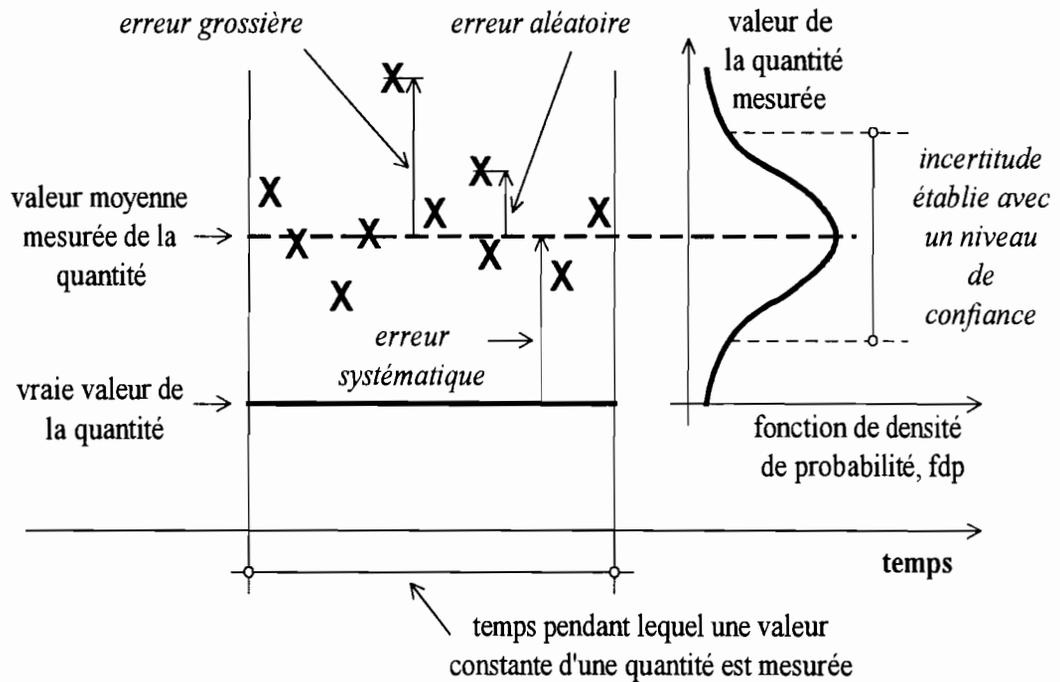


Figure III.1. Définitions des erreurs selon la norme ISO 5168.

Lorsque ces deux concepts sont transférés à la modélisation il existe des auteurs qui préfèrent les distinguer en indiquant les *erreurs dans les mesures* et les *incertitudes dans la modélisation*. Cependant, dans la littérature les deux concepts sont généralement considérés comme *synonymes*. Protassov (1999) souligne qu'en physique il est admis par convention de dire "*la grandeur physique a une valeur donnée avec une erreur donnée*". Cela revient à utiliser les deux concepts d'une manière indistincte, convention que nous adoptons dans ce mémoire.

Protassov (1999) souligne trois types élémentaires d'incertitudes présentes dans une expérience physique : (a) *l'incertitude naturelle*, déjà citée ; (b) *l'incertitude statistique*, dérivée du nombre limité des mesures et (c) *l'incertitude d'appareillage*, dérivée de l'utilisation d'un appareil de mesure. Dans le cas le plus simple l'appareil peut "décaler" la valeur moyenne et il peut "étaier" la distribution. Le décalage de la valeur moyenne est appelé "*erreur systématique*" (figure III.1). Dans la pratique il existe une difficulté pour combattre ce type d'erreur. Par contre, l'étalement de la distribution étant de la même origine que les incertitudes naturelles, celui-la peut s'additionner à celles-ci. Donc, la distinction entre incertitude d'appareillage et incertitude initiale ou naturelle reste assez conventionnelle.

En tenant compte des considérations précédentes, deux derniers aspects doivent être plus particulièrement retenus :

- (a) sans la détermination de l'incertitude une expérience n'est pas complète : on ne peut pas la confronter ni avec une théorie ni avec une autre expérience ;
- (b) même quand il existe des procédures pour réduire les incertitudes, il faut souligner qu'elles ne peuvent pas être minimisées indéfiniment. En général l'incertitude naturelle ou initiale peut être diminuée en changeant des conditions de l'expérience; l'incertitude statistique en augmentant le nombre de mesures et l'incertitude d'appareillage en utilisant des appareils plus précis. Mais, quelle que soit la grandeur à mesurer, il est impossible de tenir compte de tous les facteurs physiques qui peuvent influencer sa valeur.

### III.3. Les incertitudes en hydrologie

#### III.3.1. Introduction

Dans l'analyse et/ou le projet d'un hydro-système, les incertitudes relèvent de nombreux facteurs, liés aux de conditions hydrologiques, hydrauliques, environnementales, structurelles ou socio-économiques. Dans le cadre de la modélisation hydrologique ce sont les incertitudes associées aux processus hydrologiques et hydrauliques qui sont les plus particulièrement analysées. En principe, les incertitudes représentent l'absence de la connaissance parfaite de ces processus. Pour Mays et Tung (1992) les incertitudes en hydrologie peuvent être interprétées comme l'occurrence des événements qui sont au-delà de notre contrôle.

Les incertitudes associées aux variables de forçage et aux paramètres d'un modèle peuvent être subjectivement analysées à partir de l'expérience personnelle et du jugement de l'hydrologue ou, alternativement, elles peuvent être statistiquement quantifiées à partir de diverses théories appropriées. Un exemple de considération subjective de l'incertitude est habituellement donné avec le coefficient  $n$  de rugosité de Manning. Ce coefficient est un paramètre conceptuel qui ne peut pas être mesuré physiquement. Dans la pratique on sélectionne les valeurs de  $n$  à partir de l'expérience personnelle, généralement par comparaison avec des conditions données par des manuels (i.e., Chow, 1964) ou avec d'autres conditions antérieurement testées.

Cependant, l'étude des incertitudes suit habituellement une approche très formelle à partir des méthodes statistiques et mathématiques (voir section III.7 et chapitre IV).

#### III.3.2. Typologie des incertitudes en hydrologie

Yen et Ang (1971) ont classifié les incertitudes en deux types :

- a) *incertitudes objectives (ou calculables)* : elles sont associées à des processus aléatoires et elles peuvent être analysées par les techniques statistiques ;

- b) *incertitudes subjectives (ou non calculables)* : ce sont les incertitudes pour lesquelles il n'existe pas d'informations quantitatives pour l'analyse. Un exemple de ce type d'incertitude est constitué par les défauts d'exhaustivité concernant l'information historique.

Pour les hydro-systèmes Yen et al. (1986) et Haan (1989) identifient les incertitudes suivantes :

- 1) *incertitudes naturelles* : elles sont associées aux composantes aléatoires présentes dans tous les processus naturels. Elles reflètent la variabilité dans l'espace et dans le temps des processus considérés, comme par exemple les forçages météorologiques (précipitation, température, radiation solaire, etc.) et leurs conséquences hydrologiques (écoulement, infiltration, etc.). Chaubey et al. (1999) soulignent que la connaissance de l'influence de la variabilité de la précipitation sur les valeurs calées des modèles hydrologiques est encore très limitée ;
- 2) *incertitudes des structures des modèles* : elles reflètent le manque d'habileté du modèle à représenter exactement le comportement du système physique. La simplification du système par le modèle est inhérente à l'existence propre du modèle. Cependant, l'utilisation d'un modèle imparfait conduit à des résultats avec des erreurs. Donc il est nécessaire de trouver une solution de compromis entre les deux aspects du problème ;
- 3) *incertitudes des paramètres des modèles* : elles sont associées à la variabilité des grandeurs naturelles mesurées, au manque d'une quantité suffisante de données, aux incertitudes propres des données et aux erreurs dérivées de l'utilisation de techniques inadéquates d'estimation des paramètres. Par conséquent, pour un modèle et un ensemble de données, plusieurs jeux de valeurs différentes des paramètres peuvent être optimisés dans le calage du modèle aux valeurs observés ;
- 4) *incertitudes des données* : elles comprennent : (a) les erreurs de mesures, spécialement sur les événements exceptionnels observés ; (b) les inconsistances et les non-homogénéités des séries des données, (c) des erreurs de manipulation et de transcription des données et (d) le manque de représentativité de l'échantillon dû à des limitations dans ses extensions temporelle ou spatiale ou aux modifications artificielles introduites sur le système modélisé ;
- 5) *incertitudes opérationnelles* : elles sont associées aux hydro-systèmes et liées à des incertitudes de construction, de manutention, de maintenance et aux facteurs humains.

A l'exception des incertitudes opérationnelles, toutes les autres constituent la base des incertitudes prises en compte dans la modélisation mathématique en hydrologie.

Les incertitudes associées à la variabilité des processus naturels ne peuvent pas être éliminées. Par contre, les autres types d'incertitudes indiquées peuvent être diminués avec l'amélioration des structures des modèles, avec l'augmentation de la quantité et de la qualité des mesures et, finalement, avec l'utilisation de techniques plus élaborées pour la détermination des valeurs des paramètres

### III.4. Les objectifs de l'analyse des incertitudes

Le principal objectif de l'analyse des incertitudes dans la modélisation en hydrologie est l'identification des *propriétés statistiques des réponses du modèle* à partir des incertitudes sur les variables d'entrée et sur les paramètres du modèle. Lorsque les paramètres d'un modèle pluie-débit sont fixés et les estimations des débits de sortie sont réalisées sans aucune analyse statistique sur les erreurs associées, les incertitudes relatives à la réponse du modèle et à l'estimation des paramètres ne sont pas connues.

Différents auteurs ont insisté sur l'importance de l'étude des incertitudes dans le cadre de la modélisation hydrologique. Desbordes (1985) a souligné que si les incertitudes des valeurs des paramètres ne sont pas analysées et réduites, on peut considérer que le processus de calage a échoué, même si on observe une bonne approximation entre les données observées et simulées. Kuzcera (1988) considère que la validation du modèle au moyen de l'analyse de sa performance avec d'autres données que celles utilisées pour le calage est une procédure nécessaire, mais non suffisante. Pour Klemes (1986), sans une compréhension totale du système modélisé, l'extrapolation à d'autres événements météorologiques est indéfendable. Pour Beven (1993) cette extrapolation pourrait n'être qu'une prédiction.

Donc, un deuxième objectif, intimement lié au premier, est l'*identification des causes* qui contribuent à l'incertitude totale dans le système analysé. En particulier, dans le cadre de la modélisation mathématique, l'analyse des incertitudes permet d'identifier les paramètres (ou variables) qui ont les rôles les plus importants sur les incertitudes des variables de sortie. Cette connaissance est essentielle pour concentrer les efforts sur ces variables afin de diminuer les incertitudes sur les réponses du système.

### III.5. Expression des incertitudes en hydrologie

Ils existent trois manières d'exprimer les incertitudes d'une fonction, d'un paramètre, d'un modèle ou d'un système hydrologique ou hydraulique. Elles se différencient selon que, pour la quantité sujette aux incertitudes, on connaît :

- a) sa *fonction de densité de probabilité (fdp)* ;
- b) son *intervalle de confiance* ;
- c) ses *moments statistiques*.

Chaque expression présente des avantages et des inconvénients. La détermination de la *fonction de densité de probabilité* (ou de sa fonction de distribution cumulée, FDA) est la description la plus complète et idéale des incertitudes. Malheureusement, dans de nombreuses situations pratiques, cette fonction de probabilité ne peut pas être dérivée ou estimée avec précision.

La description des incertitudes basée sur l'*intervalle de confiance* est plus simple à déterminer, mais elle présente deux inconvénients (Tung, 1996) :

- a) les intervalles de confiance sont déterminés avec des hypothèses de distribution gaussienne des quantités sujettes aux incertitudes et cela n'est pas toujours vrai ;
- b) il n'existe pas de méthode précise pour combiner les intervalles de confiance de chaque variable aléatoire afin d'obtenir l'intervalle de confiance du système global.

La troisième forme est l'utilisation *des moments statistiques* associés à la grandeur analysée. En particulier, le moment de second ordre est une mesure de la dispersion de la variable aléatoire.

Quelle que soit la mesure utilisée pour la description des incertitudes et la technique employée pour sa détermination, il est important de retenir que cette quantification n'est pas capable de prendre en compte toutes les incertitudes liées au processus naturel modélisé.

En ce qui concerne la disponibilité des données il faut identifier deux situations basiques en hydrologie pour l'analyse des incertitudes (Tucci, 1998) : (a) bassins versants avec des données nécessaires pour faire la comparaison avec les réponses du modèle (i.e., valeurs de débits à la sortie) et (b) des bassins versants sans ce type de données.

Dans le premier cas les valeurs initiales des paramètres analysés sont déterminées sur la base des échantillons de données disponibles. Cela est la situation la plus habituelle dans les pays industrialisés. Dans le deuxième cas il est nécessaire de considérer les intervalles de variation les plus probables des paramètres (indiqués pour la littérature ou bien déduits de l'expérience de l'utilisateur). Dans cette situation, typique dans les pays en voie de développement comme l'Argentine, malheureusement il n'existe pas la possibilité de comparer les estimations des incertitudes avec les registres observés.

### III.6. Techniques d'analyse de sensibilité et d'analyse des incertitudes

Les techniques d'analyse de sensibilité (*Sensitivity Analysis*, SA) et d'analyse des incertitudes (*Uncertainty Analysis*, UA) sont très proches entre elles mais différentes du point de vue des concepts en jeu (Chang et al. 1993 ; Saltelli et al., 1999).

Les outils d'analyse de sensibilité (SA) ont pour but d'évaluer la sensibilité de la réponse du modèle à la modification des valeurs des ses paramètres et des données initiales. Ainsi, ces techniques explorent les propriétés du modèle en relation avec ses facteurs d'entrée. Les techniques d'analyse des incertitudes (UA) (voir secteur III.4) ont pour objectif d'évaluer les incertitudes de la réponse du modèle sur la base des incertitudes de ses paramètres et des données d'entrée (dans une conception plus ample elles considèrent aussi les incertitudes dérivées de la structure du modèle).

C'est-à-dire, tandis que les outils de la SA analyse le comportement du modèle en fonction de ses relations internes, les outils de la UA déterminent les aspects stochastiques du modèle à travers ses relations. Il faut noter, cependant, que les paramètres importants mis en évidence par l'une et l'autre technique peuvent ne pas être les mêmes (Chang et al. 1993).

L'idée traditionnellement associée aux techniques de la SA a été celle de l'analyse « d'une variable à la fois ». Saltelli et al. (1999) soulignent qu'actuellement cette approche est considérée comme inadéquate pour une grande partie des problèmes pratiques. Pour ces auteurs le concept d'une approche multivariée doit être appliqué aux techniques de la SA. Par conséquent, celles-ci doivent être capables de générer des valeurs de paramètres à partir de distributions multivariées, avec les structures de corrélation correspondantes. Le résultat est qu'actuellement les deux types de techniques restent extrêmement proches.

Dans la littérature hydrologique et hydraulique, on observe que les techniques de SA (généralement liées à une conception traditionnelle) sont considérées comme incluses dans les techniques de la UA. Dans les travaux de physique appliquée et de génie chimique, on note la situation inverse (Saltelli et al., 1999 ; Saltelli et al., 2000).

Dans la suite, on analyse des techniques du type UA.

### III.7. Classification des techniques d'analyse des incertitudes (UA)

#### III.7.1 Selon le type de mesure de l'incertitude de la réponse du modèle

Pour l'analyse des incertitudes liées à la modélisation hydrologique les variables et paramètres impliqués dans le modèle (ou facteurs) sont considérés comme des variables aléatoires (VA). Donc, soit un modèle hydrologique donné par l'expression :

$$W = g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_N) \quad (\text{III.1})$$

où  $W$  est une quantité modélisée et  $\mathbf{X}$  est un vecteur colonne ( $N \times 1$ ) qui contient les  $N$  variables aléatoires explicatives. Ce modèle représente une approche stochastique multivariée, même si à l'origine il a été développé à partir d'une approche déterministe.

Les techniques d'analyse des incertitudes comprennent différents degrés de complexité mathématique et d'exigence en données. Il n'existe pas de technique unique et universelle recommandée « a priori » pour l'analyse des incertitudes liées à la modélisation en hydrologie. La technique la plus appropriée dépend de la nature du problème, de la disponibilité des informations, de la complexité et du type du modèle, ainsi que de la précision désirée pour les résultats.

La littérature scientifique a mis l'accent sur plusieurs techniques et processus du type UA. Il y a des techniques analytiques et numériques pour l'identification des

*fonctions de densité de probabilité (fdp), des intervalles de confiance ou des deux premiers moments statistiques.*

Selon un degré décroissant de définition des incertitudes on peut considérer trois niveaux principaux :

- 1) *dérivation exacte de la fdp de la réponse du modèle* : c'est le niveau *idéal* qui consiste dans la *dérivation exacte* de la fdp (ou la FDA) de la variable de sortie du modèle en fonction des fdp de toutes les VA intervenant dans le modèle. En conséquence, à ce niveau toutes les informations statistiques relatives au processus analysé sont identifiées. Cette détermination exige le traitement analytique de l'ensemble des équations des fdp. Si le modèle permet ce type d'approche, les *techniques analytiques* sont recommandées, mais, en hydrologie, ces techniques ont une applicabilité très limitée due à la complexité des fonctions des modèles hydrologiques ;
- 2) *estimation approximative de la fdp de la réponse du modèle* : ce deuxième niveau consiste dans l'estimation de la fdp de la réponse du modèle à partir de techniques numériques très élaborées. Elles utilisent une méthode de Monte Carlo (MC) suivant deux approches bien différentes : (a) l'analyse statistique « classique » ou fréquentielle et (b) l'analyse statistique « bayésienne ».
- 3) *estimation approximative des moments* : ce troisième niveau de détermination des incertitudes relatives à la réponse des modèles est donné par les méthodes *numériques approximatives des moments*, qui ont leur utilité dans le cas des fonctions complexes ne pouvant pas être traitées analytiquement. Ces méthodes exigent un effort numérique moindre par rapport aux précédentes, car elles ne requièrent pas la génération de séries aléatoires de type Monte Carlo. Elles sont aussi plus simples du point de vue théorique.

La classification antérieure est simple et a pour but d'identifier les grands groupes des méthodes. Il faut souligner, cependant, que, selon les caractéristiques du modèle et du problème considéré, une analyse des incertitudes basée sur une technique relativement simple, comme l'analyse de premier ordre, peut donner de bons résultats. Il faut mentionner aussi qu'il existe des combinaisons entre les deux derniers groupes. Par exemple, les techniques de type MC sont normalement utilisées pour générer des valeurs de paramètres d'un modèle pluie-débit (ou de ses variables d'entrée) pour obtenir une estimation des intervalles de confiance du débit de pointe, du volume ou de n'importe quelle autre caractéristique de l'hydrogramme résultant. Une autre possibilité est la combinaison des techniques MC avec des méthodes d'évaluation de la fdp par point (*point estimation methods*, PE) pour obtenir aussi une estimation des intervalles de confiance de la réponse du modèle.

La figure III.2, dérivée d'une idée de Campolongo et al. (1999) pour représenter quelques techniques du type SA, synthétise la présentation des techniques de l'UA, en considérant deux propriétés : la « qualité des mesures des incertitudes » et leur « coût », c'est-à-dire l'effort à concéder sur les analyses théoriques et/ou numériques de chaque type de technique. Le coût est une fonction directe de la complexité du modèle et du nombre  $N$  des variables analysées (données d'entrée ou paramètres du modèle). On observe que la génération MC est utilisée avec la plupart des techniques numériques.

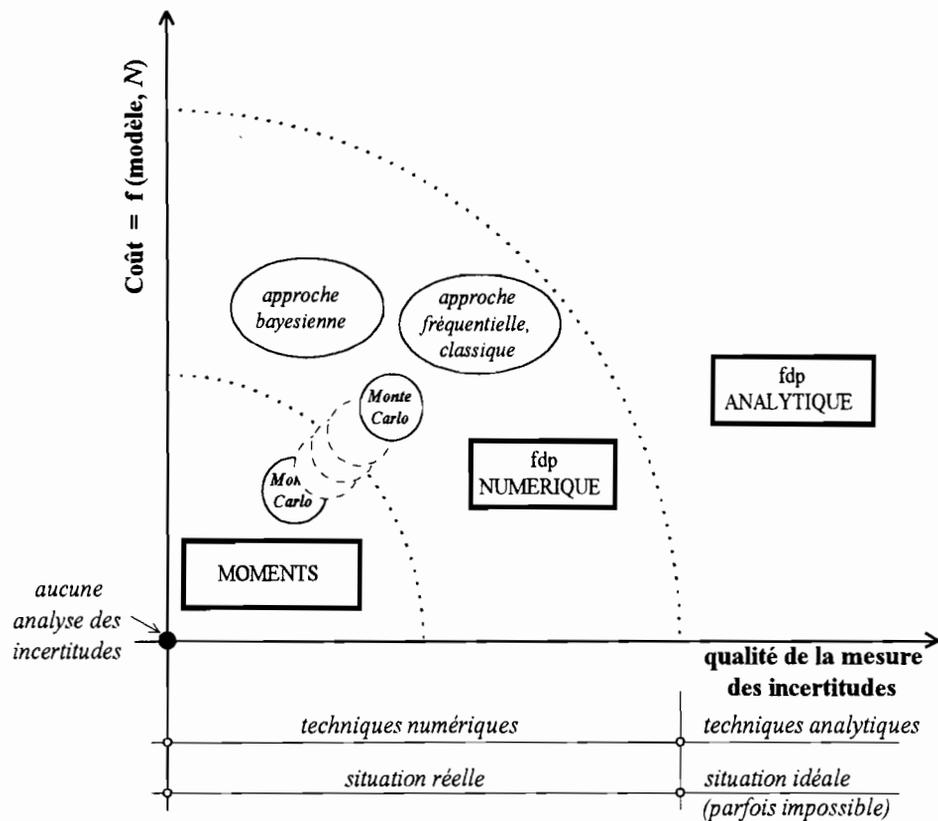


Figure III.2. Représentation des groupes de techniques dans l'analyse des incertitudes selon deux propriétés : « qualité des mesures des incertitudes » et « coût », c'est-à-dire, effort à concéder sur les analyses théoriques et/ou numériques. (Le coût est une fonction du type de modèle et du nombre  $N$  des variables analysées ; « fdp » : fonction de densité de probabilité).

### III.7.2. Selon la stratégie d'analyse : les études « locale » et « globale »

Dans la littérature spécifique des techniques SA et UA, deux stratégies pour le développement des études sont citées : les approches *locale* ou *globale*.

L'*approche locale* représente la stratégie *conventionnelle* des techniques de type SA et UA. Les techniques englobées dans cette approche réalisent l'analyse autour d'un point (*local*) dans l'hyperespace des paramètres du modèle. Ce type de stratégie implique l'analyse des dérivées partielles du modèle et, en principe, l'approche est analytique. Si la dérivation analytique est complexe ou impossible, les dérivées du modèle sont évaluées numériquement en considérant de petites variations de chaque facteur (données d'entrée ou paramètre) autour de sa valeur nominale. Des variations de l'ordre de  $\pm 10\%$  sont généralement considérées de manière uniforme pour tous les facteurs. L'usage de l'approche locale suppose que la relation entre les variables d'entrée et de sortie est linéaire.

Si le modèle est non-linéaire et si les facteurs sont affectés par des incertitudes de différents ordres de magnitude, il est nécessaire de suivre une stratégie d'étude de type *global*. L'expression *approche globale* caractérise les techniques d'analyse des incertitudes sur *l'espace entier des valeurs possibles* des facteurs considérés, prenant en compte une *variation simultanée* de ces facteurs (Campolongo et al., 2000).

Chang et al. (1993) soulignent que les résultats des analyses de type SA et UA développées selon les stratégies *locale* et *globale* ne sont pas nécessairement coïncidents. Une exception est le cas des modèles linéaires ou quasi linéaires pour lesquels les deux stratégies donnent des résultats équivalents.

Saltelli et al. (2000) présentent les techniques *d'analyse différentielle* comme un exemple de stratégie *locale* et toutes les techniques basées sur la *génération de type Monte Carlo* (MC) comme des exemples de stratégie *globale*.

En considérant les concepts présentés dans la section antérieure, il est possible de construire la classification suivante :

- *pour l'approche locale* :
  - i) les *techniques numériques ayant pour objet la détermination de l'intervalle de confiance* de la réponse du modèle et n'utilisant pas les processus d'intégration de MC (c'est le cas des analyses de la variance des modèles quasi linéaires) ;
  - ii) les *techniques analytiques* orientées vers la détermination de *l'intervalle de confiance autour d'un point choisi au préalable* ;
- *pour l'approche globale* :
  - iii) les *techniques numériques restantes*, spécialement celles qui ont pour objet l'estimation de la fdp de la réponse des modèles ;
  - iv) les *techniques analytiques*, quand elles sont appliquées à des modèles linéaires qui permettent la détermination exacte de la fdp (un cas assez rare en hydrologie).

### **III.8. État de l'art sur les techniques d'analyse des incertitudes en hydrologie**

#### *III.8.1. Introduction*

L'étude formelle des incertitudes en hydrologie a été réalisée par plusieurs auteurs depuis les années 80. Un travail détaillé de description des incertitudes associées à la métrologie en hydrologie urbaine a été présenté par Desbordes (1985). En particulier, l'auteur a analysé le rôle de toutes les erreurs qui contribuent aux incertitudes sur le coefficient de ruissellement urbain. Tucci (1998) a présenté quelques aspects liés aux incertitudes sur la modélisation en hydrologie, avec des applications à des bassins versants brésiliens.

Une révision exhaustive des techniques statistiques d'étude des incertitudes a été présentée par Beck (1987) pour le cas des modèles traitant de la qualité des eaux. Plus récemment, Omlin et Reichert (1999) ont traité le même sujet.

En général une grande partie des travaux rapportés par la littérature a employé des techniques basées sur des *versions linéaires* des modèles. Dans les années 90, *l'approche bayésienne*, spécialement liées à différentes techniques de réduction de la variance, a reçu une attention préférentielle. Cependant, jusqu'à aujourd'hui, il n'existe pas de consensus sur la meilleure technique pour l'analyse des incertitudes liées à la modélisation hydrologique. Toutes les méthodologies présentent des avantages et des limitations.

La tendance générale a été de développer des techniques à chaque fois plus puissantes mais qui exigent des efforts théoriques majeurs, ainsi que des considérations mathématiques rigoureuses et parfois complexes. Les situations où les conditions expérimentales correspondent exactement aux conditions d'application des quelques théorèmes sont rares. Par conséquent il est nécessaire que l'hydrologue analyse toujours si une technique est convenable pour le problème posé et il doit procéder à l'analyse de la signification et de l'interprétation physique des résultats.

### III.8.2. Identification des principales techniques

#### (a) - Techniques analytiques :

En ce qui concerne les techniques analytiques, Tung (1996) souligne deux types de processus méthodologiques : (i) *la technique de la distribution dérivée* et (ii) *la technique des transformées des intégrales*. On présente ces méthodologies d'une manière synthétique dans le chapitre IV.

#### (b) - Techniques numériques de base (locales) pour l'estimation des incertitudes :

Dans les techniques qui ont pour but d'estimer les moments liés à la distribution de probabilité de la réponse du modèle, on trouve la *méthode de propagation de la variance*, aussi appelée méthode d'*analyse linéaire ou d'analyse de premier ordre (First-order variance method, FOVE, dans la littérature de langue anglaise)* (Benjamin et Cornell, 1972 ; Ventsel, 1982 ; Clarke, 1994). Une deuxième technique est la *méthode de linéarisation statistique* (ou analyse de deuxième ordre).

La méthode FOVE est la technique la plus diffusée pour l'analyse des incertitudes liées aux données d'entrée et aux paramètres des modèles. Il existe plusieurs application pratiques développées dans le cadre de l'hydrologie et de l'hydraulique. Cette méthode détermine les incertitudes au travers de l'évaluation de la variance totale de la réponse du système,  $Var [W]$ . La méthode est basée sur une approximation linéaire du modèle selon un développement en série de Taylor.

Mein et Brown (1978) ont proposé une méthode pour calculer la matrice de covariance des  $N$  variables (ou paramètres) du modèle à partir de la substitution des dérivées partielles exigées par la méthode FOVE par les différences finies correspondantes. Cette approche a été proposée à l'origine pour adapter cette technique linéaire au cas plus général des modèles non linéaires. La validité de ce type d'étude pour le cas plus général

des modèles hydrologiques non linéaires a été étudiée postérieurement par Kuczera (1988) dans le cadre d'approche bayésienne. Ce dernier a proposé la mesure de non-linéarité de Beale (1960) comme le critère approximatif à considérer. Quelques limitations de ce critère ont été indiquées par l'auteur.

Quelques autres applications de la méthode FOVE sont indiquées dans le tableau III.1. Particulièrement intéressant est le travail de Clarke (1999), qui a utilisé la méthode FOVE pour analyser les incertitudes associées à l'expression la plus habituelle de la courbe de tarage d'une station de mesure de débits. A partir de l'expression originale de type non linéaire, l'auteur a utilisé la technique des Moindres Carrés (*Least Squares* dans la littérature de langue anglaise) pour faire le calage de l'expression linéaire obtenue à partir des logarithmes naturels de l'expression originale. Pour prendre en compte la corrélation entre les variables, il a utilisé la *matrice de covariance* estimée à partir de la *matrice d'information*, cette dernière étant formée par les dérivées secondes de la *fonction de Vraisemblance*.

Un processus similaire a été employé dans le cadre de ce mémoire pour analyser les incertitudes dans la relation entre le *débit spécifique* et le *temps de concentration* correspondant à trois bassins versants d'Argentine. Le processus que l'on a suivi dans ces analyses est présenté en détail dans le chapitre 7 de ce mémoire. Le traitement statistique-mathématique de la méthode FOVE est présenté dans le chapitre IV.

Tableau III.1. Quelques applications de la méthode FOVE en hydrologie et hydraulique.

Auteur	Caractéristiques du travail
Mein et Brown (1978)	Développement de processus numérique applicable à des modèles non linéaires.
Kitanidis et Bras (1980)	Incertitudes liées aux estimations du modèle <i>U.S. National Weather Service model</i>
Garen et Burges (1981)	Incertitudes liées aux estimations du modèle <i>Stanford Watershed model</i>
Kuczera (1988)	Définition de la mesure de Beale (1960) comme critère de validité de l'approche FOVE pour les modèles non linéaires.
Kauak Leite (1990)	Application de l'approche de Mein et Brown (1988) aux modèles hydrologiques employés dans les études de pollution diffuse d'origine agricole.
Melching et al. (1990)	Extensions de la méthode FOVE aux applications du modèle <i>Hec-1</i> .
Bernauer (1992)	Incertitudes sur quelques modèles hydrologiques et hydrauliques typiques.
Lei et Schilling (1992)	Incertitudes sur le modèle urbain <i>Hystem-Extran</i> (une modification du modèle <i>SWMM</i> ).
Tung et Yeh (1993)	Incertitudes liées à un modèle hydraulique de transport de sédiments.
Clarke (1999)	Incertitudes liées à la courbe de tarage d'une station de mesure de débits.

Parmi les avantages de la méthode FOVE il faut souligner la simplicité de l'approche et la possibilité de déterminer d'une manière directe la contribution de chaque VA à l'incertitude totale de la réponse du modèle. Cependant, si le modèle est fortement non linéaire la méthode ne produit pas de résultats appropriés (cet inconvénient a déjà été cité pour les techniques qui suivent une stratégie locale). Aussi, si les fonctions impliquées ne sont pas dérivables dans le domaine analysé, la méthode ne peut pas être appliquée. Dans ce cas une alternative est constituée par des méthodes qui font une estimation des intervalles de confiance à partir d'une représentation simplifiée de la fdp des VA impliquées dans le modèle, comme, par exemple les techniques d'estimation ponctuelle (*point estimation*, PE) présentées plus loin.

La technique d'estimation de la variance de la sortie du modèle à partir d'une approximation linéaire *statistique* évite les principaux inconvénients de la méthode FOVE, mais exige un effort qui n'est pas toujours justifié (Lei et Schilling, 1992). Elle constitue une approximation de deuxième ordre du modèle (SOVE).

(c) – *Techniques numériques plus élaborées (globales) pour l'estimation approximative de la fdp :*

Pour les techniques numériques ayant pour objectif l'estimation approximative de la fdp de la réponse du modèle il existe plusieurs alternatives méthodologiques. Une illustration des combinaisons les plus fréquentes est présentée sur la figure III.3.

Ce type de techniques utilise la génération de nombres pseudo-aléatoires par la méthode de Monte Carlo (MC) selon trois processus élémentaires :

- (1) de l'inverse de la fonction de distribution cumulée, FDA (*cumulative distribution function inverse process*) ;
- (2) de l'« acceptation et rejet » (*accept/reject process*), et
- (3) de la transformation de la variable (*variable transformation process*).

- *Approche classique ou fréquentielle :*

Basées sur le processus de l'inverse de la FDA, différentes techniques correspondant à l'approche *classique ou fréquentielle* de l'analyse des probabilités ont été développées. Il faut rappeler que dans l'approche *classique* on trouve différentes méthodes d'estimation des paramètres des distributions statistiques : (i) *la méthode des moments* ; (ii) *la méthode des moindres carrés* ; (iii) *la méthode du maximum de vraisemblance* et (iv) *la méthode des moments de probabilité pondérés* (DeCoursey et al., 1982), etc. Un logiciel pour les calculs fréquentiels, adapté à l'hydrologie, *Safarhy*, a été développé par Lubès et al. (1994).

Parmi les techniques qui utilisent le processus de l'inverse de la FDA, en combinaison avec les méthodes fréquentielles citées, on trouve celles qui réalisent une évaluation de la FDA de chaque VA selon deux processus d'échantillonnage différents :

- en considérant deux points uniquement (*point estimation*, PE, ou *point sampling*), préférentiellement pour des fdp de type unimodal, et

- un échantillonnage aléatoire sur plusieurs points (*random sampling*).

En ce qui concerne les techniques d'évaluation type PE on peut souligner les *méthodes de Rosenblueth* (1981) et de *Harr* (1989).

Une simplification de la *méthode de Rosenblueth* (1981) consiste à représenter la fdp de chaque VA impliquée par deux points qui concentrent la totalité de la masse de probabilité. Ces points sont estimés de telle manière que les trois premiers moments de la VA et les coefficients de corrélation (deux à deux) sont préservés. Cette méthode requiert l'évaluation du modèle en  $2^N$  points,  $N$  étant le nombre de VA considérées.

La *méthode de Harr* (1989), utilise les concepts de valeurs et vecteurs propres liés à la *technique des composantes principales* des variables impliquées pour obtenir un processus alternatif d'estimation des deux points, et ainsi réduire les  $2^N$  évaluations de la méthode de Rosenblueth à  $2N$ .

La méthode de Harr a été employée par Tung et Yeh (1993) pour analyser les incertitudes associées à un modèle de transport de sédiments appliqué aux conditions des fleuves de Taiwan. Le modèle employé identifiait 28 paramètres sujets à des incertitudes.

Une synthèse de ces deux dernières techniques est présentée dans le chapitre IV.

Le deuxième type de technique indiqué, appelée ici « conventionnelle » (Figure III.3) a été décrit, entre autres, par Clarke (1993, 1994) et Tucci (1998). Il consiste essentiellement dans un processus à deux étapes : (i) la définition des fdp des VA du problème et (ii) l'utilisation de ces fdp pour obtenir la fdp du résultat du modèle. Pour obtenir un échantillonnage des valeurs des paramètres à partir de ses fdp, on utilise la génération MC. Une synthèse de cette technique est présentée dans le chapitre IV.

Tucci (1998) a utilisé cette approche « conventionnelle » dans le cas de fdp gaussiennes et empiriques pour analyser les incertitudes sur le débit de pointe d'un bassin versant brésilien à partir des incertitudes sur la distribution temporelle du hyétogramme et de la variation du coefficient d'écoulement. Les éléments de la méthode sont présentés dans le chapitre IV. Une approche similaire a été employée dans ce mémoire pour estimer les incertitudes des résultats d'un modèle pluie-débit simplifié. L'application, qui est exposée dans le chapitre VIII de ce mémoire, a concerné les incertitudes sur l'état d'humidité du sol et sur la distribution temporelle de la précipitation.

#### - Approche bayésienne :

L'approche bayésienne constitue une méthode alternative pour l'estimation des paramètres des fdp des VA analysées. Elle admet qu'il y a deux sources d'information pour connaître les fdp des paramètres (ou VA) : (i) l'information « *a priori* » basée sur les données historiques et ou sur la connaissance de l'expert et (ii) les données obtenues à partir des observations et des expérimentations.

Dans cette approche le vecteur  $\mathbf{X}$  des paramètres ou VA considérés (équation III.1) est supposé préalable à l'obtention des données avec une fdp  $P(\mathbf{X})$ . C'est-à-dire que  $P(\mathbf{X})$  concentre toutes les informations qui sont disponibles sur les paramètres avant le processus de mesure. Lorsque les nouvelles données sont disponibles, la fdp est dénotée par  $P(\mathbf{X}|\mathbf{Q})$ . Les deux fonctions de densité sont d'habitude nommée densité « a priori » et « a posteriori » respectivement. Selon le processus de collecte des données on a une connaissance améliorée des paramètres, reflétée par une réduction des incertitudes de telle manière que la densité « a posteriori » soit plus concentrée que la densité « a priori ». Le processus d'obtention de la fdp  $P(\mathbf{X}|\mathbf{Q})$  à partir de  $P(\mathbf{X})$  est décrit par le théorème de Bayes (ou théorème « des causes ») :

$$P(\mathbf{X}|\mathbf{Q}) = P(\mathbf{Q}|\mathbf{X}) \cdot P(\mathbf{X}) / P(\mathbf{Q}) \quad (\text{III.2})$$

où  $P(\mathbf{Q})$  est une constante de proportionnalité pour obtenir que  $\int P(\mathbf{X}|\mathbf{Q}) \cdot d\mathbf{X} = 1$  (Campbell et al., 1999).

La distribution a posteriori  $P(\mathbf{X}|\mathbf{Q})$  contient toutes les informations disponibles sur le vecteur  $\mathbf{X}$ . Donc, dans l'approche bayésienne le problème est réduit à l'estimation de la distribution a posteriori. Cependant, comme le soulignent Campbell et al. (1999), pour le problème dont la complexité est modérée et en considérant des spécifications très réalistes de la connaissance a priori, il est très difficile d'obtenir une représentation de la distribution a posteriori par des calculs directs. L'alternative est l'échantillonnage par processus numériques, comme l'intégration par Monte Carlo. Ce processus étant une méthodologie d'échantillonnage (*sampling procedure*), les résultats obtenus contiennent inévitablement des erreurs d'échantillonnage qui sont décroissantes si la taille de l'échantillon augmente (Tung, 1996). Les techniques dites de réduction de la *variance* (*variance reduction techniques*) ont pour but d'obtenir une haute qualité de l'intégration par MC sans augmentation substantielle de la taille de l'échantillonnage nécessaire. Parmi les techniques de réduction de la variance, on trouve :

- échantillonnage d'importance (*importance sampling*) ;
- échantillonnage par chaînes de Markov (*Markov chain sampling*) ;
- échantillonnage stratifié (*stratified sampling*) ;
- échantillonnage antithétique (*antithetic-variates sampling*) ;
- échantillonnage hyper cube latin (*latin hypercube sampling*) ;
- échantillonnage hyper cube gréco-latin (*grecian-latin hypercube sampling*) ;
- échantillonnage selon l'analyse de sensibilité généralisée (*generalised sensitivity analyse*, Hornberger et Spear, 1981).

Dodge (1993) présente une synthèse de quelques-unes des ces méthodes. Dans la littérature on trouve des exemples de la majorité de ces procédés. Plusieurs des plus importantes techniques de type UA global ont été développées à partir des deux premiers processus d'échantillonnage, c'est-à-dire, en utilisant l'*importance sampling* et le *Markov chain sampling*, sur la base du processus de génération de MC par acceptation/rejet.

La technique dite GLUE (*Generalised Likelihood Uncertainties Estimation* ; Beven et Binley, 1992) utilise le processus de l'*importance sampling* (Kuczera et Parent, 1998). Ses auteurs soulignent que cette méthode constitue une réponse pragmatique au problème d'équifinalité des modèles. La méthode ne cherche pas à déterminer une paramétrisation optimale (calage classique), c'est-à-dire, un « modèle » particulier, mais un échantillon de modèles acceptables qui définit une gamme de comportements hydrologiques possibles (Gineste, 1998). La méthode utilise une distribution uniforme pour représenter chacune des pdf « a priori » du vecteur  $\mathbf{X}$ , c'est-à-dire que la densité  $P(\mathbf{X})$  est représentée par un ensemble de distributions uniformes. Pour la procédure d'échantillonnage la méthode suit une distribution uniforme sur des plages fixées pour chacun des paramètres (ce qui est cohérent avec l'hypothèse d'une distribution "a priori" équiprobable des paramètres). Le critère de rejet consiste à fixer un seuil minimal de la fonction objectif adoptée.

Cette technique a été employée avec différentes fonctions objectifs par Binley et Beven (1991), Beven (1993), Romanowicz et al. (1994), Freer et al. (1996) et Gineste (1998). La méthode est une extension de la procédure d'échantillonnage « *generalised sensitivity analysis* ». Elle a fait l'objet de diverses critiques. Clarke (1994) a indiqué deux types de critiques :

- *sémantique* :
  - la méthode utilise le mot « likelihood », mais elle ne représente pas le concept statistique de vraisemblance ;
- *conceptuelles* :
  - la méthode exige la définition d'une distribution « a priori » (paradigme bayésien) et utilise une distribution uniforme dans les plages fixées des paramètres. Selon les cas cette hypothèse peut signifier en réalité l'acceptation « a priori » d'une distribution très éloignée de la distribution équiprobable. Par exemple en adoptant une distribution  $U$  pour le paramètre  $h$  de l'équation de Horton [ $h = \exp(-k)$ ], il résulte une distribution exponentielle  $EXP [0, \infty)$  pour  $k$  ;
  - quand les paramètres sont corrélés la méthode ne présente pas un critère explicite de définition de la distribution conjointe des paramètres ;
  - elle présente certains aspects subjectifs (la distribution « a priori », les plages des paramètres, la définition de la fonction critère, etc.)

Plus récemment d'autres contributions du type global sont apparues pour l'étude des incertitudes de modélisation en hydrologie. On note plus particulièrement les travaux de Kuczera et Parent (1998) et Campbell et al. (1999). Dans les deux cas, les auteurs ont utilisé l'approche bayésienne combinée avec les chaînes de Markov (identifiées dans la littérature anglaise comme MCMC, pour *Monte Carlo Markov Chains*).

Dans le travail de Kuczera et Parent (1998) les auteurs ont utilisé la méthode de *Metropolis Monte Carlo*. Il s'agit d'une analogie avec le processus thermodynamique de minimisation de l'énergie avec la baisse progressive de la température (*annealing process*). La méthode combine cette approche avec une chaîne de Markov pour produire un ensemble de paramètres qui suivent la distribution de probabilité naturelle ou *de Boltzmann* (Press et al., 1992).

La méthode de Metropolis Monte Carlo a divers aspects intéressants et a été testée par Kuczera et Parent (1998) avec les modèles australien *Catpro* et français *GR4*. Gaume (communication personnelle, 1999) a adopté cette méthode pour analyser les incertitudes du module de qualité des eaux inclus dans le modèle SWMM (Huber et Dickinson, 1988). Une présentation formelle de la méthode de Metropolis Monte Carlo est donnée au chapitre IV.

Campbell et al. (1999) ont analysé les incertitudes associées aux paramètres d'un modèle non linéaire appliqué à divers événements dans cinq bassins versants australiens. Ils ont trouvé que la technique MCMC basé sur l'algorithme de Metropolis-Hastings (Metropolis et al., 1953 ; Hastings, 1970) donne de bons résultats. En général ces techniques s'adaptent bien à des modèles hydrologiques non linéaires, mais elles exigent la domination de plusieurs concepts statistiques. La critique de ce type d'approche est liée à la difficulté propre au paradigme bayésien pour établir la fonction de distribution de probabilité « a priori » des paramètres.

Dans le travail de Kuczera et Parent (1998) on trouve de nouvelles critiques de la méthode GLUE. Les auteurs ont vérifié que le processus de *metropolis sampling* est meilleur que celui d'*importance sampling* employé par la GLUE. Le dernier exige un grand nombre de mises en œuvre du modèle et peut produire de sérieuses erreurs dans les résultats.

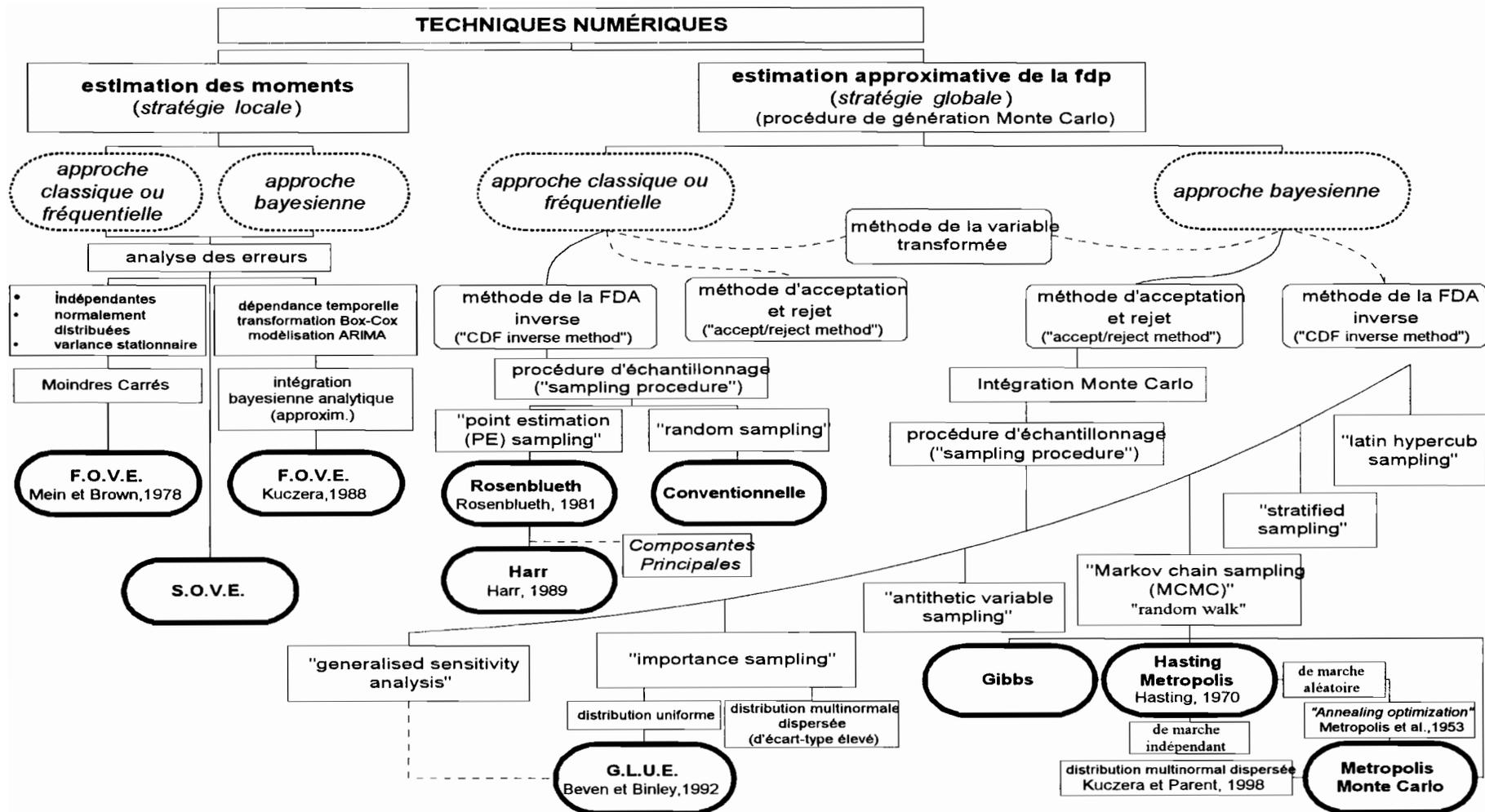


Figure III.3. Quelques combinaisons les plus courantes parmi des méthodes pour l'analyse des incertitudes relatives à la modélisation en hydrologie (pour pouvoir mieux faire référence aux descriptions de la littérature, la terminologie anglaise a été volontairement adoptée pour l'identification des processus d'échantillonnage).



## CHAPITRE IV

### TECHNIQUES STATISTIQUES POUR L'ANALYSE DES INCERTITUDES

- *Je dois vous prévenir que les crues sont provoqués par la pluie et non par une série de nombres aléatoires !*
- *Ah bon ?*

Dialogue imaginaire d'après Klemes (1988).

(in : Chevallier, 1990).



## IV - TECHNIQUES STATISTIQUES POUR L'ANALYSE DES INCERTITUDES

### IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente les caractéristiques élémentaires des principales méthodes pour l'analyse des incertitudes en modélisation mathématique. Une importance spéciale est donnée aux techniques utilisées dans le cadre de ce mémoire.

La dernière partie du chapitre est destinée à une nouvelle technique de simulation qui est apparue dans la littérature statistique au début des années 90 : *les méthodes de Monte Carlo par chaînes de Markov (MCMC)*. En particulier, on s'attache à l'algorithme de *Metropolis Monte Carlo* qui présente des aspects intéressants pour l'analyse des incertitudes en hydrologie.

Ce chapitre est plus difficile à appréhender que le précédent du fait de son contenu théorique et d'un style nécessairement plus aride.

### IV.2. Propriétés statistiques des variables aléatoires

Pour l'analyse des incertitudes, on utilise les concepts et les propriétés statistiques habituellement connues des variables aléatoires (VA), spécialement les concepts de fonction de distribution cumulée (FDA), de fonction de densité de probabilité (fdp), d'espérance  $E[X]$ , de variance  $Var[X]$  et de coefficient de corrélation  $\rho(X, Y)$ . Une présentation formelle de ces concepts est donnée dans l'Annexe I.

### IV.3. Détermination exacte (analytique) de la fdp de la réponse du modèle

#### IV.3.1. Méthode de la distribution dérivée

Dans le cas où le modèle comporte une seule variable indépendante,  $W = g(X)$ , la méthode est simple et consiste en la dérivation analytique de la fonction de distribution cumulée (FDA) de la variable  $W$  à partir de la FDA de la variable  $X$ , cette dernière étant considérée connue. La transformation donne :

$$H_w(w) = P[W \leq w] = F_X[g^{-1}(w)] \quad (\text{IV.1})$$

où  $g^{-1}(w)$  représente la fonction inverse de  $g$ . La fonction densité de probabilité (fdp) de  $W$ ,  $h_w(w)$ , peut être déterminée comme la dérivée de  $H_w(w)$  par rapport à  $w$ .

Kendall et Stuart (1943) soulignent que si la relation entre les variables  $X$  et  $W$  est strictement croissante ou strictement décroissante, la FDA de  $W$  peut être dérivée directement à partir de la FDA de  $X$  selon :

$$h_w(w) = f_x(x) |dx / dw| \quad (\text{VI.2})$$

où  $|dx / dw|$  est appelé *Jacobien*.

Tung (1996) indique que cette méthode est citée dans la littérature comme la *technique de la transformation des variables*. L'auteur a présenté l'extension de cette méthode pour le cas d'un modèle du type multivarié. La méthode nécessite une dérivation analytique des fonctions. Dans la pratique, la plupart des modèles hydrologiques averse-crue présentent des fonctions qui ne sont pas dérivables analytiquement, donc, cette méthode a une application très limitée.

#### IV.3.2. Méthode des transformées des Intégrales

Selon Tung (1996) cette méthode a été développée à l'origine pour des analyses statistiques univariées. Elle utilise alternativement les méthodes des *transformées de Fourier*, *des transformées de Laplace*, *des transformées exponentielles* et *des transformées de Mellin*.

L'utilisation des transformées de Fourier permet la détermination d'une *fonction caractéristique* de la fdp de la variable analysée qui est unique. Donc, si une fonction caractéristique d'une VA est donnée, la fdp de la VA est déterminée par une transformation inverse. Les transformées de Laplace et exponentielle permettent de déterminer la *fonction génératrice des moments* de la VA analysée. Un traitement détaillé de ces méthodes a été présenté par Tung (1996).

Les transformées de Mellin (Epstein, 1948 ; Park, 1987) fournissent différentes manières de déterminer les moments d'ordre quelconque d'une VA non négative.

La transformée de Mellin d'une fonction  $f(x)$ , où  $x$  est positive, est défini par

$$M_x(s) = M[f(x)] = \int_0^{\infty} x^{s-1} \cdot f(x) \cdot dx \quad x > 0 \quad (\text{IV.3})$$

où  $M_x(s)$  est la transformée de Mellin de  $f(x)$ . De la même manière que pour les transformées de Fourier et de Laplace, il existe une correspondance "un à un" entre  $M_x(s)$  et  $f(x)$ . Si  $f(x)$  est une fonction de densité de probabilité, fdp, la relation entre les transformées de Mellin et les moments en relation à l'origine est donnée par

$$\mu'_{s-1} = E(X^{s-1}) = M_x(s) \quad (\text{IV.4})$$

où  $\mu'_{s-1}$  représente le moment d'ordre  $s-1$  en relation à l'origine, pour  $s = 1, 2, \dots$ . Donc, les transformées de Mellin établissent un chemin alternatif pour trouver les moments de n'importe quel ordre d'une variable non négative.

Pour déterminer l'expression analytique de la transformée de Mellin d'une fdp il faut considérer quelques règles opérationnelles. Elles incluent la détermination des

transformées de Mellin pour des produits et des quotients des V.A. Les transformées de Mellin ont une propriété de convolution similaire à celles des transformées de Laplace et Fourier. Si la V.A.  $Z$  est le produit des deux V.A.,  $Z = XY$ , la transformée de Mellin de  $f(z)$  est déterminée selon :

$$M_z(s) = M[f(x)] = M[g(x) * h(y)] = M_x(s) \cdot M_y(s) \quad (\text{IV.5})$$

où \* représente l'opérateur convolution et  $g(x)$  et  $h(y)$  sont les fdp de  $X$  et  $Y$  respectivement.

Tung (1990) a présenté la totalité des règles nécessaires pour déduire l'expression analytique de la transformée de Mellin des fdp les plus couramment employées en hydrologie et hydraulique. L'auteur a présenté aussi les expressions finales des transformées de Mellin pour quelques fdp, y compris les fonctions de densité de probabilité uniforme et triangulaire. Cette dernière est essentiellement utile quand l'intervalle de variation des valeurs de la V.A. considérée est défini et on peut considérer que la valeur moyenne considérée est la plus probable.

Dans le cadre de ce mémoire les transformées de Mellin ont été employées pour estimer les incertitudes liées au temps de concentration donné par l'équation d'onde cinématique.

#### IV.4. Détermination approximative de la variance de la réponse du modèle

Les techniques numériques de détermination approximative de la variance de la réponse du modèle,  $W$ , correspondent au type de *stratégie locale* cité dans le chapitre III. Elles sont présentées ci-dessous.

##### IV.4.1. Méthode de propagation de la variance (ou « First-Order Variance Estimation, FOVE »)

Cette méthode détermine les incertitudes au travers de l'évaluation de la variance totale de la réponse du système,  $Var [W]$ . La méthode est basée sur une approximation linéaire du modèle selon un développement de Taylor dans lequel tous les termes d'ordre supérieur à 1 sont tronqués.

- *Bases méthodologiques de la méthode « FOVE » :*

Les bases méthodologiques de cette technique ont été présentées par plusieurs auteurs, entre autres, Benjamin et Cornell (1972), Clarke et Disney (1979) et Ventsel (1982). La méthode de linéarisation d'une fonction d'un ou plusieurs arguments aléatoires est couramment appliquée dans de nombreux domaines techniques. Elle est la base de l'analyse des problèmes liés à l'étude des erreurs en statistique (Ventsel, 1982).

L'idée de base est que toute fonction continue dérivable dans un domaine assez restreint de variation des arguments peut approximativement être remplacée par une fonction linéaire. La linéarisation de la fonction est obtenue par son développement en série au voisinage d'un point où elle est connue, qui représente l'espérance mathématique de l'argument, en ne conservant dans le développement que les termes du premier ordre.

Étant donnée la fonction qui représente le modèle sous forme d'une expression linéaire, on peut appliquer les méthodes connues de recherche des caractéristiques numériques des fonctions linéaires, c'est-à-dire :

- pour trouver l'espérance mathématique d'une fonction presque linéaire, il faut remplacer dans l'expression de la fonction l'argument par son espérance mathématique ;
- pour trouver la variance d'une fonction presque linéaire, il faut multiplier la variance de l'argument par le carré de la dérivée au point correspondant à l'espérance mathématique donnée de l'argument (Kendall et Stuart, 1943).

Ces considérations sont basées respectivement sur les équations I.A.9 et I.A.13 données dans l'Annexe I.

- *Développement statistique mathématique de la méthode :*

Soit un modèle hydrologique du type  $W = g(\mathbf{X})$  (voir équation III.1) où  $W$  est la quantité modélisée et  $\mathbf{X}$  représente le vecteur colonne ( $N \times 1$ ) qui contient  $N$  variables aléatoires. Le développement en série de Taylor de la fonction  $g(\mathbf{X})$  à partir d'un point  $\mathbf{X} = \mathbf{x}_0$  dans l'hyperespace des  $N$  paramètres s'exprime selon :

$$W = g(\mathbf{x}_0) + \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_i - x_{i0}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left( \frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_i - x_{i0})^2 + \varepsilon \quad (\text{IV.6})$$

où  $\varepsilon$  représente les termes d'ordre supérieur à 2. Les termes des dérivées partielles sont appelés *coefficients de sensibilité*. Chacun de ces coefficients représente le taux de variation de la variable  $W$  pour une variation unitaire de chacune des variables autour du point  $\mathbf{x}_0$ . En considérant les termes de premier ordre de l'équation (IV.6), elle s'écrit en notation matricielle selon :

$$W \approx g(\mathbf{x}_0) + \mathbf{s}_0^T \cdot (\mathbf{X} - \mathbf{x}_0) \quad (\text{IV.7})$$

où  $\mathbf{s}_0$  est le vecteur colonne des *coefficients de sensibilité* évalué au point  $\mathbf{X} = \mathbf{x}_0$  et où l'exposant  $T$  indique la transposée du vecteur. A partir des équations (I.A.9) et (I.A.13) (Annexe I) la moyenne et la variance de  $W$  peuvent être estimées respectivement par :

$$E[W] \approx g(\mathbf{x}_0) + \mathbf{s}_0^T \cdot (\boldsymbol{\mu} - \mathbf{x}_0) \quad (\text{IV.8})$$

et

$$\text{Var}[W] \approx \mathbf{s}_0^T \mathbf{C}(\mathbf{X}) \mathbf{s}_0 \quad (\text{IV.9})$$

où  $\boldsymbol{\mu}$  et  $\mathbf{C}(\mathbf{X})$  sont respectivement le vecteur des moyennes et la matrice de covariance (aussi nommée *matrice de dispersion* ou *matrice d'inertie*) des variables stochastiques  $\mathbf{X}$ .

La pratique la plus commune pour cette méthode est de considérer le point  $\mathbf{x}_0 = \boldsymbol{\mu}$  de manière à estimer la moyenne et la variance de  $W$  selon les expressions suivantes :

$$E[W] \approx g(\boldsymbol{\mu}) \quad (\text{IV.10})$$

et

$$\text{Var}[W] \approx \mathbf{s}^T \mathbf{C}(\mathbf{X}) \mathbf{s} \quad (\text{IV.11})$$

où  $\mathbf{s}$  est un vecteur à  $N$  dimensions des coefficients de sensibilité évalués au point  $\mathbf{x}_0 = \boldsymbol{\mu}$ .

Si les  $N$  variables sont indépendantes, la variance de  $W$  est donnée de manière approximative par :

$$\text{Var}[W] \approx \mathbf{s}^T \mathbf{D} \mathbf{s} = \sum_{i=1}^N s_i^2 \sigma_i^2 \quad (\text{IV.12})$$

où  $\mathbf{D} = \text{diag}(\sigma_1^2, \sigma_2^2, \dots, \sigma_N^2)$  est la matrice diagonale des variances des  $N$  variables stochastiques. Les rapports  $s_i^2 \sigma_i^2 / \text{Var}[W]$  indiquent les proportions avec lesquelles chaque variable  $X_i$  contribue à l'incertitude totale du système (ou modèle).

Les valeurs de la matrice de covariance  $\mathbf{C}(\mathbf{X})$  peuvent être estimées par l'intermédiaire de différents processus statistiques ou numériques. Cependant, il faut noter que ces valeurs peuvent être modifiées par le modélisateur, s'il le désire. En effet, à partir de l'expertise du modélisateur il est possible d'attribuer des valeurs directement en fonction de la connaissance « *a priori* » des erreurs sur les paramètres ou variables du modèle.

- *Avantages et inconvénients de la méthode :*

L'effort de calcul associé à l'application de cette méthode dépend de la caractéristique de la fonction  $g(\mathbf{X})$ . Si cette fonction est *linéaire*, la dérivation des coefficients de sensibilité suit un processus *analytique*. Dans ce cas la méthode permet de déduire l'expression *exacte* de la variance de  $W$ .

Parmi les avantages de la méthode FOVE il faut souligner :

- a) la simplicité de l'approche ;
- b) qu'elle n'exige pas la connaissance de la fdp des variables considérées dans le modèle ;
- c) qu'elle permet l'identification directe et simple de la contribution individuelle de chaque paramètre (ou variable) à l'incertitude totale de la réponse du modèle, et
- d) que si le caractère non linéaire du modèle n'est pas trop important, la méthode peut produire des résultats compatibles avec un nombre important d'applications pratiques.

Cependant, un grand nombre de modèles hydrologiques ont des fonctions fréquemment non linéaires, discontinues ou de type implicite. Dans ces cas, l'estimation des dérivées de la fonction  $g(\mathbf{X})$  est une tâche difficile ou même impossible.

Parmi les inconvénients, on trouve :

- a) qu'elle est insensible à la variation des fdp des  $N$  variables contenues dans  $\mathbf{X}$  (lorsque les moyennes et les variances sont conservées) ;
- b) que, si la fonction  $g(\mathbf{X})$  n'est pas une fonction linéaire en  $\mathbf{X}$ , on a  $E[g(\mathbf{X})] \neq g(E[\mathbf{X}])$  et la validité de l'équation (IV.10) reste douteuse.

Garen et Burges (1981) ont étudié la validité de l'approche FOVE en effectuant des comparaisons avec la méthode de simulation par Monte Carlo. En appliquant le modèle *Stanford Watershed Model*, les auteurs ont trouvé que la méthode produisait de bons résultats quand les coefficients de variation (CV) des paramètres considérés n'excédaient pas la valeur 0,25. Auparavant Cornell (1972) avait suggéré 0,20 comme la valeur limite souhaitable pour les CV.

#### *IV.4.2. Adaptation de la méthode « FOVE » aux modèles hydrologiques (typiquement non linéaires)*

En hydrologie il existe différentes méthodes proposées par divers auteurs pour obtenir des résultats fiables en appliquant la méthode FOVE au cas général des modèles non linéaires. Ces développements ont particulièrement évolués au cours des deux dernières décennies.

Deux méthodes ont été proposées par l'école d'hydrologie australienne. Elles sont détaillées ci-dessous.

##### *- Méthode proposée par Mein et Brown (1978) :*

Les auteurs ont proposé une méthode pour analyser les erreurs produites par un modèle hydrologique non linéaire en estimant aussi le degré de redondance des paramètres du modèle. Cette méthode a été appliquée à l'origine au modèle pluie-débit australien *Boughton* avec 13 paramètres (situation typique des modèles de l'époque). En France, Kauark Leite (1990) a utilisé cette méthode pour analyser les incertitudes de quelques modèles de type pluie-débit utilisés pour la gestion de la pollution diffuse d'origine agricole, parmi eux, le modèle SCS-CN (USDA, 1985).

La technique de Mein et Brown (1978) combine une version linéaire du modèle obtenue par application de la méthode FOVE, avec la méthode d'estimation des paramètres par les Moindres Carrés. Le principe en est résumé ci-dessous.

Soit le modèle donné par l'équation (III.1), où on modifie la notation originale pour souligner l'existence de  $n$  variables et de  $k$  paramètres ( $n + k = N$ ) dans l'argument de la fonction  $g(\cdot)$  :

$$W_i = g_i(\mathbf{X}, \Theta) \quad (\text{IV.13})$$

où  $\mathbf{X}$  est le vecteur des variables,  $\Theta$  le vecteur des paramètres et  $t$  le temps,  $t = 1, \dots, m$ . Soit aussi une série de données de débits enregistrés,  $q_t$ , simulée par le modèle selon :

$$q_t = g_t(\mathbf{X}, \Theta) + R_t(\Theta) \quad (\text{IV.14})$$

où  $R_t(\Theta)$  est le résidu ou différence entre les résultats du modèle et la série des débits observés. Pour simplifier la notation, l'équation (IV.14) peut s'écrire:

$$q_t = g_t(\Theta) + R_t(\Theta) \quad (\text{IV.15})$$

En appliquant la méthode FOVE, la linéarisation du modèle est obtenue par :

$$g_t(\Theta) \approx g_t(\Theta_0) + \sum_{i=1}^k \left( \frac{\partial g_t(\Theta)}{\partial \Theta_i} \right)_{\Theta_0} (\Theta_i - \Theta_{i0}) \quad (\text{IV.16})$$

où la notation correspond aux indications de l'équation (IV.6).

Cela donne en notation matricielle :

$$\mathbf{g}(\Theta) \approx \mathbf{g}(\Theta_0) + \mathbf{S} \cdot (\Theta - \Theta_0) \quad (\text{IV.17})$$

où  $\mathbf{S}$  est la matrice ( $m \times k$ ) des *coefficients de sensibilité* avec un terme élémentaire ( $i, j$ ) donné par :

$$s_{i,j} = \left[ \frac{\partial g_i}{\partial \Theta_j} \right]_{\Theta_0} \quad (\text{IV.18})$$

L'équation (IV.17) s'écrit en utilisant une notation matricielle :

$$\mathbf{R} = \mathbf{q} - \mathbf{g}(\Theta) \quad (\text{IV.19})$$

D'après l'équation (IV.17), si la technique des Moindres Carrés est utilisée pour l'optimisation des paramètres du modèle on a :

$$\min \rightarrow \mathbf{R}^T \cdot \mathbf{R} \equiv \min \rightarrow [\mathbf{q} - \mathbf{g}(\Theta)]^T [\mathbf{q} - \mathbf{g}(\Theta)] \quad (\text{IV.20})$$

l'ensemble des paramètres  $\hat{\Theta}$  ainsi optimisés est obtenu par :

$$\hat{\Theta} = \Theta_0 + (\mathbf{S}^T \mathbf{S})^{-1} \mathbf{S}^T \mathbf{U} \quad (\text{IV.21})$$

où  $\mathbf{U}$  est le vecteur des erreurs pour le jeu  $\Theta_0$  de paramètres. Le vecteur  $\Theta_0$  représente l'ensemble « optimal » des paramètres qui, en théorie, est capable de minimiser les erreurs dues au manque d'habileté du modèle pour représenter exactement le comportement du

processus modélisé. Le processus considère que dans la série de  $m$  données de  $q_t$ , chaque valeur contient une partie équivalente de l'information sur les paramètres à identifier. Le calage du modèle consiste donc à extraire cette information des données et à la traduire en valeurs de paramètres. L'information relative aux paramètres du modèle contenue dans les données est résumée dans la matrice de covariance, laquelle décrit la dispersion ou le degré de précision des estimations.

A partir du théorème de la limite centrale appliqué à un système stationnaire, Mein et Brown (1978) ont trouvé que la matrice de covariance des paramètres  $\Theta$  est donnée par :

$$C(\Theta) = (S^T S)^{-1} S^T \Gamma S (S^T S)^{-1} \quad (\text{IV.22})$$

où  $C(\Theta)$  et  $\Gamma$  sont les matrices de covariance des paramètres  $\Theta$  et du vecteur  $U$  respectivement. L'équation (IV.22) représente une matrice ( $k \times k$ ) symétrique dans laquelle la diagonale est constituée par les variances de chaque paramètre de l'ensemble  $\Theta$  déterminé par la méthode des Moindres Carrés. Hors de la diagonale, la matrice est formée des covariances entre les paramètres. La méthode a pour but d'évaluer cette matrice. Cela exige de déterminer les matrices  $S$  et  $\Gamma$ .

Les éléments de la matrice  $S$  ( $m \times k$ ) sont les dérivées partielles de la réponse du modèle au point  $\Theta_0$  (équation IV.18). La méthode consiste à remplacer ces dérivées partielles par des différences finies du modèle évaluées au même point  $\Theta_0$ . Chaque élément de la  $j$ -ième colonne de  $S$  représente la variation de la valeur du débit estimé par le modèle pour chaque intervalle de temps divisé par l'incrément dans le  $j$ -ème paramètre qui a causé cette variation. Kauark Leite (1990) a utilisé un incrément de 5 % sur chaque variable de forçage  $X_i$  et chaque paramètre  $\Theta_i$  pour estimer la matrice  $S$ . En vue d'obtenir une meilleure estimation des dérivées partielles, deux incréments de  $\pm \Delta X$  (et  $\pm \Delta \Theta_i$ ) ont été généralement utilisés, la dérivée étant calculée avec la valeur moyenne de  $\Delta q$ .

Les éléments de la matrice  $\Gamma$  ( $m \times m$ ) sont les covariances des erreurs obtenues par la différence entre les débits observés et calculés par le modèle, pour le jeu de paramètres  $\Theta_0$  des paramètres. Ces covariances sont obtenues par l'expression :

$$\hat{\gamma}_j = (m - j)^{-1} + \sum_{l=1}^{m-j} R_l R_{l+j} \quad \text{pour } j = 0, 1, \dots, m - 1 \quad (\text{IV.23})$$

La moyenne des résidus est considérée comme nulle puisqu'ils proviennent d'un processus stochastique stationnaire (par l'utilisation de l'ensemble  $\Theta_0$ ).

Les éléments de la diagonale principale de  $\Gamma$  sont égaux à  $\hat{\gamma}_0$ . La première diagonale secondaire a ses éléments égaux à  $\hat{\gamma}_1$ , la deuxième a ses éléments égaux à  $\hat{\gamma}_2$ .... Dans la théorie, les valeurs de  $\hat{\gamma}_i, i = 1, 2, \dots$  décroissent de façon monotone jusqu'à un nombre  $z$  à

partir duquel elles sont égales à zéro. Dans la pratique, l'indice de la première valeur négative de  $\hat{\gamma}_i$ , rencontrée peut être prise comme valeur de  $z$ .

Une propriété de la matrice  $\mathbf{C}(\Theta)$  est que le rapport entre le déterminant de son inverse et le nombre de données est *un indice de l'information totale moyenne contenue dans les données* (Gupta et Sorooshian, 1985).

En général, les paramètres des modèles hydrologiques sont corrélés entre eux. Par conséquent, la matrice de covariance n'est pas une matrice diagonale (voir équations IV.11 et IV.12). Cela signifie que les données n'ont pas assez d'information pour distinguer les effets sur la réponse du modèle dus aux variations simultanées des différents paramètres du modèle (Kauark Leite, 1990). Afin d'évaluer la réduction dans l'information contenue dans les données sur les paramètres due à l'interaction entre les paramètres, Mein et Brown (1978) proposent des indices en rapport avec les propriétés de la matrice de covariance. Le rapport entre le déterminant de la matrice de covariance et le produit des éléments de la diagonale principale (i.e., le déterminant de la matrice de corrélation), appelé « *multi-parameter interaction index* » (MPI), indique le degré d'interdépendance entre les paramètres. Dans le cas d'absence de corrélation entre les paramètres, tous les éléments de la matrice de covariance à l'exception de la diagonale principale sont égaux à zéro et le MPI est égal à 1. Si l'interaction augmente la valeur de l'index MPI diminue, jusqu'au moment où le modèle devient « non-identifiable » (MPI=0). Donc, l'index MPI est une mesure du *degré de redondance des paramètres* du modèle.

- *Méthode proposée par Kuczera (1988) :*

G. Kuczera a développé une série de travaux théoriques et pratiques sur le sujet de l'étude des incertitudes en hydrologie (Kuczera, 1983, 1988, 1990, 1997 ; Kuczera et Parent, 1998) qui constituent des références pour l'avancement de la connaissance en la matière.

En ce qui concerne l'applicabilité de la méthode FOVE, l'auteur a proposé une méthode de validation en considérant le problème dans le contexte d'une régression non linéaire de type bayésienne. L'auteur justifie cette approche parce qu'elle permet :

- (i) des dérivations plus simples par rapport à l'approche classique, et
- (ii) des jugements subjectifs sur les incertitudes des valeurs des paramètres.

- *Le modèle pour le traitement des erreurs :*

Dans son étude, Kuczera part du modèle hydrologique à partir de l'équation (IV.14). Les résidus  $R_i(\Theta)$  (différences entre les débits observés et estimés) sont interprétés comme la somme de deux types d'erreurs :

- a) les erreurs dérivées de la représentation simplifiée du modèle, et
- b) les erreurs de mesure des variables aléatoires (dans l'approche de régression classique seule ce type d'erreurs est prise en compte).

Pour les erreurs du type « a », l'auteur considère que, si ces résidus sont (i) indépendants ; (ii) distribués normalement,  $N(0, \sigma)$ , et (iii) de variance  $\sigma^2$  toujours constante, ils sont bien représentés par le modèle classique des Moindres Carrés. Cependant, ce n'est pas

le cas le plus fréquent en hydrologie. En général, ces erreurs des modèles hydrologiques suivent deux tendances :

- elles augmentent lorsque la taille de l'échantillon des réponses (i.e, débits) augmente (hétéroscédasticité) ;
- elles sont corrélées.

Dans ce cas il faut modéliser les erreurs de manière appropriée. Clarke (1973) et Sorooshian et Dracup (1980) ont proposé une modélisation sur la base des modèles empiriques de type ARMA( $p, q$ ),  $p$  et  $q$  étant respectivement les nombres de termes auto-régressifs et de moyennes mobiles. Kuczera (1988) a proposé une méthode plus générale basée en deux étapes:

- a) la transformation des valeurs observées et estimées des débits par une méthode de type Box-Cox. Avec cette transformation, la variance  $\sigma^2$  résultante est indépendante de la magnitude des réponses ;
- b) l'utilisation a posteriori d'un modèle ARMA( $p, q$ ). Cela permet la résolution du problème de la dépendance temporelle des erreurs.

La transformation Box-Cox des débits observés est donnée par (Kuczera, 1988 ; Clarke, 1994) :

$$Q_t = \begin{cases} [(q_t + K)^\lambda - 1] / \lambda & \text{si } \lambda \neq 0 \\ \log(q_t + K) & \text{si } \lambda = 0 \end{cases} \quad (\text{IV.24})$$

où  $\lambda$  et  $K$  sont les paramètres de la transformation. D'une manière similaire les débits estimés par le modèle sont transformés par :

$$E(Q_t | \Theta) = \begin{cases} \{ [g_t(X, \Theta) + K]^\lambda - 1 \} / \lambda & \text{si } \lambda \neq 0 \\ \log[g_t(X, \Theta) + K] & \text{si } \lambda = 0 \end{cases} \quad (\text{IV.25})$$

où  $g_t(\mathbf{X}, \Theta)$  est interprété comme la moyenne des valeurs observées au temps  $t$ . Les erreurs transformées,  $\eta_t$ , sont :

$$\eta_t = Q_t - E(Q_t | \Theta) \quad (\text{IV.26})$$

Ces erreurs sont ensuite modélisées par le modèle ARMA( $p, q$ ) :

$$\eta_t = \phi_1 \eta_{t-1} + \dots + \phi_p \eta_{t-p} + a_t + \varphi_1 a_{t-1} + \dots + \varphi_q a_{t-q} \quad (\text{IV.27})$$

où  $a_t$  est une erreur qui satisfait les propriétés d'indépendance, de normalité et d'homoscédasticité.

- *L'approche bayésienne :*

Sur la base du théorème de Bayes (équation III.2) et en considérant la notation de l'équation (IV.14) la distribution postérieure des paramètres (qui concentre toutes les informations disponibles) est représentée par  $P(\Theta|Q)$ . Cette distribution synthétise les incertitudes sur les valeurs des paramètres. Kuczera considère que  $P(\Theta|Q)$  suit une distribution normale multivariée, de moyenne  $\Theta$  et de covariance  $\Sigma$ , c'est-à-dire :

$$P(\Theta|Q) \rightarrow N(\Theta, \Sigma) \quad (\text{IV.28})$$

Il est admis que, dans la région de l'espace des paramètres où  $P(\Theta|Q)$  est « significativement non nul », une approximation convenable de la série  $E(Q_i|\Theta)$  est donnée par une série de Taylor du premier ordre :

$$E(Q_i|\Theta) \approx \hat{Q}_i + \mathbf{D}_i^T (\Theta - \hat{\Theta}) \quad (\text{IV.29})$$

où  $\hat{\Theta}$  représente la moyenne « a posteriori » du vecteur des paramètres,  $\hat{Q}_i$  est égal à  $E(Q_i|\hat{\Theta})$  et  $\mathbf{D}_i^T$  est la transposée d'un vecteur ( $p \times 1$ ) des dérivées transformées évaluées au point  $\hat{\Theta}$  qui sont obtenues par l'expression :

$$D_{t,i} = [g_t(X_t, \hat{\Theta}) + K]^{i-1} \cdot \frac{\partial g_t(X_t, \hat{\Theta})}{\partial \Theta_i} \quad i = 1, \dots, p \quad (\text{IV.30})$$

En combinant les équations (I.A.9) et (I.A.13) (Annexe I) avec les équations (IV.28) et (IV.29), Kuczera a trouvé que la distribution qui exprime les effets des incertitudes sur les paramètres est Normale selon :

$$E(Q_i|\hat{\Theta})|X, \text{données} \sim N(\hat{Q}_i, \mathbf{D}_i^T \Sigma \mathbf{D}_i) \quad (\text{IV.31})$$

L'expression  $E(Q_i|\hat{\Theta})|X, \text{données}$  représente la distribution  $E(Q_i|\Theta)$  conditionnée par l'ensemble des valeurs futures des entrées du modèle,  $\mathbf{X}$ , et aussi par les données utilisées pour estimer le vecteur  $\hat{\Theta}$ .

- *Limites de confiance :*

Les intervalles de confiance de  $E(Q_i|\Theta)$  sont obtenus en faisant l'hypothèse d'une distribution Normale. Les valeurs correspondantes de  $q_t$  sont obtenues ensuite en utilisant l'inverse de la transformation de Box-Cox (équation IV.25).

Kuczera a dérivé une expression similaire dans le cas de la deuxième source d'incertitude (erreur de type « b »).

- *Mesure de Beale pour l'estimation de la non-linéarité du modèle :*

Beale (1960) a proposé une mesure approximative de la non-linéarité d'un modèle qui consiste à considérer les différences entre les surfaces de réponse du modèle et une approximation de premier ordre de ce modèle dans le voisinage du point d'analyse. La figure IV.1 représente ce concept dans le cas d'un modèle avec un seul paramètre.

La mesure de l'écart de l'approximation linéaire,  $N_{\Theta}$ , est appliquée à l'ellipsoïde associé aux limites de confiance à 90 % de la distribution  $P(\Theta|Q)$ , selon :

$$N_{\Theta} = p \cdot \sigma_n^2 \cdot \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{t=1}^n [E(Q_t|\Theta_i) - \hat{Q}_t - \mathbf{D}_t^T (\Theta_i - \hat{\Theta})]^2}{\sum_{i=1}^m \left[ \sum_{t=1}^n [E(Q_t|\Theta_i) - \hat{Q}_t]^2 \right]^2} \quad (IV.32)$$

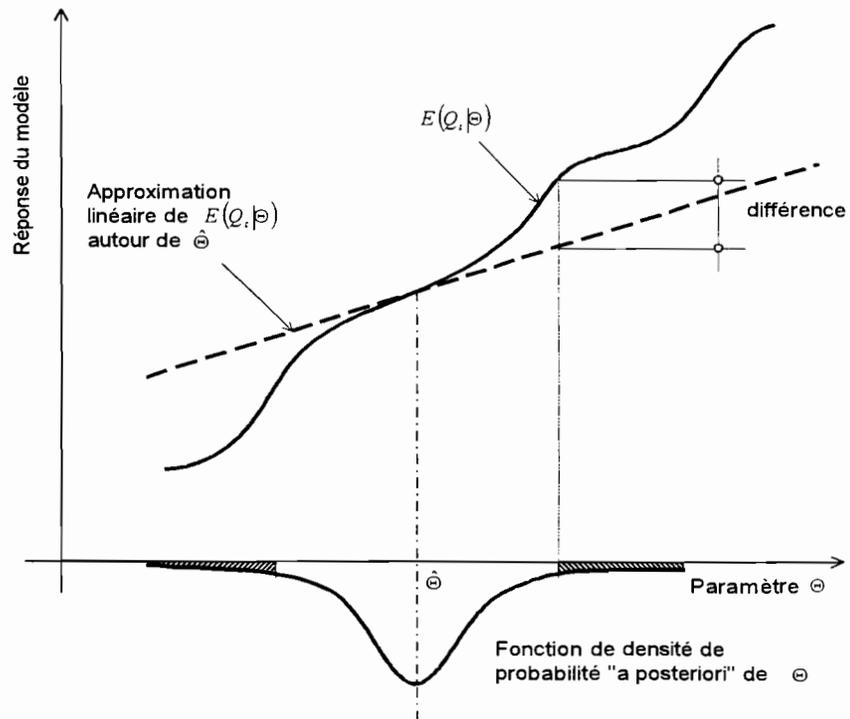


Figure IV.1. Réponse réelle et approximative (linéaire) d'un modèle à un paramètre (d'après Kuczera, 1988)

Donc, pour calculer l'équation (IV.32) un échantillon de  $m$  vecteurs des paramètres,  $\{\Theta_i, i = 1, \dots, m\}$ , est constitué suivant un processus de recherche aléatoire (*random sampling*) sur la portion de la surface de  $P(\Theta|\mathbf{Q})$  limitée par l'ellipsoïde de confiance à 90 %. La distribution  $P(\Theta|\mathbf{Q})$  est donnée par :

$$(\Theta - \hat{\Theta})^T \Sigma^{-1} (\Theta - \hat{\Theta}) = \chi_{p,0.10}^2 \quad (\text{IV.33})$$

où  $\chi_{p,0.10}^2$  est la valeur de la VA  $\chi^2$  avec  $p$  degrés de liberté et une probabilité au dépassement de 10 %. L'approximation de premier ordre est satisfaisante si :

$$MB = N_{\Theta} \cdot F_{p,v,0.10} < 0,01 \quad (\text{IV.34})$$

où  $MB$  est la mesure de Beale et  $F_{p,v,0.10}$  est la valeur de la VA  $F$  avec  $p$  et  $v$  degrés de liberté et une probabilité au dépassement de 10 % ;  $v$  représente les degrés de liberté de  $P(\Theta|\mathbf{Q})$ .

Si dans la modélisation il y a une non-linéarité très importante le critère donné par l'équation (IV.34) sous-estime la non-linéarité. Par conséquent, l'équation (IV.34) peut être considérée comme une mesure approximative de l'applicabilité de la méthode FOVE.

#### IV.5. Détermination approximative de la fdp de la réponse du modèle (approche classique ou fréquentielle)

Les techniques numériques de détermination approximative de la fdp de la réponse du modèle,  $W$ , correspondent au type de *stratégie globale* cité dans le chapitre III. Ce type de techniques utilise la *méthode expérimentale ou de Monte Carlo*, développée en 1949 par Von Neumann et Ulam (Sobol, 1983).

Dans la suite, on présente les aspects statistiques des principales techniques.

##### IV.5.1 – Méthode approximative d'estimation ponctuelle de Rosenblueth (1981)

La méthode d'estimation par points (PE) de Rosenblueth a été originalement développée pour le cas des variables stochastiques avec des fonctions pdf symétriques (Rosenblueth, 1975). Postérieurement elle a été étendue au cas des distributions non symétriques (Rosenblueth, 1981). L'idée originale de la méthode est indiquée dans la figure III.2. Elle consiste en une approximation de la pdf (ou la PDA) réelle d'une variable en considérant que toute la fonction est concentrée en deux points,  $x_-$  et  $x_+$  respectivement. Les quatre inconnues de la méthode ( $x_-$  et  $x_+$  et les valeurs respectives de probabilité  $p_-$  et  $p_+$ ) sont estimées de telle manière que les trois premiers moments de la variable aléatoire  $X$  originale soient préservés. Les solutions pour  $x_-$ ,  $x_+$ ,  $p_-$  et  $p_+$  proposés par Rosenblueth (1981) sont présentés dans l'Annexe I.

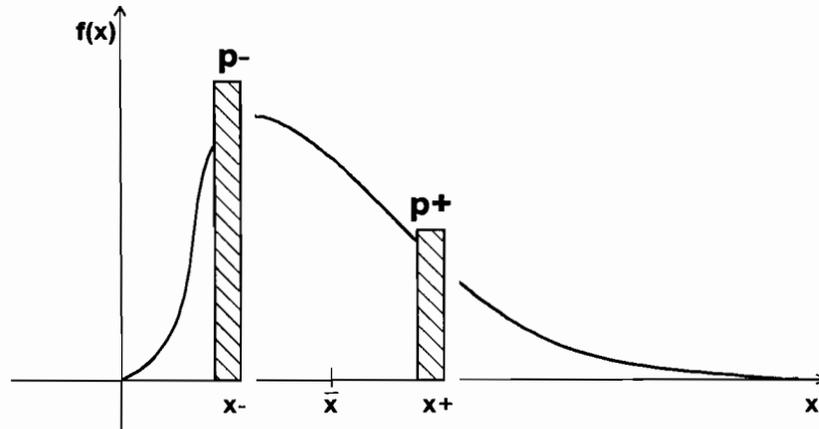


Figure III.2. Diagramme schématique de la méthode de Rosenblueth (1981) pour le cas d'une distribution univariée.

Pour un problème avec de  $N$  variables stochastiques il est nécessaire de faire  $2^N$  estimations de la pdf dans l'espace des paramètres du modèle. Si  $N$  est petit, la méthode offre une solution simple pour l'analyse des intervalles de confiance des incertitudes. Cependant, si  $N$  augmente, le nombre d'évaluations nécessaires du modèle peut être assez grand.

La méthode de Harr (1989), utilise les concepts de valeurs et vecteurs propres des variables concernées pour obtenir un processus alternatif d'estimation des points (PE), qui permet de réduire les  $2^N$  évaluations de la méthode de Rosenblueth à  $2N$ .

#### IV.5.3. Méthode approximative d'estimation ponctuelle de Harr (1989)

Cette méthode utilise les deux premiers moments des VA (la moyenne et la variance) et leurs corrélations. L'asymétrie des VA est ignorée ; donc, la méthode est plus appropriée pour le traitement des VA qui sont symétriques. Dans le cas d'un problème avec une seule VA, la méthode est identique à la méthode de Rosenblueth présentée précédemment. Ses aspects théoriques sont basés sur les concepts des techniques de réduction des informations par l'analyse de composantes principales.

Soient  $\mathbf{X}$  la matrice ( $N \times m$ ) des réalisations de l'ensemble des variables stochastiques corrélées  $X_i, i = 1, 2, \dots, N$  ;  $N$  le nombre des variables (ou paramètres) considérées et  $m$  le nombre des réalisations de chaque variable. En notation matricielle :

$$\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_N)^T \quad (\text{IV.35})$$

Soit aussi le vecteur des valeurs moyennes de  $\mathbf{X}$  donné par :

$$\boldsymbol{\mu} = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_N)^T \quad (\text{IV.36})$$

et la matrice de variance covariance (ou covariance) donnée par  $\mathbf{C}(\mathbf{X})$ . Donc, les valeurs des variables réduites sont données par  $X'_i = (X_i - \mu_i) / \sigma_i$  pour  $i = 1, 2, \dots, N$ , c'est-à-dire,

$$\mathbf{X}' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_N)^T = \mathbf{D}^{-1/2}(\mathbf{X} - \boldsymbol{\mu}) \quad (\text{IV.37})$$

où  $\mathbf{D}$  est la matrice diagonale carrée constituée par les variances de  $X_i$  :

$$\mathbf{D} = \text{diag}(S_1^2, S_2^2, \dots, S_N^2) \quad (\text{IV.38})$$

Donc, du vecteur des valeurs moyennes de  $\mathbf{X}'$  il résulte que  $\boldsymbol{\mu}' = \mathbf{0}$  et la matrice de covariance  $\mathbf{C}(\mathbf{X}')$  s'écrit :

$$\mathbf{C}(\mathbf{X}') = \mathbf{R}(\mathbf{X}) \quad (\text{IV.39})$$

où  $\mathbf{R}(\mathbf{X})$  est la matrice symétrique de corrélation de  $\mathbf{X}$ . A partir du théorème de *décomposition spectral* ou *théorème de Jordan* on a :

$$\mathbf{C}(\mathbf{X}') = \mathbf{R}(\mathbf{X}) = \mathbf{V}\boldsymbol{\Lambda}\mathbf{V}^T \quad (\text{IV.40})$$

où  $\mathbf{V}$  est la matrice constituée par les  $N$  vecteurs propres réduits de  $\mathbf{C}(\mathbf{X}')$  :

$$\mathbf{V} = (\mathbf{v}_1, \mathbf{v}_2, \dots, \mathbf{v}_N) \quad (\text{IV.41})$$

et  $\boldsymbol{\Lambda}$  est la matrice diagonale constituée par les  $N$  valeurs propres de  $\mathbf{C}(\mathbf{X}')$  :

$$\boldsymbol{\Lambda} = \text{diag}(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N) \quad (\text{IV.42})$$

avec  $\lambda_1 > \lambda_2 > \dots > \lambda_N$ .

La matrice  $\mathbf{V}$  est aussi nommée « matrice de passage ». En utilisant la matrice  $\mathbf{V}$  la transformation suivante est réalisée :

$$\mathbf{Y} = \mathbf{V}^T \mathbf{X}' \quad (\text{IV.43})$$

où  $\mathbf{Y}$  est la matrice des variables transformées non corrélées, de moyenne  $\boldsymbol{\mu}_Y = \mathbf{0}$  et de matrice de covariance  $\mathbf{C}(\mathbf{Y}) = \boldsymbol{\Lambda}$ . Chaque nouvelle variable non corrélée  $Y_i$  a une variance  $\lambda_i^{1/2}$ .

Pour l'orthonormalité de  $\mathbf{V}$  :

$$\mathbf{V}^T = \mathbf{V}^{-1} \quad (\text{IV.44})$$

donc, à partir de (IV.43) on obtient :

$$\mathbf{X}' = \mathbf{V} \cdot \mathbf{Y} \quad (\text{IV.45})$$

Les équations (IV.43) et (IV.45) permettent de transformer un ensemble de variables stochastiques corrélées en ses variables correspondantes non-corrélées capables de fournir les mêmes informations que l'ensemble original et vice-versa.

Si on tire au sort  $N$  séries normales indépendantes avec des moyennes nulles et des variances  $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ , on obtient une matrice  $\mathbf{Y}$  et l'équation (IV.45) permet d'obtenir les valeurs correspondantes de  $\mathbf{X}'$ . D'où on obtient les valeurs de  $\mathbf{X}$  selon :

$$\mathbf{X} = \mathbf{D}^{1/2} \mathbf{X}' + \boldsymbol{\mu} \quad (\text{IV.46})$$

Dans la méthode de Harr (1989) les points d'évaluation de la fdp multivariée sont localisés aux intersections des  $N$  axes directeurs donnés par les vecteurs propres et une hyper sphère de rayon  $\sqrt{N}$  centrée à l'origine dans l'espace transformé des  $Y_i$  variables.

Les points correspondants dans l'espace original des paramètres (ou variables) du modèle peuvent être obtenus selon :

$$\mathbf{x}_{i\pm} = \boldsymbol{\mu} \pm \sqrt{N} \mathbf{D}^{1/2} \mathbf{v}_i \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (\text{IV.47})$$

où  $\mathbf{x}_{i\pm}$  est le vecteur des coordonnées des  $N$  variables stochastiques dans l'espace de l' $i$ -ème vecteur propre  $\mathbf{v}_i$ . La figure IV.3 illustre le cas pour  $N = 2$ .

L'équation (IV.47) détermine  $2N$  points pour l'évaluation de la fdp multivariée. À partir de cette évaluation, les moments de la fonction réponse du modèle,  $W = g(\mathbf{X})$  (voir équation III.1), sont obtenus selon :

$$\hat{w}_i^r = \frac{w_{i+}^r + w_{i-}^r}{2} = \frac{g^r(\mathbf{x}_{i+}) + g^r(\mathbf{x}_{i-})}{2} \quad i = 1, 2, \dots, N; r = 1, 2, \dots \quad (\text{IV.48})$$

$$E[W^r] = \mu_r'(W) = \frac{\sum_{i=1}^N \lambda_i \hat{w}_i^r}{N} \quad r = 1, 2, \dots \quad (\text{IV.49})$$

où  $\mu_r'(W)$  représente le moment d'ordre  $r$  en relation à l'origine de  $W$ . Les moments centrés sont obtenus en considérant les relations établies par les équations I.A.6 et I.A.7 (Annexe I).

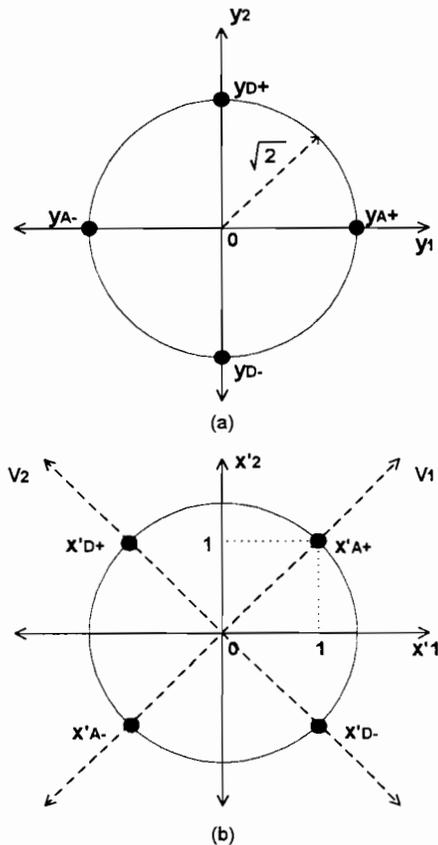


Figure IV.3. Diagramme schématique de la méthode de Harr (1989) pour un problème bivarié : (a) points sélectionnés dans l'espace non corrélé des vecteurs propres ; (b) points correspondants dans l'espace original des variables standardisées (d'après Tung, 1996).

#### IV.5.3. Méthodologie « Conventionnelle ».

Il y a plusieurs méthodes pour la définition de la fdp de la réponse du modèle. En général toutes considèrent le modèle hydrologique représenté de manière générique par l'équation (IV.14) et les hypothèses sur le vecteur des résidus  $R, (\Theta)$  synthétisées dans la section IV.4.2. Par exemple, Clarke (1994) propose la détermination de la fonction de Maximum de Vraisemblance des paramètres pour estimer la fdp de la réponse du modèle.

Tucci (1998) présente une méthode de base générale en considérant deux situations alternatives, déjà citées dans le chapitre III : (a) l'existence des données de la VA à partir de laquelle sont estimés les intervalles de confiance, ce qui permet de comparer ces estimations avec les enregistrements (dans le cas plus courant ce sont les *données de débits à la sortie du bassin versant*), et (b) la non-existence de ce type de données. Les principales étapes de ces deux approches sont détaillées ci-dessous.

*(a) – Cas des bassins versants avec des données de débit :*

Considérons le modèle donné par l'équation IV.14 où le vecteur  $\Theta$  a  $k$  éléments ( $k$  paramètres ; voir section IV.4.2). Si une quantité  $n$  des événements historiques est disponible, la succession des étapes est la suivante :

- (i) sélection des  $n$  échantillons (événements) de données historiques de  $Q(t)$  et des variables de forçage du vecteur  $\mathbf{X}$  (i.e. :  $P(t)$ ,  $E(t)$ , etc.) ;
- (ii) calage du modèle sur les  $n$  événements, donnant un échantillon de  $n$  valeurs de chaque paramètre  $\Theta_i$ ,
- (iii) vérification de l'existence de corrélation entre les paramètres : dans les cas où il n'existe pas de corrélation, on procède à la détermination d'une distribution statistique pour chaque paramètre,  $f_{dp_i}(\Theta_i)$ . S'il existe une corrélation entre les paramètres il est possible d'employer la *technique des composantes principales* présentée dans la section IV.5.2, et plus particulièrement la méthode proposée par les équations (IV.43) et (IV.45) ;
- (iv) génération de nombres aléatoires par Monte Carlo (MC) et détermination, selon la *méthode de la FDA inverse* (voir section III.8.2 et figure III.3) de  $m$  ensembles de valeurs synthétiques des  $k$  paramètres du modèle ;
- (v) pour chaque  $j$ -ième ensemble des paramètres générés ( $j = 1, 2, \dots, m$ ) et avec des valeurs correspondantes des variables de forçage (par exemple la précipitation  $P(t)$  dans le cas d'une analyse événementielle), le modèle est utilisé pour produire  $m$  séries de valeurs estimées  $Q_j(t)$ , ( $j = 1, 2, \dots, m$ ). Le nombre  $m$  est pris assez grand, pour obtenir une distribution de probabilité de débits qui ne se dégrade pas avec la variation de celui-ci (généralement  $m > 500$ ) ;
- (vi) le résultat de l'étape antérieure pour chaque intervalle de temps  $t$  donne  $m$  valeurs de  $Q(t)$  susceptibles d'être calibrées en suivant une distribution statistique. On obtient alors la valeur espérée et les limites de confiance de  $Q(t)$  pour différents niveaux de « *signification*  $\alpha$  ».

*(b) – Cas des bassins versants sans données de débit :*

Globalement le processus est similaire au cas antérieur, mais dans cette situation il n'est pas possible de faire le calage et la vérification du modèle. En conséquence, la génération des valeurs synthétiques des  $k$  paramètres du modèle (pas iv), doit être réalisée sur la base :

- des intervalles de variation définis « a priori » pour chaque paramètre  $[L_{if}; L_{sp}]_i$   $L_{if}$  et  $L_{sp}$  étant respectivement les limites inférieure et supérieure de chaque intervalle de variation et, après,
- la sélection d'une distribution de probabilité dans ces intervalles.

Deux distributions sont couramment adoptées pour les paramètres : (i) la *distribution uniforme (univariée)* ; on l'adopte quand on considère que le paramètre analysé a la même probabilité de prendre n'importe quelle valeur dans son intervalle de variation, et (ii) la *distribution normale* ; elle est généralement adoptée si des études antérieures ont permis, par exemple, de connaître la valeur espérée du paramètre dans l'intervalle,  $E(\Theta_i)$ , et si à partir de considérations physiques et statistiques il est possible d'admettre une distribution gaussienne. Dans ce cas il est possible, par exemple, de considérer les limites  $L_{if}$  et  $L_{sp}$  avec une différence de 1 écart type par rapport à  $E(\Theta_i)$  (on suppose qu'il y a 68,3 % de chance que des valeurs se trouvent dans cet intervalle). Selon les hypothèses prises pour la génération MC, il est possible de générer des valeurs du paramètre dans l'intervalle cité ou de considérer d'autres valeurs en dehors de celui-ci.

#### **IV.6. Détermination approximative de la fdp de la réponse du modèle (approche bayésienne)**

L'approche bayésienne est fréquemment employée pour l'analyse des incertitudes liées à la modélisation hydrologique (voir fig. III.3). Quelques-uns de ses avantages et de ses inconvénients ont été décrits aux sections IV.4.2 et III.8.2 respectivement.

Dans l'ensemble des techniques qui utilisent cette approche on remarque la méthode GLUE (*Generalised Likelihood Uncertainties Estimation*; Beven et Binley, 1992) et celles basées sur les concepts d'intégration par des *méthodes de Monte Carlo par chaînes de Markov*, comme celle de Metropolis Monte Carlo.

Les principes de la méthode GLUE ont été présentés dans divers travaux, par exemple, Beven et Binley (1992) et Gineste (1998). Dans ce mémoire quelques commentaires relatifs à cette méthode ont été donnés dans le chapitre III.

La méthode de Metropolis Monte Carlo, basée sur des concepts fréquemment employés en physique, n'est pas très connue en hydrologie. Au cours des dernières années elle a cependant retenu l'attention de la littérature statistique bayésienne. En hydrologie Kuczera et Parent (1998) ont appliqué cette méthode pour analyser les incertitudes de trois modèles hydrologiques. Ses aspects conceptuels et statistiques sont présentés dans la section suivante.

#### **IV.7. Méthode de Metropolis Monte Carlo**

##### *IV.7.1. Introduction*

L'algorithme de Metropolis a été introduit par Metropolis et al. (1953) dans le contexte de la thermodynamique et de la physique statistique. Il est appliqué à différents types de problèmes d'optimisation qui considèrent un nombre assez grand de variables (Press et al., 1992), mais aussi à l'optimisation sur un ensemble continu et à la simulation (Robert, 1996). Le processus d'optimisation basé sur l'algorithme de Metropolis est connu comme la "méthode du recuit simulé" (Robert, 1996) (*annealing method*, dans la littérature de langue anglaise). Il est adapté à la résolution des cas où la fonction à optimiser présente des extrêmes globaux (maximums, minimums) mélangés avec des extrêmes locaux.

Press et al. (1992) soulignent que la méthode est aussi employée en électronique, en particulier dans le dessin des circuits intégrés, où il est nécessaire de connecter une grande quantité d'éléments en minimisant les croisements entre les connections. Ce type de problème correspond à l'optimisation "combinatoire" ou stochastique (Robert, 1996), dans laquelle l'espace sur lequel la fonction est optimisée n'est pas simplement l'hyper espace constitué par la variation continue des  $N$  paramètres, mais un espace généré par les diverses combinaisons factorielles des  $N$  éléments. La configuration de l'espace ainsi généré concerne une très grande quantité de points et, pour cette raison, la fonction ne peut pas être explorée d'une manière exhaustive. La méthode s'applique sous une forme identique à l'optimisation d'espaces continus à  $N$  dimensions.

### IV.7.2. Analogie thermodynamique de la méthode

L'algorithme de Metropolis s'appuie sur une analogie avec un procédé thermodynamique selon lequel les liquides en se congelant cristallisent ou, en métallurgie, les métaux en se refroidissant se transforment en recuit. A haute température les molécules d'un liquide se déplacent librement entre elles. Lorsque le liquide refroidit, la mobilité des molécules se perd. Si le processus de refroidissement du liquide est réalisé lentement, les atomes s'alignent entre eux et forment un cristal pur, complètement organisé ou *robuste*. Les atomes s'organisent dans toutes les directions, sur des distances qui dépassent d'un facteur de plusieurs milliards la taille individuelle de chaque atome. Ce cristal représente l'état d'*énergie minimum* du système.

En résumé, si le système est refroidi *lentement*, la nature est capable d'obtenir la condition du minimum d'énergie. Par contre, si un métal liquide est refroidi rapidement, il n'atteint pas le stade de l'énergie minimum mais il s'arrête à un stade amorphe ou polycristallin, avec un niveau d'énergie supérieur au cas précédent.

C'est-à-dire que la caractéristique du matériau obtenu est liée au refroidissement *lent* du système, en laissant aux atomes un temps suffisamment long pour qu'ils se redistribuent tout en perdant leur mobilité. Ce processus est connu sous le nom de *recuit* ou de *cristallisation* et il permet d'atteindre l'énergie minimum.

Press et al. (1992) soulignent que même si l'analogie n'est pas exacte, la majorité des méthodes d'optimisation des fonctions représenteraient des méthodes de « refroidissement rapide » du système (en suivant une diminution continue de l'énergie, c'est-à-dire qu'elles n'admettent que des diminutions successives de la valeur de la fonction objectif, avec une tendance à chercher des fortes variations. Si la surface de la fonction objectif rencontre des extrêmes locaux et des minimums globaux, le processus classique de minimisation peut s'arrêter aux minimums locaux sans parvenir au minimum absolu. Par contre, l'algorithme d'organisation ou d'optimisation naturelle évite l'attraction trop intense des bassins liés à ses minima locaux.

L'algorithme de minimisation de l'énergie de la nature consiste à opérer avec des gradients positifs et négatifs d'énergie et c'est ainsi qu'il se différencie des méthodes classiques d'optimisation. En termes de probabilité, l'algorithme d'optimisation naturel est représenté par la *distribution de probabilité de Boltzmann*, donnée par

$$\text{Prob}(E) \sim \exp(-E/kT) \quad (\text{IV.50})$$

où  $E$  représente un stade d'énergie du système et  $T$  sa température. L'équation (IV.50) indique qu'un système en équilibre thermique avec une température  $T$  a son énergie distribuée d'une manière probabiliste parmi tous les stades possibles de  $E$ . A basse température, il y a une chance, encore petite, que le système se trouve à un niveau d'énergie éloigné du minimum. Par conséquent, il existe une chance pour que le système abandonne le minimum local pour la recherche d'un minimum « plus global ». La quantité  $k$  de Boltzmann est une constante de la nature qui lie température et énergie.

D'après l'équation (IV.50), le système peut parfois accepter de nouvelles valeurs d'énergie (ou de la fonction objectif) plus élevée que les valeurs antérieures. Cependant, lorsque la température diminue, la probabilité qu'un système parvienne à une valeur d'énergie significativement élevée s'amenuise.

### IV.7.3. Optimisation stochastique selon la distribution de probabilité de Boltzmann

Metropolis et al. (1953) ont été les premiers à introduire ces principes dans les calculs numériques d'optimisation. Selon Robert (1996), leur article est à l'origine des *méthodes de Monte Carlo par chaînes de Markov*.

L'idée initiale a été de considérer le système comme un système thermodynamique qui change successivement de configuration, passant de l'énergie  $E1$  à l'énergie  $E2$  ( $E1 \rightarrow E2$ ) avec une probabilité  $P$  donnée par :

$$P = \text{Prob}(E1 \rightarrow E2) = \exp[-(E2 - E1)/kT] \quad (\text{IV.51})$$

Si  $E2 < E1$ , il résulte  $P > 1$  ; donc, le changement de configuration du système est un fait certain, avec probabilité  $P = 1$ . La figure IV.4 représente l'algorithme de Metropolis pour une valeur donnée de  $T$ , en admettant  $k=1$  et en notant  $\Delta E = E2 - E1$ . Elle indique la loi de variation de la probabilité de transition en fonction du gradient d'énergie qui détermine les changements successifs de configuration du système. On observe que l'acceptation d'un changement de configuration est proche de 1 lorsque  $\Delta E$ , positif, tend vers zéro. Inversement, lorsque les valeurs de  $\Delta E$  augmentent, l'acceptation d'un changement de configuration diminue.

Pour utiliser l'algorithme de Metropolis avec des systèmes non-thermodynamiques, il est nécessaire de définir les éléments suivants :

- 1) une description de toutes les configurations possibles du système (par exemple, une identification de l'intervalle des valeurs possibles des paramètres du système) ;
- 2) un générateur des changements aléatoires successifs dans la configuration du système ;
- 3) une fonction objectif  $E$  (analogue à l'énergie) à minimiser ;
- 4) une identification du paramètre de contrôle  $T$  (analogue à la température) et du degré de « refroidissement » progressif du système (*annealing schedule*) ; c'est-à-dire qu'il faut définir le nombre de changements de la configuration du système qui permet l'adoption d'une nouvelle valeur de  $T$  ainsi que l'incrément de cette valeur de  $T$ .

On note que l'algorithme de Metropolis ne spécifie pas comment les changements de la configuration doivent être réalisés ; il indique seulement la probabilité avec laquelle un changement proposé doit être accepté en fonction du changement d'énergie. La manière dont les changements sont réalisés dépend de chaque variable et du modèle analysé.

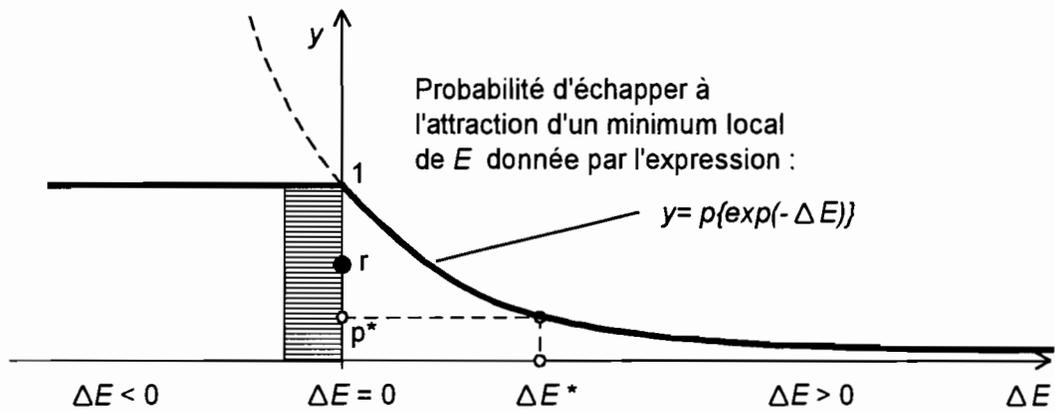


Figure IV.4. Probabilités de changement de la configuration (ou *probabilité de transition*) d'un système selon l'algorithme de Metropolis et al (1953).

#### IV.7.4. Aspects statistiques de l'algorithme de Metropolis

Soit un système qui est soumis à des changements successifs de configuration,  $P(E1, k)$  étant la probabilité de se trouver dans la configuration  $E1$  au pas  $k$ . Soit, aussi,  $P(E1 \rightarrow E2)$  la probabilité par unité de changement (ou *probabilité de transition*) de passer de  $E1$  à  $E2$ . Donc, si les changements suivent un processus de *chaîne de Markov* il résulte

$$\text{Prob}(E1, k+1) = P(E1, k) + \sum_{E2} [P(E2 \rightarrow E1) \cdot P(E2, k) - P(E1 \rightarrow E2) \cdot P(E1, k)] \quad (\text{IV.52})$$

L'algorithme de Metropolis considère que :

$$P(E1 \rightarrow E2) = \begin{cases} e^{-\Delta E / kT} & \Delta E > 0 \\ 1 & \Delta E \leq 0 \end{cases} \quad (\text{IV.53})$$

avec

$$\Delta E = E2 - E1 \quad (\text{IV.54})$$

L'équation (IV.53) permet d'observer pour un  $E$  donné, des valeurs élevées de  $T$  générant des conditions d'acceptation proches de 1 (figure VI.4), c'est-à-dire que le système accepte la majorité des changements de configuration proposés. Par contre, lorsque  $T$  diminue l'acceptation d'un changement est plus rigoureuse parce qu'il a une probabilité d'acceptation plus faible.

La probabilité de transition donnée par (IV.53) est considérée invariante pendant les changements successifs (le système est considéré indépendant du temps ou « *en équilibre* »).

Une condition suffisante pour assurer cela est la vérification de la condition appelée de « *bilan détaillé* » :

$$P(E1 \rightarrow E2) \cdot P(E1, k) = P(E2 \rightarrow E1) \cdot P(E2, k) \quad (\text{IV.55})$$

En considérant que le système a une mémoire limitée, après un nombre de pas suffisamment grand on peut considérer que  $P(E1, k) = P(E1)$ .

D'après (IV.53) et (IV.55), il résulte :

$$\frac{P(E1 \rightarrow E2)}{P(E2 \rightarrow E1)} = \frac{P(E2)}{P(E1)} = \frac{e^{-E2/kT}}{e^{-E1/kT}} = e^{-\Delta E/kT} \quad (\text{IV.56})$$

Donc,

si  $E2 > E1$ , on a :

$$\frac{P(E1 \rightarrow E2)}{P(E2 \rightarrow E1)} = \frac{e^{-(E2-E1)/kT}}{1} = e^{-\Delta E/kT} \quad (\text{IV.57})$$

et si  $E2 \leq E1$  :

$$\frac{P(E1 \rightarrow E2)}{P(E2 \rightarrow E1)} = \frac{1}{e^{-(E2-E1)/kT}} = e^{-\Delta E/kT} \quad (\text{IV.58})$$

#### IV.7.5. Méthode de Metropolis Monte Carlo

La méthode Metropolis Monte Carlo combine l'algorithme de Metropolis avec un générateur de nombres aléatoires. La méthode est du type d'acceptation et rejet (*accept/reject method*). Ce type de méthode est utilisé pour générer des nombres aléatoires selon une distribution de probabilités sur un intervalle dans lequel cette distribution ne peut pas être intégrée facilement (ou son expression analytique ne permet pas d'inversion).

La méthode constitue un cas particulier des techniques de simulation de Monte Carlo par Chaînes de Markov (MCMC). Ces techniques permettent de générer une distribution empirique conjointe de paramètres d'un modèle statistique. Les algorithmes d'estimation de Monte Carlo ont été introduits en statistique appliquée pour le traitement d'images par Geman et Geman (1984) et en modélisation par Gelfand et Smith (1990). Les aspects théoriques des techniques MCMC ont été présentés, entre autres, par Robert (1996).

Les algorithmes MCMC s'appuient sur la propriété d'*ergodicité* des chaînes de Markov. Cette propriété est le fait qu'une chaîne de Markov homogène positive converge vers une distribution spécifique. L'idée essentielle de ces techniques est de construire un algorithme stochastique récursif sur l'espace de paramètres du modèle de telle manière que les  $N$  dernières valeurs après d'une itération  $m$ , constituent un échantillon de la distribution limite de

la chaîne de Markov. Le fait de sélectionner les  $N$  dernières valeurs est associé à la nécessité « d'équilibrer » ou de « recuire » le processus de génération (cet aspect est ci-après détaillé). De cette manière on est sûr que les points générés suivent la loi de transition sélectionnée. Les méthodes MCMC sont construites de manière à ce que la distribution limite de la chaîne de Markov soit justement la loi « a posteriori » des paramètres  $P(\Theta|\mathbf{Q})$  (voir les équations III.2, IV.14 et IV.28).

En considérant la notation précédente, la méthode de Metropolis Monte Carlo permet de générer une nouvelle configuration  $E2$  à partir d'une configuration antérieure  $E1$  de manière à satisfaire la condition de bilan détaillé. En satisfaisant la condition de bilan détaillé la génération possède la propriété d'*ergodicité*, sauf pour  $T = 0$ .

Le processus de calcul appliqué à un modèle hydrologique est le suivant :

1) *sélection de la fonction à optimiser* :

On adopte par exemple :

$$E = \sum_{i=1}^N (y_i^o - y_i^c)^2 \quad (\text{IV.59})$$

où  $y_i^o$  représente les valeurs observées et  $y_i^c$  les valeurs calculées par le modèle donné par l'équation (IV.14) (dans le cas classique la variable «  $y$  » représente les débits,  $q_t$ ) ;

2) *estimation d'une valeur initiale  $\Theta_1$  du vecteur  $\Theta$  des paramètres du modèle* :

Ici l'objectif est d'obtenir un nouveau point  $\Theta_2 = \Theta_1 + \Delta\Theta$ . Pour cela il faut générer une valeur  $\Theta_t$  selon une loi de probabilité symétrique dite *loi instrumentale*, représentée en général par l'expression  $q(\Theta_1, \Theta_t)$ . Il existe différentes possibilités pour le choix de cette loi.

Le cas le plus simple consiste à considérer une loi uniforme pour chaque paramètre du modèle dans un intervalle qui encercle tout l'espace de variation de ses valeurs, c'est-à-dire que l'on choisit une valeur  $\Theta_t$  uniforme sur l'intervalle donné par :

$$\Theta_1 - \Delta\Theta \leq \Theta_t \leq \Theta_1 + \Delta\Theta \quad (\text{IV.60})$$

Cependant, de cette manière on ne prend pas en compte la corrélation entre les paramètres du modèle.

Pour en tenir compte, il faut générer une distribution multivariée. On rappelle ici que pour simuler des VA corrélées une possibilité est d'utiliser le *théorème de décomposition spectral* ou *de Jordan* (section IV.5.3). Ce théorème, basé sur le concept des composantes principales, permet d'obtenir un ensemble de variables stochastiques corrélées à partir des variables correspondantes non-corrélées (voir équations IV.43 et IV.45).

Il existe deux solutions pratiques élémentaires : un échantillonnage uniforme (*uniform sampling*) ou un échantillonnage basé sur une distribution multinormale. Kuczera et Parent (1998) ont adopté cette deuxième possibilité, en utilisant une distribution symétrique multinormale donnée par :  $N(\Theta_*, s^2 \Sigma)$ , où  $\Theta_*$  représente la valeur moyenne et  $\Sigma$  est la matrice de covariance de  $\Theta$ .

3) *détermination du gradient d'énergie* : détermination de  $\Delta E = E_t - E_1$ ;

4) *analyse de la valeur de  $\Delta E$*  :

Il existe deux possibilités :

- si :  $\Delta E \leq 0$

on accepte  $\Theta_t$  et on adopte  $\Theta_2 = \Theta_t$  (IV.61)

- si :  $\Delta E > 0$

on réalise une analyse avec la génération d'un nombre  $r \sim U[0,1]$  et

si  $r < P(\Theta_t)/P(\Theta_1) < 1 \rightarrow$  on adopte  $\Theta_2 = \Theta_t$

(IV.62)

si  $P(\Theta_t)/P(\Theta_1) < r < 1 \rightarrow$  on refuse  $\Theta_t$  et on adopte  $\Theta_2 = \Theta_1$

Ce processus permet de générer un ensemble de valeurs du vecteur  $\Theta$  dans l'intervalle  $\Theta_1 \leq \Theta \leq \Theta_2$ , qui suit une probabilité  $P(\Theta)$  donnée par l'équation (IV.53).

La chaîne de Markov des valeurs de  $\Theta$  ainsi créée n'est plus homogène (Robert, 1996). Hájek (1988) a déterminé des conditions de convergence dans le cas d'espaces finis qui imposent des conditions sur la décroissance de la température. Dans la pratique il existe différents processus adoptés pour la diminution du paramètre d'échelle de l'algorithme,  $T$ .

Les autres types d'algorithmes MCMC, comme Metropolis-Hastings (Metropolis et al., 1953 ; Hastings, 1970) et Gibbs (Campbell et al., 1999), présentent quelques différences par rapport au processus cité. Par exemple, dans l'algorithme de Metropolis-Hastings, l'équation (IV.53) est modifiée de manière à ce que le processus accepte systématiquement les simulations qui permettent de trouver un « rapport de vraisemblance » supérieur à la valeur précédente. Ce rapport de vraisemblance est donné par l'expression  $P(\Theta|Q)/q(\Theta_1, \Theta_t)$ . Robert (1996) présente différentes typologies dans l'algorithme de Metropolis-Hastings : (i) échantillonnage indépendant, (ii) à marche aléatoire, qui est considéré dans le processus du recuit simulé présenté dans cette section et (iii) à sauts réversibles.

L'algorithme de Gibbs considère une probabilité d'acceptation égale à 1, indépendante de la valeur de  $\Delta E$  (figure IV. 4).

#### IV.7.6. « Thermalisation » du processus

Pour assurer l'indépendance de la condition initiale choisie, il est nécessaire de « thermaliser » le processus jusqu'à l'équilibre, c'est-à-dire de vérifier  $P(E_1, k) = P(E_1)$ . Le processus de thermalisation est exponentiel, donné par  $\exp(k/\phi)$ ,  $\phi$  étant le coefficient de corrélation de la simulation. Il existe trois méthodes pour vérifier la thermalisation de la simulation (Press et al., 1992) :

- a) *segmentation ou "binning"* : elle consiste à segmenter les résultats de la simulation et à vérifier les valeurs moyennes de chaque segment. Les segments initiaux qui présentent des écarts types sont refusés ;
- b) *auto-corrélation* : on détermine l'autocorrélation et les résultats initiaux des  $10 \cdot \phi$  premières simulations sont refusés ;
- c) *démarrage avec des valeurs différentes de T (ou "hot and cold starts")* : si les simulations associées à plusieurs valeurs différentes de T convergent vers le même résultat, le système est équilibré.

Pour s'assurer que le processus de sélection de nouvelles configurations possède bien la propriété d'*ergodicité*, il est conseillé de réaliser une comparaison des résultats produits par des simulations multiples à partir de configurations initiales différentes.

Dans l'application de la méthode de Metropolis à la minimisation de l'itinéraire entre  $N$  points d'un plan, Press et al. (1992) conseillent d'adopter une valeur initiale de  $T$  plusieurs fois supérieure aux variations en  $\Delta E$  estimées, pour réduire postérieurement cette valeur à chaque pas dans l'ordre de 10 % de la valeur initiale. Pour chaque valeur constante de  $T$ , les auteurs ont analysé  $100 \cdot N$  configurations nouvelles du système. Le calcul s'arrête quand il n'est plus possible de réduire la valeur d'énergie  $E$  du système ou quand cette diminution n'est plus significative.

## **TROISIEME PARTIE**

## CHAPITRE V

### DESCRIPTION DES BASSINS VERSANTS ETUDIES ET DES DONNEES OBTENUES

*"The danger of measurement is that we will regard it  
as the truth instead of as evidence".*

*K. Boulding.*

*(in : Bernier et al., 2000).*



## V. DESCRIPTION DES BASSINS VERSANTS ETUDIÉS ET DES DONNÉES OBTENUES

### V.1. Introduction

Dans le chapitre I on a présenté les caractéristiques les plus remarquables du panorama argentin en ce qui concerne l'hydrologie urbaine. En particulier, on a souligné le manque de données de type pluie-débit correspondants à des bassins versants urbains ou semi-urbanisés. C'est la raison pour laquelle dans le cadre de cette étude et afin de rendre possible des travaux de modélisation mathématique dans trois bassins versants semi-urbanisés, nous avons nous même procédé à l'équipement et à la maintenance de ces bassins, depuis la construction des ouvrages de génie civil pour la mesure des débits, jusqu'à l'adaptation, l'installation et la gestion des appareils et, finalement, la collecte et le traitement des données.

Deux bassins versants ont d'abord été aménagés au cours de l'année 1999 dans les villes de Rafaela et de Villa Carlos Paz, localisées respectivement dans les provinces de Santa Fe et de Córdoba (figure V.1). Un troisième bassin versant, emboîté dans le premier, a été aménagé postérieurement à Rafaela, à partir de février 2000.

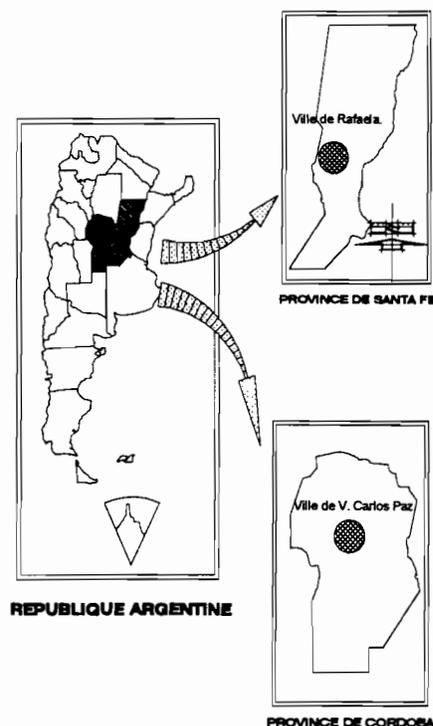


Figure V.1. Localisation des bassins versants aménagés.

Les deux villes se trouvent dans la région centrale de l'Argentine. La ville de Rafaela se situe dans la plaine *pampeana* qui est dédiée à des activités d'agriculture et d'élevage. De son côté, la ville de Villa Carlos Paz se trouve au pied des « serras » de Córdoba, zone de collines et de petites montagnes. Située à 30 km de Córdoba, deuxième ville d'Argentine par sa population, Villa Carlos Paz est une ville satellite de l'agglomération de Córdoba, avec une double vocation de cité dortoir et de lieu de villégiature. Une distance d'approximativement 350 km sépare les deux villes étudiées.

Diverses raisons ont été à l'origine du choix de ces deux villes, parmi lesquelles, on peut distinguer :

- une première tentative conduite par l'auteur de ce mémoire pour mesurer la relation pluie-débit à Rafaela en 1997, en partenariat avec la Mairie. Malheureusement tous les appareils installés ont été désactivés en mars 1998 à la suite d'une série de problèmes techniques et de restrictions économiques. Les travaux décrits ici représentent une reprise dans la continuité de ces premiers efforts ;
- la ville de Rafaela est représentative d'un nombre important de villes de taille moyenne (jusqu'à 100 000 habitants) de la région de la *plaine Chaco-Pampeana* qui couvre en Argentine une superficie totale d'environ 500 000 km<sup>2</sup> ;
- la simultanéité temporelle de la saison humide dans les deux villes et la possibilité de construction des ouvrages et de réalisation des tâches d'hydrométrie, dans un laps de temps très limité, compatible avec le déroulement de cette étude ;
- l'opportunité d'obtenir des soutiens économiques pour la réalisation de quelques unes des tâches entreprises, en particulier pour ce qui concerne la construction des stations de mesures (déversoirs, abris des limnigraphes, etc.).

Ce chapitre est organisé en trois parties. Dans la première partie (sections V.2 et V.3), on présente les caractéristiques physiques et climatiques des deux régions d'étude. Dans la deuxième partie (sections V.4 et V.5), on décrit les principales caractéristiques des villes, des bassins versants étudiés, des stations hydrologiques et des appareils de mesure. Dans la dernière partie (section V.6), on présente un catalogue des données collectées.

## **V.2. Région de Rafaela (Province de Santa Fe, Argentine)**

### *V.2.1. Géologie, géomorphologie et réseau hydrographique*

La ville de Rafaela se trouve dans la Province de Santa Fe, à 90 km du chef-lieu de département, par 31° 15' de latitude sud et 61° 21' de longitude ouest, sur la *llanura (plaine) Pampeana*, à 100 mètres d'altitude au dessus du niveau de la mer.

- *Caractéristiques générales de la région des plaines :*

Les *llanuras (plaines) Pampeana y Chaqueña* (au sud et au nord respectivement) composent la *llanura (plaine) Chaco-Pampeana* ; celle-ci comprend toute la partie est du pays, depuis la frontière avec la Bolivie et le Paraguay jusqu'au fleuve Colorado, limite sud de la région centrale d'Argentine. Le substratum de cette région plate est d'origine précambrienne recouvert par des sédiments de l'ère quaternaire qui correspondent à la dépression continentale du massif de Brasilia. La présence des sédiments et le climat humide ont favorisé la formation de sols riches en matière organique et minérale. Ces caractéristiques accueillantes ont permis l'installation de communautés humaines et le développement d'activités économiques, notamment agricoles et d'élevage. La plaine Chaco-Pampeana est l'unité environnementale la plus anthropisée du pays au travers d'un aménagement rural systématique qui a pris la place de la végétation originale, composée d'herbes, de pâturages naturels et de taillis de *talas* et *espinillos*. Cet aménagement est évidemment aussi marqué par les réseaux des villes, des voies ferrées et des routes qui traversent la région.

La caractéristique régionale la plus notable est la forte influence de la platitude du relief local et de l'écoulement superficiel sur la distribution des types des sols. Le rapport entre ces deux éléments en région de plaine a été décrit par Iriondo (1987) :

*“c'est une région avec un relief généralement de faible altitude, où les éléments topographiques locaux sont plus importants pour la dynamique de l'environnement que la pente régionale. L'eau, en particulier, a un comportement caractéristique : l'écoulement est très faible par rapport à l'évaporation ou à l'infiltration, les réseaux hydrographiques ont un développement réduit ou sont très peu efficaces”.*

Les faibles gradients et la très grande extension longitudinale des pentes retardent l'écoulement, c'est pour cela que le micro-relief acquiert une importance essentielle comme élément de différenciation édaphique.

- *La région de la ville de Rafaela :*

Dans la région centrale de la province de Santa Fe, on trouve, d'ouest en est, deux zones de morphologie distinctes : la “zone haute ou *dôme occidental*” et la “*bande des vallons parallèles*” (Mattioli y Mussetti, 1992). La ville de Rafaela est située dans la première de ces deux zones. La figure V.2, qui correspond à l'image Landsat du 06/01/99 (composition des bandes 3, 4 et 5), nous montre ces deux unités. Elles couvrent toute la région et sont étroitement liées avec les grandes surfaces édaphiques : *Molisoles* y *Alfisolés* dans la classification américaine (*Soil Taxonomy*, USDA, 1975), employée habituellement en Argentine. Dans la région de Rafaela les sédiments de surface sont, pour la plupart, de type limoneux d'origine éolienne (*læss*).

Le réseau de drainage, peu développé naturellement, est formé de vallons et d'amples bandes de dépression. Les canaux, qui, dans certains secteurs, ont modifié les tendances naturelles de l'écoulement, sont fréquents (voir tableau V.1). Ces cours d'eau coulent vers la rivière Salado, affluent, à son tour, du fleuve Paraná, qui débouche dans le Río de la Plata (figure V.3).

Tableau V.1. Densité de drainage dans la région centrale de la province de Santa Fe (Argentine) (Bertoni et al., 1998).

Province de Santa Fe	Région Centrale de la province		Densité de drainage (zones rurales)		
	Superficie	Réseau hydrographique	Lits naturels	Lits artificiels	Totale
Km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	% du réseau provincial	km/km <sup>2</sup>	km/km <sup>2</sup>	km/km <sup>2</sup>
133 007	25 236	68	0,15	0,10	0,25

Les zones élevées ne reçoivent d'eau qu'au travers des pluies directes. Les secteurs des plaines plus basses reçoivent, par contre, en plus des précipitations, les eaux d'écoulement des secteurs amont et l'élimination des excès d'eau par évaporation et infiltration est difficile ; le niveau phréatique parfois arrive jusqu'à la surface.

La micro relief de courte longueur d'onde (de l'ordre du mètre) et de faible amplitude (de l'ordre du centimètre) modifie aux très petites échelles d'espace, les conditions de drainage des sols, ce qui constitue un facteur de différenciation édaphique. Sur les photos aériennes (voir Annexe VI), différentes tonalités des sols (Giorgi, R., 1999, *communication personnelle*) le mettent bien en évidence.

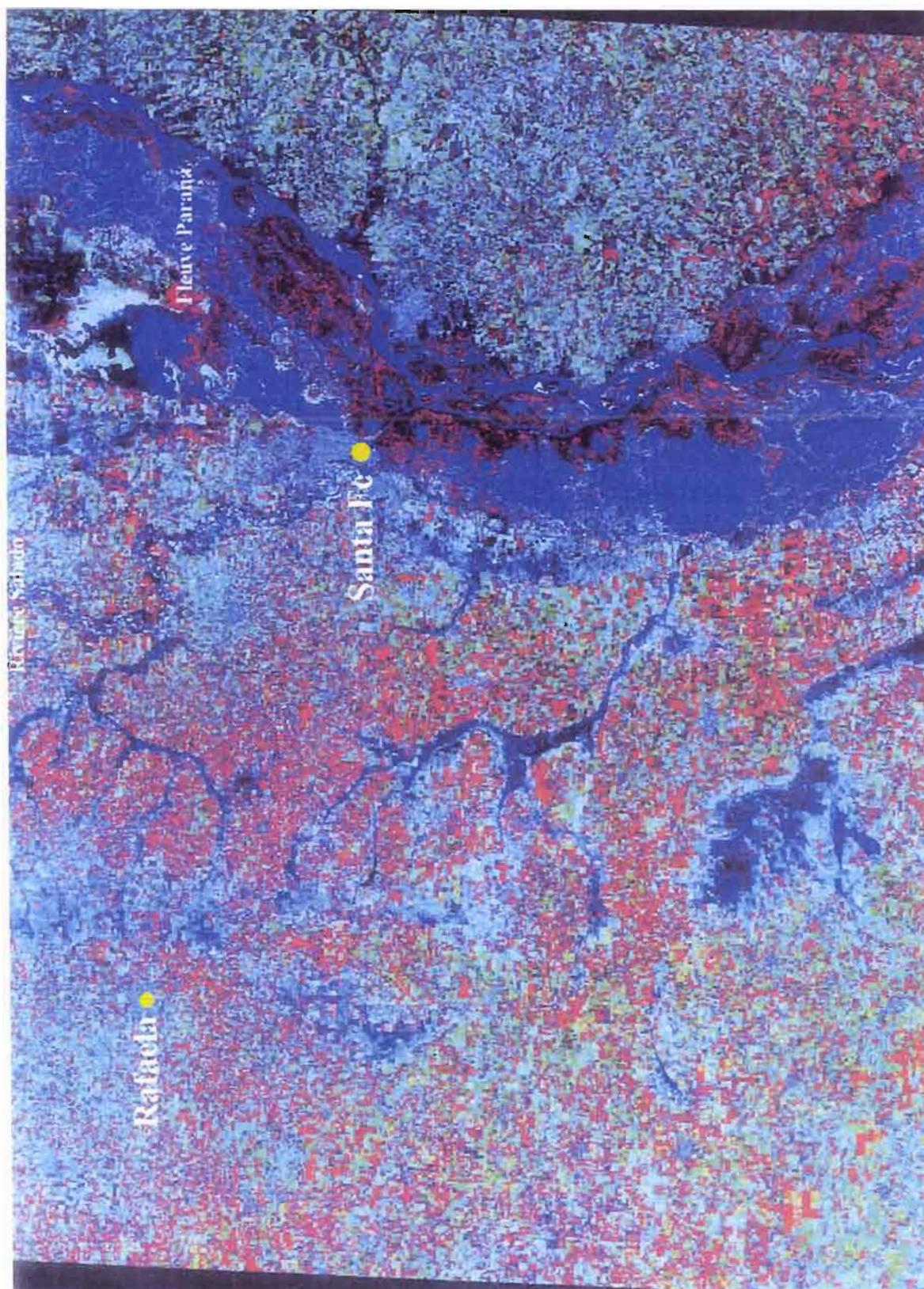


Figure V.2. Image Landsat du 06/01/99 (composition des canaux 3, 4 et 5) ; région centrale de la province de Santa Fe.

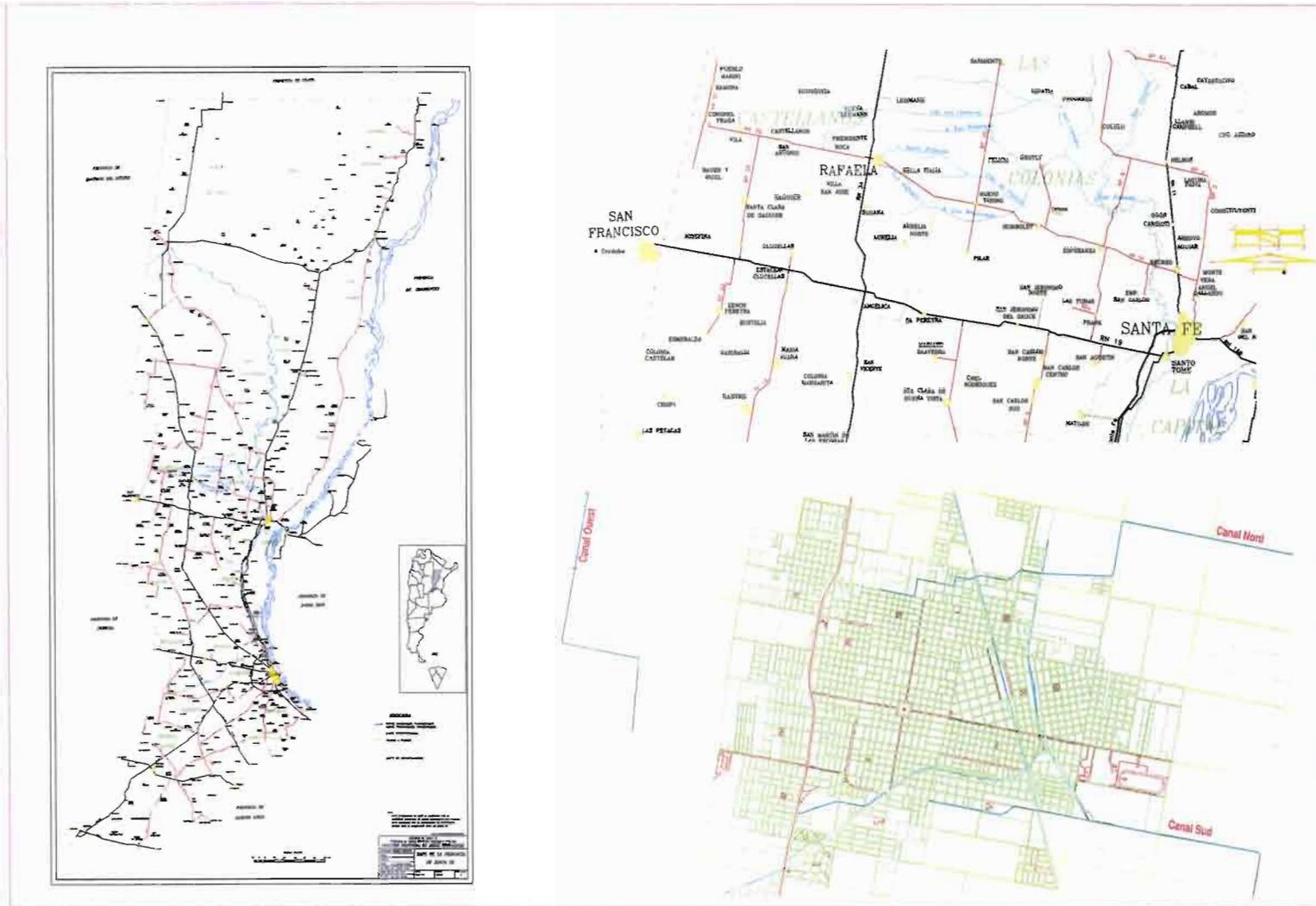


Figure V.3. Réseau hydrographique de Santa Fe et détail du réseau d'assainissement pluvial à Rafaela (Argentine).

### V.2.2. Caractéristiques climatiques et pluviométriques

Dans la région de Rafaela le climat est de type tempéré humide, avec des températures moyennes entre 12 °C et 26 °C (les températures extrêmes sont approximativement comprises entre - 2 °C et 43 °C). Dans la province de Santa Fe le cumul moyen annuel des précipitations diminue d'est en ouest de 1050 mm à 850 mm. A Rafaela la précipitation totale annuelle moyenne, pendant la période 1931-1999, est de 939 mm selon les données du centre de recherche de l'Institut National de Technologie de l'Agriculture et de l'Élevage (EEA INTA Rafaela) situé à 5 km de la ville. Il faut noter une augmentation sensible des cumuls annuels à partir de la décennie 70 (figure V.4) ; cela a entraîné un déplacement de 180 km vers l'ouest des isohyètes annuelles (figure V.5).

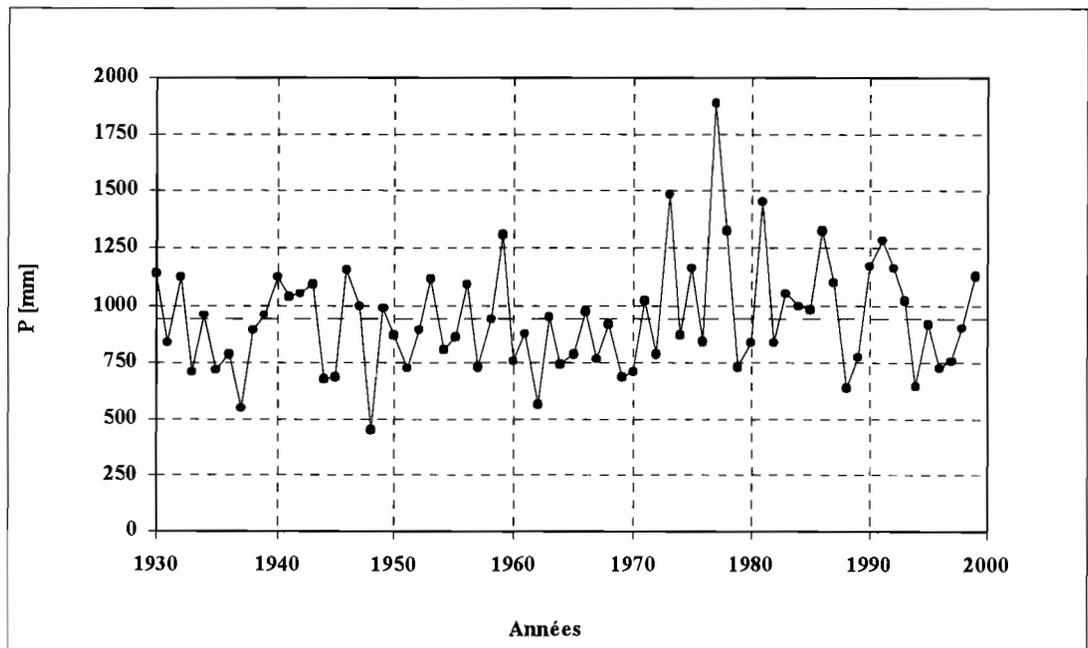


Figure V.4. Variation de la précipitation annuelle, période 1931-1999 ; Précipitation moyenne = 939 mm. (Source des données : Estación INTA de Rafaela, Argentine).

La période humide va d'octobre à avril ; c'est pendant cette période qu'on observe les maximums de température (figure V.6). L'évaporation représente un paramètre très important dans la région : dans les zones dépressionnaires qui conduisent à une accumulation de la ressource hydrique, les échanges surface/atmosphère revêtent un caractère particulier en modifiant localement le fonctionnement du cycle hydrologique. La figure V.6 récapitule les principaux éléments de ce cycle, la moyenne mensuelle interannuelle du bilan précipitation/évaporation n'est excédentaire qu'en mars, ce qui implique un stockage d'eau dans le sol. Tout le reste de l'année, ce bilan est déficitaire.

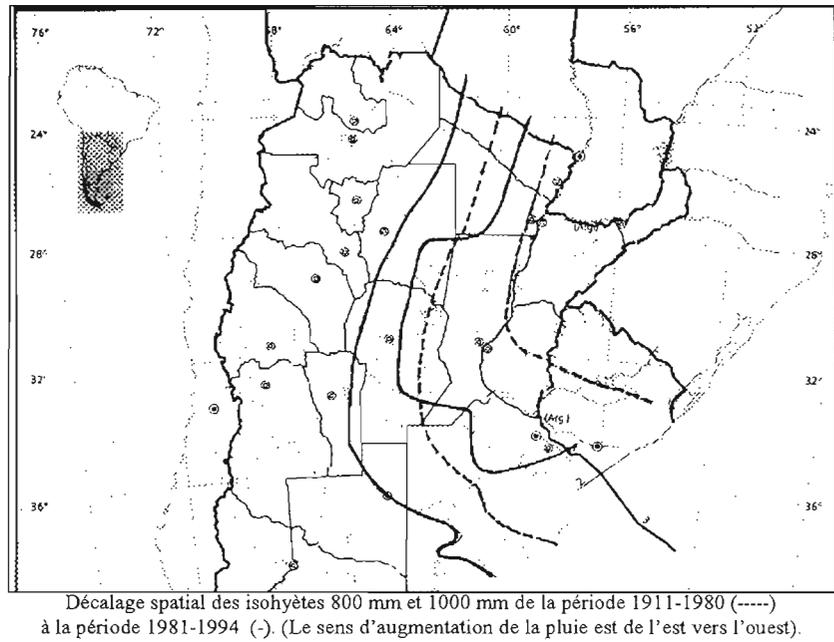


Figure V.5. Variation géographique des isohyètes annuelles (Sources : EEA INTA de Rafaela, 1990 ; EEA Villa Mercedes, 1996).

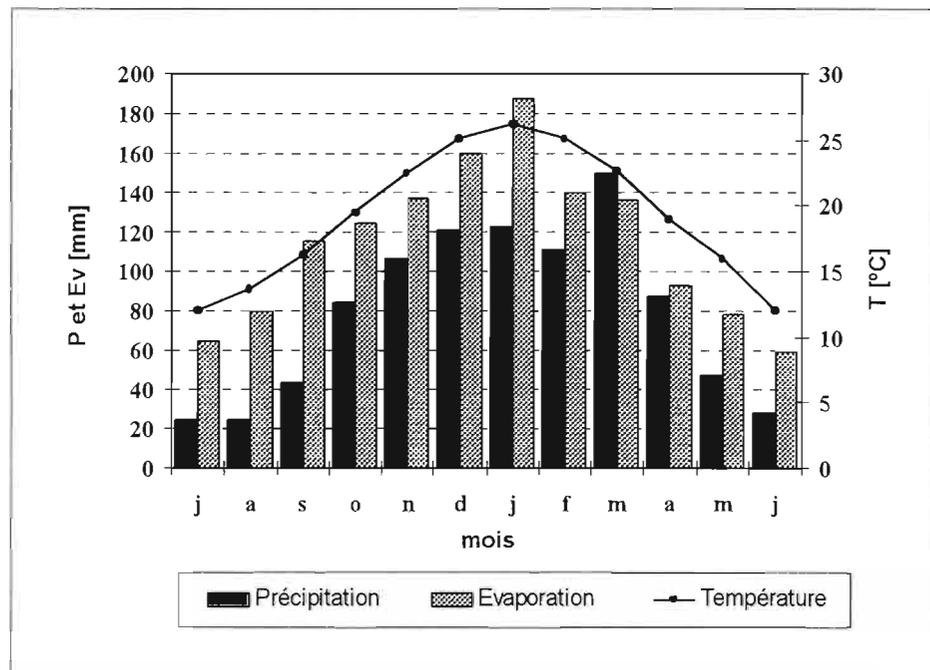


Figure V.6. Moyennes mensuelles interannuelles des précipitations, de la température et de l'évaporation sur bac classe « A ». (période pour P et T : 1931-1994 ; pour Ev : 1960-1985) (Source de données : EEA INTA de Rafaela, Argentine).

Les averses les plus courantes sont de type frontal pendant le semestre froid. Pendant l'été, les pluies sont de type frontal et convectif. Elles coïncident avec les jours de température élevée. Le tableau V.2 montre les précipitations journalières les plus fortes enregistrées à la station EEA INTA de Rafaela pendant la période 1931-2000. Il est remarquable que 8, sur les 11 données les plus élevées, appartiennent aux deux dernières décennies.

Tableau V.2. Pluies journalières maximales à Rafaela (période : 1931-2000).

Ordre	Date	P [mm]
1	25/04/99	290,0
2	09/04/46	249,3
3	06/04/00	234,0
4	08/11/95	230,0
5	26/01/81	182,7
6	11/04/59	170,0
7	09/04/81	163,8
8	06/12/89	161,4
9	3/10/95	154,0
10	30/03/87	153,4
11	28/03/47	148,6

(Sources des données : EEA INTA de Rafaela ; Journal La Opinión-Rafaela, 26/04/99)

Les caractéristiques des précipitations intenses et de courte durée (représentées au moyen des courbes intensité-durée-fréquence, i-d-f) ont été établies pour des durées qui ne dépassent pas les 120 min par l'EEA INTA de Rafaela. Elles ont été extrapolées pour les durées comprises entre 120 min et 24 h sur la base de la méthode de « rapports entre les durées » (Bertoni et Tucci, 1993). Les intensités maximales correspondent aux averses frontales, sauf dans le cas des durées très courtes, de l'ordre de quelques minutes. La figure V.7 présente une analyse comparative des intensités maximales correspondant aux deux villes étudiées, pour une période de retour de 10 années et une durée comprise entre 30 min et 120 min. Dans le but de rendre la comparaison plus démonstrative, les valeurs sont présentées relativement aux enregistrements de la station *Paris-Montsouris* (axe des abscisses). On a également reporté les données de la ville de Montpellier. On peut remarquer que :

- (i) les valeurs d'intensité pour les deux villes étudiées dépassent d'un rapport deux (en moyenne) les valeurs correspondantes de Paris ;
- (ii) elles sont, de plus, 15 % plus intenses que celles de Montpellier ;
- (iii) les deux villes argentines possèdent la même tendance que Montpellier, avec un gradient d'intensité plus fort pour les faibles durées. Cela indique que dans les deux situations on observe des précipitations convectives

- violentes et de courte durée (de type orage « cévenol ») à certaines période de l'année qui sont pratiquement inexistantes à Paris.
- (iv) les variations entre la ville de Rafaela et la ville de Carlos Paz reflètent la tendance des intensités maximales résultant des averses frontales pour les durées supérieures à une heure et d'orages convectifs pour des durées inférieures à une heure).

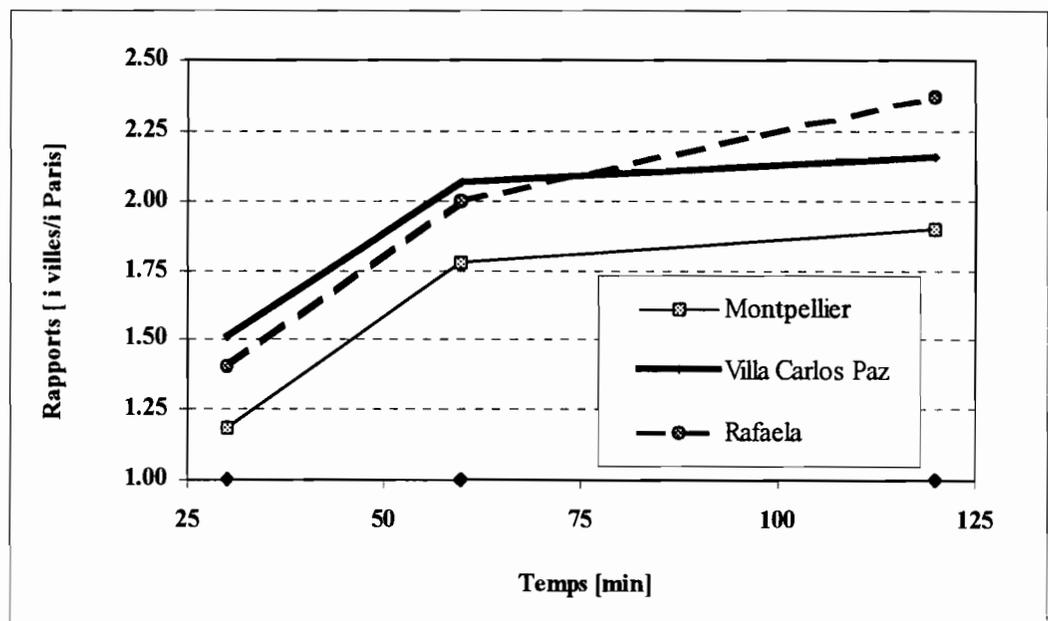


Figure V.7. Comparaison des courbes i-d-f pour  $T_r = 10$  années (durées comprises entre 30 et 120 min) à Rafaela, Villa Carlos Paz et Montpellier, avec le poste Paris-Montsouris.

Quant au niveau de la nappe phréatique, celui-ci présente des variations historiques significatives, avec des profondeurs moyennes comprises entre 12,5 m et 0,20 m. Dans cette région ont été enregistrés, à plusieurs reprises, des affleurements en surface du niveau de la nappe. Il y a en général un rapport étroit entre précipitations et le comportement du niveau phréatique qui réagit rapidement. Sur la figure V.8, on peut comparer les variations des deux variables sur la période 1977-1999.

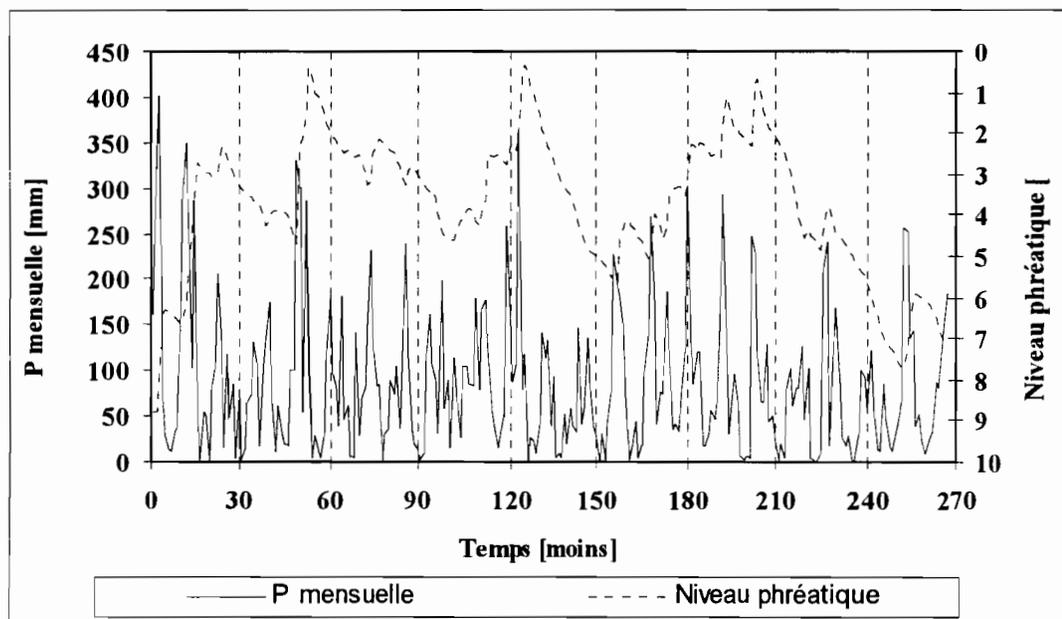


Figure V.8. Variation de la précipitation mensuelle et du niveau phréatique moyen mensuel à Rafaela, période 1977-1999. (Source des données : EEA INTA, Rafaela, Argentine).

### V.3. Région de la ville de Villa Carlos Paz (Province de Córdoba, Argentine)

#### V.3.1. Géologie, géomorphologie et réseau hydrographique

La ville de Villa Carlos Paz est située dans les *Sierras Chicas* de la province de Córdoba. Le bassin étudié déverse directement dans le lac artificiel du barrage San Roque. Ce barrage, qui a une capacité totale de 112 millions de m<sup>3</sup>, a été construit en 1890 sur le fleuve Suquia ou Primero (un second barrage a été construit en 1944 sur le même site) ; il a été le premier barrage de ce type en Amérique du Sud. En 1988 on a calculé que l'accumulation de sédiments au fond de la retenue atteignait 10 % de sa capacité, avec un stockage moyen de 1,42 t/ha/année (Palacios et al., 1990).

Le bassin versant du lac San Roque (figure V.9) se situe dans l'espace compris entre 30° 58' et 31° 37' de latitude sud et entre 4° 23' et 64° 61' de longitude ouest. La géologie du secteur amont de la rivière Suquia est composé d'un ancien substratum cristallin (roches ignées, granitoïdes et roches métamorphiques, gneiss) qui affleurent sur environ 75% de la superficie totale. Le reste est couvert par des séquences sédimentaires de l'ère quaternaire déposées sur le substratum déjà décrit. La matrice cristalline, ne stocke généralement pas d'eau souterraine, sauf dans les zones de fractures.

La morphologie actuelle du bassin versant du Suquia est le résultat de la genèse et de l'évolution du *Complejo de las Sierras Pampeanas*. Le relief, de la période avant le tertiaire, adouci par les cycles d'érosion, a été affecté par une activité tectonique qui a



Du point de vue phytogéographique et selon la classification de Cabrera (1976, cité par Palacios et al., 1990), la végétation du bassin est celle de la région *Gran Región Neotropical*, dans laquelle on distingue le *bosque Serrano*. La couverture est constituée de *végétation de Sierra*, présentant trois étages (*bosque serrano*, *romerillar* et *pastizal-patûrage*) dont la présence, l'extension spatiale et la hauteur dépendent de l'altitude totale, de la latitude ou de l'orientation géographique (Luti, 1979).

Le bassin du Lac San Roque (1650 km<sup>2</sup>) reçoit les eaux de plusieurs cours d'eau, les rivières San Antonio et Cosquin sont les plus importantes. La rivière Suquia, qui est issue du lac San Roque, se déverse dans le système endoréique de la *Laguna de Mar Chiquita* située à l'est de la province de Córdoba. Il faut noter que cette étendue d'eau a subi un accroissement soudain de niveau vers la fin des années 70 passant de 2 000 km<sup>2</sup> en 1977 à 6 000 km<sup>2</sup> en 1982 (Bertoni, 2000), cette augmentation de niveau résultant du déséquilibre produit à la fois par l'accroissement du volume des pluies dans la région centrale du pays, par l'élévation du niveau de la nappe et par l'augmentation de l'écoulement superficiel résultant du drainage agricole. Plusieurs villages qui s'étaient installés sur les rives de ce lac ont été partiellement ou complètement inondés.

### V.3.2. Caractéristiques climatiques et pluviométriques

Le climat de la région des sierras est de type méditerranéen, avec des variations qui dépendent du relief. Selon Capitanelli (cité par Palacios et al., 1990), ce climat est semi-humide, proche du semi-sec, avec une saison hivernale, mais sans été très chaud, à cause de l'altitude.

Les cumuls interannuels moyens de pluies dans les secteurs aval et central du Lac San Roque varient entre 700 et 800 mm, tandis que dans le bassin amont, ils varient entre 800 et 900 mm. Le bilan hydrique ne présente pas de déficit au dessus de 1 500 m d'altitude, et se trouve bien excédentaire dans les zones proches des sommets les plus élevés. Sur la figure V.10 on note les variations des précipitations annuelles de la région pendant la période 1941-1978 autour d'une moyenne annuelle de 737 mm.

La distribution des pluies au cours de l'année a un comportement saisonnier marqué (figure V.11) avec un semestre humide (octobre à mars) et un semestre sec (avril à septembre). Les températures, contrairement aux précipitations, ont une tendance inversée selon l'altitude. Les températures annuelles moyennes oscillent entre 10 °C et 14 °C ; les températures extrêmes varient entre - 10 °C et 41 °C environ.

Selon ce qui a été dit précédemment, les orages d'été les plus forts, sont généralement de type convectif. L'extension spatiale des gros orages est contrôlée par l'orographie. Les courbes i-d-f ont été calculées pour Villa Carlos Paz par Caamaño et al. (2000, *communication personnelle*) sur la base d'une étude régionale qui a couvert la presque totalité du territoire de la province (Caamaño, 1994, 1995, 1997).

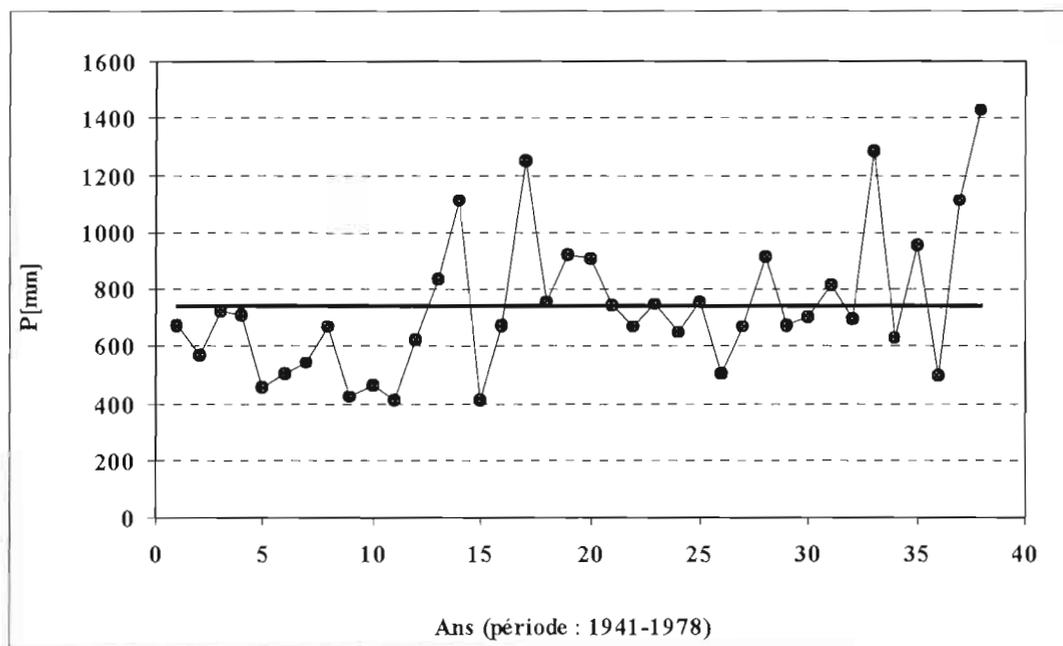


Figure V.10. Précipitation annuelle dans la région de Villa Carlos Paz, période 1941-1978. P moyenne = 737 mm (Source des données : DAS, Córdoba).

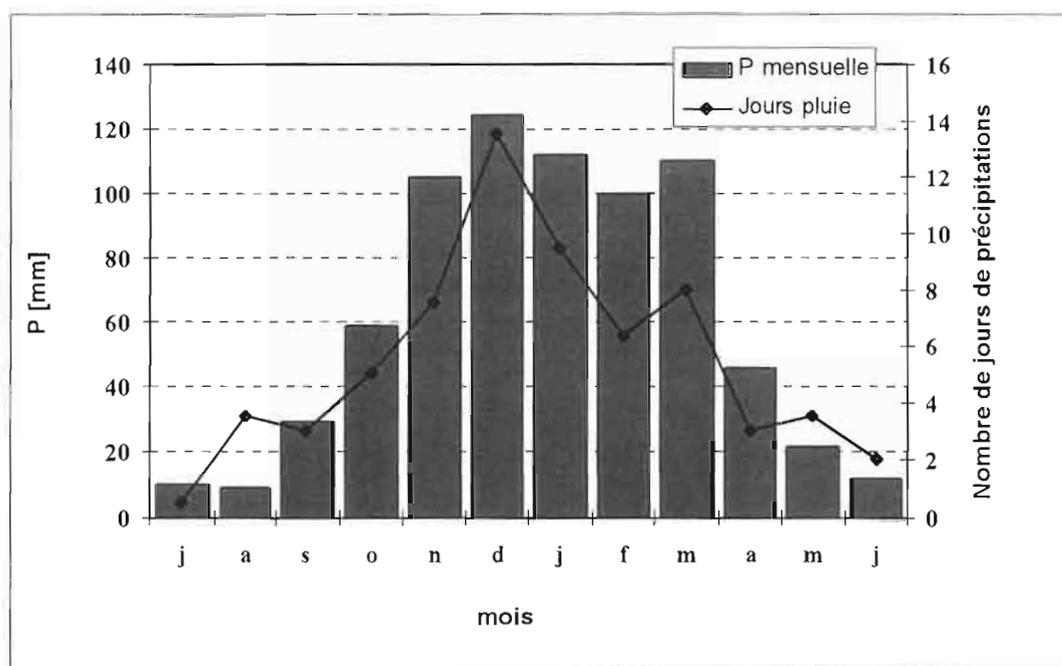


Figure V.11. Précipitation moyenne mensuelle dans la région de Villa Carlos Paz (période 1941-1978) et nombre de jours de précipitation (Source des données : DPH, Córdoba).

#### V.4. Caractéristiques générales des deux villes étudiées

##### V.4.1. Rafaela (Province de Santa Fe, Argentine)

La ville de Rafaela est un exemple typique des villes moyennes de la région *pampeana*. Elle concentre les activités en rapport avec l'agriculture, l'élevage et l'industrie. Le processus d'urbanisation a commencé en 1880 avec l'installation d'immigrants en provenance de l'Italie du Nord. L'arrivée du chemin de fer en 1889, a joué un rôle capital dans le développement de la ville en ouvrant la communication avec le reste du pays. La ville est devenue le nœud des communications de la région. Plus tard, des ressortissants d'autres pays européens se sont installés dans cette ville. Actuellement, la région rurale alentour est devenue le bassin producteur de lait le plus important d'Argentine.

Le développement de la ville a d'abord eu une croissance régulière qui s'est accélérée au cours des deux dernières décennies (figures V.12 et V.13). Pendant la période 1980-1991 le taux de développement entre les recensements a atteint 26,8 %. Le tableau V.3 synthétise les caractéristiques actuelles de la ville et sa région.

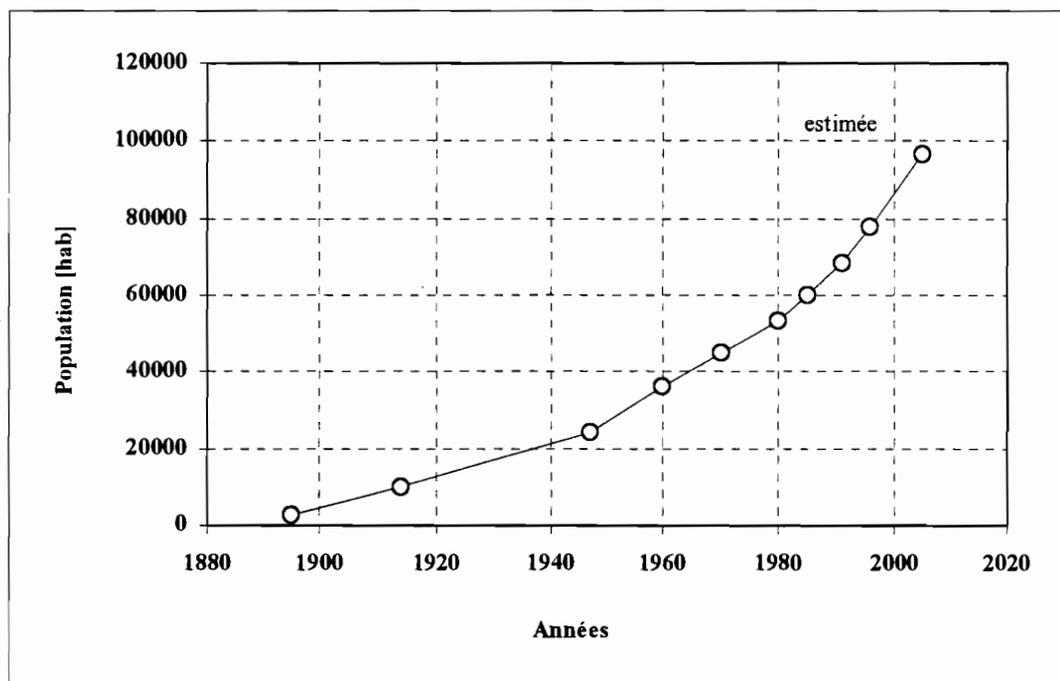


Figure V.12. Évolution de la population de la ville de Rafaela (Argentine).  
(Sources : recensements nationaux, départementaux et communaux).

Tableau V.3. Caractéristiques de la ville de Rafaela.

Caractéristique	Unités	Ville	Limites politiques d'influence	Région d'influence (*)
Superficie	km <sup>2</sup>	21	162	2 839
Population	hab	77 630	85 330	150 000
Densité de population	Hab/km <sup>2</sup>	3 697	526	53
(*) rayon : 30 km				
Source : "Plan Estratégico para Rafaela" (Mairie de Rafaela, 1999).				

Le tissu original d'une place centrale avec quatre boulevards rayonnants, a été complété ensuite par les routes, les voies ferrées et les canaux, qui ont créé une nouvelle allure du plan urbain. Aujourd'hui, le développement de l'ensemble urbain est le résultat de la superposition du plan urbain historique original avec tout d'abord le schéma ferroviaire, puis le schéma routier. Actuellement 99% des constructions de la ville disposent d'eau potable, 75 % du système d'égouts, 30 % du réseau de gaz naturel et 80 % de voirie pavée. 70,4 % des effluents industriels arrivent au canal Nord sans aucun type de traitement ou avec un traitement incomplet ; 28,3 % arrivent dans les mêmes conditions au canal Sud (source : "Plan Estratégico para Rafaela" ; Mairie de Rafaela, 1999).

Dans la ville il y a encore de vastes secteurs non construits parmi les zones urbaines, notamment loin du centre ville. Les nouvelles zones d'habitat social et les bidonvilles sont situés dans le nord de la ville.

Au cours des dernières années la ville a subi plusieurs inondations d'origine pluviale qui ont frappé systématiquement certains quartiers. Parmi les raisons les plus importantes on peut citer :

- (i) l'intensité des pluies ;
- (ii) la faible pente du terrain ;
- (iii) l'urbanisation des zones basses proches des canaux, avec une tendance naturelle au stockage de l'écoulement superficiel ;
- (iv) le développement du réseau de drainage sur la base d'ouvrages d'évacuation (conception hygiéniste), et
- (v) le manque d'espaces pouvant servir de bassins de rétention superficiel.

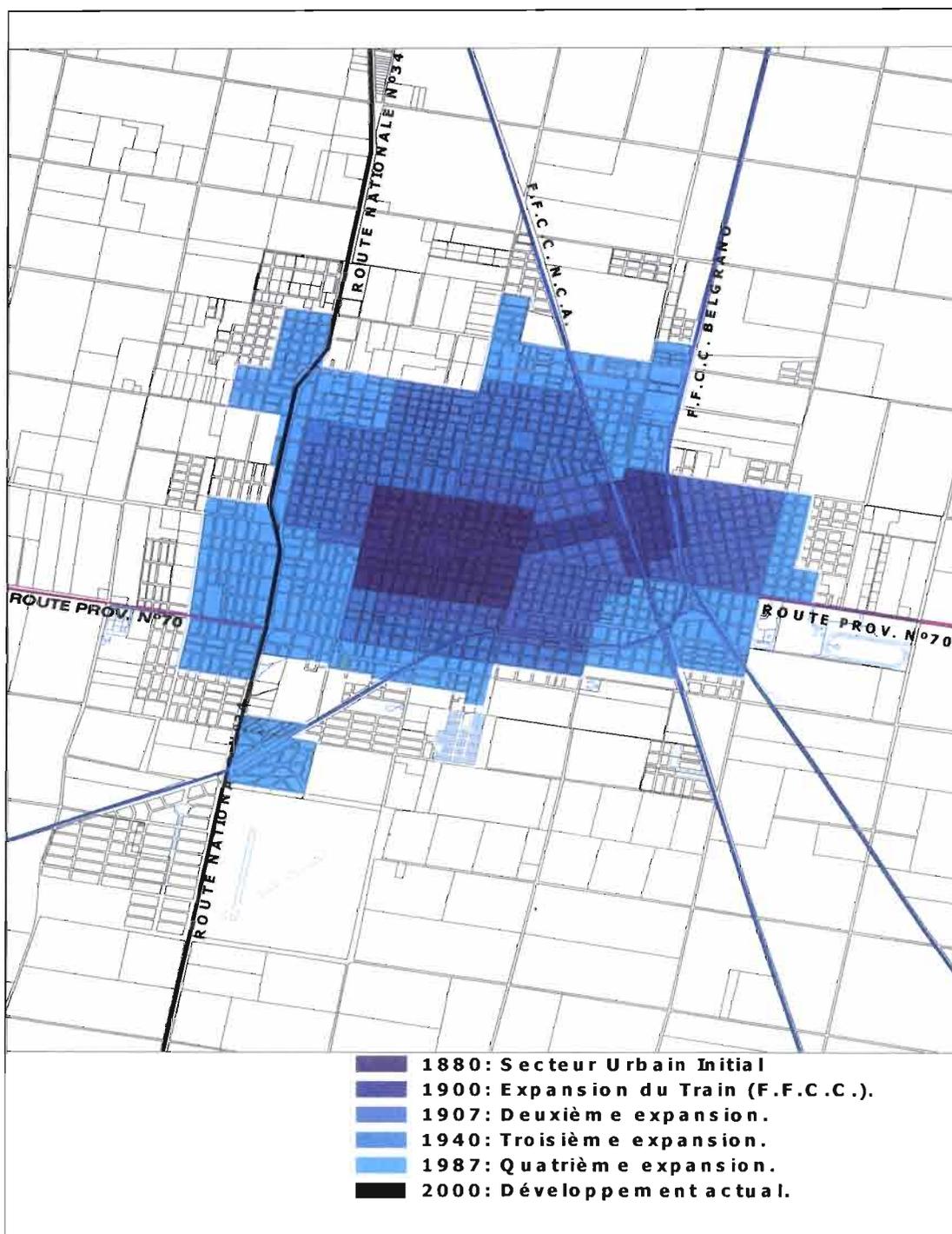


Figure V.13. Évolution du secteur urbain de la ville de Rafaela, Argentine (1880-2000).

#### V.4.2. Ville de Villa Carlos Paz (Province de Córdoba, Argentine)

La ville est née en tant que centre touristique. Le développement démographique a été lent au début (1025 hab. en 1947), mais, à partir de 1960 la ville a subi un fort accroissement de population ; cette tendance s'est constamment maintenue jusqu'à nos jours. Aujourd'hui, elle compte environ 49 000 habitants permanents, ce chiffre augmentant jusqu'à 130 000 habitants pendant les mois d'été, en raison du tourisme provenant de la ville voisine de Córdoba (chef-lieu provincial) et des autres régions du pays. La figure V.14 illustre le développement de la population de la ville. La zone urbanisée a une extension de 14,72 km<sup>2</sup>.

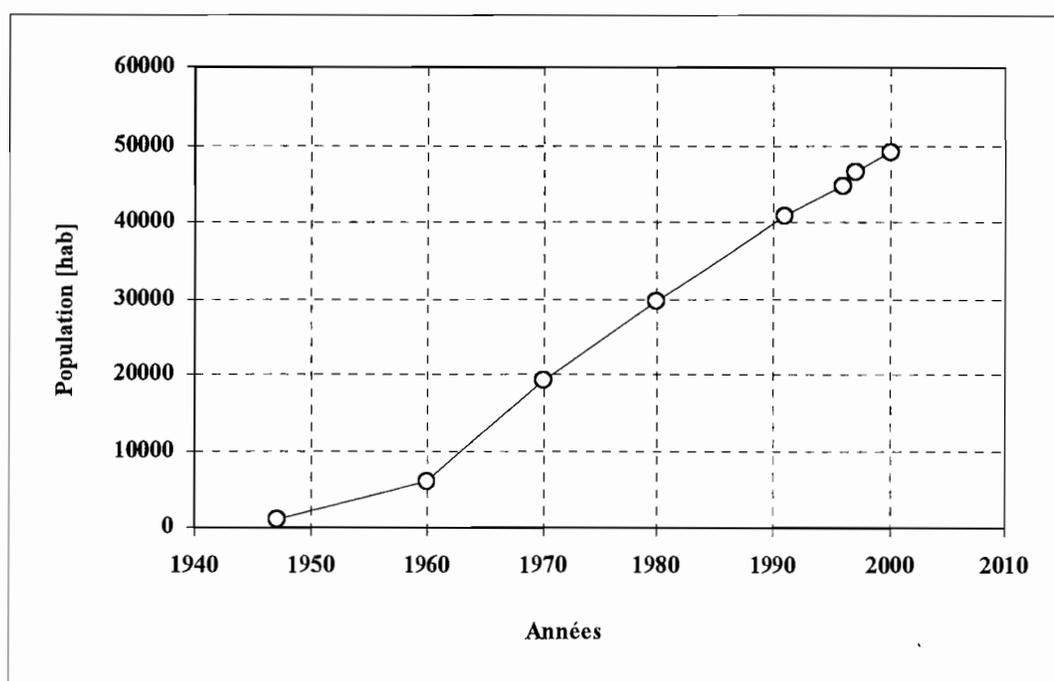


Figure V.14. Evolution de la population de la ville de Villa Carlos Paz (Sources : recensements nationaux, départementaux et communaux).

La densité moyenne, en considérant des aires urbaines et rurales intercalées, est de 1 745 hab/km<sup>2</sup>, mais dans le bassin versant étudié elle augmente jusqu'à approximativement 3 300 hab/km<sup>2</sup> (en considérant le nombre de constructions et une occupation moyenne). L'urbanisation est extensive, avec des secteurs non urbanisés, sauf dans le centre ville. Au cours de la période 1983-1993 la superficie édifiée a augmenté annuellement de 80 000 m<sup>2</sup>.

L'urbanisation de la zone étudiée est faible à modérée : il existe de nombreux terrains vagues parmi les terrains construits. Le plan d'occupation urbaine de la ville a comme point de départ le facteur d'occupation du sol (FOS). Celui-ci est de 70 % de la superficie pour les bâtiments qui se trouvent sur l'avenue principale de la ville (Avenue San Martín) et de 65 % pour le reste de la ville.

La zone des sierras autour de la ville, présente de forts signes de dégradation de l'environnement parmi lesquels on souligne :

- (i) la dégradation de la végétation native dans toutes les sierras ;
- (ii) les incendies successifs, la plupart d'entre eux provoqués par les paysans comme méthode de « nettoyage » des champs, mais aussi par les touristes ;
- (iii) l'urbanisation sans aucune planification des secteurs les plus escarpés des sierras et
- (iv) l'absence de système d'égouts dans la ville (seul une petite partie du centre ville en possède un, le reste utilisant des fosses septiques domiciliaires).

L'ensemble de ces problèmes ajouté à l'écoulement d'origine pluviale qui « lessive » la zone urbanisée et les routes voisines (c'est particulièrement important après une longue période sans précipitations) contribuent à la détérioration de la qualité du Lac San Roque.

Le manque d'une planification urbaine adéquate a favorisé l'urbanisation de zones qui dans les dernières années ont subi des inondations à cause de la montée du niveau du Lac San Roque. Le transport de sédiments des versants des sierras vers le lac est aussi caractéristique des pluies intenses. Ce processus est exagéré par la dégradation de la végétation et des sols due aux incendies successifs.

## **V.5. Les bassins versants étudiés**

### *V.5.1. Critères de choix des bassins versants*

Face au manque de données hydrologiques appartenant à des bassins versants urbains et semi urbanisés, on a réalisé, dans le cadre de l'étude, des travaux d'installation de stations hydrométriques et des tâches de réparation, d'installation et de maintenance des appareils de mesure (pluviographes et limnigraphes)

Divers aspects ont été considérés pour le choix des bassins versants, entre autres :

- 1) la représentativité des types d'urbanisation ;
- 2) la taille des bassins versants ;
- 3) la possibilité pratique d'installation des stations limnigraphiques avec un fonctionnement correct dans la gamme des débits possibles ;
- 4) la protection des équipements contre d'éventuels actes de vandalisme.

La représentativité des bassins versants installés par rapport à leur situation géographique respective est réelle dans la mesure où l'on considère :

- (i) le nombre de villes avec des typologies similaires, et
- (ii) le fait que dans le milieu urbain il existe un ensemble de facteurs homogénéisants, susceptibles de lisser les comportements hydrologiques des bassins de caractéristiques différentes.

La priorité a été donnée aux conditions pratiques d'installation des stations de mesure. Pour les trois bassins installés, des sections de mesure ont été construites en portant une attention particulière à la profondeur critique, au contrôle aval par des chutes de hauteur suffisante pour éviter tout type de problème dû aux remous créés par l'installation. Dans le cas de la ville de Villa Carlos Paz, la possibilité de construire une section de mesure satisfaisante, avec ce type de conditions, a été le critère absolument prioritaire de choix du bassin versant expérimental.

L'importance que l'on a donné à la construction des sections de mesure a été justifiée par le fait qu'il n'était pas possible de contrôler les courbes théoriques d'étalonnage hauteur-débit des trois sections, faute de moulinet hydrométrique. Comme alternative, on a réalisé au cours de quelques événements un contrôle des estimations de vitesse par flotteurs, en vérifiant en général que les conditions étaient assez proches des conditions théoriques.

#### *V.5.2. Les bassins versants à Rafaela : installation et caractéristiques*

Deux bassins versants ont été installés dans le secteur nord de la ville : le premier en octobre 1999 et le second à partir de février 2000, ce dernier étant emboîté dans le précédent. Les principales caractéristiques des bassins versants sont présentées dans le tableau V.4. Une attention spéciale a été donnée à la détermination de la superficie contributive des deux bassins versants. Cette question, simple et banale en apparence, est la cause des plus fréquentes et grosses erreurs dans les études d'hydrologie urbaine, surtout en région urbaine de plaine. La détermination de la superficie contributive a exigé :

- (i) la compilation, l'analyse et l'étude de la compatibilité de plusieurs sources d'études topographiques relatives à des secteurs partiels des quartiers ;
- (ii) la réalisation de travaux topographiques spécifiques dans quelques quartiers des bassins versants au cours de l'été 1999-2000 ;
- (iii) la vérification « *in situ* » dans la même période de la direction de l'écoulement superficiel au cours de quelques averses.

Ces tâches ont été réalisées par l'auteur de ce mémoire, avec la collaboration des techniciens de la Mairie de Rafaela. Le travail (figure V.15), en plus de permettre la détermination de la superficie des deux bassins versants, a constitué une information utile pour la municipalité, surtout dans la perspective d'études futures.

La figure V.16 présente les limites des deux bassins versants. Dans la région nord de la ville l'eau pluviale s'écoule, selon les quartiers, en surface, à partir des caniveaux ou par des conduits. Le canal Nord concentre finalement tout l'écoulement en provenance de la ville et de la région rurale voisine.



Figure V.15. Analyse de l'écoulement superficiel dans la ville de Rafaela.

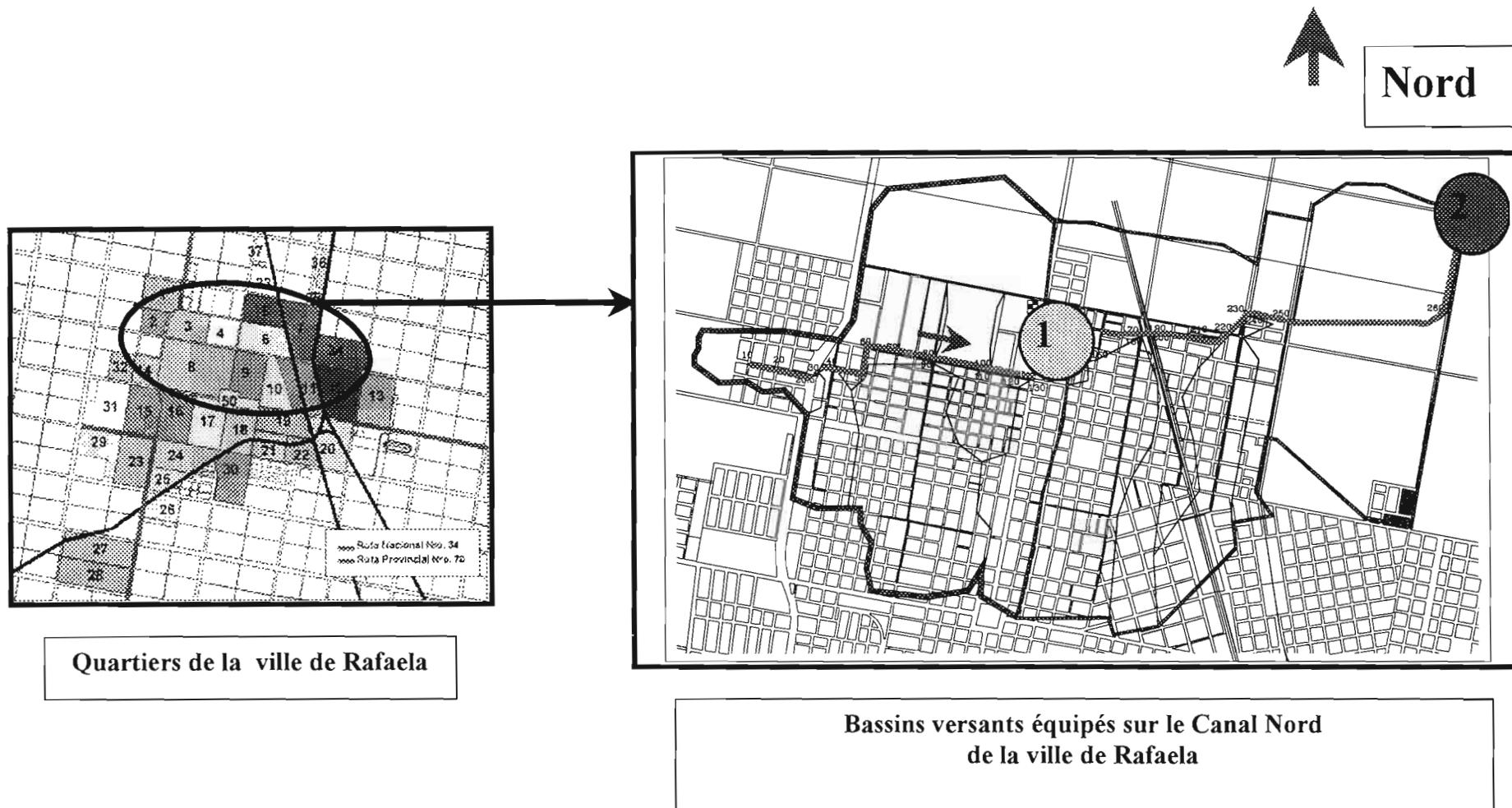


Figure V.16. Bassins versants dans la ville de Rafaele (Santa Fe, Argentine).

Tableau V.4. Synthèse des caractéristiques des trois bassins versants équipés.

Paramètre	Unités	Ville		
		Rafaela		V. Carlos Paz
Numéro d'identification du bassin versant		1	2	3
Superficie Totale, A	[km <sup>2</sup> ]	4,80	13,63	0,58
Superficie du secteur urbain, Au	[km <sup>2</sup> ]	3,04	5,76	0,43
Longueur du canal principal, Lc	[km]	2,38	7,30	1,80
Longueur totale du système de drainage, Ld	[km]	10,03	22,69	6,90
Longueur du système de drainage urbain	[km]	8,85	14,84	n'existe pas
Densité de drainage, Dd	[km/km <sup>2</sup> ]	2,10	1,66	11,9
Pente moyenne du bassin versant, Sa	[m/m]	0,001 97	0,003 84	0,007 79
Différence maximum du niveau, H	[m]	3,10	17,0	110,0
Pente moyenne du canal principal, Sc	[m/m]	0,001 31	0,002 33	0,043 85
Superficie imperméable total, ImpT	[% A]	40,4	25,1	29,5
Superficie imperm. directement reliée, IMP1	[% A]	25,0	14,3	7,1
Densité de population	[hab/km <sup>2</sup> ]	2 900	2 000	3 300

Les valeurs des pourcentages des superficies imperméables et perméables associées ont été déduites des études statistiques présentées au chapitre VI. En comparant les valeurs des tableaux V.1 et V.4, on déduit qu'à Rafaela l'urbanisation a provoqué une augmentation de la densité de drainage d'un facteur 11 par rapport à la situation naturelle moyenne de la région.

Le bassin de 13,4 km<sup>2</sup> a été installé une première fois en 1997, mais à cause d'une série de problèmes techniques avec le limnigraphe, les mesures ont été arrêtées en mars 1998. Quelques événements correspondants à cette période ont pu être retenus pour les études présentés dans ce mémoire. Les nouvelles mesures réalisées depuis octobre 1999 correspondent à la même section limnigraphique.

Les sections de mesure limnigraphiques sont construites de la manière suivante :

- (a) *sur le bassin versant de 4,80 km<sup>2</sup>* : un déversoir rectangulaire à mince paroi de 6,50 m de large situé au début du canal Nord de la ville (figure V.17), avec un bief amont plus large pour obtenir une réduction de la vitesse d'amenée du flux. Un limnigraphe à flotteur, avec une alimentation sur batterie, et des échelles limnimétriques ont complété l'équipement ;
- (b) *sur le bassin versant de 13,4 km<sup>2</sup>* : une section de béton existait déjà sur le canal Nord, sans contraction latérale, de 4,50 m de large et 4,0 m de long, suivi d'une chute de 1,80 m (figure V.18). Elle est localisée à la sortie de la ville. Un limnigraphe à flotteur similaire à celui du petit bassin et des échelles limnimétriques ont complété le dispositif.

Pour les mesures de précipitation deux sources d'informations ont été utilisées :

- (a) *les données de la station pluviographique de la EEA INTA Rafaela* : localisée à 3 km du bassin versant. Cette station fonctionne depuis 1931 et, même si l'appareil est

- ancien (pluviographe à siphon et flotteur, horloge mécanique et bande de papier), les opérateurs qui sont chargés des mesures, effectuent ce travail avec une conscience remarquable qui confèrent aux données une qualité adéquate pour l'étude ;
- (b) *les données obtenues à partir de trois pluviographes installés pour l'étude* : de caractéristiques similaires à celui de la station de l'INTA, ces trois appareils ont été installés à partir d'octobre 1999 sur trois bâtiments de la mairie, localisés à des endroits différents du bassin versant.

Une synthèse de toutes les informations relatives à ces appareils de mesure est présentée dans le tableau V.5.

### *V.5.3. Le bassin versant à Villa Carlos Paz : installation et caractéristiques*

A Villa Carlos Paz, le choix du bassin versant a été déterminé par la possibilité de construction d'un déversoir qui, en plus de remplir les conditions déjà indiquées plus haut (section V.5.1), ne devait pas poser de problèmes au réseau existant (obstruction partielle, envasement à l'amont, etc.), et se trouver à l'abri d'éventuelles actions de vandalisme.

Pour les mesures limnigraphiques, on a construit au cours de 1999, un déversoir triangulaire en mince paroi, sur une structure de béton, avec un angle de  $120^\circ$  (pour une largeur de 7,0 m et une hauteur de 2,0 m environ), sur un petit ruisseau naturel à l'intérieur d'un terrain de camping privé. Ce ruisseau draine à la fois un secteur semi-urbanisé de la ville, un secteur rural et un secteur de l'autoroute Villa Carlos Paz-Córdoba. Les caractéristiques de la section hydrométrique sont présentées dans la figure V.19.

Un limnigraphe à flotteur a été installé à 5 m à l'amont du déversoir, avec un ensemble d'échelles limnimétriques. Cependant, à cause de la forte charge en sédiments mise en mouvement par les crues, les enregistrements de l'appareil ont présenté des décalages temporels incompatibles avec la durée de ces crues. Plusieurs solutions ont été testées pour tenter de résoudre ce problème, sans obtenir de résultats convaincants. En désespoir de cause, toutes les mesures qui ont été retenues pour cette étude sont le résultat d'observations manuelles, avec des lectures directes simultanées du temps et des échelles limnigraphiques.

Les estimations de la vitesse de l'écoulement par flotteurs ont confirmé que celles-ci étaient compatibles avec les conditions théoriques de mesure sur déversoir (vitesses de 0,2 à 0,3 m/s), à l'exception de la plus forte crue provoquée par une averse convective de haute intensité, donnant lieu à une vitesse maximum de l'écoulement de l'ordre de 1,3 m/s.

Parce que la sensibilité des mesures sur déversoir dépend de la profondeur du fond du canal par rapport à la ligne d'eau (King et Brater, 1962 ; Desbordes, 1985a), et compte tenu de la charge solide assez élevée, une opération manuelle de déblaiement des sédiments déposés a été systématiquement effectuée après chaque crue sur une distance de 15 m à l'amont du déversoir. Cette opération demandait, en moyenne, deux jours de travail à un ouvrier affecté à cette tâche. Le figure V.20 montre la section hydrométrique après les travaux d'aménagement.



Figure V.17. Section hydrométrique du bassin versant 1, Rafaela (en cours de construction).

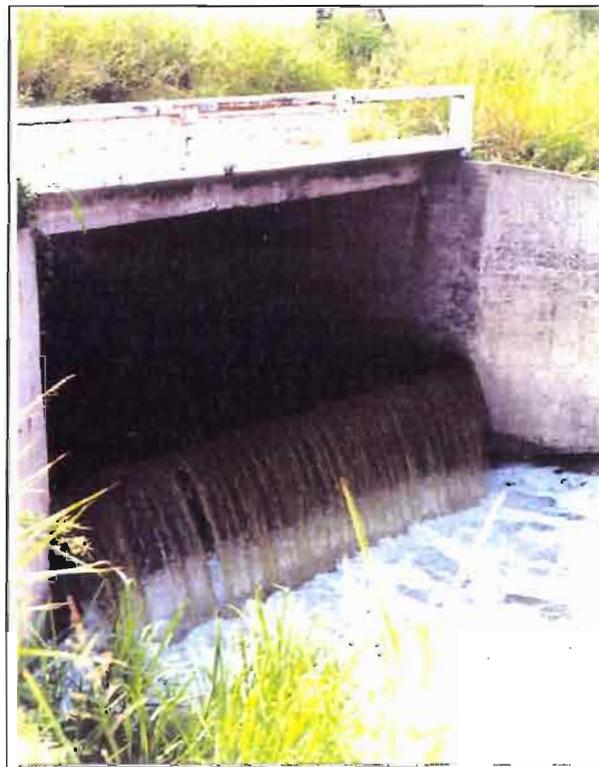


Figure V.18. Section hydrométrique correspondant au bassin versant 2, Rafaela : chute de contrôle aval.



Figure V.19. Section hydrométrique de Villa Carlos Paz au cours d'une crue particulièrement chargée en sédiments.



Figure V.20. Section hydrométrique de Villa Carlos Paz de mesure après les travaux d'aménagement.

Les précipitations ont été enregistrées avec un pluviographe automatique à augets basculeurs alimenté par un panneau solaire. Cet appareil transmet un signal pour chaque millimètre de pluie tombé et était déjà installé en bordure du camping dans le cadre d'autres études hydrologiques.

Les caractéristiques générales du bassin versant sont présentées dans le tableau V.4. Il faut souligner que divers obstacles empêchent l'écoulement généré par un important secteur rural du bassin versant. Ils sont liés, dans la plus grande partie, à une route secondaire parallèle à l'autoroute Villa Carlos Paz-Córdoba. Elle provoque le stockage superficiel d'écoulement pluvial. L'inexistence de relation hydraulique entre ce secteur rural du bassin versant et le secteur restant a été vérifié avec des observations « in situ », pendant les événements plus intenses. La superficie de ce secteur rural n'a pas été considérée dans les analyses réalisées. Il pourra contribuer à l'écoulement pendant des événements pluviaux exceptionnels. Le secteur a une superficie de 1,39 km<sup>2</sup>. Donc, la superficie totale du bassin versant pourra augmenter jusqu'à 2 km<sup>2</sup> environ.

Une synthèse de toutes les informations relatives aux appareils de mesure des trois bassins versants est présentée dans le tableau V.5. Des informations supplémentaires relatives aux travaux d'équipement des bassins versants, des appareils de mesure et des conditions d'opérations sont présentées dans l'Annexe V.

#### V.5.4. Lois débit- hauteur considérées

Les lois débit-hauteur établies pour chaque section de mesure, ont été déduites de considérations hydrauliques associées à l'hypothèse vérifiée de profondeur critique. Afin d'obtenir des conditions d'opération normalisées pour les dispositifs pré-étalonnés (voir par exemple, Bertrand-Krajewski, 2000), les sections de mesure ont été installées :

- (i) sur des biefs rectilignes des canaux d'amenée, avec une longueur supérieure à 10 fois la largeur ;
- (ii) sur des canaux qui présentaient des sections transversales uniformes. Toutefois, à Villa Carlos Paz, la présence d'un arbre 18 m à l'amont de la section de mesure a exigé l'exécution d'un petit ouvrage de protection des berges introduisant une légère déviation de la direction des filets liquides (figure V.20) ;
- (iii) sur des sites où pour des conditions normales d'opération, l'écoulement dans le canal de fuite à l'aval n'influe pas le niveau d'eau amont.

Pour les deux bassins versants à Rafaela, on a utilisé la formule classique pour les sections rectangulaires :

$$Q = \mu \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot B \cdot h^{3/2} \quad (\text{V.1})$$

où  $Q$  est le débit [m<sup>3</sup>/s] ;  $\mu$  le coefficient de débit,  $B$  la largeur [m] et  $h$  la hauteur d'eau sur le déversoir.

Tableau V.5 Synthèse des caractéristiques des ouvrages et des appareils de mesure équipant les trois bassins versants.

Province (Département)		Santa Fe		Córdoba		Total	Observ.	
Ville		Rafaela		Villa Carlos Paz				
N° identification de bassins urbains		1	2	3		3		
Superficie [km <sup>2</sup> ]		4,80	13,63	0,58		-		
Pluviographes	Nombre	4		1 (a)		5	(a) Un deuxième appareil a fonctionné pendant 1 mois.	
	Système	Siphon		Augets basculeurs		-		
	Enregistrement	Bande papier		Fichier magnétique		-		
	Mécanisme	Horloge à ressort		Panneau solaire				
	Caractéristique soulignée	Les installations nécessaires pour le fonctionnement des quatre (4) pluviographes ont été réalisées à partir de nov/99. Les appareils (tous de récupération) ont été intégralement reconditionnés en nov/déc 99.						
Limnigraphes	Nombre	1	1	1 (b)		3	(b) les données finalement utilisées sont des observations <u>manuelles</u> pendant les crues	
	Système	Flotteur		Flotteur		-		
	Enregistrement	Cassette		Bande papier		-		
	Mécanisme	Batterie		Horloge à ressort		-		
	section de mesure	Type	Dévers. Rectang.	Profond. Critique	Déversoir en "V" (120 °) (béton)		3	(c) Elle a été réaménagée en oct/nov 99
		date de construction	02/00	11/97	05/99		-	
		date de début d'opération	02/00	11/97 12/99 (c)	11/99			

Pour le déversoir triangulaire à Villa Carlos Paz, on a adopté l'expression générale :

$$Q = C' \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot h^{5/2} \tag{V.2}$$

où  $C'$  est un coefficient qui prend en compte les pertes et la contraction de l'écoulement,  $\alpha$  l'angle central du déversoir et  $h$  est la charge hydraulique. Selon des expériences menées à l'Université du Michigan par Barr (cité par King, 1966), l'équation (V.2) peut s'écrire :

$$Q = 1,38 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot h^{5/2} \tag{V.3}$$

Dans le tableau V.6 sont présentées les trois lois débit-hauteur utilisées, tenant compte des dimensions géométriques des sections de mesure respectives.

Tableau V.6. Lois théoriques utilisées pour les trois sections de mesure.

Ville	Bassin versant	déversoir	Q [m <sup>3</sup> /s]
Rafaëla	1	rectangulaire	20,05 * H <sup>3/2</sup>
Rafaëla	2	rectangulaire	12,52 * H <sup>3/2</sup>
Villa Carlos Paz	3	triangulaire	2,39 * H <sup>5/2</sup>
H = charge hydraulique, [m]			

#### V.5.5. Analyses des incertitudes sur les valeurs du débit

Une analyse des incertitudes sur les valeurs des débits obtenus à partir des équations (V.1) et (V.2) peut être réalisée en employant la méthode FOVE (*First-Order Variance Estimation*) présentée aux chapitres III et IV.

L'équation (IV.9) indique que pour une expression du type  $y = f(x_1, x_2, \dots, x_N)$ , où  $x_i, i = 1, \dots, N$  représente les variables indépendantes et/ou les paramètres du modèle, la variance de la variable  $y$ ,  $Var[y]$ , est donnée par

$$Var[y] \cong \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 \cdot Var[x_i] + 2 \cdot \sum_{j=1}^{N-1} \sum_{i=j+1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right) \left(\frac{\partial f}{\partial x_j}\right) \cdot (Var[x_i] \cdot Var[x_j])^{0.5} \cdot \rho_{x_i x_j} \quad (V.4)$$

où  $Var[x_i]$  représente la variance de la  $i$ -ème variable et  $\rho_{x_i x_j}$  le coefficient de corrélation entre les variables  $x_i$  et  $x_j$ .

Dans l'équation (V.1) les trois variables principales qui expliquent  $Q$  sont le coefficient de débit  $\mu$ , la largeur de la section  $B$  et la charge hydraulique  $h$ . De la même manière pour l'équation (V.2) on trouve les variables  $C'$ ,  $\alpha$  et  $h$ . Dans les deux cas le coefficient du déversoir varie avec la charge  $h$ . Cependant, pour obtenir une première approximation et identifier la source principale d'incertitude sur le débit, on peut considérer ces variables comme indépendantes, sur la base de leurs valeurs moyennes.

Les résultats de l'analyse sont présentés au tableau V.7. Pour l'analyse ont été considérées les valeurs géométriques des sections n° 1 à Rafaëla (rectangulaire) et n° 3 à Villa Carlos Paz (triangulaire) ainsi que les valeurs les plus probables des écarts-types correspondants. Pour la charge hydraulique, on a adopté dans les deux cas une valeur  $h$  de 0,30 m, qui représente les conditions moyennes de fonctionnement.

L'analyse indique que la principale source d'incertitude sur la valeur du débit  $Q$  est liée à la mesure de la hauteur de la charge hydraulique, les incertitudes sur les valeurs exactes du coefficient de débit ( $\mu$  et  $C'$  respectivement) étant relativement moins importantes. Pour cette raison on a accordé une attention particulière aux mesures de la hauteur de la charge hydraulique. Il faut néanmoins souligner que dans cette analyse l'influence de la vitesse d'écoulement n'a pas été prise en compte ; mais elle intervient en augmentant la charge réelle sur le déversoir.

Tableau V.7. Analyse des incertitudes sur la valeur du débit estimé par les dispositifs pré-étalonnés employés dans les bassins versants étudiés (méthode FOVE).

<b>Section rectangulaire (bassin versant Rafaela 1)</b>			
	<i>Analyse par la méthode FOVE</i>		
Variable	$\mu$	$B$	$h$
Unité	[ - ]	[ m ]	[ m ]
Valeur adoptée	1,06	6,40	0,30
Ecart-type	0,05	0,02	0,01
	<i>Coefficient de sensibilité de Q</i>		
Expression	$\angle Q / \angle \mu$	$\angle Q / \angle B$	$\angle Q / \angle h$
Valeur	3,105	0,514	2,570
	<i>Contribution à la variance totale</i>		
Valeur	0,0241	0,00010	0,0660
% sur l'incertitude totale de Q	26	1	73
Valeur moyenne de Q [m <sup>3</sup> /s]	<b>3,29</b>		
Ecart-type de Q [m <sup>3</sup> /s], S	0,30		
% de S sur la valeur moyenne	<b>9</b>		
<b>Section triangulaire (bassin versant Villa Carlos Paz)</b>			
	<i>Analyse par la méthode FOVE</i>		
Variable	$C'$	$\alpha$	$h$
Unité	[ - ]	[ m ]	[ m ]
Valeur adoptée	1,38	$2/3 \pi$	0,30
Ecart-type	0,05	$\pi/360$	0,01
	<i>Coefficient de sensibilité de Q</i>		
Expression	$\angle Q / \angle C'$	$\angle Q / \angle \alpha$	$\angle Q / \angle h$
Valeur	0,085	0,136	0,9818
	<i>Contribution à la variance totale</i>		
Valeur	0,000 018	0,000 001 4	0,000 096
% sur l'incertitude totale de Q	15	1	83
Valeur moyenne de Q [m <sup>3</sup> /s]	<b>0,118</b>		
Ecart-type de Q [m <sup>3</sup> /s], S	0,011		
% de S sur la valeur moyenne	<b>9</b>		

## V.6. Données hydrologiques obtenues

### V.6.1. Introduction

Pour les trois bassins versants un ensemble de 88 événements ont été collectés. Dans ce total, sont considérés 12 paires de données « averse-débit de pointe » enregistrés à Villa Carlos Paz, dans les cas où, pour diverses raisons, il n'a pas été possible d'enregistrer la relation averse-crue de manière complète. Après le traitement des données, 54 événements ont été retenus comme étant de qualité minimum acceptable.

Il faut souligner que les mesures ont été effectuées pendant quatre périodes distinctes identifiées comme suit :

(a) *période 1997-1998 :*

pendant cette période, on a effectué des mesures sur le bassin versant 2 à Rafaela (13,63 km<sup>2</sup>). Malheureusement la plus grande partie des événements enregistrés ont été rejetés à cause de problèmes avec la chambre du mécanisme du flotteur. Ces problèmes s'expliquent par l'action agressive des acides des effluents industriels non traités de la ville. Ces problèmes ont impliqué la destruction totale du limnigraphe et des installations auxiliaires (boîtier, échelle, etc.) à la fin de la saison humide (mars 1998) ;

(b) *période septembre-octobre 1999 :*

A partir d'octobre 1999, les effluents industriels ont été déviés du secteur analysé du Canal Norte. Au début du moins d'octobre, un appareil limnigraphique neuf a été installé sur le bassin versant 2 à Rafaela, dans la même section de mesure que pour la période antérieure. Quelques problèmes de calibrage de l'appareil ont été détectés sur quelques petits événements, rejetés postérieurement ;

(c) *période décembre 1999-mars 2000 :*

à partir de décembre 1999 le fonctionnement du limnigraphique a été adéquat et un nouveau boîtier de mesure, avec une nouvelle colonne tranquillisante, a été installé. Jusqu'au mois de mars, le climat de la région *pampeana* a été sous l'influence du phénomène "La Niña" (tendance à des conditions sèches). Les précipitations totales enregistrées et les intensités sont plus faibles que les mesures réalisées dans des conditions normales (cité postérieurement comme la "période sec" (1999-2000 S) des mesures. A partir du mois de février 2000 on a initié des mesures sur le bassin versant 1 de la ville de Rafaela. A partir du mois de janvier 2000 on a initié les mesures systématiques à la ville de Villa Carlos Paz (quelques mesures des hauteurs maximums des lames écoulées sur ce bassin versant on commencé à partir de novembre 1999) ;

(d) *période 2000 humide (2000 H) :*

à partir de mars 2000 le climat de la région *pampeana* a présenté une tendance à la normalisation par rapport à ses caractéristiques historiques, en provoquant l'occurrence d'averses plus abondantes. Dans cette étape on a enregistré la troisième hauteur de pluie journalière la plus importante sur la période 1931-2000 (événement H21 des tableaux V.9 et V.10).

### V.6.2. Traitement des données obtenues

La totalité des données ont été soumises à diverses analyses afin d'en vérifier leur qualité avant leur utilisation. Deux niveaux de traitement ont été réalisés :

#### (a) contrôle et traitement élémentaire de l'information de campagne :

- contrôle de dates et tables de temps ;
- collationnement des informations de base avec les autres informations collectées pendant les événements (notes personnelles à Villa Carlos Paz et observations des techniciens municipaux à Rafaela) ;
- interprétation et contrôle des bandes pluviographiques ;
- interprétation et contrôle des enregistrements limnigraphiques ;
- dépouillement à pas de temps fixe des données hydro-pluviométriques ;
- saisie et traitement des informations sur tableur informatique (feuilles de calcul);

Le choix du pas de temps fixe d'analyse des données a été basé sur un critère de relevé d'un minimum de points compris entre 3 et 5 sur la courbe de montée des hydrogrammes correspondants aux événements les plus violents. Cela conduit à des pas de temps ( $\Delta t$ ) de 10 min et 2 min pour les bassins versants de Rafaela et de Villa Carlos Paz respectivement.

#### (b) Analyses des informations concomitantes averse-crue :

Les caractéristiques individuelles suivantes de la pluie et/ou de l'ensemble averse-crue ont été déterminées :

##### (b.1) *caractéristiques élémentaires de l'averse* :

- Hauteur de l'averse, PT [mm] ;
- Durée de l'averse, DT [min] ;
- Intensité moyenne de l'averse, IM [mm/h] ;

##### (b.2) *caractéristiques du secteur le plus intense de l'averse* :

- Hauteur du secteur le plus intense de l'averse, PC [mm] ;
- Durée de ce secteur de l'averse, DC [min] ;
- Intensité de ce secteur de l'averse, IC [mm/h] ;
- Hauteur maximum de l'averse dans un  $\Delta t$ , P $\Delta t$  [mm] ;
- Intensité maximum de l'averse dans un  $\Delta t$ , I $\Delta t$  [mm/h] ;

##### (b.3) *caractéristiques élémentaires de l'hydrogramme* :

- Débit à chaque pas de temps  $\Delta t$ , Q [m<sup>3</sup>/s] ; [l/s]
- Débit moyen de la crue, Q<sub>med</sub> [m<sup>3</sup>/s] ; [l/s] ;
- Débit maximum, Q<sub>max</sub> [m<sup>3</sup>/s] ; [l/s] ;
- Débit maximum spécifique, q<sub>max</sub> [m<sup>3</sup>/s-ha] ; [l/s-ha] ;
- Rapport Q<sub>max</sub>/Q<sub>med</sub> ; [adim]
- Volume écoulé, V<sub>éc</sub> [m<sup>3</sup>] ;

- Lamé écoulée,  $L_{éc}$  [mm] ;

(b.4) caractéristiques de l'ensemble averse-crue :

- Coefficient d'écoulement,  $C$  [adim] ;
- Temps caractéristiques de la relation averse-crue :
  - *Temps de réponse de la crue,  $Trép$  [min]*  
décalage entre le début de l'averse et le début de la crue ;
  - *Temps de retard ou « Lag-time »,  $LAG$ , [min]*  
décalage entre les centres de gravité du hétérogramme de l'averse et de l'hydrogramme de crue ;
  - *Temps au débit maximum,  $Tp$  [min]*  
décalage entre le centre de gravité de l'averse et le temps de passage du débit maximum ;
  - *Temps base de l'écoulement direct,  $Tb$  [min]*  
décalage entre le début et la fin de l'écoulement direct.

Il faut souligner que le coefficient d'écoulement,  $C$ , considéré ci-dessus est le rapport du volume directement ruisselé *écoulé* à l'exutoire du bassin versant sur le volume de pluie précipitée sur le même bassin versant (Bertrand-Krajewski, 2000). Une analyse de la relation entre le coefficient d'écoulement,  $C$ , le coefficient de ruissellement,  $Cr$ , et le coefficient d'imperméabilisation du bassin versant,  $C_{IMP}$ , est présenté dans le chapitre VIII.

Comme l'écoulement dans les trois bassins versants est de type intermittent, seulement associé au ruissellement produit par des averses, il n'a pas été généralement nécessaire d'employer des méthodes de séparation des hydrogrammes. Cependant, dans les cas où on a trouvé un petit débit initial, une méthode de séparation simple, basée sur la constance du débit de base a été employée dans les trois bassins versants. L'utilisation de cette méthode se justifie par la durée relativement courte des événements réduisant les possibilités des contributions significatives à partir du processus de percolation des sols. Pour les événements de la période 1997-1998 à Rafaela (bassin versant 2), pendant lesquels les effluents industriels ont formé un écoulement de base l'analyse a été plus détaillée. La même a été réalisée sur la base de l'information des débits produits par le collecteur industriel. Les événements pour lesquels l'incertitude de la contribution industrielle a été considérée significative ont été rejetés.

### V.6.3. Les données obtenues

Comme déjà cité dans l'item V.6.1 et après traitement, un total de 54 hydrogrammes complets ont été considérés disponibles pour des études de modélisation à développer dans le cadre de ce mémoire et/ou pour des études futures (tableau V.8). Les caractéristiques principales de chaque événement sont présentées dans les tableaux V.9 à V.11. Dans l'Annexe V sont présentés tous les événements considérés adéquats après le traitement initial.

Tableau V.8. Synthèse des données obtenues dans les trois bassins versants.

Bassin versant		RAFAELA (1)								
Superficie [km <sup>2</sup> ]		4,80	Caractéristique générale : urbaine							
Période des enregistrements		97/98	10/99	11/99	12/99	01/00	02/00	03/00	04/00	<b>Total</b>
événements acceptés après le traitement	Enregistrés	-	-	-	-	-	3	5	4	12
	Hydrogrammes complets	-	-	-	-	-	2	5	4	11
	autres analyses	-	-	-	-	-	3	5	4	12
	Ordre de Qmax	-	-	-	-	-	2°	1°	3°	
Bassin versant		RAFAELA (2)								
Superficie [km <sup>2</sup> ]		13,40	Caractéristique générale : mixte (urbaine et rural)							
Période des enregistrements		97/98	10/99	11/99	12/99	01/00	02/00	03/00	04/00	<b>Total</b>
événements acceptés après le traitement	Enregistrés	13	5	-	4	1	5	5	4	37
	Hydrogrammes complets	3	3	-	4	1	5	5	4	25
	autres analyses	5	4	-	4	1	5	5	4	28
	Ordre de Qmax	2°					3°	1°		
Bassin versant		VILLA CARLOS PAZ (3)								
Superficie [km <sup>2</sup> ]		0,58	Caractéristique générale : urbaine résidentiel							
Période des enregistrements		97/98	10/99	11/99	12/99	01/00	02/00	03/00	04/00	<b>Total</b>
Événements acceptés après le traitement	Enregistrés	-	-	3	2	7	10	9	3	34
	hydrogrammes complètes	-	-	-	-	6	7	3	1	17
	autres analyses	-	-	3	2	7	9	9	3	33
	Ordre de Qmax				3°	2°		1°		

Tableau V.9. Evénements enregistrés à Rafaela (bassin versant 1).

Dénom.	Date	Heure	Qmax	V. écoulé	P totale	I moyenne	I période intense
			[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm/h]	[mm/h]
<b>H13</b>	27/02/00	11:20	<b>3.29</b>	56859	<b>16.59</b>	4.15	6.13
<b>H14</b>	05/03/00	02:00	<b>0.46</b>	10690	<b>5.37</b>	1.19	2.97
<b>H15</b>	11/03/00	22:25	<b>1.21</b>	17028	<b>9.56</b>	2.21	5.51
<b>H16</b>	16/03/00	14:40	<b>14.06</b>	117955	<b>39.18</b>	9.40	18.35
<b>H17</b>	26/03/00	07:35	<b>7.03</b>	54653	<b>27.33</b>	7.13	13.96
<b>H18</b>	27/03/00	14:55	<b>0.18</b>	3877	<b>2.9</b>	0.17	4.50
<b>H19</b>	03/04/00	16:00	<b>1.76</b>	20704	<b>12.8</b>	2.85	11.78
<b>H20</b>	04/04/00	01:10	<b>4.30</b>	59675	<b>18.1</b>	3.62	10.22
<b>H21</b>	07/04/00	03:05	<b>23.94</b>	812668	<b>183.1</b>	6.54	39.33
<b>H22</b>	15/04/00	21:00	<b>0.40</b>	5967	<b>4.3</b>	0.88	3.00
<b>H23</b>	16/04/00	17:55	<b>14.65</b>	147942	<b>43.60</b>	2.01	24.90
<b>H24</b>	17/04/00	23:25	<b>10.34</b>	276474	<b>63.7</b>	2.77	11.44
<b>H25</b>	27/04/00	09:00	<b>8.96</b>	67138	<b>36.3</b>	13.61	20.33

Tableau V.10. Evénements enregistrés à Rafaela (bassin versant 2).

Nom	Date	Heure	Qmax	V. écoulé	P totale	I moyenne	I période intense
			[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm/h]	[mm/h]
<b>Première étape des mesures</b>							
<b>V1</b>	10/12/97	6:55	<b>9.65</b>	35098	<b>52.80</b>	s/a	s/a
<b>V2</b>	06/01/98	7:25	<b>21.42</b>	250906	<b>73.94</b>	s/a	s/a
<b>V3</b>	07/03/98	7:40	<b>1.12</b>	11793	<b>7.20</b>	s/a	s/a
<b>Deuxième étape des mesures</b>							
<b>H1</b>	25/09/99	14:00	<b>1.66</b>	21769	<b>21.50</b>	s/a	s/a
<b>H2</b>	01/10/99	12:00	<b>0.18</b>	5251	<b>2.50</b>	s/a	s/a
<b>H3</b>	29/10/99	12:00	<b>0.23</b>	3068	<b>5.80</b>	s/a	s/a
<b>Etape centrale des mesures</b>							
<b>H4</b>	18/12/99	13:30	<b>2.38</b>	32374	<b>11.83</b>	2.37	3.52
<b>H5</b>	21/12/99	10:10	<b>1.96</b>	25252	<b>7.42</b>	1.86	10.34
<b>H7</b>	28/12/99	11:45	<b>2.93</b>	32180	<b>9.55</b>	2.87	20.24
<b>H8</b>	11/01/00	11:45	<b>0.59</b>	19567	<b>5.97</b>	2.99	3.13
<b>H9</b>	08/02/00	05:40	<b>0.14</b>	2768	<b>2.97</b>	2.23	2.94
<b>H10</b>	11/02/00	14:40	<b>13.87</b>	132243	<b>36.30</b>	3.69	13.95
<b>H11</b>	13/02/00	06:00	<b>0.66</b>	18218	<b>11.83</b>	2.15	8.19
<b>H12</b>	25/02/00	05:45	<b>0.18</b>	7689	<b>6.43</b>	0.69	5.10
<b>H13</b>	27/02/00	11:20	<b>3.29</b>	56859	<b>16.59</b>	4.15	6.13
<b>H14</b>	05/03/00	02:00	<b>0.46</b>	10690	<b>5.37</b>	1.19	2.97
<b>H15</b>	11/03/00	22:25	<b>1.21</b>	17028	<b>9.56</b>	2.21	5.51
<b>H16</b>	16/03/00	14:40	<b>14.06</b>	117955	<b>39.18</b>	9.40	18.35
<b>H17</b>	26/03/00	07:35	<b>7.03</b>	54653	<b>27.33</b>	7.13	13.96
<b>H18</b>	27/03/00	14:55	<b>0.18</b>	3877	<b>2.9</b>	0.17	4.50
<b>H19</b>	03/04/00	16:00	<b>1.76</b>	20704	<b>12.8</b>	2.85	11.78
<b>H20</b>	04/04/00	01:10	<b>4.30</b>	59675	<b>18.1</b>	3.62	10.22
<b>H21</b>	07/04/00	03:05	<b>23.94</b>	812668	<b>183.1</b>	6.54	39.33
<b>H22</b>	15/04/00	21:00	<b>0.40</b>	5967	<b>4.3</b>	0.88	3.00
<b>H23</b>	16/04/00	17:55	<b>14.65</b>	147942	<b>43.60</b>	2.01	24.90
<b>H24</b>	17/04/00	23:25	<b>10.34</b>	276474	<b>63.7</b>	2.77	11.44
<b>H25</b>	27/04/00	09:00	<b>8.96</b>	67138	<b>36.3</b>	13.61	20.33

s/a : sans analyser.

Tableau V.11. Evénements enregistrés à Villa Carlos Paz (bassin versant 3).

Nom	Date	Heure	Qmax	V.écoulé	P.totale	I moy.	I période intense
			[l/s]	[m3]	[mm]	[mm/h]	[mm/h]
<b>H4</b>	14/01/00	14 :25	<b>48</b>	179	<b>2</b>	4.6	5.2
<b>H5</b>	16/01/00	8 :38	<b>54</b>	252	<b>5</b>	2.4	4.0
<b>H6-7</b>	16/01/00	16 :46	<b>78</b>	343	<b>7</b>	3.6	16.0
<b>H8</b>	24/01/00	12 :00	<b>15</b>	36	<b>2</b>	3.8	5.0
<b>H9</b>	29/01/00	14 :05	<b>1592</b>	2575	<b>21</b>	58.0	85.0
<b>H10-11</b>	02/02/00	11 :16	<b>21</b>	58	<b>4</b>	12.3	15.9
<b>H12</b>	02/02/00	15 :04	<b>15</b>	34	<b>1</b>	3.8	3.8
<b>H13</b>	06/02/00	12 :28	<b>173</b>	166	<b>8</b>	34.3	48.0
<b>H14</b>	06/02/00	13 :19	<b>149</b>	500	<b>8</b>	4.1	5.4
<b>H18</b>	24/02/00	14 :49	<b>9</b>	35	<b>5</b>	2.7	10.8
<b>H19</b>	27/00/00	8 :03	<b>234</b>	223	<b>6</b>	25.7	34.6
<b>H21</b>	12/03/00	16 :57	<b>3173</b>	5430	<b>26</b>	9.0	80.2
<b>H22</b>	13/03/00	19 :11	<b>512</b>	1207	<b>12</b>	11.3	18.7
<b>H23</b>	06/04/00	11 :02	<b>33</b>	106	<b>5</b>	2.4	6.4



## **QUATRIEME PARTIE**

**CHAPITRE VI**

**CARACTERISATION DE L'URBANISATION ET DE  
L'OCCUPATION DU SOL**

*"Ce qui est simple est faux, ce qui est compliqué est  
inutilisable"*

*Paul Valery.*



## **VI. CARACTERISATION DE L'URBANISATION ET DE L'OCCUPATION DU SOL**

### **VI.1. Introduction**

Dans le chapitre II on a souligné qu'une condition indispensable pour réduire les incertitudes sur les valeurs des paramètres des modèles est que sa structure mathématique soit adéquate pour le problème simulé.

Dans les villes de taille moyenne de l'intérieur de l'Argentine la combinaison des surfaces imperméables et perméables constitue une caractéristique remarquable, les surfaces imperméables correspondant généralement à des secteurs non urbanisés intercalés entre les secteurs urbanisés, sans tenir compte des surfaces de propriétés non imperméabilisées comme les jardins ou les vergers.

Il est bien connu que les diverses surfaces urbaines ont un comportement différencié sur la production et le transfert de l'écoulement. Il est donc nécessaire, pour l'interprétation des écoulements dans un bassin versant, de déterminer le rôle et l'importance de ces différentes surfaces contributives.

Dans ce chapitre on présente les différentes études menées pour préciser l'influence de l'urbanisation sur les écoulements et les modifications qui en résultent. Ces travaux ont été inspirés par les analyses de Bouvier (1990) pour analyser les écoulements en milieu urbain africain et le lecteur pourra faire le parallèle.

### **VI.2. Types d'urbanisation sur les bassins versant analysés**

Les caractéristiques de l'occupation des sols dans une ville et les types des bâtis existants sont un reflet des conditions socio-économiques et culturelles. Par conséquent, pour mieux identifier les différents types de surface à prendre en compte dans la modélisation il faut commencer par relever la diversité des formes d'urbanisation rencontrées sur chaque ville étudiée.

#### *VI.2.1. Ville de Rafaela*

Sur la base des caractéristiques observées pour chaque quartier de la ville de Rafaela et de l'analyse des photographies aériennes au 1/5 000 ont été identifiés sept types différents d'urbanisation (tableau VI.1). Cette typologie peut être considérée comme caractéristique d'une grande partie des villes de taille moyenne de l'intérieur du pays.

Tableau VI.1. Typologie de l'urbanisation de la ville de Rafaela.

Type	Description
U1	Terrains sans ou avec peu de constructions ; surfaces non urbanisées
U2	Habitat « social » ; voiries non goudronnées ; projets gouvernementaux
U3	Urbanisation précaire au début de son développement ; densité de construction basse ; maisons isolées ;
U4	Urbanisation en développement avancé ; densité de construction plus élevée que pour le type précédent.
U5	Zones d'habitat dense loti ; habitat « traditionnel », voiries goudronnées ; constructions mitoyennes
U6	Voiries commerciales, normalement sur les boulevards principaux ; taux d'occupation du sol important
U7	Installations industrielles ; bâtiments de grande taille au milieu de terrains vagues

Les tableaux VI.2 et VI.3 présentent les pourcentages de chaque type d'urbanisation dans les deux bassins versants étudiés à Rafaela. Les tableaux incluent aussi pour chaque type d'urbanisation les valeurs de densité de bâti et de densité de population. Ces deux types d'informations ont été déterminés en considérant les informations en provenance des recensements et en réalisant le croisement des informations de la mairie au niveau des quartiers avec les différents types d'urbanisation sélectionnés. Dans la ville la taille des parcelles varie, en moyenne, entre 300 et 400 m<sup>2</sup>.

Tableau VI.2. Représentation des types d'urbanisation à Rafaela (b.v. 1 = 4,78 km<sup>2</sup>).

Caractéristique Analysée	Unités	Type d'urbanisation						
		U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7
Superficie Occupée	[ha]	174.09	0.0	28.49	30.71	190.80	14.97	38.99
% de la superficie totale du bassin	[%]	36.42	0.0	5.96	6.42	39.91	3.13	8.16
Nombre de constructions par unité de surface	[bâti/ha]	0.1	0.0	3.3	11.9	17.0	16.6	10.8
Densité de population	[hab/ha]	0.2	0.0	11.2	49.2	51.9	45.6	34.9

On observe sur les tableaux VI.2 et VI.3 que la typologie la plus fréquente est rencontrées dans les combinaisons des types U1 et U5, ce dernier caractérisant l'habitat « traditionnel ». Alors que le type U5 est le plus fréquent dans le plus petit bassin versant, l'U1 occupe la plus partie de la superficie du plus grand bassin versant.

Tableau VI.3. Représentation des types d'urbanisation à Rafaela (b.v. 2 : 13,63 km<sup>2</sup>).

Caractéristique Analysée	Unités	Type d'urbanisation						
		U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7
Superficie Occupée	[ha]	787.46	58.27	70.08	56.55	321.22	20.11	49.80
% de la superficie totale du bassin	[%]	57.75	4.27	5.14	4.15	23.56	1.48	3.65
Densité de Bâties	[bâti/ha]	0.1	5.4	6.4	13.7	17.4	17.8	11.9
Densité de population	[hab/ha]	0.2	25.1	26.0	55.9	54.1	49.5	40.6

Il faut souligner que l'urbanisation U5 n'est pas forcément celle qui contribue de la manière la plus importante à la production de l'écoulement spécifique (l/s-ha) ; en effet pour certaines caractéristiques d'occupation du sol, l'unité U6 est capable de produire un écoulement spécifique plus important (voir tableaux VI.1 à VI.3). La distribution des différents types d'urbanisation dans le bassin versant du canal Nord est présentée dans la figure VI.1. Sur la figure VI.2 on présente les caractéristiques typiques de l'urbanisation U5.

### VI.2.2. Ville de Villa Carlos Paz

Dans le bassin versant de Villa Carlos Paz le type d'urbanisation est pratiquement uniforme, caractérisé par une occupation de type résidentielle. A exception des bâtiments localisés sur l'avenue centrale, toutes les autres constructions (maisons résidentielles) ont des surfaces perméables sur leur pourtour car la réglementation municipale l'exige. Par conséquent, le taux d'imperméabilisation considéré à Ville Carlos Paz a été associé à un type unique d'urbanisation « résidentielle ».

La figure VI.3 illustre les caractéristiques de ce type d'urbanisation, qui est représentative des villes de la vallée de *Punilla* dans laquelle est localisée Villa Carlos Paz.

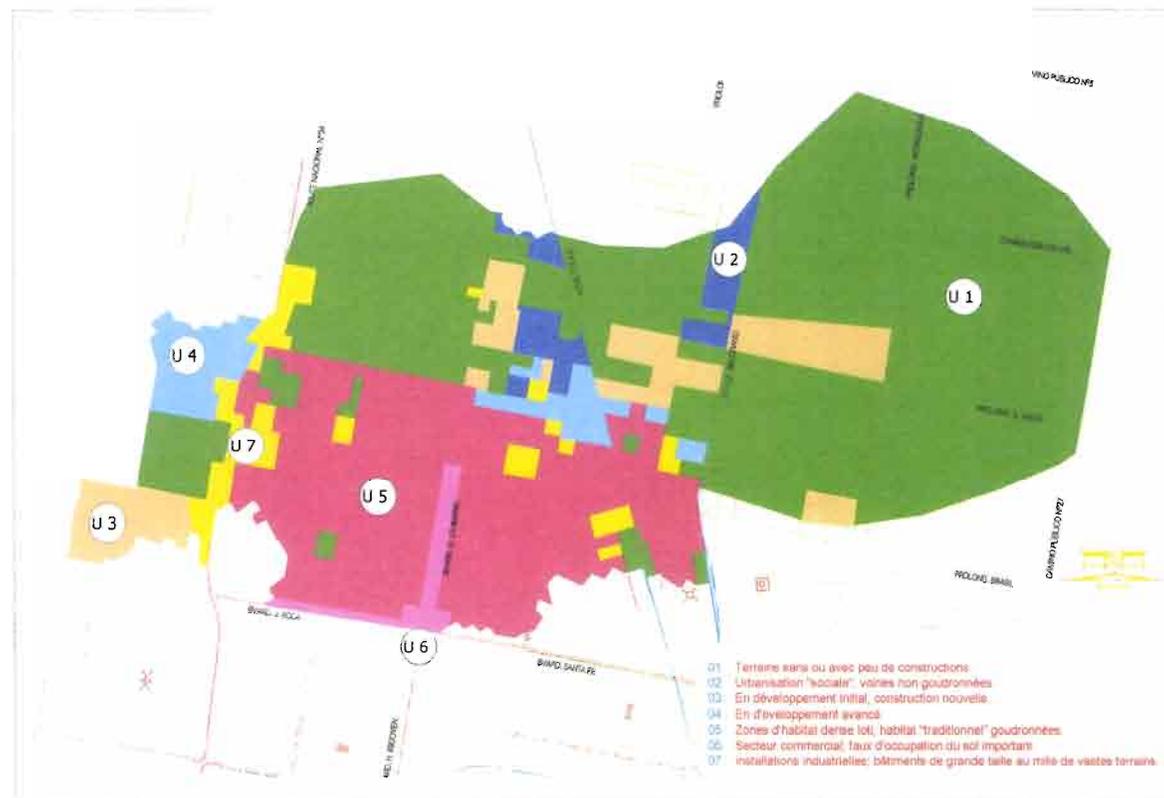


Figure VI.1. Distribution des types d'urbanisation dans le bassin versant du Canal Nord à Rafaela (Argentine).



Figure V.2. Illustration de l'urbanisation type U5, habitat « traditionnel » à Rafaela.

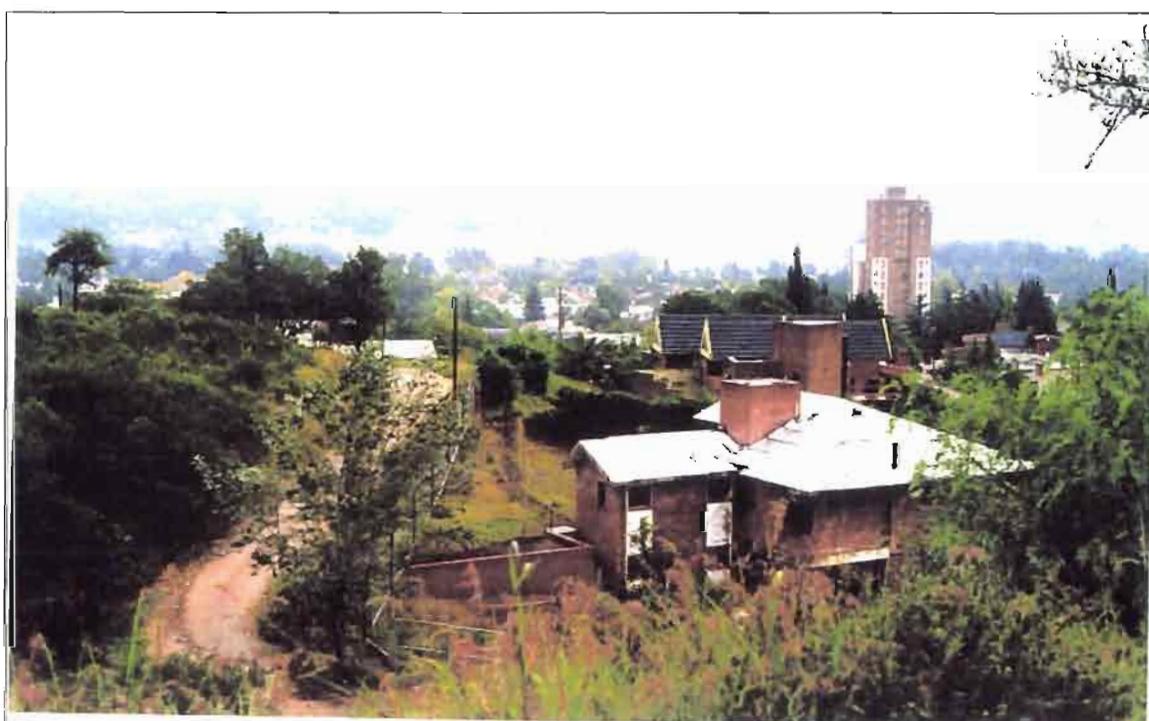


Figure VI.3. Type d'urbanisation résidentielle à Villa Carlos Paz, Córdoba (Argentine).

### VI.3. Influence de l'urbanisation sur l'écoulement et modélisation

#### VI.3.1. Généralités

Généralement l'urbanisation est synonyme d'imperméabilisation des surfaces et d'augmentation de la densification du drainage. Ces causes provoquent à l'occasion des précipitations une augmentation des volumes ruisselés et de la vitesse de l'écoulement, ainsi que des débits de pointe. La conséquence finale est l'augmentation du risque d'inondation en zones urbaines.

Dans la section V.5.2, on a vérifié que dans le cas de Rafaela l'urbanisation a entraîné une densité de drainage 11 fois supérieure à celle observée dans le milieu naturel de la région. Mais, il faut y ajouter que dans certains cas des modifications introduites dans le milieu urbain peuvent au contraire augmenter la tendance au stockage naturel, notamment en régions plates. C'est le cas, par exemple, lorsque les collecteurs sont obstrués par des dépôts et objets divers. C'est ainsi que, comme le souligne Bouvier (1990), les modifications des écoulements liés à l'urbanisation peuvent être très variables et cela constitue une première difficulté pour la modélisation.

Dans tous les bassins versant urbains, et spécialement dans les semi urbanisés, il existe deux types de surfaces élémentaires qui présentent des caractéristiques hydrodynamiques, des coefficients de ruissellement et des vitesses d'écoulement bien différentes : (i) les surfaces imperméables et (ii) les surfaces non revêtues.

Dans les pays industrialisés, les superficies des villes occupées par les sols *naturels* (espaces verts, zones non constructibles, etc.) sont généralement vastes et nettement dissociées des surfaces imperméables (Bouvier, 1990). L'analyse de plusieurs échantillons de données ont permis de vérifier qu'il existe généralement une contribution beaucoup plus faible de la part des surfaces naturelles que de celle des surfaces imperméables.

Dans la pratique cette contribution et souvent est considérée comme négligeable (Desbordes, 1974). Cela conduit dans la pratique à associer en première approximation le coefficient de ruissellement au coefficient d'imperméabilisation du bassin versant. Plus exactement, si les surfaces non imperméabilisées ne présentent pas de contribution significative, le coefficient de ruissellement évalué pour les crues correspondants à des précipitations fréquentes (amplitude faible) est peu différent du coefficient d'imperméabilisation du bassin versant.

Cependant, ces caractéristiques ne sont pas universelle. Bouvier (1990) a observé que pour plusieurs villes témoins de l'Afrique de l'Ouest la relation entre surfaces imperméables et non revêtues n'est pas comparable à celle des pays industrialisés. Dans ces villes, les surfaces non revêtues peuvent contribuer de manière significative au ruissellement. Parmi les causes que l'auteur a identifiées comme responsables de ce comportement, on note :

- (i) les intensités plus fortes des averses africaines par rapport à celles des pays industrialisés, notamment par rapport à celles observées en France métropolitaine et,
- (ii) des différences notables dans l'organisation entre les surfaces non revêtues et les surfaces imperméabilisées.

Dans le chapitre V on a observé que les averses dans la région centrale de l'Argentine présentaient des intensités plus fortes par rapport à celles qui sont observées dans quelques villes françaises, comme Paris ou Montpellier. La figure VI.4 permet de comparer les intensités déjà présentées dans le chapitre V (figure V.7) avec celles enregistrés sur des villes africaines et brésiliennes. On observe qu'en ce qui concerne l'intensité maximale associée à des durées entre 30 et 120 min, notre région d'étude se trouve dans une position intermédiaire, moins fortes que celles liées aux climats tropicaux, mais plus importantes que celles des villes françaises.

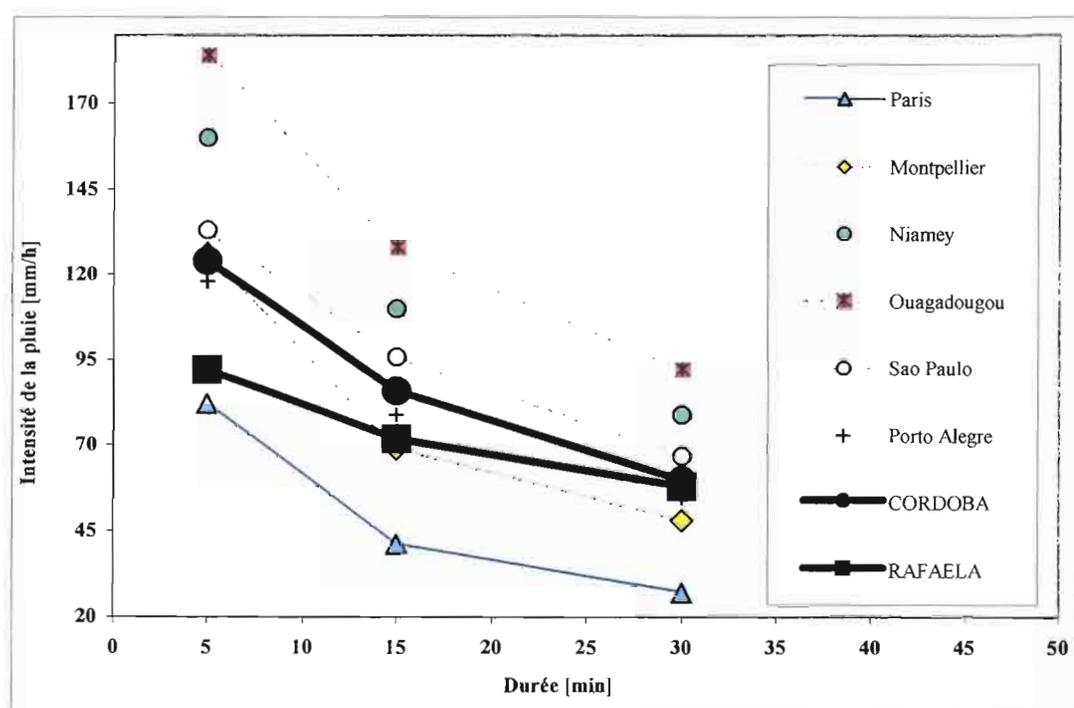


Figure VI.4. Courbes i-d-f de diverses villes, pour  $T_r = 2$  années (sources : Bouvier, 1990 ; Tucci, 1993 ; Chocat, 1997b).

Cela confirme la pertinence de caractériser les surfaces non seulement par leur état (revêtus ou non revêtus) mais aussi par leurs positions respectives de manière à décrire plus précisément les interactions et les contributions respectives au ruissellement.

### VI.3.2. Analyses de la relation entre les surfaces perméables et imperméables.

La figure VI.5 synthétise les caractéristiques typiques des parcelles individuelles de la ville de Rafaela situées dans l'unité type U5 (habitat « traditionnel ») et dans l'ensemble des unités U2 et U4 (les plus fréquentes après le type U5).

Dans l'unité U5, les surfaces imperméables sont représentées par : (1) la toiture de la maison, (2) les petits chemins autour de la maison, (3) les constructions, généralement petites, localisées dans la cour intérieure de la parcelle, (4) le trottoir et (5) la rue. Les surfaces non revêtues sont constituées normalement par (6) les cours et, éventuellement (7) par les jardins devant la maison. Dans l'unité U2, les surfaces imperméables sont représentées par (1) la toiture de la maison. Dans l'unité U4, il s'y ajoute (2) la rue et parfois (3) le trottoir. Dans les deux cas, les surfaces non revêtues sont représentées par (4) la cour, qui généralement entoure la maison, et dans le cas de l'unité U2 par (5) le trottoir et par (6) la rue.

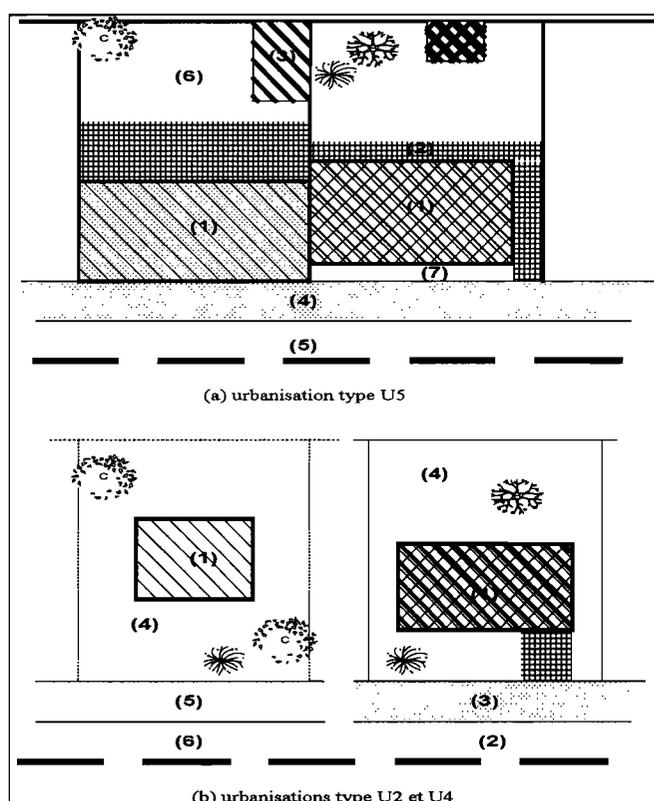


Figure VI.5. Schémas des parcelles typiques dans les urbanisations types (a) U5 et (b) U2 et U4, à la ville de Rafaela.

L'ensemble des unités U2 et U4 ne permet pas de considérer les surfaces imperméables et non revêtues comme deux systèmes indépendants à l'échelle des bassins versants. A l'exception des rues goudronnées (U4), l'écoulement en provenance des surfaces imperméables transite par des surfaces non revêtues. Par conséquent, la contribution au ruissellement des surfaces imperméabilisées dépend des conditions de perméabilité et de drainage des surfaces perméables dans lesquelles l'écoulement se déverse.

L'expérience dans la région de Rafaela indique que la contribution à l'écoulement des surfaces naturelles dépend des caractéristiques de la pluie (volume, intensité, etc.) et de l'état d'humidité du sol au début de l'averse. On peut penser que les sols non revêtus dans la région urbaine qui reçoivent de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées ont des caractéristiques hydrodynamiques influencées par cet apport.

L'analyse précédente et la présence significative de surfaces non revêtues intercalées dans les trois bassins versants analysés (à Villa Carlos Paz, la situation du point de vue hydrologique est semblable à celle des unités des types U2 et U4 de Rafaela) confirme l'importance de considérer en sus de la distinction des états de surface non revêtus et imperméabilisés, les positions respectives de ces surfaces selon les combinaisons les plus fréquemment observées dans les trois bassins versants.

### VI.3.3. Classification des surfaces susceptibles d'influencer sur l'écoulement

Les types d'occupation des sols rencontrés sur les bassins étudiés ont été décrits et quantifiés selon :

- (a) *l'état de surface* : revêtues ou non revêtues, les surfaces sont aussi classées selon leur distance au réseau d'écoulement, généralement liée aux conduites (tuyau ou canaux) dans les rues. Cette sous classification en « proches » et « éloignées », est évidemment de type subjectif. Cependant, elle a été considérée comme appropriée pour représenter d'une manière simple les probabilités de contribution d'une parcelle perméable en tenant compte de la topographie plate de Rafaela, où le micro relief local influe notablement sur la tendance au stockage ou à l'écoulement ;
- (b) *les positions respectives* : des surfaces imperméabilisées et des surfaces non revêtues, afin de décrire les interactions entre les différents états de surface et leurs contributions respectives au ruissellement.

Les sept catégories qui ont été retenues pour cette analyse sont illustrées sur la figure VI.6. On distingue :

- *surfaces imperméabilisées* :
  - *directement reliées* au réseau, IMP1 (surface type 1) ;
  - *non directement reliées* au réseau, IMP2, qui sont subdivisées selon que :
    - (i) l'écoulement transite sur des surfaces non revêtues localisées *proches* du réseau, IMP2 (pch) (surface type 2) ;

- (ii) l'écoulement transite sur des surfaces non revêtues considérées *éloignées* du réseau, IMP2 (élg) (surface type 3).

- *surfaces non revêtues* :

- localisées *proches* du réseau, PER(pch), qui sont subdivisées en :
  - (i) recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(pch) (surface type 4) ;
  - (ii) ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(pch) (surface type 5) ;
- localisées *éloignées* du réseau, PER(élg), qui sont subdivisées en :
  - (i) recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(élg) (surface type 6) ;
  - (ii) ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(élg) (surface type 7).

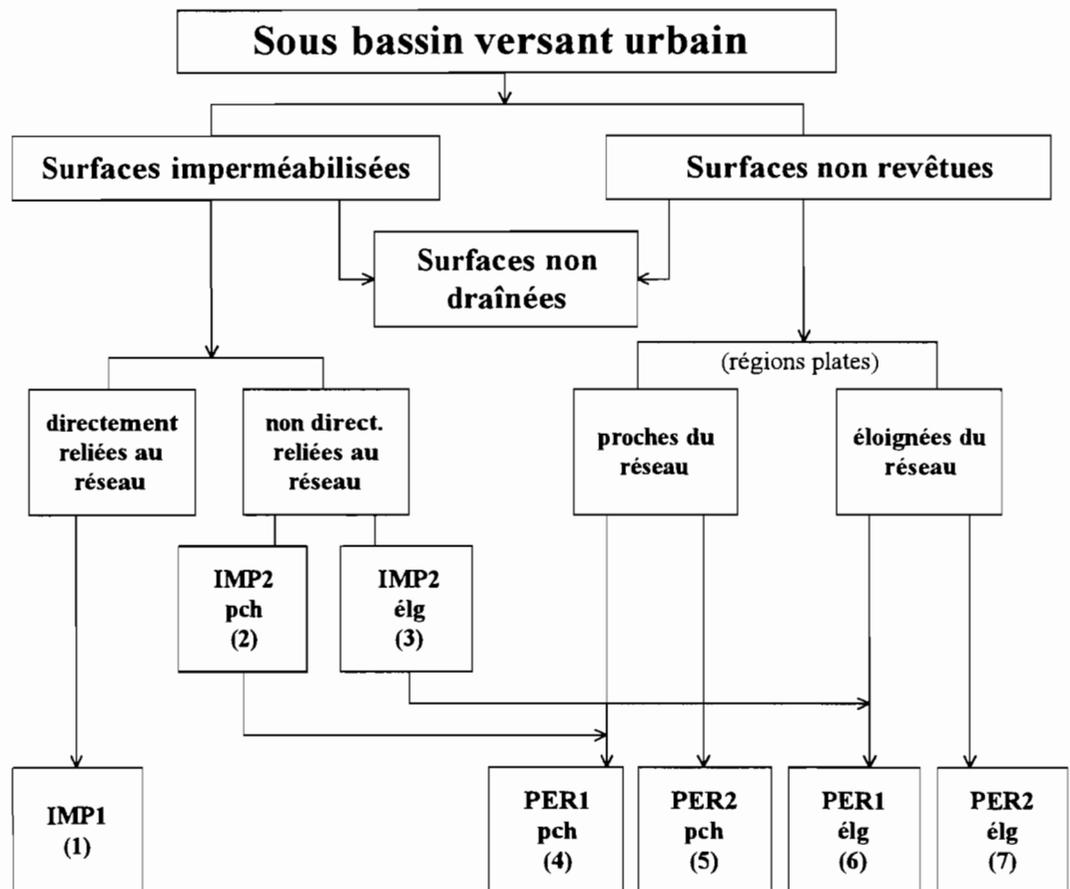


Figure VI.6. Classification des surfaces drainantes sur les bassins versant étudiés.

## **VI.4. Méthodes alternatives pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols**

### *VI.4.1. Description des méthodes les plus courantes*

Il existe dans la pratique deux approches élémentaires pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols : (1) la mesure exhaustive des surfaces, et (2) la mesure statistique.

#### (1) les méthodes basées sur la mesure exhaustive des surfaces :

Elles consistent à identifier et à mesurer toutes les surfaces de la zone étudiée. Ils existent quatre possibilités :

##### 1.a) *identification manuelle des surfaces et calculs des coefficients* :

Cette méthode est très longue à mettre en œuvre, exigeant un temps bien supérieur à celui dont on dispose généralement pour ce type de travail. Elle n'a pas été employée dans notre étude ;

##### 1.b) *identification semi-manuelle des surfaces et calculs des coefficients* :

Ce type de solution peut être développé par exemple à l'aide d'un logiciel d'information géographique (GIS) sur la base des informations souvent disponibles auprès des mairies (cadastre informatisé). La qualité de ce type de travail dépend du degré d'actualisation des informations, mais aussi du critère avec lequel ont été stockées les informations sur les différents types de surfaces.

Dans le cadre de cette étude on a testé cette méthode en profitant les informations cadastrales de la Mairie de Rafaela. Mais les résultats ne sont pas convaincants pour l'analyse de la position relative des surfaces caractéristiques.

Bien qu'en Argentine, l'utilisation des GIS par les municipalités soit devenu courant au cours des années récentes, la saisie des informations est encore une activité peu développée, et ce type de méthode peut fournir aujourd'hui encore des coefficients assez différents de la réalité.

##### 1.c) *classification automatique des photographies aériennes* :

Ce type de méthode peut être mis en œuvre à l'aide d'un logiciel de traitement d'images, en considérant que chaque type de surface peut être caractérisé par une partie du spectre (par exemple sur l'intervalle 0-255, si chaque point de l'image est codé sur un octet). Comme toute analyse automatique il ne permet pas de classer la position relative des surfaces.

L'utilisation de cette approche, envisagée à l'origine, n'a pas pu être réalisée au cours de notre travail à cause de restrictions liées au logiciel disponible. Cependant cela pourra constituer une validation postérieure intéressante, toutes les municipalités d'Argentine possédant des couvertures aériennes.

#### 1.d) *classification automatique des images satellitaires :*

Ce type d'approche, déjà utilisée par certains auteurs, fait l'objet de progrès constant. Les images fournies par les satellites d'observation de la terre sont constituées par un ensemble régulier de cellules (les « *pixels* »), organisées sous un format matriciel (*raster*).

Depuis peu, les images du satellite IKONOS permettent, par exemple, une visualisation remarquable des aires et des différentes surfaces urbaines avec une résolution particulièrement fine, de l'ordre du mètre. Elles ne sont cependant pas encore disponibles dans les institutions argentines spécialisées, mais constitueront sans doute dans les prochaines années une approche adéquate pour les études en zones urbaines.

Chocat (1997b) mentionne des travaux basés sur l'utilisation de plusieurs bandes spectrales du satellite européen SPOT (pixel de 10 m x 10 m).

Campana (1995) a utilisé au Brésil des images du satellite américain LANDSAT (pixel de 30 m x 30 m) en s'appuyant sur le concept de « *pixel mélangé* » pour prendre en compte la composition complexe des espaces urbains où les techniques conventionnelles de classification des images digitales, comme la méthode de maximum de vraisemblance, présentent des résultats inadéquats. Cette dernière méthode considère en effet que chaque pixel appartient totalement à une classe prédéfinie ; sinon il n'est pas classé.

Le concept de « *pixel mélangé* » admet que plusieurs classes (ou plusieurs types de surfaces) peuvent être présentes dans le même pixel. A cause des caractéristiques propres des zones urbaines, le nombre de pixels mélangés y est significatif. Les bandes spectrales 1 et 2 des images SPOT présentant une forte corrélation, Campana (1995) n'a fait appel qu'à seulement deux bandes spectrales pour l'identification des éléments de la scène. La limitation du nombre de bandes rend intéressante pour identifier les « *pixels mélangés* » des images LANDSAT l'utilisation des méthodes de la *logique floue*.

Campana (1995) a vérifié que ce type d'approche ne diverge que de 15 %, en moyenne, des résultats de l'analyse des photographies aériennes. Tucci et Campana (1995) ont employé cette méthode pour analyser les coefficients d'imperméabilisation de plusieurs villes brésiliennes.

#### (2) les méthodes basées sur la mesure statistique :

Elles sont fondées sur le fait que dans les bassins versant urbains les différentes surfaces sont toujours très imbriquées les unes dans les autres. Ces méthodes consistent dans la définition d'un échantillon de  $N$  points répartis aléatoirement sur la surface étudiée et dans l'identification postérieure des types de surfaces associées à chaque point.

La principale difficulté rencontrée dans l'utilisation des méthodes de mesure statistique concerne la précision des résultats. Deux méthodes ont été présentées respectivement par Bouvier (1990) et Chocat (1997b), les deux s'appuyant dans l'inégalité de Chebyshev et dans la génération des points par des techniques de Monte Carlo. La méthode présentée par Bouvier (1990) a été retenue dans le cadre

de cette étude pour dépouiller les coefficients d'occupation des sols. Elle est présentée dans le paragraphe suivant.

#### VI.4.2. Méthode de base employé pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols

L'inégalité de Chebyshev suppose qu'il existe une limite à la probabilité qu'une VA  $X$ , de moyenne  $\mu$  et de variance  $\sigma$ , diffère de  $\mu$  d'un écart maximal fixé,  $\varepsilon$ , selon l'expression (Clarke et Disney, 1979) :

$$P[|X - \mu| \geq \varepsilon] \leq \frac{\sigma^2}{\varepsilon^2} \quad (\text{VI.1})$$

Cette expression s'applique bien à notre problème si l'on considère que l'évaluation expérimentale du coefficient d'occupation d'une unité  $i$ ,  $X_i$ , dans une zone où cette unité est uniformément répartie, est une VA donnée par la relation :

$$X_i = \frac{p_i}{N} \quad (\text{VI.2})$$

où  $p_i$  est le nombre de points correspondant à l'unité  $i$  et  $N$  le nombre des points aléatoirement distribués sur la zone analysée. La quantité  $p_i$  est une VA discrète qui peut adopter n'importe quelle valeur dans l'intervalle  $[0, N]$  ; elle peut être représentée par la loi binomiale :

$$P[p_i = k] = C_k^N \cdot \mu \cdot (1 - \mu)^{N-k} \quad (\text{VI.3})$$

où  $\mu$  est la valeur réelle du coefficient d'occupation du sol,  $X_i$ . En considérant l'expression VI.2 la VA  $X_i$  suit aussi une loi binomiale dont la variance est donnée par l'expression :

$$\text{Var}[X_i] = \text{Var}\left[\frac{p_i}{N}\right] = \frac{1}{N^2} \cdot N \cdot \mu \cdot (1 - \mu) = \frac{\mu \cdot (1 - \mu)}{N} \quad (\text{VI.4})$$

D'après les expressions (VI.1) et (VI.4), le nombre  $N$  de points nécessaires pour obtenir une évaluation de  $X_i$  avec une précision  $\varepsilon$  fixée est donné par :

$$P[|X_i - \mu| \geq \varepsilon] \leq \frac{\mu \cdot (1 - \mu)}{N \cdot \varepsilon^2} \quad (\text{VI.5})$$

Le deuxième membre de l'inégalité (VI.5) représente la probabilité ou le risque maximum de commettre une erreur égale ou supérieur à la précision choisie et montre que le nombre de points  $N$  dépend de trois facteurs :

- (i) la valeur exacte  $\mu$  associée à l'unité étudiée ;
- (ii) la précision  $\varepsilon$  de l'analyse souhaitée, et
- (iii) le risque d'erreur admis.

Bouvier (1990) a présenté une estimation des valeurs de  $N$  pour des précisions comprises entre 2 et 50 % et pour des pourcentages d'occupation des unités analysées compris entre 5 et 50 %. Dans notre étude, nous avons admis une précision moyenne de 5 %.

### **VI.5. Estimation des coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes**

#### *VI.5.1. Documents employés pour le dépouillement des coefficients d'occupation des sols*

Les documents disponibles pour l'analyse des coefficients d'occupation des sols ont été :

- à *Rafaëla* :

- (i) photographies aériennes correspondant au mois d'octobre et novembre 1995 (échelle 1/5 000, agrandie ultérieurement), disponible à la Mairie de Rafaëla ;
- (ii) images des satellites LANDSAT et SPOT prises en 1996 et 1998, obtenues auprès de l'EEA-INTA à Rafaëla.

- à *Villa Carlos Paz* :

- (i) photographies aériennes correspondant au mois d'octobre 1999 (échelle 1/5000, agrandie ultérieurement), disponible à la Coopérative d'Eau Potable ;
- (ii) informations extraites d'un système d'information géographique (sous Autocad) développé pour la Coopérative d'Eau Potable.

Compte tenu de la petite taille et de la nature des objets à identifier ainsi que de la nécessité d'uniformiser les outils de travail, on a employé comme document de base les photographies aériennes. Les dates très récentes des prises de vues ont garanti la bonne correspondance entre les analyses spatiales et les mesures hydrologiques. Le reste du matériel informatif disponible a été employé pour préciser certaines observations.

A partir des originaux des photos aériennes, des fichiers numériques ont été obtenus par digitalisation au *scanner* pour ensuite effectuer les traitements complémentaires avec divers logiciels commerciaux.

#### *VI.5.2. Les logiciels employés*

Le travail de dépouillement des coefficients d'occupation des sols a été réalisé en utilisant le logiciel Arc View GIS v.3.0. Pour la génération des points aléatoires on a

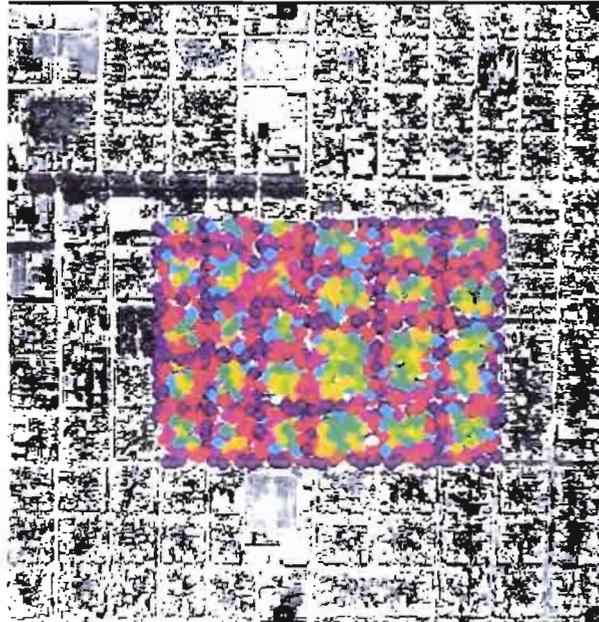


Figure VI.7. Indication du secteur expérimental correspondant à l'unité U5 à Rafaela, sur le quartier : *9 de Julio* (avec une exagération de la taille des points).

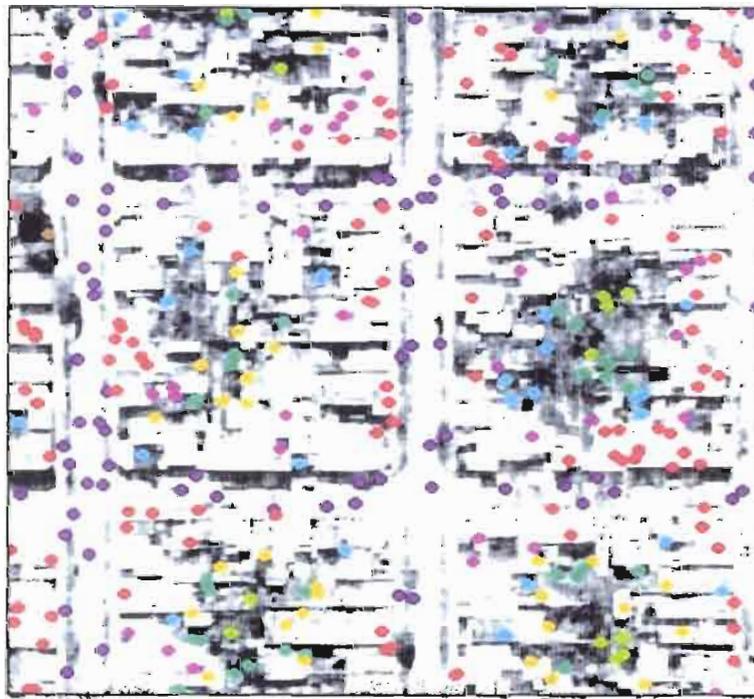


Figure VI.8. Identification et dépouillement des points dans le secteur de l'unité U5 à Rafaela, quartier : *9 de Julio*.

développé une routine statistique Fortran sur la base d'une méthode recommandé par Press et al. (1992). Le degré de netteté des photos a permis un travail à des échelles comprises entre 1/750 et 1/500.

Le processus de classification des points a été réalisé manuellement, sur l'écran de l'ordinateur. Initialement tous les points ont été marqué avec une même couleur sur l'image de la section analysée, en modifiant ensuite lors du traitement la couleur de chaque point en fonction du type d'élément qu'il représente. L'identification du type d'élément a été réalisée sur la base de trois aspects : (i) l'aspect de la superficie ; (ii) l'interprétation du contexte (exemple : différenciation des arbres et des zones ombrées), et (iii) la connaissance personnelle assez détaillée des trois bassins versants étudiés.

Les informations de la classification ont été automatiquement enregistrées dans des fichiers produit par Arc View. A titre d'exemple, l'identification et le dépouillement d'une grille comportant 2000 points ont demandé deux journées complètes de travail.

### *VI.5.3. Les secteurs expérimentaux analysés*

Pour chaque type d'urbanisation identifié à Rafaela on a défini, pour réaliser le dépouillement des points, des secteurs représentatifs d'une superficie moyenne de 15 ha chacun, à l'exception de l'unité U5 pour laquelle on a analysé deux secteurs expérimentaux, chacun avec 30 ha ; elle est en effet celle qui est la plus fréquente dans le secteur urbain.

Les figures VI.7 et VI.8 illustrent les classifications des surfaces réalisées sur l'un des secteurs expérimentaux de l'urbanisation U5. Des autres classifications sont présentées dans l'Annexe VI. Sur la figure VI.7 on observe la totalité du secteur analysé. Dans ce cas on a exagéré la magnitude des points classés pour mieux identifier les caractéristiques générales du secteur (rues, secteur bâtis, et.). Sur la figure VI.8 on peut observer la classification avec plus de détails.

Dans la partie supérieure du tableau VI.4. sont présentés les pourcentages d'occupation des sept types de surfaces drainantes obtenus à partir de l'analyse des deux secteurs expérimentaux de l'urbanisation U5. Dans les deux cas on a classé 2000 points aléatoires. En pratique, on remarque que les résultats ne présentent pas de différences significatives. Cela vérifie l'hypothèse de distribution spatiale uniforme des caractéristiques de l'urbanisation qui est la condition d'application de la méthode statistique.

Dans la partie inférieure du tableau VI.4 sont présentés les résultats obtenus sur le secteur expérimental U5 (a), à partir d'un nombre progressivement décroissant de points aléatoires. On note que les écarts de résultats obtenus avec les divers échantillonnages sont négligeables.

Tableau VI.4. Pourcentages d'occupation des différents types surfaces drainantes selon le secteur expérimental et le nombre de points aléatoires considérés.

Secteur analysé et nombre de points	Types de surfaces drainantes						
	1	2	3	4	5	6	7
U5 (a) 2000 points	49,4	11,9	10,5	8,6	0,6	14,1	4,9
U5 (b) 2000 points	47,9	11,4	12,7	7,5	1,5	15,8	3,2
Types de surfaces drainantes							
Secteur U5 (a)	1	2	3	4	5	6	7
1500 points	50,0	12,0	10,4	8,5	0,4	13,9	4,8
1000 points	49,5	12,4	9,7	7,9	0,8	14,1	5,6
500 points	52,0	12,8	8,8	6,9	0,3	14,0	5,2

### VI.5.3. Résultats finaux en relation avec les types d'urbanisation

Les résultats obtenus après la réalisation de travaux de classification des surfaces sur chaque type d'urbanisation présente dans les villes de Rafaela et de Villa Carlos Paz sont respectivement donnés dans les tableaux VI.5 et VI.6.

#### - Urbanisation à Rafaela :

En ce qui concerne Rafaela, l'analyse de chaque colonne du tableau VI.5 permet d'observer les caractéristiques les plus remarquables de chaque unité d'urbanisation. Par exemple, dans le cas de l'unité U5 (qui occupe la plus grande partie des deux bassins versants), les surfaces imperméabilisées directement reliées au réseau (IMP1 ou surfaces type 1) représentent presque la moitié de la surface. Pour l'ensemble des surfaces imperméabilisées, ce pourcentage passe à 70 %. Pour l'unité U6 (secteur commercial), la distribution des surfaces est très concentrée sur le type IMP1 (ou type 1) qui représente presque 80 % de sa superficie. Pour le cas de l'unité U7 (quartier industriel) les pourcentages reflètent le fait que les bâtiments, généralement de grande taille, sont entourés par des espaces verts perméables. Comme à l'heure actuelle, il n'est pas encore courant d'associer des bassins de retenue pour retarder l'écoulement en provenance des toits industriels, il est possible que la contribution de ce type d'urbanisation soit dans la réalité plus importante que celle donnée par l'analyse statistique.

On peut aussi analyser le tableau VI.5 en faisant une lecture par lignes. Cela permet de noter l'impact de l'évolution de l'urbanisation au travers de la variation des pourcentages de chaque type de surface.

Tableau VI.5. Pourcentages d'occupation (%) des différents types surfaces en fonction des types d'urbanisation à Rafaela.

N° Surface	Type de Surface	Types d'urbanisation						
		U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7
1	IMP1	0	0	0	19,00	49,40	79,56	18,98
2	IMP2 (pch)	0	20,43	14,60	13,40	11,85	8,09	26,00
3	IMP2 (élg)	0	15,42	16,20	14,40	10,55	1,47	5,20
4	PER1 (pch)	0	35,35	29,40	18,60	8,60	3,24	26,30
5	PER2 (pch)	0	3,50	7,40	1,40	0,55	0,62	4,80
6	PER1 (élg)	0	18,40	17,80	26,20	14,10	6,24	9,92
7	PER2 (élg)	100	6,90	14,60	7,00	4,95	0,78	8,80
Totale		100	100	100	100	100	100	100
Caractéristique basique de chaque type d'urbanisation								
U1	Sans urbanisation.			U5	Urbanisation traditionnelle, achevée.			
U2	Urbanisation sociale.			U6	Secteur commercial.			
U3	Urbanisation en phase initiale			U7	Secteur industriel.			
U4	Urbanisation en phase avancée							

Une illustration de ce type d'analyse est donnée par la figure VI.9. Sur cette figure on a indiqué pour chaque type d'urbanisation les pourcentages des trois fractions imperméables différentes : (i) le type 1 (IMP1), qui produit une contribution permanente au ruissellement, (ii) l'ensemble de surfaces [1+2], qui a une probabilité importante de jouer un rôle de « quasi imperméabilité » pendant les plus fortes averses et (iii) l'ensemble total imperméable [1+2+3]. La comparaison entre les deux derniers types permet d'observer la tendance de l'urbanisation présente à une connexion progressive de toutes les surfaces imperméables. Globalement, l'analyse de l'ensemble des points de la figure montre l'évolution générale depuis l'état initial sans urbanisation jusqu'au développement d'un secteur commercial de type traditionnel.

Sur la figure VI.10, un autre facteur est analysé pour chaque type d'urbanisation : le poids représenté par l'imperméabilisation des rues et des trottoirs dans le pourcentage des surfaces imperméabilisées directement reliées au réseau, IMP1. Pour ce type d'analyse les points de type 1, qui correspondent aux rues et trottoirs (surfaces « type [0] »), ont été différenciés des autres du même type. La figure permet de noter que pour les unités U4, U5 et U6, en moyenne la moitié de la proportion de IMP1 est liée à l'imperméabilisation des espaces de circulation publique. Pour l'unité 7, ce pourcentage augmente jusqu'à 85 %, à cause de l'existence d'espaces verts autour des bâtiments.

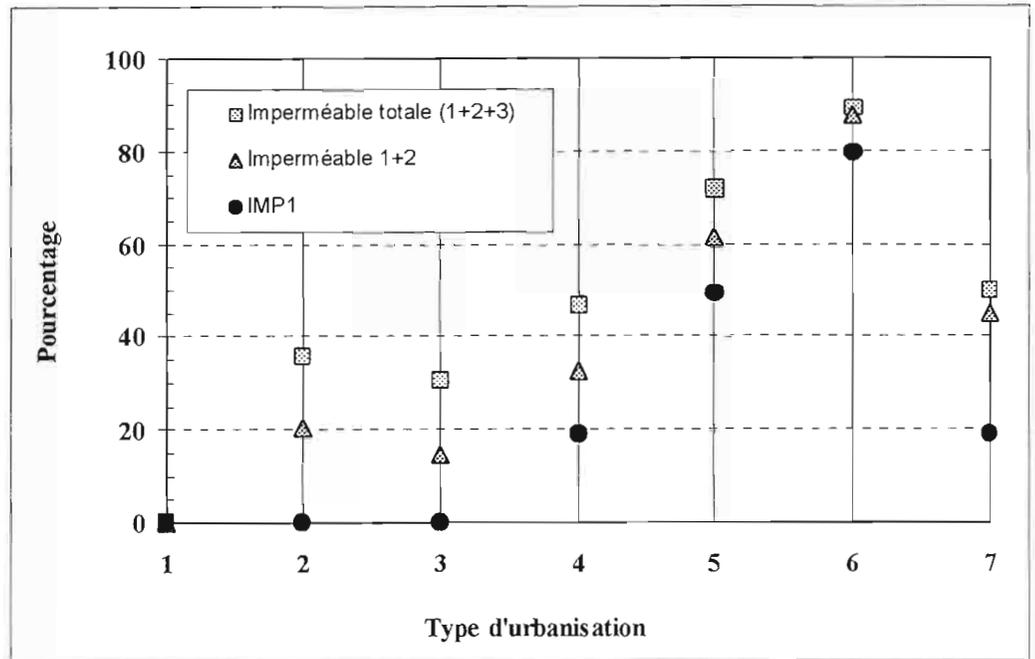


Figure VI.9. Evolution des pourcentages des fractions imperméables avec le type d'urbanisation à Rafaela (bassin versant 2).

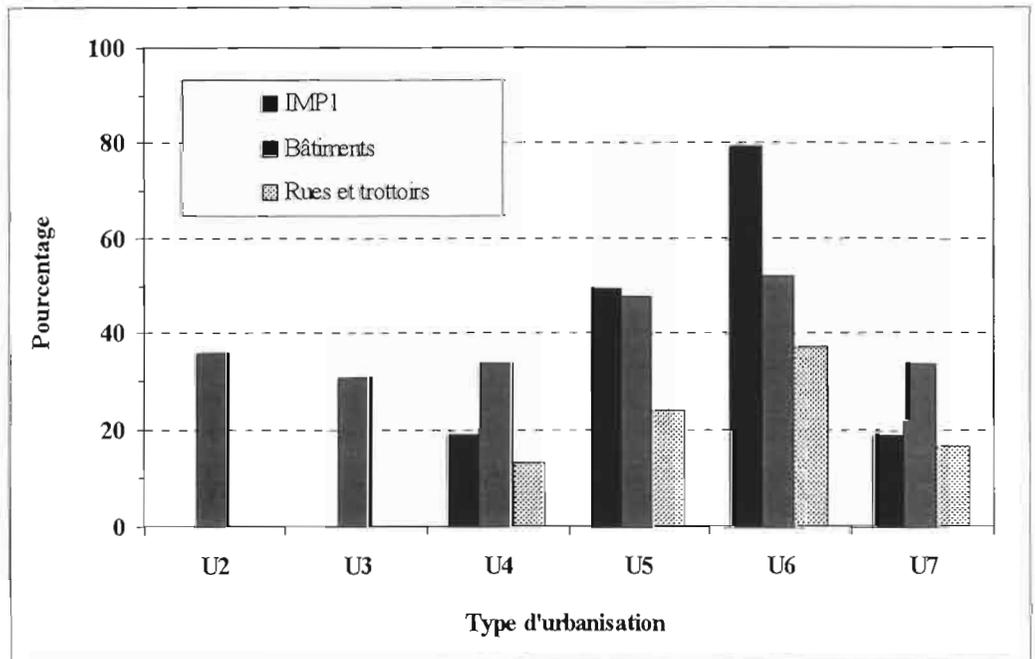


Figure VI.10. Influence des rues et trottoirs sur chaque type d'urbanisation dans le bassin versant 2 (Rafaela).

- *Urbanisation à Villa Carlos Paz :*

Dans ce cas l'existence d'un seul type d'urbanisation ne permet pas de réaliser des analyses comparatives. Les valeurs du tableau VI.6 caractérisent bien les pourcentages d'une urbanisation résidentielle où, à cause de la réglementation municipale, presque tous les bâtiments sont isolés de leurs voisins et les parcelles ont une taille moyenne de 650 m<sup>2</sup>. Evidemment, les pourcentages de surface de type 1 (IMP1) sont faibles.

Tableau VI.6. Pourcentages d'occupation (%) des différents types de surfaces en fonction des types d'urbanisation à Villa Carlos Paz.

N° Surface	Type de Surface	Urbanisation résidentielle
		UR (%)
1	IMP1	9,6
2	IMP2 (pch)	18,9
3	IMP2 (élg)	5,3
4	PER1 (pch)	25,4
5	PER2 (pch)	6,3
6	PER1 (élg)	12,3
7	PER2 (élg)	22,2
Totale		100

*VI.5.4. Résultats synthétiques*

Les pourcentages présentés dans les tableaux VI.5 et VI.6, correspondant à chaque type d'urbanisation, sont pondérés par les superficies respectives d'occupation sur chaque bassin versant (tableaux VI.2 et VI.3) afin d'obtenir des pourcentages utilisables pour les études hydrologiques.

Dans les tableaux VI.7 à VI.9 sont présentés les pourcentages d'occupation de chaque type de surface pour l'ensemble des trois bassins versants étudiés. Comme il s'agit de bassins versant semi-urbanisés, on trouve, d'une part, les pourcentages correspondants à la superficie totale du bassin versant (à prendre en compte dans les analyses hydrologiques) et, d'autre part, les pourcentages correspondants au secteur urbain de chaque bassin (représentatifs des caractéristiques que l'on peut observer sur les photos aériennes ou panoramiques des villes). La différence entre les deux colonnes met en évidence le poids des secteurs ruraux. Il faut enfin considérer dans le cas du bassin versant de Villa Carlos Paz la présence d'un secteur dominé par l'autoroute de Córdoba. Ce secteur qui possède des fossés canalisés de chaque côté de l'autoroute est directement relié au canal de sortie du bassin versant. Cela explique le pourcentage élevé des surfaces de type 4.

Dans les trois cas les pourcentages obtenus à l'échelle du bassin versant justifient la le choix de bassins versant « semi-urbanisés ».

Tableau VI.7. Synthèse des résultats correspondant au bassin versant 1, Rafaela

N° Surface	Type de surface	Pourcentage d'occupation	
		Superficie totale (4,78 km <sup>2</sup> )	Superficie secteur urbain (3,04 km <sup>2</sup> )
1	IMP1	25.0	39.4
2	IMP2 (pch)	8.8	13.9
3	IMP2 (élg)	6.6	10.3
4	PER1 (pch)	8.6	13.6
5	PER2 (pch)	1.2	1.8
6	PER1 (élg)	9.4	14.7
7	PER2 (élg)	40.4	6.3
Total		100	100
Obs. : surface « type [0] » (rues et trottoirs) : 12.5 % (c'est le 50 % des surfaces type 1)			

Tableau VI.8. Synthèse des résultats correspondant au bassin versant 2, Rafaela.

N° Surface	Type de surface	Pourcentage d'occupation	
		Superficie totale (13,63 km <sup>2</sup> )	Superficie secteur urbain (5,76 km <sup>2</sup> )
1	IMP1	14.3	33.8
2	IMP2 (pch)	6.0	14.3
3	IMP2 (élg)	4.8	11.3
4	PER1 (pch)	6.8	16.2
5	PER2 (pch)	0.9	2.1
6	PER1 (élg)	6.6	15.5
7	PER2 (élg)	60.6	6.7
Total		100	100
Obs. : surface « type [0] » (rues et trottoirs) : 7.3 % (c'est le 51 % des surfaces type 1)			

Tableau VI.9. Synthèse des résultats correspondant au bassin versant 3, V.Carlos Paz.

N° Surface	Type de surface	Pourcentage d'occupation	
		Superficie totale (0,579 km <sup>2</sup> )	Superficie secteur urbain (0,428 km <sup>2</sup> )
1	IMP1	7,10	9,60
2	IMP2 (pch)	13,95	18,89
3	IMP2 (élg)	8,40	5,31
4	PER1 (pch)	27,04	25,40
5	PER2 (pch)	4,65	6,30
6	PER1 (élg)	9,08	12,30
7	PER2 (élg)	29,78	22,20
Total		100	100

## VI.6. Extension des informations obtenues à des études de planification urbaine

### VI.6.1. Généralités

Comme nous l'avons déjà vu au chapitre I de ce mémoire, l'une des caractéristiques des villes d'Amérique Latine est le processus de croissance permanente. La description de ce phénomène pour les villes de taille moyenne en Argentine, et plus particulièrement les deux villes que nous avons étudiées, a été présentée dans les chapitres I et V. Face à ce phénomène, il est nécessaire d'analyser l'impact des nouvelles urbanisations sur les systèmes existants (et aussi sur le milieu naturel). C'est réalisé dans le cadre d'études de planification urbaine, avec des indicateurs définis par des plans directeurs ou, plus récemment, par des plans « stratégiques ».

Un indicateur élémentaire pour caractériser le développement de nouvelles zones est la densité de population prévue. Elle est fixée dans les normes d'urbanisation au travers du coefficient d'occupation du sol (rapport entre la superficie au sol occupée par la construction et la superficie de la parcelle) et le coefficient de superficie maximale construite (rapport entre la superficie construite et la superficie de la parcelle).

Pour tenir compte de ces informations liées à la croissance de l'urbanisation dans les modèles hydrologiques, deux conséquences sont généralement étudiées (SCS, 1975) :

- *la réduction du temps de concentration*, et
- *l'augmentation des surfaces imperméables*.

- *la réduction du temps de concentration :*

S'il n'existe pas de travaux antérieurs, la réduction du temps de concentration,  $T_c$ , est estimée sur la base de l'évolution des caractéristiques hydrauliques des collecteurs principaux et de la variation des surfaces imperméables. Dans ce mémoire, la diminution de  $T_c$  associée au processus d'urbanisation à Rafaela est étudiée au chapitre VII, dans le cadre d'une analyse globale relative à la variabilité des résultats et aux incertitudes liées à  $T_c$ .

- *l'augmentation des surfaces imperméables :*

L'estimation des surfaces imperméables est généralement faite sur la base de pourcentages d'imperméabilisation préétablis en fonction :

- (i) du type d'urbanisation, et/ou
- (ii) de la densité de population.

A cause du manque de données locales, on utilise habituellement en Argentine des relations empiriques développées à l'étranger. Cependant, la détermination des coefficients d'imperméabilisation du bassin versant est un point crucial pour les études d'hydrologie urbaine. Lorsqu'il s'agit de réaliser des simulations numériques où les valeurs de ce type de coefficients doivent être introduites dans les modèles il faut les avoir déterminés avec soin (Bertand-Krajewshi et al., 2000).

Comme le pourcentage des surfaces imperméabilisées reste une information essentielle, les résultats présentés dans les sections précédentes ont permis de tester et de réviser deux relations employées couramment en Argentine. Avant de présenter cette analyse, il est fait un court rappel du concept de coefficient d'imperméabilisation.

Il faut toutefois souligner que ces révisions ont un caractère « préliminaire », n'ayant portés que sur les données d'une seule ville.

### VI.6.2. Le concept du coefficient d'imperméabilisation

Le coefficient d'imperméabilisation,  $C_{IMP}$ , est le rapport de la surface imperméabilisée active,  $A_{Imp}$ , sur la surface totale  $A$  du bassin versant :

$$C_{IMP} = \frac{A_{Imp}}{A} \quad (\text{VI.6})$$

Soit la surface imperméable active  $A_{imp}$  ; elle est difficilement estimable au stade du projet. Elle est parfois majorée par la surface imperméable totale,  $ImpT$  (Chocat, 1997b). Elle peut être aussi considérée par certains modèles (par exemple SWMM ; Huber et Dickinson, 1988) comme égale à la surface imperméable directement liée au réseau,  $IMP1$ .

### VI.6.3. Coefficients d'imperméabilisation proposés par l'USDA SCS

Le SCS (*USDA Soil Conservation Service*, 1975) a proposé des coefficients d'imperméabilité selon le type d'urbanisation. Ils sont reproduits dans le tableau VI.10.

Les résultats pour quatre types d'occupation du sol à Rafaela ont été ajoutés dans le tableau VI.10 :

- (i) les surfaces imperméabilisées de type 1 (IMP1) ;
- (ii) les surfaces imperméabilisées de types 1 et 2 ;
- (iii) la surface imperméable totale ou somme des surfaces 1, 2 et 3, et
- (iv) l'ensemble de surfaces de types 1, 2 et 4.

Les pourcentages indiqués en (i) et (iii) peuvent être considérés comme représentant des zones qui ont la plus grande chance de contribuer pendant les averses d'intensité faible et forte respectivement (surfaces *actives*).

Les valeurs du tableau VI.10 appellent les commentaires suivants :

- les valeurs fournies par le SCS semblent bien reproduire l'ensemble des surfaces qui ont la plus haute chance de devenir actives lors d'averses d'intensité moyenne à forte, [1+2+4] ; c'est cohérent avec les conditions qui sont normalement considérées dans les projets d'ouvrages d'assainissement pluvial urbain ;

- la considération des coefficients du SCS comme une estimation des surfaces de type 1, IMP1, peut conduire à des exagérations importantes des volumes (et débits) ruisselés ;
- pour mieux caractériser les urbanisations de type « social », propres à la réalité économique et sociale actuelle du pays, il faut développer d'autres études locales.

#### VI.6.4. Rapport entre les surfaces imperméabilisés et la densité de population

Divers auteurs ont associé dans les modèles hydrologiques le paramètre explicitant le coefficient de surfaces imperméables à la densité de population. Campana (1995) cite comme exemple les travaux de Stankowski (1972) et de McCuen (1975) aux Etats-Unis.

Au Brésil, Tucci et al. (1989) ont utilisé les données de 11 bassins versants urbains de la région métropolitaine de São Paulo pour obtenir une tendance moyenne. Avec une analyse de régression multiple les auteurs ont obtenu un coefficient de détermination égal à 0,96.

Postérieurement Campana et Tucci (1994) ont étudié cette relation pour les villes de Curitiba, Porto Alegre et São Paulo. Ces dernières valeurs ont été obtenues à partir de la classification automatique d'images LANDSAT, en utilisant la théorie des pixels « mélangées » mentionnée dans la section VI.4.1 (d) de ce mémoire. Toutes les valeurs concernent des zones urbaines de superficies égales ou supérieures à 2 km<sup>2</sup>. L'ensemble des données brésiliennes est rassemblé sur la figure VI.11.

Tableau VI.10. Valeurs du coefficient d'imperméabilisation en fonction du type d'urbanisation selon le SCS (Shamsi, 1999) et obtenus à Rafaela.

Usage du sol	Caractéristiques générales d'urbanisation	Valeur S.C.S. (USA)	Résultats à Rafaela (Argentine)			
			Types de surfaces			
			[1]	[1+2]	[1+2+3]	[1+2+4]
Secteur commercial	<i>Commerciale</i>	<b>85</b>	79	88	89	91
Secteur industriel	<i>Industrielle</i>	<b>72</b>	19	45	50	71
Urbanisation dense	<i>Taille moyenne des lots &lt; 500 m<sup>2</sup></i>	<b>65</b>	49	61	72	69
Urbanisation moyenne	<i>Taille moyenne des lots 500 à 1000 m<sup>2</sup></i>	<b>51</b>	19	32	47	51
Urbanisation faible	<i>Taille moyenne des lots 4000 à 8000 m<sup>2</sup></i>	<b>16</b>	0	15	30	44
Urbanisation sociale initiale	<i>Taille moyenne des lots &lt; 450 m<sup>2</sup></i>	-	0	20	35	56

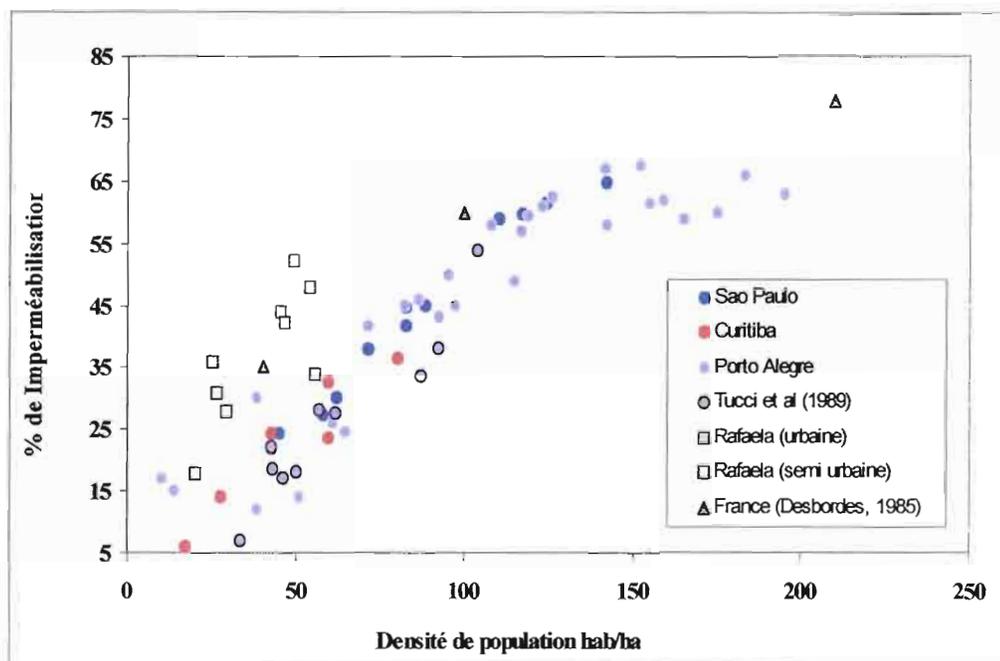


Figure VI.11. Rapport entre le pourcentage des surfaces imperméables et la densité de population dans quelques villes du Brésil (Campana et Tucci, 1994), de France (Desbordes, 1985) et les observations faites à Rafaela.

On observe pour les villes brésiliennes que la valeur maximale de la tendance générale est de l'ordre de 67 %. Cette valeur est compatible avec les pourcentages présentés dans le tableau VI.10 correspondants à des parcelles de moins de 500 m<sup>2</sup>, retrouvées dans la plupart des systèmes d'urbanisation.

A fin de comparaison, on a indiqué sur la figure VI.11 les valeurs obtenues à Rafaela. Les valeurs présentées correspondent à deux conditions élémentaires :

- zones « mixtes » (unités U2, U3, U4 et valeurs pondérées pour les deux bassins versants), et
- zones « urbaines » (unités U5, U6 et valeurs pondérées pour les secteurs urbains des deux bassins versants).

Enfin, sur la même figure sont aussi portées trois valeurs obtenues à l'occasion d'études réalisées en France par Desbordes (1985) sur des bassins versants d'Aix-en-Provence (Nord et Zup, correspondant aux valeurs minimale et maximale, respectivement) et Maurepas (valeur intermédiaire).

De l'analyse de la figure on remarque que la tendance observée au Brésil reste toujours inférieure à celle présentée par les valeurs françaises ou de Rafaela. Trois raisons peuvent expliquer cela :

- (i) les superficies des différents bassins versants sont trop disparates ;
- (ii) les résultats sont différents parce que les méthodes employées sont différentes (classification automatique des images pour le Brésil et classification manuelle des photos aériennes pour les autres bassins), et
- (iii) réelles différences dans les caractéristiques d'urbanisation des villes brésiliennes par rapport aux autres.

Nous avons tenté d'analyser ces trois constats.

(i) *comparaisons des zones avec différentes superficies :*

- trois des quatre points correspondants à des conditions « urbaines » de Rafaela représentent des zones dont les superficies sont supérieures à 2 km<sup>2</sup>, comme pour les villes brésiliennes ;
- les points correspondants à des conditions « semi urbaines » (mixtes) représentent des zones avec des superficies entre 0,6 km<sup>2</sup> et 14 km<sup>2</sup> ;
- les points correspondants aux conditions françaises représentent des bassins versants avec des superficies inférieures à 1 km<sup>2</sup>.

Il semble donc qu'on ne puisse pas associer les différences observées dans les coefficients des surfaces imperméables à des différences de superficies des zones étudiées.

(ii) *différences résultats produits par différentes méthodes ::*

Campana (1995) a analysé les erreurs produites par la méthode de classification des images LANDSAT par rapport aux résultats des analyses des photographies aériennes. L'auteur a considéré les erreurs en fonction : (a) des valeurs des coefficients d'imperméabilisation, et (b) des superficies étudiées. Il a trouvé pour les deux cas des erreurs moyennes de 15 % par rapport aux photos.

Cela peut éventuellement justifier une partie des écarts de la figure VI.11.

(iii) *différences dans les caractéristiques d'urbanisation des villes brésiliennes par rapport aux autres :*

Finalement, il reste comme le plus probable qu'une partie importante des écarts observés corresponde effectivement à des différences réelles des caractéristiques d'urbanisation des villes étudiées. En effet, les données brésiliennes utilisées correspondent à des grandes villes, qui ont des quartiers à haute densité de population, donnant lieu à un décalage horizontal vers la droite des points correspondant à ces villes sur la figure VI.11.

A l'exception des trois principales villes argentines (Buenos Aires, Rosario et Córdoba) qui ont des densités de population comparables aux villes brésiliennes, les autres présentent des densités de population inférieures. La densité de population plus faible dans les villes de taille moyenne argentines fait que la superficie imperméabilisée par habitant y est supérieure à celle du Brésil.

Tout cela confirme qu'il faut utiliser avec précaution les relations empiriques établies à l'Etranger pour estimer les surfaces imperméables.

## **CHAPITRE VII**

### **LES INCERTITUDES LIEES AU TEMPS DE CONCENTRATION ET AUX EXTRAPOLATIONS DE MODELES LINEAIRES :**

### **ANALYSE PAR LA METHODE DE PROPAGATION DE LA VARIANCE (FOVE)**

*"... extrapolation is, in fact, the main application of hydrologic models in water resource management...But every physicist knows that it is not a rigorous procedure" (Klemeš, 1986).*



## VII. LES INCERTITUDES LIEES AU TEMPS DE CONCENTRATION ET AUX EXTRAPOLATIONS DE MODELES LINEAIRES

### VII.1. Introduction

Les modèles empiriques, ou de type « boîte noire », sont beaucoup employés pour des applications pratiques en hydrologie et hydraulique, en particulier les modèles linéaires et quasi linéaires. Quand ils sont utilisés pour représenter un ensemble de données spécifiques ils permettent souvent d'obtenir de bons résultats en calage, avec des coefficients de détermination qui peuvent être supérieurs à 0,90.

L'utilisation ultérieure de ces modèles comporte habituellement des interpolations et des extrapolations. Les limites des méthodes d'extrapolation des modèles empiriques en hydrologie ont été analysées par plusieurs auteurs, notamment Klemeš (1986) et Clarke (1999).

Un hydrologue ou un statisticien avec un minimum d'expérience ne fait pas d'extrapolations exagérées avec un modèle empirique linéaire s'il connaît bien l'intervalle d'application du modèle. Cependant, si les paramètres du modèle sont déterminés et publiés par un groupe de recherche et si le modèle est utilisé ensuite par d'autres, il est fréquent que les informations de validité soient perdues. Donc, dans la pratique le danger de produire des extrapolations abusives est grand.

En Argentine le manque général de données conduit fréquemment à l'usage de modèles empiriques développés à l'étranger, sous des hypothèses qui ne sont toujours vérifiées localement. Le problème est surtout dû au fait que ces applications sont la plupart du temps réalisées en dehors des intervalles d'application des modèles originaux. Parfois, ces extrapolations sont le résultat d'un manque d'information complète sur le modèle. Ce problème, qui concerne la plupart des modèles empiriques, est particulièrement posé pour l'estimation du temps de concentration ( $T_c$ ) des bassins versants urbains et/ou ruraux.

Dans ce chapitre, on analyse les incertitudes sur la réponse de deux modèles empiriques, calés sur les couples de valeurs temps de concentration / débit maximum ( $T_c$  ;  $q_{max}$ ), à partir des observations sur les trois bassins versants présentés dans le chapitre V. C'est la méthode de propagation de la variance ou *First-Order Variance Estimation*, FOVE, exposée aux chapitres III et IV, qui a été employée pour l'analyse.

Les deux modèles sont basés sur des expressions de type puissance qui lient les deux variables. Le premier possède deux paramètres et consiste en un *modèle de régression linéaire* entre les logarithmes des variables ; le second possède trois paramètres et il consiste en un *modèle de régression quasi linéaire* (il a été déduit de la formule rationnelle).

Dans les deux cas on obtient des coefficients de détermination d'environ 0,92, ce qui est significatif d'un bon calage. Cependant, on note que, dans l'intervalle

d'interpolation des variables concernées (intervalle des données), les erreurs d'estimation des réponses des deux modèles dues aux incertitudes des valeurs des paramètres sont considérables, et qu'elles augmentent lorsque les valeurs de  $T_c$  s'éloignent de la moyenne observée.

Cette propriété, commune à tous les modèles de régression qui sont calés par la technique des moindres carrés, met en évidence que le processus d'extrapolation en dehors de l'intervalle de mesure des variables cause inévitablement d'importantes incertitudes, même dans le cas des modèles linéaires ou quasi linéaires qui ont de bons coefficients de détermination.

Si les incertitudes d'estimation propre à la variable indépendante sont aussi prises en compte ( $T_c$  dans ce cas particulier), on peut observer que les erreurs dans la réponse du modèle sont potentiellement disproportionnées.

Le type de modèle employé dans l'analyse (fonction de type puissance à deux et trois paramètres) est semblable à d'autres formulations utilisées classiquement en hydrologie comme, par exemple, l'expression mathématique des courbes de tarage (Clarke, 1999), le modèle d'infiltration de Kostiakov (1932) ou l'estimation de l'énergie disponible dans l'équation universelle modifiée de pertes en sol (MUSLE, Williams, 1975). Donc, *a priori*, l'analyse d'incertitudes présentée dans ce chapitre est potentiellement applicable à toutes ces autres situations.

Une version simplifiée de cette étude, utilisant les observations de 34 crues, a été récemment présentée au XIX<sup>ème</sup> congrès d'hydraulique d'Amérique Latine à Córdoba, Argentine (Bertoni et al., 2000). Une deuxième version, plus élaborée, a été préparée pour soumission à la revue « *Hydrological Processes* ». C'est cette version, en anglais, qui est donnée dans la suite de ce chapitre.

## **VII.2. Quantification préliminaire de l'impact de l'urbanisation sur le temps de concentration $T_c$**

Pour mieux étudier tous les aspects associés à l'étude des incertitudes sur la relation  $T_c$  versus  $q_{max}$  divers travaux complémentaires ont été nécessaires.

L'une des tâches a consisté à déterminer précédemment au calage des modèles un facteur de pondération des valeurs de  $T_c$  pour les trois bassins versants. Pour cela, on s'est inspiré de la formulation générale des équations du temps de concentration présentée, notamment, par Singh (1988) et Chocat et al. (1997b).

En effet, cette pondération permettait d'étudier un aspect considéré intéressant pour la région de l'étude eu égard au manque de données hydrologiques : il s'agit de l'impact que le processus d'urbanisation produit sur l'accélération de l'écoulement dans la ville de Rafaela. Même s'il faut considérer cette étude comme "préliminaire" en considérant l'échantillon très réduit disponible au moment de l'analyse, il est nécessaire de souligner qu'elle permet déjà de quantifier ces effets, donnant des résultats d'un ordre de grandeur

similaire à ceux de la littérature. Cette analyse pourra évidemment être complétée dans le futur sur la base de l'ensemble complet des données obtenues dans le cadre des travaux entrepris à l'occasion de cette étude.

### VII.3. Analyse de 18 formules empiriques pour estimer $T_c$

On a analysé pour cette étude 18 formules empiriques, dont certaines sont établies sur des concepts hydrauliques. Trois aspects différents et complémentaires ont été considérés :

- (a) leur performance pour l'estimation des valeurs minimums de  $T_c$ , c'est-à-dire, les valeurs de  $T_c$  potentiellement associées à des conditions extrêmes ou de projet ; en effet, classiquement les formules empiriques ont été développées pour répondre à ce type de conditions ;
- (b) leur performance pour produire une erreur relative minimum sur tout l'intervalle de variation des données ; en effet, les estimations de  $T_c$  sont aussi fréquemment employées pour des simulations qui ont d'autres objectifs que le dimensionnement des ouvrages ;
- (c) leur performance à représenter la variabilité de  $T_c$  en fonction de la charge hydraulique, avec l'intention de retenir les formules capables d'être opérationnelles dans la plupart des situations hydrologiques.



## VARIABILITY AND UNCERTAINTIES RELATED TO CONCENTRATION TIME IN THREE SEMI-URBANISED CATCHMENTS OF ARGENTINA

Juan Carlos Bertoni<sup>(a,\*)</sup> and Pierre Chevallier<sup>(b)</sup>

<sup>(a)</sup>Professor Associated, Faculty of Exacts, Physics and Naturals Sciences,  
Córdoba National University, Argentine.

(Now at: Formation Doctorale en Sciences de l'Eau. Maison des Sciences de l'Eau  
Université Montpellier II-IRD-CNRS, France).

<sup>(b)</sup> Directeur de Recherches. Institut de Recherche pour le Developpement. Maison des Sciences de  
l'Eau, Université Montpellier II-IRD-CNRS, France

### Abstract

There is a great number of algorithms employed in hydrologic modelling that utilise some measures of time characteristics. Among these the concentration time,  $T_c$ , and the lag time,  $T_l$ , are the most used. There are many difficulties associated with its estimation, the most important concerning to its variability with discharges or rainfall intensities. Uncertainties in time parameters may be propagated as error of output variables of rainfall-runoff models.

This work deals with the variability and the uncertainties of concentration time deduced from 35 rainfall-runoff events registered in Argentina. Two simple regression type models are adjusted to pairs (discharge peak;  $T_c$ ) by the Least Squared methodology. In both cases the coefficients of determination denote a good adjustment to the points. The results indicate that the uncertainties due to errors of model parameters corresponding with extreme values of the range of measure variables are not negligible. With the incorporation of the uncertainties relative to concentration time the growth of the confidence intervals width are substantial. Then, if the models are used for extrapolation the uncertainties will increase still more.

The type of model tested is similar to the frequently used by some empirical methodologies to estimate  $T_c$  based in data sample related to design condition (high rainfall intensities and/or high discharges). If so, probably large uncertainties associated with extrapolated values of  $T_c$  would be incorporated in hydrological simulation if condition moves away. Then, eighteen formulas habitually used in Argentina are evaluated considering its behaviours on different parts of  $T_c$  variation range.

**Key words:** concentration time, uncertainties, urban hydrology, empirical formulas.

---

\* Corresponding author. E-mail address: [bertoni@msem.univ-montp2.fr](mailto:bertoni@msem.univ-montp2.fr)

## 1. Introduction

Time characteristics constitute an important part of hydrologic modelling. There are several measures of catchment response time characteristics as concentration time, lag time, base time, equilibrium time, peak time and travel time. Most of the algorithms utilised in hydrology use some of these measures to represent the transfer mechanisms of a catchment. An extensive list of algorithms with its time parameters is presented by Singh (1988).

Consequently there is also an important number of rainfall-runoff models used in design and/or simulation works that use time characteristics as model parameters. The SCS Tr-20 computer model (Soil Conservation Service, 1969), which is used for spillway design and other hydrologic analyses, requires an estimation of the concentration time. The IPH-II (Tucci et al., 1981) and the ArHymo (Maza et al., 1993) models used in South America to simulate rural and urban catchment require an estimate of concentration time and lag time respectively. The CREAMS model (Knisel, 1980), used to analyse the pollution of diffuse origin in rural areas, as various other similar models, also utilise concentration time as one of its parameters.

In summary, hydrologic modelling concerning different objectives use time parameters. Among these, concentration time,  $T_c$ , and lag time,  $T_l$ , are the most frequently used time parameters (McCuen et al., 1984; Singh, 1988; Ponce, 1989).

This work deals with the variability and the uncertainties related to concentration time values deduced from 35 rainfall-runoff events registered in three semi-urbanised catchments in Argentina. The country, that has almost 90 % of its population grouped in urban areas, is characterised by an important lack of hydrological data, especially in urban or semi-urban regions.

The paper is organized in three parts. In the first part some theoretical and practical aspects associated with  $T_c$  are reviewed. Special emphasis is devoted to the different definitions, the difficulties of its practical estimation and the influence of its variability over estimated discharges. In the second part two simple regression models adjusted by the Least Squared methodology are used to represent the relation between  $T_c$  and the specific peak discharge,  $q_{\max}$ . The corresponding uncertainties analysis is based on the estimation of confidence intervals by a first order analysis according concepts pointed out by Benjamin and Cornell (1972), Ventsel (1982) and Protassov (1999). Finally, in the last part of the work the performance of 18 empirical and/or hydraulic formulas to estimate  $T_c$  is analysed verifying its behaviours over different parts of the range of variation data. The formulas were selected among the most frequently used in Argentina.

## 2. Theoretical and practical aspects associated with concentration time

### 2.1. The influence of concentration and diffusion processes

There are two non equivalent, but commonly accepted, definitions of  $T_c$ . In the first or "classical" definition this idealised concept is considered as the time required for water to travel from the most remote portion of the catchment to its outlet or design point. Huber and Dickinson (1993) point out the need to keep in mind this concept associated with the wave notion instead the parcel of water notion. However, as indicated by Ponce (1989), in practice the uncertainties involved in  $T_c$  computation blurred the distinction between wave and flow speeds. This definition of  $T_c$  is associated with the concentration property of surface runoff. It is well-known that for a small catchment with a simple geometry (as a rectangular plane) and a uniform effective rainfall, the relation among  $T_c$ ,  $T_l$  and the equilibrium time,  $T_e$  (defined as the time when runoff peaks equalize the maximum intensity of effective rainfall, both expressed in the same units), results

$$T_c = T_e \quad \text{for} \quad T_r \geq T_c \quad (1)$$

and

$$T_c \geq T_e \geq T_l \quad \text{for} \quad T_r < T_c \quad (2)$$

where  $T_r$  is the duration of a effective rainfall. Flows associated with  $T_r = T_c$  and  $T_r > T_c$  in Eq. (1) are referred by Ponce (1989) as *concentrated* and *superconcentrated* flows respectively to emphasise the concentration property of contributing area. As an extension the response originated when  $T_r < T_c$  is referred as *subconcentrated* catchment flow. The first two types of flows are typical of small catchments whereas the last is more common in the rest.

In nature the behaviour of flow is more complicated than attributed in an analysis based only on concentration property of surface runoff. The complexity of runoff is due to many factors, the principal ones being: (i) the presence of natural *convection* and *diffusion* flow processes and (ii) the temporal and areal variability of rainfall. *Convection* refers to runoff concentration and is related to the concept of translation; *diffusion* refers to spread out flow mechanism and is a synonym of storage (Ponce, 1989). The resulting response function is then smoother and distributed in time with relation to a pure concentration process. Then, in natural catchment, especially if a complex drainage pattern exists, the water originated in the most remote part may arrive at the outlet too late to contribute to the peak runoff. In this case it is plausible to consider (Singh, 1988):

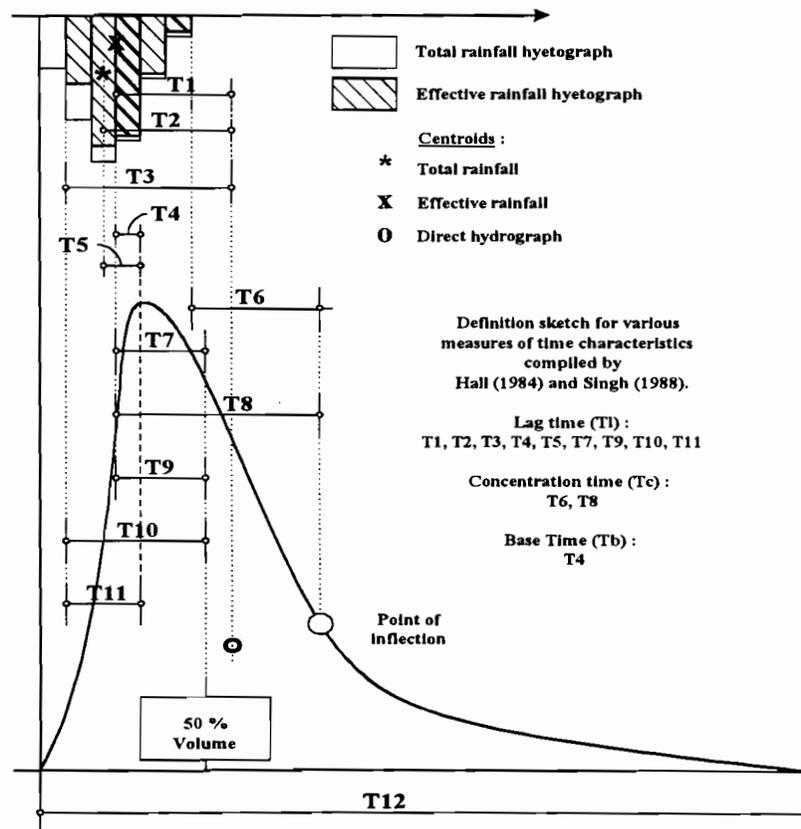
$$T_e \geq T_c \geq T_l \quad (3)$$

The presence of concentration and diffusion processes has been conducted to the second (or alternative) definition of  $T_c$ , based on the characteristic of rainfall hyetograph and the resulting runoff hydrograph (Fig. 1). In this case  $T_c$  is considered as the time between the centre of mass of effective rainfall and the inflection point on the recession limb of direct runoff hydrograph (T8 in Fig. 1); this last point represents the base time of

the subhydrograph associated to convection process. Alternatively,  $T_c$  is also considered as the time from the end of effective rainfall to the point of inflection on direct runoff hydrograph recession (T6 in Fig. 1) (Horton, 1939; Hall, 1984; McCuen et al., 1984; Singh, 1988; Ponce, 1989).

## 2.2. Difficulties to estimated $T_c$

Neither of the two previous definitions yields a true value of  $T_c$  (Body, 1975; McCuen et al., 1984). One reason is that there are many factors that affect time characteristics. Then, all the methods to estimate  $T_c$  admit some simplifications. Those based on the first definition consider restrictions as a real and temporal uniformity of rainfall, uniform flow and linearity of the rainfall-runoff relation. The limitations for the methods from the second definition are related to the separation of components of hydrograph and with the area and temporal distributions of effective rainfall.



Figures 1. Summary of the most common definition of time characteristics.

Another troublesome point is that there is not a unique definition of each time characteristics. The differences are to be found in the instants considered by each author to describe the start and/or the end of each period. Hall (1984) mentions seven different definitions of lag time and includes one that coincides with the concentration time defined

by Singh (1988) and Ponce (1989). Figures 1 summarise the most common definition of time characteristics reported by the literature.

A last and crucial difficulty is that  $T_c$  is a function of discharge and/or rainfall intensities. As the other time characteristics  $T_c$  is not really a constant feature for a given catchment, it is constant only by assumption.

### *2.3. Variability and uncertainties related to concentration time*

All the aspects previously indicated justify the existence of a multitude of methods to estimate  $T_c$ , many of them associated with lower probability of exceedence or design conditions. Singh (1988) pointed out that the accuracy of the design flood estimation is directly related to the accuracy with which an estimation of catchment response time is made. Bondelid et al. (1982) found that until the 75 % of the total error produced in the estimate of discharge might be due to errors in the estimate of  $T_c$ . In 1978, Meynink (cited by Singh, 1988) showed that varying  $T_c$  from one half to twice, the estimated value changed the peak discharge from 1,64 to 0,48 times the estimate value for a typical 5 km<sup>2</sup> catchment in Australia. Singh (1988) considered that the range of half to twice estimate  $T_c$  is probably consistent with most empirical estimates of response time on ungauged watersheds. If such errors are translated into errors in discharges, then the errors associated with hydrologic modelling can be significant indeed.

The estimation of  $T_c$  in an urban catchment presents fewer problems in relation to medium sized natural catchment because the flow path is determined by a collection of elements characterised by their regular geometry (roofs, gutters, streets, pipes, artificial channels, etc.). Yet, it is useful to consider other characteristics that may make its definition difficult as, for example, the accelerated urbanisation process, the mixture of rural and urban sectors, the deposition of sediments into the drainage system and the irregular maintenance works. All these last characteristics are typical in cities of the developing countries.

The experiences and comments previously cited agree with the considerations pointed out by Desbordes (1985) in the sense that among the modelling components of the water cycle in urban areas, those linked with spatial variables (precipitation, physical characteristics of catchment, etc.), are the most subject to uncertainties.

Finally, it is necessary to consider that time characteristics are currently employed in hydrologic modelling with different purposes. Empirical formulas are more related with design conditions. But analysis of urban impact process, runoff quality and real time forecasting, among others, are examples of hydrological modelling that pursue a major compromise with the representation of the actual conditions of catchment responses. Therefore, in these cases the use of empirical formulas may not give a satisfactory estimate of  $T_c$  and may increase the uncertainties of the output model variable.

In the next sections estimate of  $T_c$  from both hydrological data and empirical (or hydraulic) formulas are analysed to identify the magnitude of the uncertainties related.

### 3. Variability and uncertainties related to $T_c$ values from Argentinian hydrological data

#### 3.1. Description of catchment and data

The analysis was based in 35 rainfall-runoff pairs of data from three semi-urbanised catchments located in the central region of Argentina. Two catchments belong to Rafaela City, the principal large town in the rural region of Santa Fe State. The region is characterised by a very low average slope (around 2 ‰). The minor contributing area is a subcatchment of the major. The deposition of sediments is important in some subsystems of the major catchment. This rises the natural trend to surface storage in some streets during intense storms. The third catchment is located in Villa Carlos Paz City, in Cordoba State. The catchment is extended in a sector with an average slope around 2 ‰ limited by hills. This catchment includes an extensive and narrow sector of Cordoba-Villa Carlos Paz Highway. In the three cases a natural channel divides the urban sectors and the outlet sections. In all the cases the flows are intermittent, only associated with rainfall-runoff events. Figure 2 shows the shapes of the three drainage areas; a synthesis of the main characteristic is presented in Table 1.

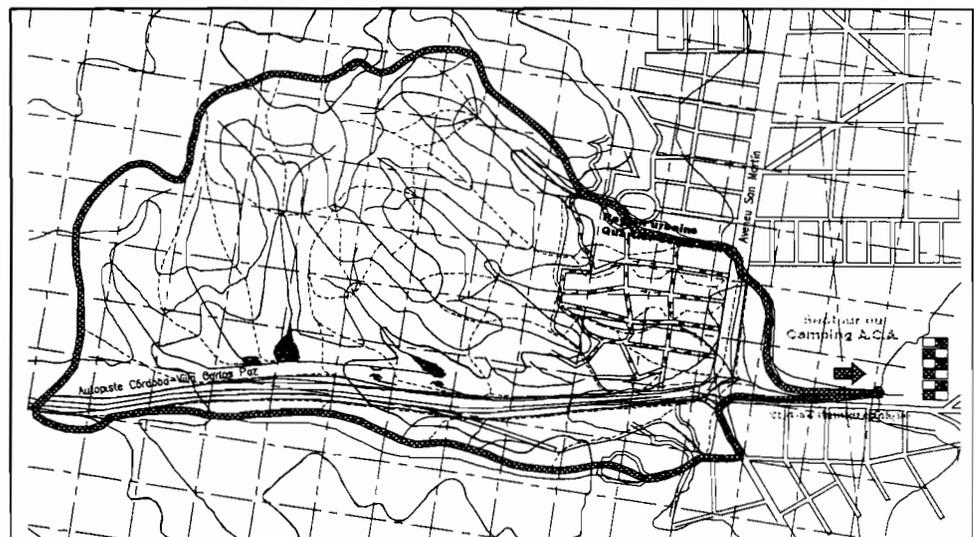
All physiographic parameters were determined from a detailed study of rural and urban sectors including analysis during rainfall periods. The percentages of impervious surfaces were defined by statistical analysis developed over each different types of urbanisation present in the cities. These were based on 1:5.000 aerial photos and in all the cases direct checks were carried out.

Table 1. Synthesis of catchment characteristics.

Parameter	Units	City		
		Rafaela		Villa Carlos Paz
Catchment identification		1	2	3
Total area, A	[km <sup>2</sup> ]	4,80	13,60	0,58
Area of urban sector, Au	[km <sup>2</sup> ]	3,04	5,76	0,43
Length of main channel, Lc	[km]	2,38	7,30	1,80
Total length of drainage system, Ld	[km]	10,03	22,69	6,90
Length of urban drainage system	[km]	8,85	14,84	do not exist
Drainage density, Dd	[km/km <sup>2</sup> ]	2,10	1,66	11,9
Average catchment slope, Sa	[m/m]	0,00197	0,00384	0,00779
Maximum difference of level, H	[m]	3,10	17,0	110,0
Average main channel slope, Sc	[m/m]	0,00131	0,00233	0,04385
Total impervious area, ImpT	[% A]	40,4	25,1	29,5
Direct linked impervious area, ImpI	[% A]	25,0	14,3	7,1
Population density	[hab/km <sup>2</sup> ]	2900	2000	3300



(a) catchments of Rafaela City



(b) catchment of Villa Carlos Paz City

Figure 2. Catchments considered in the study.

The available rainfall-runoff data represent the typical behaviour of the catchments during the rainy seasons. The hydrological response shows a dependence on total precipitation, the rainfall intensity and the antecedent humidity of soil conditions over the pervious urban and rural sectors.

### 3.2. Estimation of $T_c$ from the observed data

The estimation of  $T_c$  was done in the second definition considering the difference between the end of the most intense period of effective hyetograph and the point on the receding limb of the hydrograph where a change in the slope was evident. This interval coincides with T6 in Fig. 1 and was adopted due to its practical advantages for its determination compared with other alternatives also subject to uncertainties. The great difficulties were found over the smaller events as a consequence of the presence of smooth and large receding limbs. The descriptive statistics for the three samples of data are indicated in Table 2.

Fig. 3 shows the relation between  $T_c$  and the specific peak discharge,  $q_{\max}$  (the maximum or peak discharge of each hydrograph divided by the contributing area) following uniform gradients for the three catchments. The trend is similar to one reported by Soil Conservation Service (1986) and Tucci (1998). Only one point belonging to major Rafaela catchment is far from the general trend. It is due to an event registered during a sequence of wet days in 1997, which occurred after the main channel was hydraulically improved by cleanness and maintenance works.

### 3.3. Transformation of the original values of $T_c$

Singh (1988) proposed the following expression to represent  $T_c$  from hydraulic principles:

$$T_c = C_p \cdot L_p^a \cdot S_p^b \quad (4)$$

where  $C_p$  is a coefficient which is a measure of superficial catchment characteristics,  $L_p$  is a length measure,  $S_p$  is a slope measure and  $a$  and  $b$  are exponents; in Singh's consideration  $C_p$ ,  $a$  and  $b$  may (or may not) vary from one catchment to the other.

To obtain comparable values of  $T_c$  from the three catchment, in this work a pondering factor based on the second member of Eq. (4) was used over the original values of  $T_c$  as:

$$T_c^* = T_c \cdot [0,36 \cdot \text{Imp}^1 \cdot \text{Sa}^{0.5} \cdot \text{Dd}] \quad (5)$$

where  $T_c^*$  is the pondered (or transformed) value of  $T_c$  and all the variables included into the brackets are defined in table 1. If there are adopted  $C_p = 1/\text{Imp}$  ;  $L_p = \text{Dd}$  ;  $S_p = \text{Sa}$  ;  $a = -1.0$  and  $b = -0,5$  , the pondering factor of Eq. (4) has the form of the inverse of the second member of Eq. (4). A more general pondering factor could consider also the local rainfall characteristics of each catchment. For the cities analysed the intensity-duration-frequency (i-d-f) curves for duration between 15 min and 2 hours and recurrence time between 2 years and 25 years are quite similar. These ranges cover the most important

parts of the available records and may explain the well agreement in a unique general trend as indicated in Fig. 4.

Table 2. Synthesis of hydrological data and deduced values of  $T_c$ .

Parameter	Units	City		
		Rafaela		V. Carlos Paz
Catchment identification		1	2	3
Period of data (month/year)		02/00 to 04/00	01/98 to 04/00	12/99 to 04/00
Number of events	--	4	17	14
Ranges of main characteristics associated with data [min; max]				
Total precipitation	[mm]	[3 ; 53]	[8 ; 41]	[2 ; 21]
Max. intensity in the interval $\Delta t$	[mm/h]	[4 ; 56]	[11 ; 65]	[4 ; 136]
Interval of data analysis, $\Delta t$	[min]	10	10	2
Max instantaneous discharges	[m3/s]	[0.1; 21]	[1 ; 10]	[0.01 ; 3.2]
$T_c$ deduced from rainfall-runoff pairs of data				
Mean $T_c$	[h]	2,6	6,2	1,0
Median $T_c$	[h]	2,4	5,5	0,9
Minimum $T_c$	[h]	1,5	1,9	0,3
Maximum $T_c$	[h]	4,2	16,3	2,3
Events with $T_c < \text{mean } T_c$	[%]	50	70	50

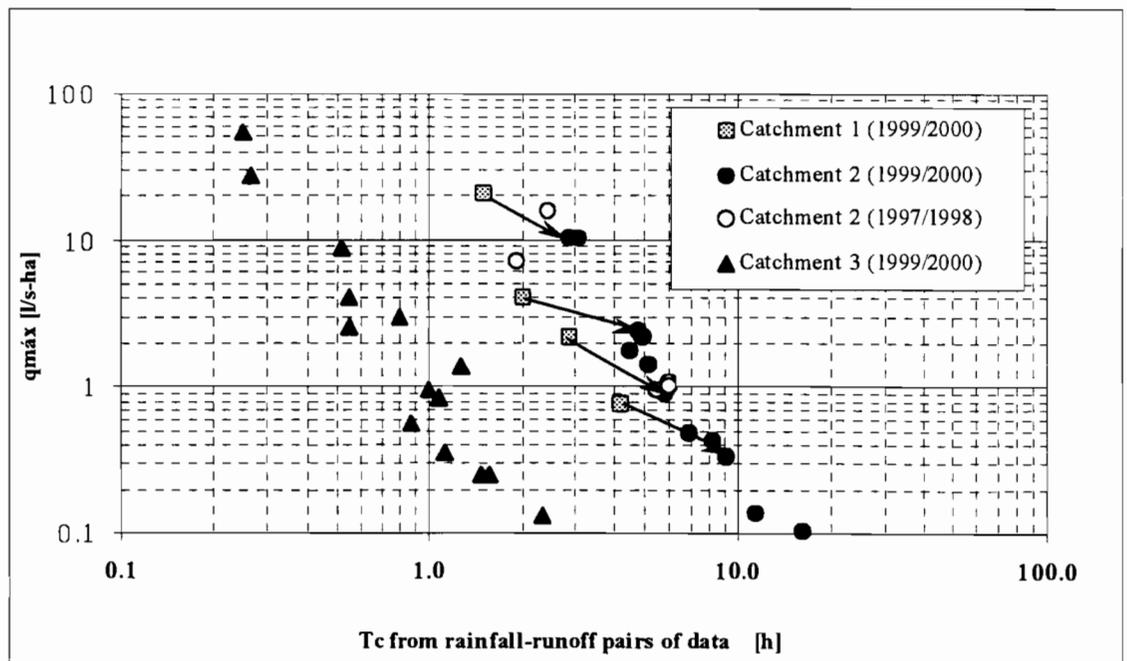


Figure 3. Relation  $q_{\max}$  vs.  $T_c$  in the three catchments (arrows link the points corresponding to the same events recorded at catchments 1 and 2).

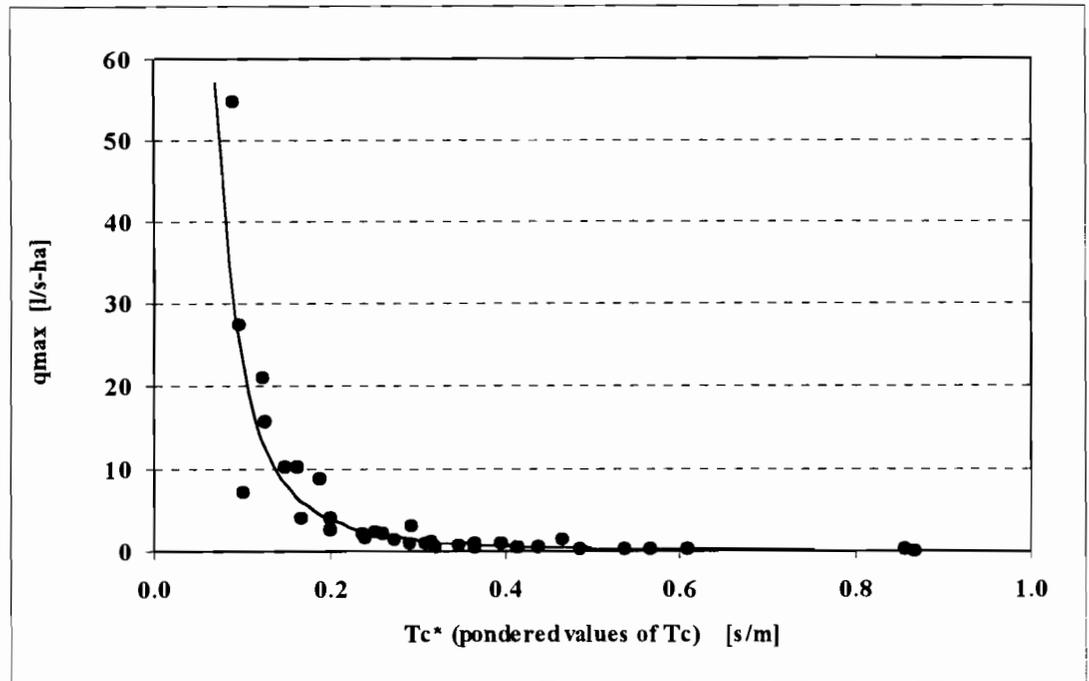


Figure 4. Relation  $q_{\max}$  vs.  $Tc$  for all pairs of value in the three catchments.

The results suggested that removing  $Imp1$  of the Eq. (5) a more restricted pondering factor would be used to analyse the influence of the urbanisation process in Rafaela City. This analysis was done comparing the four events recorded at the catchments 1 and 2 (arrows connecting the points corresponding to the same events are presented in Fig. 3). Table 3 shows the corresponding variation in  $q_{\max}$ ,  $Tc$  and  $Tc^+$ , this last representing comparable values of  $Tc$  obtained with this last variant of the pondering factor of Eq. (5).

As deduced from Table 3, for the semi-urbanised conditions analysed an increase of 15 % in the total impervious area resulted, in average, in a rise of 109 % in  $q_{\max}$  and in a reduction of 135 % in  $Tc^+$ . Despite the reduced sample, the order of magnitude of these variations are similar as reported by many authors. For example, Desbordes (1989) describes that due to urbanised processes some catchments divide its lag time,  $TI$ , by a factor from five to fifteen whereas its specific discharge are multiplied by a factor in order of five to fifty.  $Tc$  differs from  $TI$  but both represent the main time characteristics of the catchments. The interest of this complementary aspect of work is based on the growth showed by the intermediate Argentinean cities from the last decades and on the lack of historical local data to retract this influence.

Table 3. Variation ( $\Delta$ ) in  $q_{\max}$  and  $Tc^+$  due to the urbanisation process in Rafaela City (index 1 and 2 referring to catchments 1 and 2 respectively).

ImpT <sub>1</sub> [% A]	ImpT <sub>2</sub> [% A]	Date of event	$q_{\max}$ [l/s-ha]		$\Delta q_{\max}$	$Tc$ [h]		$Tc^+$ [s m <sup>-1</sup> ]		$\Delta Tc^+$
			$q_{\max 1}$	$q_{\max 2}$	[% of $q_{\max 2}$ ]	$Tc_1$	$Tc_2$	$Tc_1^+$	$Tc_2^+$	[% of $Tc_2$ ]
40,4	25,1	16/03/00	20,9	10,3	+ 103	1,50	2,83	0,502	1,047	- 108
		27/02/00	4,03	2,41	+ 67	2,00	4,75	0,670	1,757	- 162
		10/03/00	2,19	0,94	+ 133	2,83	5,83	0,948	2,157	- 127
$\Delta$ ImpT [%]		04/03/00	0,77	0,33	+ 133	4,17	9,17	1,397	3,392	- 143
+ 15,3		Average $\Delta q_{\max}$			+109	Average $\Delta Tc^+$			-135	

### 3.4. Power function models adjusted to $(q_{\max}, Tc^*)$ pairs

The 35  $(q_{\max}, Tc^*)$  pairs of data of Fig. 4 were represented by two power function models corresponding to the general expression :

$$q_{\max} = \varepsilon \cdot (Tc^* + \gamma)^\delta \quad (6)$$

being  $\varepsilon$ ,  $\delta$  and  $\gamma$  the parameters of the expression. The first model considered only two parameters ( $\gamma = 0$ ) while the second model considered the three parameters. This last model represents the relation between  $q_{\max}$  and  $Tc^*$  deduced from Rational Formula. In effect, if  $\varepsilon = (C \cdot \beta) / 360$  and  $\delta = -\eta$  is adopted, being  $C$  the runoff coefficient,  $\beta$ ,  $\gamma$  and  $\eta$  the parameters of intensity-duration-frequency (i-d-f) family curves and  $(1/360)$  the homogeneity units factor for rainfall intensity expressed in [mm/h] and  $q_{\max}$  in [m<sup>3</sup>/s-ha], the expression (6) represents the Rational Formula.

Adopting the natural logarithm of pairs of data,  $Lnq_{\max}$  and  $LnTc^*$  respectively, both models were adjusted by least squares methodology (abbreviated LS) based on the following general expression:

$$FO = \sum_{i=1}^N \left[ Lnq_{\max_i} - Ln\varepsilon - \delta \cdot Ln(Tc_i^* + \gamma) \right]^2 \quad (7)$$

For the first model the procedure represented a linear regression analysis. The assumptions of normality, independence and constant variance of the errors in the regression were verified following the procedure described by Berk and Carey (1995). The analysis of leverage and consistency of the pairs of data (Dodge, 1993; Clarke, 1994) was developed estimating the hat matrix,  $\mathbf{H}$ , as

$$\mathbf{H} = \mathbf{Y} \cdot (\mathbf{Y}^T \cdot \mathbf{Y})^{-1} \cdot \mathbf{Y}^T \quad (8)$$

where  $\mathbf{Y}$  represent the  $(N \times 2)$  matrix containing the independent variable and  $\mathbf{Y}^T$  its transpose. The analysis of the "hat" matrix,  $\mathbf{H}$ , demonstrated that the two furthest points of

each extreme have moderate leverage and high consistency. In fact, by inspection of the diagonal terms of the matrix  $\mathbf{H}$ , it was found that the leverage values of these four points exceeded lightly the critical value of 0,11 obtained as  $(2 \cdot p)/N$ , being  $p$  the number of adjusted parameters and  $N$  the number of available pairs of data. Nevertheless, the values were in all the cases lower than the critical limit 0,20 suggested by Huber (1981) independently of values of  $N$  and  $p$ .

The second model was adjusted by non-linear LS. In both cases the goodness of fit was measured by the coefficient of determination  $r^2$ . Table 4 shows a synthesis of the results including the mean value and the standard error of each parameter of the models. Both coefficients  $r^2$  indicate a well adjustment to the points (Fig. 4 represents the two parameters model).

Table 4. Synthesis of the results of regressions between  $\text{Ln } q_{\max}$  and  $\text{Ln } Tc^*$ .

model with 2 parameters				model with 3 parameters					
Coefficient of determination (adjusted) = 0.92				Coefficient of determination (adjusted) = 0.93					
Values of parameters				values of parameters					
$\varepsilon$		$\delta$		$\varepsilon$		$\delta$		$\gamma$	
Mean	s.error	mean	s.error	mean	s.error	Mean	s.error	mean	s.error
0,0564	0,190	-2,623	0,136	0,0607	0,233	-2,398	0,374	-0,020	0,030
s.error = standard error from variance-covariance matrix									

### 3.5. Uncertainties over the $q_{\max}$ estimations

There are different alternatives to describe the degree of uncertainty of the output of a model: (i) the complete description of its probability density function, (ii) the statistical moments and (iii) the confidence intervals (Tung, 1996). In this work what was used was the estimation of the regression confidence intervals from the second moment of each model.

For the two parameter models the linear regression confidence intervals were obtained from the standard errors associated with individual estimation of  $Tc^*$  as (Meylan and Musy, 1996):

$$\sigma_{q_{\max} \text{ indiv}} = \frac{S_R}{\sqrt{N-2}} \cdot \sqrt{1 + N + \frac{(\text{Ln} Tc^* - M)^2}{\text{Var}_{Tc^*}}} \quad (9)$$

where  $N$  is the number of data pairs  $(Tc^*; q_{\max})_i$ ,  $i = 1, \dots, N$ , employed for estimating the regression;  $M$  is the mean of the  $N$  values  $\text{Ln} Tc_i^*$ ,  $i = 1, \dots, N$ ;  $\text{ar}_{Tc^*}$  is the variance of  $\text{Ln} Tc_i^*$  about their mean value  $M$  and  $S_R$  the square root of the residual variance of the

regression. The approximated confidence intervals were obtained for  $\ln q_{max}$  as  $[\ln q_{max} \pm r \cdot \sigma_{indiv}]$  and for  $q_{max}$  as  $\{\exp[\ln q_{max} \pm r \cdot \sigma_{indiv}]\}$ , where  $\sigma_{indiv}$  represent the Eq. (9) and  $r \equiv 1$  or  $2$  for  $(1-\alpha)$  confidence levels equal to 70 % and 95 % respectively (Clarke, 1994, 1999). Typical levels of confidence in statistical works are 95 % and 99 %, but for some hydrologic practical aspects some authors advise lower levels as 70 % or 75 %. This follows from the great amplitude associated with the former levels. Meylan and Musy (1996) reported values of 68 % and 70 % used by Polish and French hydrologists in statistical analysis. For the purpose of comparing the 95% and 70 % confidence intervals were considered here.

In the case of the three parameters model the analysis of uncertainties was developed following the classical First-Order Variance Estimation (FOVE) method (Ventsel, 1982; Tung, 1996). In the FOVE method a general model of type  $W = g(\mathbf{X})$ , where  $\mathbf{X}$  represents the vector of the parameters and the independent variables, is expressed as:

$$W \approx g(\mathbf{x}_0) + \mathbf{s}_0^T \cdot (\mathbf{X} - \mathbf{x}_0) \quad (10)$$

In Eq. (10)  $\mathbf{s}_0$  is the vector of the coefficients of sensibility estimated at the point  $\mathbf{X} = \mathbf{x}_0$ , being  $\mathbf{x}_0$  a point where the values of  $g(\mathbf{x}_0)$  is known, and  $T$  indicate the transpose of the vector. Based on Eqs.(7) and (10) the variance of  $W$  is obtained as:

$$Var[W] \approx Var[FO] + \mathbf{s}_0^T \mathbf{C}(\mathbf{X}) \mathbf{s}_0 \quad (11)$$

where  $\mathbf{C}(\mathbf{X})$  is the covariance matrix of  $\mathbf{X}$  and  $Var[FO]$  is the non-biased residual variance of Eq. (7) evaluated in the point where the  $FO$  function is minimum. For the case analysed the second term of the right hand adopts the form of the product  $\mathbf{Z}^T \cdot \mathbf{U}$  where the components of  $\mathbf{Z}^T$  are:

$$\left[ 1; \ln^2(Tc^* + \gamma); \frac{\delta^2}{(Tc^* + \gamma)^2}; \frac{\delta^2}{(Tc^* + \gamma)^2}; 2 \cdot \ln(Tc^* + \gamma); 2 \cdot \frac{\delta}{(Tc^* + \gamma)}; \right. \\ \left. 2 \cdot \frac{\delta}{(Tc^* + \gamma)}; 2 \cdot \ln(Tc^* + \gamma) \cdot \frac{\delta}{(Tc^* + \gamma)}; 2 \cdot \ln(Tc^* + \gamma) \cdot \frac{\delta}{(Tc^* + \gamma)}; 2 \cdot \frac{\delta^2}{(Tc^* + \gamma)^2} \right] \quad (12)$$

and  $\mathbf{U}$  is the vector formed by the variance of  $\epsilon$ ,  $\delta$ ,  $\gamma$  and  $Tc^*$  and their corresponding covariance (keeping this order among the variables). The Eq. (11) allows the identification of each individual contribution to the total uncertainty of model. Kendall and Stuart (1967) demonstrated that if the parameters of model are estimated by the Maximum Likelihood method (ML) and the number of observations is not too small, the variance-covariance (or dispersion) matrix may be approximately estimated from the inverse of the information matrix. The LS method used to adjust the model is conceptually quite distinct from the ML method but both coincides in the case of normally distributed observations; then the maximisation of  $L$  function (or  $\ln L$  function) of a normal distribution coincide with the

minimisation of Eq. (7). If only the parameter  $\varepsilon$  and  $\delta$  are considered in the procedure, then the Eq. (11) converge to Eq. (9).

Table 5 shows the estimation of  $q_{\max}$  and the magnitude of the confidence intervals for four values of  $Tc^*$ : (i) the minimum, (ii) the mean and (iii) the first and the third quartiles (or the quartile associated with a probability of non-excedence of 25 % and 75 % respectively). These four measures are representative of different sectors of the range of variation of  $Tc^*$  and do not require extrapolation of the model. The table also shows the confidence intervals corresponding with the same four values of  $LnTc^*$ . In the case of the three parameters model are included the limits obtained with and without the terms relative to the variability of  $Tc^*$ . These last values were calculated considering an average standard error of only 10 % for the values of  $Tc$ .

The results show that the confidence intervals from three parameters model are wider than those corresponding with the two-model parameter. For the case the uncertainties concerning with  $Tc^*$  were excluded, the great magnitude of error associated with the estimate of  $q_{\max}$  provided by the three parameter model is due to the uncertainties concerning with the  $\gamma$  parameter (associated with the i-d-f curve). The increase of the confidence intervals width is not too large because the great uncertainties are related to the other two parameters. Yet, if a larger sample of data from each city were available, the analysis could be conducted to consider the individual contributions of each i-d-f curve parameters and the rainfall-runoff C coefficient over the uncertainties in  $q_{\max}$ . Here, as a consequence of the reduced sample, only three parameters were considered over all the pairs.

Table 6 presents the confidence intervals corresponding to the minimum values of  $Tc$  registered in each catchment, expressed in terms of  $Q_{\max}$ . In this case the estimation produced by the three parameters model was used with and without the terms relative to the variability of  $Tc^*$ .

Tables 5 and 6 allow the following considerations:

- (i) even for the case where it is possible to obtain a well-adjusted model, the estimates of  $q_{\max}$  (or  $Lnq_{\max}$ ) corresponding to the range of measure variables (or interpolation range) are subject to not negligible errors.
- (ii) these errors are more important with the remoteness of  $LnTc^*$  from its mean value. For the case studied even for the 70 % level of confidence the error in the estimate of  $q_{\max}$  are important, especially for the extreme (minimum) value observed of  $Tc^*$ .
- (iii) any extrapolation will produce an increase still more significant of the uncertainties;
- (iv) if the errors relative to the estimate of concentration time are incorporated into the analysis the growth of the confidence intervals width may be substantial.

The first three considerations are common for various hydrologic models that follow regression type relations adjusted by the LS methodology. They had been appointed in a general manner by Protassov (1999) and for more particular hydrological applications

by Clarke (1999) and Omlin and Reichert (1999) who related the cases of rating-curve and quality of water regression models respectively. The fourth consideration is directly associated to the influence of the uncertainties of concentration time over the errors of the output variable of hydrological models.

Table 5. Confidence intervals for four values in the interpolation range of  $Tc^*$  (or  $LnTc^*$ ).

Values in the interpolation range of $Tc^*$ or $LnTc^*$	Values of $Tc^*$	Two parameters model			Three parameters model				
		$Q_{max}$	without $Var [Tc^*]$		$Q_{max}$	without $Var [Tc^*]$		with $Var [Tc^*]$	
			lw. limit	up. Limit		lw. limit	up. limit	lw. limit	up. limit
<i>Confidence intervals for <math>(1-\alpha) = 95\%</math></i>									
Minimum	0.09	3,40	2,33	4,47	3,44	2,17	4,71	1,71	5,17
first quartile	0.19	1,46	0,52	2,47	1,52	0,54	2,51	0,39	2,66
Mean	0.32	0,10	-0,86	1,06	0,12	-0,85	1,08	-0,90	1,14
third quartile	0.40	-0,45	-1,42	0,52	-0,43	-1,39	0,53	-1,43	0,57
<i>Confidence intervals for <math>(1-\alpha) = 70\%</math></i>									
Minimum	0.09	3,40	2,84	3,95	3,44	2,78	4,10	2,54	4,34
first quartile	0.19	1,46	0,99	2,00	1,52	1,00	2,03	0,93	2,12
Mean	0.32	0,10	-0,40	0,60	0,12	-0,38	0,62	-0,41	0,65
third quartile	0.40	-0,45	-0,95	0,06	-0,43	-0,93	0,07	-0,95	0,09

lw. limit = lower limit interval ; up. limit = upper limit interval.

Table 6.  $Q_{max}$  Confidence intervals deduced from the three parameter model.

Catchment	$Tc$ minimum	$Q_{max}$ estimated	$Q_{max}$ confidence intervals for $(1-\alpha) = 70\%$			
			Without $Var [Tc^*]$		with $Var [Tc^*]$	
			lower limit	upper limit	Lower limit	upper limit
			[h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
1	1,5	6	4	11	3	13
2	1,9	17	10	29	9	34
3	0,3	2	1	3,5	0,7	4,5

Many empirical formulas come from regression type models quite similar to the described previously. In general they are related to design conditions (high rainfall intensities and/or high discharges). If so, even for a gauged catchment, large uncertainties associated with extrapolated values of  $Tc$  would be incorporated in the hydrologic modelling, specially for the cases of simulation pursue other purposes. If this situation occurs over gauged catchments in ungauged sites presumably the uncertainties due to time characteristics will be very important, especially if estimates from empirical formulas are used for different sectors into the range of variability of  $Tc$ . As pointed out by Omlin and Reichert (1999), a classical statistician will not extrapolate a linear regression model if she or he knows its application range. However, if the model parameters are determined and published by one research group and the model is subsequently used by others, the information on the validity ranges is often lost, so that in practice, the danger for extrapolation errors as cited previously is large.

As empirical formulas in general produce a unique estimation of  $T_c$ , a suitable verification consists in the identification of the sector into the local range of variation of  $T_c$  where each formula produces its estimation. The interest of this identification concerning mainly with developing countries conditions due to the fact most formulas come from regions located in other parts of world. This analysis is carried out in the next section.

#### **4. Analysis of the behaviour of some empirical and hydraulic formulas**

##### *4.1. Alternatives for the estimation of $T_c$ in a catchment*

In practice there are three basic alternatives for the estimation of  $T_c$  in a catchment: (i) from the analysis of hyetograph and hydrograph observed; (ii) by the use of empirical formulas and (iii) by using formulas deduced from hydraulic hypothesis as the occurrence of uniform (or kinematic) flow.

There exists a multitude of empirical formulas described in the literature. Formulas vary but most relate concentration time to rainfall and catchment parameters as suitable slope, length, area, and roughness. Probably as a consequence of its simple application and despite its limited value, several empirical formulas are widely used around the world. The methods based on the uniform (or kinematic) flow also have limitations due to the restrictions in the rainfall variability.

As a consequence of the lack of data, formulas of both types are widely used in urban and semi-urban catchments of Argentina. The behaviour of 18 of these methodologies has been analysed based on the available data. Most part of these (16) allows its direct use; the two other, Ragan and Duru (1972) and Izzard (Chow et al., 1988) formulas, have been deduced by hydraulic considerations and require iterative processes. A description of all of the considered formulas is shown in Table A.1, in the appendix.

##### *4.2. Application of formulas and aspects analysed*

Table 7 shows the values of  $T_c$  obtained from each formula for the three catchments. The minimum and mean values of  $T_c$  deduced from rainfall-runoff pairs of data are also presented. As deduced by inspection of conditions indicated in Table A.1 and the catchment characteristics (Table 1), some methods were applied out of its recommended range. This lack of rigour focused to know the magnitude of errors derived from this type of application frequently carried out in the practice.

The formulas were analysed by its ability: (a) to estimate the values of  $T_c$  associated to extreme or design conditions; (b) to produce the minimum relative error over all the range covered by data, and (c) to represent the variability showed by  $T_c$  in terms of the rainfall intensity or the hydraulic charge. The analysis of these three aspects is presented in the next items.

Table 7. Values of  $T_c$  estimated by the 18 formulas described in the appendix.

Catchment			Identification number of methods																	
N°	$T_c$ Observed [h]																			
	Min	mean	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	1	1,5	2,6	1.9	1.4	1.7	1.8	1.7	2.3	3.2	1.4	1.0	1.0	1.2	0.4	1.4	0.8	2.1	4.4	2.8
2	1,9	6,2	4.6	2.6	3.2	3.4	3.1	5.4	7.0	2.0	4.1	2.1	2.0	1.3	2.2	0.7	3.0	6.1	0.7	4.5
3	0,3	1,0	1.0	0.7	0.4	0.5	0.5	2.1	2.5	0.6	0.7	1.1	0.4	0.1	0.7	0.1	0.5	1.0	0.3	0.7

(a) estimation the values of  $T_c$  associated to extreme or design conditions :

This aspect was verified comparing the value of  $T_c$  provided by each formula ( $T_{c_j}$ , for  $j = 1, \dots, 18$ ) with the minimum value deduced from data of each catchment (this last associated to the highest discharge). Fig. 5 shows the results obtained. The best performance relative of formulas was observed over catchment 2 (a drainage area that combined rural and urban sectors). In this case the precipitation contained in data presented intensities limited to 10 years of recurrence time. For catchment 1 (a more urbanised drainage area) formulas showed average errors by overestimation of the minimum value of  $T_c$  in order of 130 %. For catchment 3 all the formulas (with exception of methods 12, 14 and 17) produced high overestimation of minimum  $T_c$ . Nevertheless, in this case the minimum  $T_c$  value results from a quite severe storm which fell over the whole catchment evenly (its more intensity period having a duration of 12 minutes and intensities in 5 years' time recurrence).

The analysis over the three catchments indicates that formulas 12, 14 and 17 would present more ability to represent design conditions. But after the inspection of their origins only the first two, Eagleson and Van Sickle formulas respectively (Mc Cuen et al., 1984) appear as recommended for the types of catchment tested. Most part of the resting formulas would lead to significant overestimations of  $T_c$ , especially the methods 6, 7 and 16 (U.S. Federal Aviation Administration, SCS Lag equation and kinematic wave respectively; Chow et al., 1988; Singh, 1988). It must be emphasized, however, that formulas 6 and 16 were applied out of their range of normal utilisation. The SCS lag formula values included a reducing factor of 0,7 to incorporate the effect of changes in the main channel and the urbanised surface as recommended by SCS (1975). The trend to overestimation demonstrated by the SCS Lag formula was already cited by Singh (1988).

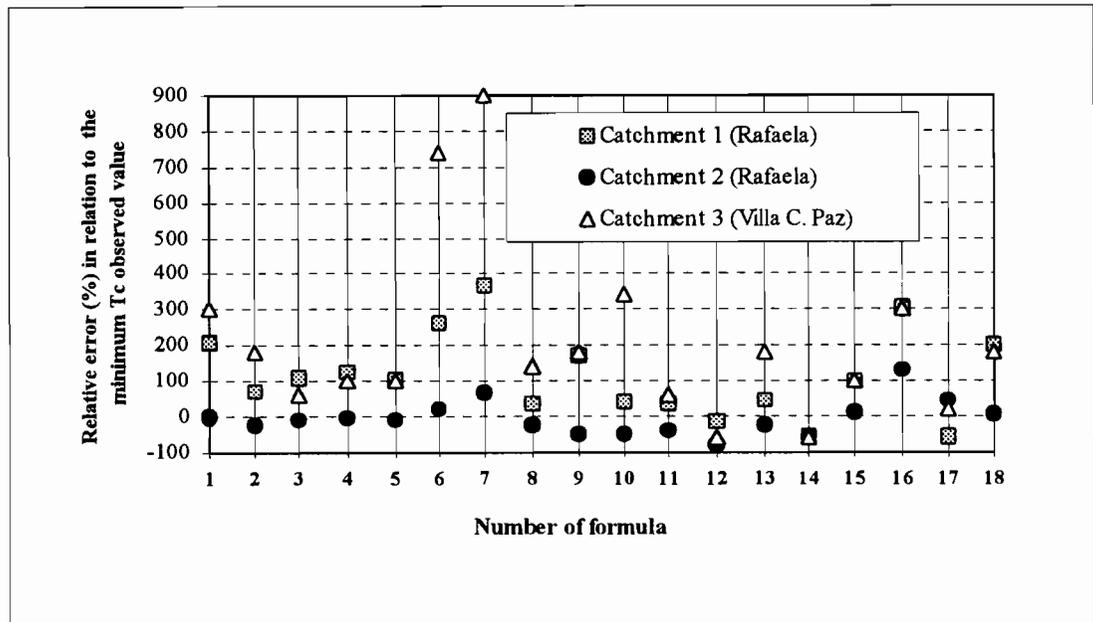


Figure 5. Performance of formulas to represent design conditions.

*(b) analysis of the relative errors produced over all the range covered by data:*

To analyse this aspect the relative differences (or "errors") among each  $Tc_j$  value and all the individual observed values deduced from the events were examined. The central tendency, symmetric and variability of the errors associated to each formula were displayed using box-and-whisker type plots. Figs. 6 and 7 show the result for two of the three catchments analysed. A similar behaviour was obtained for the third catchment. The bottom of the boxes was drawn at the first quartile and the top at the third quartile of errors; the box shows the central 50 % of the errors. The median and the whiskers (1.5 times the interquartile range of errors) complete the plot. Values that lie beyond the inner fence limited by the whiskers usually are considered moderate outliers and values that lie beyond the outer fence (3.0 times the interquartile range) are considered severe outliers.

High errors were produced by most part of formulas, especially for the smallest catchment. The magnitude of these coincide with the values reported, among others, by Body (1975), McCuen et al. (1984) and Singh (1988). The methods 6, 7 and 16 showed in general the great variability of differences. Focusing the analysis over catchments 2 and 3 (the two with a more suitable quantity of data), Table 8 presents the identification of methods with mean relative errors over the whole of events ( $e_{mean}$ ) included in the range of 5 %, 25 % and 50 %. After the analysis of the all the information the methods 18 and 9 (in this order) appeared finally as the most recommendable.

The formula 18 (Tr-55 method) considers the existence of three types of flow: overland, concentrated with small depth and channel (or pipe) flows. This representation covers the most real-world situation. Consequently, in many situations it has a big chance

to cause the minimum relative error over all the range covered by data. The formula 9 (mean velocity) follows the same principles of Tr-55 method.

Table 8. Identification of formulas with lower relative errors over the whole of events.

Relative error Interval	Catchment	
	2	3
$e_{\text{mean}} \leq (+/-) 5\%$	1, 18	9, 13, 18
$(+/-) 5\% \leq e_{\text{mean}} \leq (+/-) 25\%$	6, 9	2, 8, 15
$(+/-) 25\% \leq e_{\text{mean}} \leq (+/-) 50\%$	3, 4, 5, 11, 15, 16	1, 3, 4, 5, 11, 16, 17

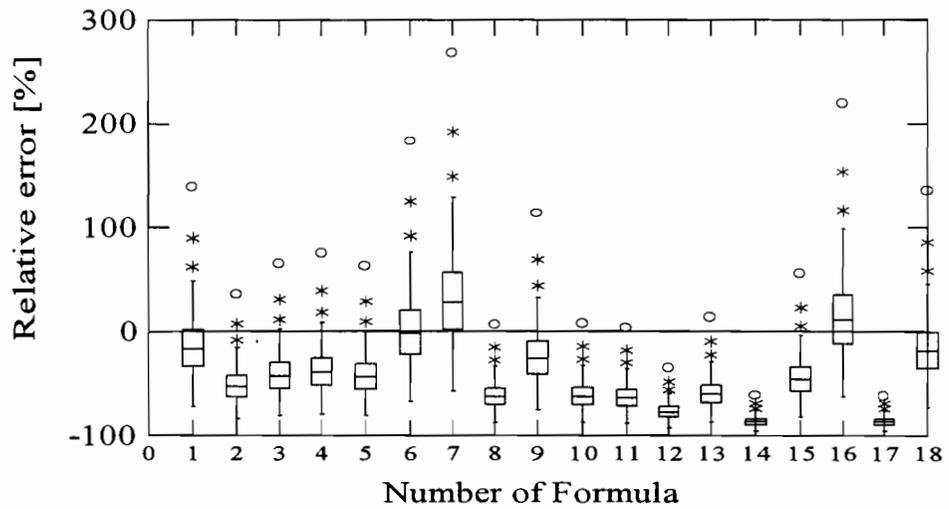


Figure 6. Box-and-whisker type plots corresponding to the errors caused in catchment 2.

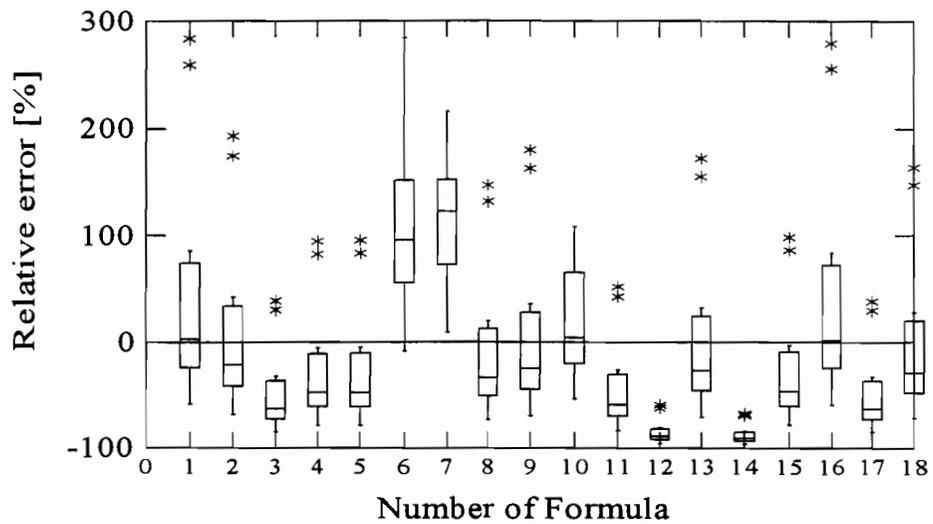


Figure 7. Box-and-whisker type plots corresponding to the errors caused in catchment 3.

(c) representation of the  $T_c$  variability with the hydraulic charge :

In relation to this third aspect, only four methods (formulas 12, 16, 17 and 18) were analysed due to its ability to produce different values of  $T_c$  as a function of hydraulic characteristics. The formula 18 (Tr-55 method) presented also the best performance. Fig. 8 shows the  $T_c$  values deduced from data and five estimations obtained with this method for the biggest drainage area of Rafaela City. The five points cover all the range of data and were obtained assuming for the main channel a depth equal to the maximum depth measured for the events with the same magnitude of discharge. The deviation of the trend presented by the method in relation to the real trend denote the adoption of a constant value for the Manning coefficient, independent of the magnitude of  $Q_{\max}$ .

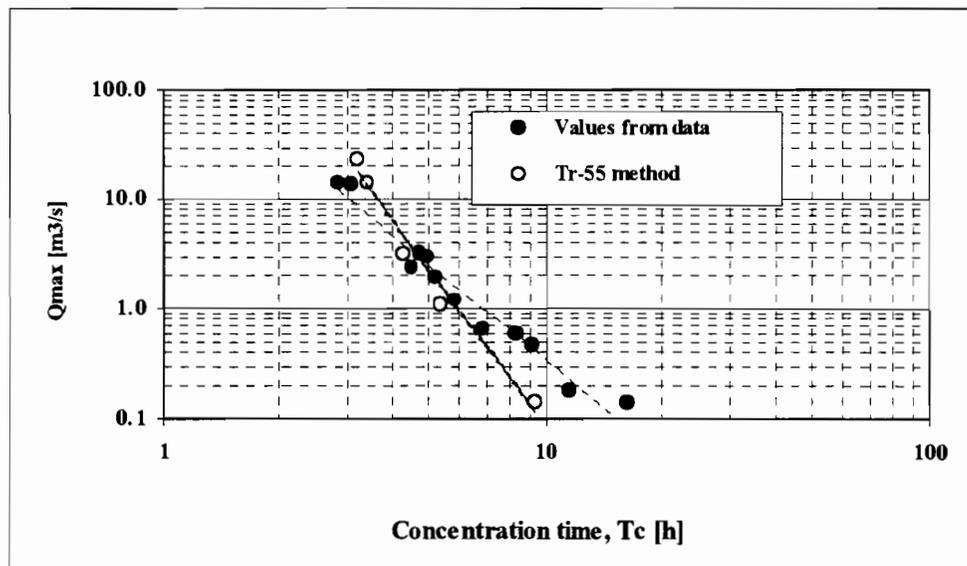


Figure 8.  $T_c$  values deduced from data and estimate by Tr-55 method for catchment 2.

## CONCLUSIONS

Concentration time showed an important variability with the hydraulic charge in the three catchments considered. Two simple regression type models well-adjusted to the data demonstrated that the uncertainties of the output variables due to the parameter error are not negligible, specially if extreme conditions are considered. With the incorporation of the uncertainties relative to concentration time the errors increase dramatically. Many empirical formulas come from regression type models quite similar to the ones tested here. In general they are related to design condition (high rainfall intensities and/or high discharges). If so, probably large uncertainties associated with extrapolated values of  $T_c$  would be incorporated in hydrological simulation if conditions moved away.

Eighteen formulas selected from the literature were tested to analyse their abilities to represent extreme and mean conditions, the former associated to design hydrologic tasks and the second representing more general simulation conditions. The analysis demonstrated that formulas more adapted to simulate extreme situations are not recommended to represent mean conditions and vice versa. In practice, however, many times the same formula is adopted for the two objectives. Based on the local condition tested, Eagleson and Van Sickle formulas demonstrated more ability to represent design situation while the Tr-55 and Mean Velocity methods would be more recommended to reduce the relative errors probably caused in many different situations. Also the Tr-55 method appeared as recommended when the scope of work requires the representation of the variability exhibited by  $T_c$ .

In almost all the cases the magnitude of errors involved with estimate of concentration time were very important, the order of these coinciding with values reported in the literature. Then, time characteristics conform an important font of error and must not be forgotten in the analysis of the uncertainties of output variables provided by hydrological models.

### ACKNOWLEDGMENTS

This paper, developed at Montpellier II University-IRD-CNRS Maison des Sciences de l'Eau (France), was founded by the Argentinian Minister of Culture and Education and the Faculty of Exacts, Physics and Natural Sciences, Córdoba National University, Argentina. Thanks are also extended to Gabriel Caamaño Nelli (Conicet/Cirsa-INA, Argentina) and the colleagues of the Public Works Secretary of Rafaela Municipality and the Integral Cooperative of Villa Carlos Paz City.

### REFERENCES

- American Society of Civil Engineers, ASCE (1992), *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*, ASCE Manuals and Report of Eng. Practice N° 77.
- Benjamin, J.R. and Cornell, C.A. (1972), *Probability, statistics & decision making for civil engineers*, McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Berk, K.N. and Carey, P. (1995), *Data analysis with Microsoft Excel 5.0 for Windows*, Course Technology, Inc. , ITP, Cambridge, MA.
- Body, D.N. (1975), *Empirical Methods and Approximations in the Determination of Catchment Response*, in: Chapman, T.G. & Dunin, F.X., Prediction in Catchment Hydrology, Australian Academy of Science, 482 p.
- Bondelid, T.R., McCuen, R.H. and Jackson, T.J. (1982), *Sensitivity of SCS models to curve number variation*, Water Resources Bulletin, V 12, N 2, 337-349
- Bransby Williams, G. (1922), *Flood discharge and the dimensions of Spillways in India*, The Engineer (London), V. 121, pp 321-322.
- Chow, V.T, Maidment, D.R. & Mays, L.W.(1988), *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 565 p.

- Clarke, R.T. (1994), *Statistical modelling in hydrology*, John Wiley & Sons Ltd. 412 p.
- Clarke, R.T. (1999), *Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefiniton*, J. of Hydrology 222, 185-190.
- Desbordes, M. (1985), *Les incertitudes associées à la métrologie en hydrologie urbaine; leurs incidences sur l'estimation des coefficients de ruissellement*, LHM 17/85, Sciences and Technical Languedoc University, Montpellier, France, 123 pp.
- Desbordes, M. (1989), *Principales causes d'aggravation des dommages dus aux inondations par ruissellement superficiel en milieu urbanisé*. Bulletin hydrologie urbaine. SHF, Paris, N° 4, 2-10.
- Dodge, Y. (1993), *Statistique, dictionnaire encyclopédique*, Ed. Dunod, Paris, 407 p.
- Gray, D.M. (1970), *Handbook on the Principles of Hydrology*, National Research Council of Canada.
- Hall, M.J. (1984), *Urban Hydrology*, Elsevier Applied Science Publishers, London.
- Horton, R.E. (1939), *Analysis of runoff-plot experiments with varying infiltration capacity*. Transactions of the American Geophysical Union, 20, 693-711.
- Huber, P.J. (1981), *Robust statistics*, John Wiley & Sons Ltd.
- Huber, W.C. and Dickinson, R.E. (1992), *Storm water management model user's manual-version 4*, Water Resources Publications. P.O.Box 260026, Highlands Ranch, Co.
- Hugging, L.F. and Burney, J.R. (1982), *Surface Runoff, Storage and Routing*, chapter 5 in: Hann, C.T.; Johnson, H.P. and Brakensiek, D.L., Hydrologic Modeling of Small Watersheds, ASAE Monograph N° 5, 533 p.
- Kendall, S.M. and Stuart, A. (1943), *The advanced theory of statistics*, Vol. 2. Ed. Ch. Griffin, London.
- Knisel, W.G. (ed.) (1980), *CREAMS: A field-scale model for chemicals, runoff and erosion from agricultural management systems*. Conservation Research Report N° 26, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., 643 p.
- Kuczera, G. (1988), *On the Validity of First-Order Prediction Limits for Conceptual Hydrological Models*, J. of Hydrology, 103, pp. 229-247.
- Maza, J.; Fornero, L.; Litwin, C. and Fernández, P.C. (1993), *ARHymo, Manual del Usuario*, Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hidricas (INCYTH), Centro Regional Andino, Mendoza, Argentina. 36 p.
- McCuen, R.H., Wong, S.L. and Rawls, W.J. (1984), *Estimating urban time of concentration*, J. of Hydraulic Engineering, V 110, N° 7, 887-904.
- Meylan, P. and Musy, A. (1996), *Hydrologie fréquentielle*, IATE/HYDRAM, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Switzerland.
- Omlin, M. and Reichert, P. (1999), *A comparison of techniques for the estimation of model prediction uncertainty*, Ecological Modelling, 115, 45-59.
- Pilgrim, D.H. and Cordery, I. (1993), *Flood Runoff*, chap.9 in: Maidment, D.R., Handbook of Hydrology, McGraw-Hill, Inc.
- Ponce, V.M. (1989), *Engineering Hydrology, Principles and Practices*. Prentice Hall, 640 p.
- Protassov, K. (1999), *Probabilités et incertitudes dans l'analyse des données expérimentales*, Presses Universitaires de Grenoble, Université Joseph Fourier, France.
- Ragan, R.M. and Duru, J.O. (1972), *Kinematic wave nomograph for times of concentration*, J. of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 98 (HY10), 1765-1771.

- Rulhe, R. (1966), *Método Racional Generalizado adaptado a Argentina*, National Road Direction, DNV, Argentina.
- Singh, V.P. (1988), *Hydrologic systems, volume I, rainfall-runoff modeling*, Prentice Hall, Soil Conservation Service (1986), *Urban Hydrology for Small Watershed*, Technical Release N° 55 Revision, W.Resour. Publ., Colorado, USA.
- Soil Conservation Service (1969), Computer program for project formulation : hydrology. Technical Release N° 2, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- Stephenson D. and Meadows, M.E., (1986), *Kinematic Hydrology and Modelling*, Elsevier.
- Tucci, C.E.M.; Ordoñez, J.S.; Simões, M.L. (1981), *Modelo matemático precipitação-vazão IPH-II, alguns resultados*. Proceeding of IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Fortaleza, Brazil.
- Tucci, C.E.M. (1998), *Modelos Hidrológicos*, Coleção ABRH, Ed. UFRGS, P.Alegre. Brazil, 669 pages.
- Tung, Y.K. (1996), Uncertainty and reliability analysis, chapter 7 in : Mays, L.W. (ed.), *Water Resources Handbook*, McGraw-Hill, New York.
- Ventsel, H. (1982), *Théorie des Probabilités*, Ed. Mir, 558 pages.
- Yen, B. C. (editor) (1992), *Catchment Runoff and Rational Formula*, Water Resources Publ., USA.

## APPENDIX

Table A.1 Empirical and hydraulic based formulas tested for  $T_c$  in [min].

Observations	References
Formula deduced from urban areas	u
Formula deduced from rural areas	r
Parameter	Units
Total area, A	[ha]
Length of main channel, Lc	[m]
Total length of drainage system with diameter superior to 0,90 m, Lt	[m]
Length of urban drainage system	[m]
Length of overland flow, Lo	[m]
Average catchment slope, Sa	[m/m]
Maximum difference of level, H	[m]
Average main channel slope, Sc	[m/m]
Total impervious area, ImpT	[% A]
Rainfall intensity, i	[mm/h]
Two years, 24 h rainfall, P <sub>2</sub>	[mm]
Hydraulic radius, R	[m]
Rational runoff coefficient, C	[adim]
Manning coefficient, n	[m <sup>5/3</sup> /s]
Rugosity coefficient, k	[m <sup>5/3</sup> /s]
Curve number, CN	[ ]
The channelization factor, $\theta$	[ ]

Table A.1 (cont.) Empirical and hydraulic based formulas tested for  $T_c$  in [min].

N°	Font	Equation	Author and comments
1 r	Bransby Williams (1922)	$T_c = \frac{0,023 \cdot Lc}{A^{0,1} \cdot Sc^{0,2}}$	<b>Bransby Williams:</b> suggested by The Institution of Engineers, Australia, in replace of the Kirpich formula, because the last showed a trend to produce lower estimates of $T_c$ (Yen, 1992).
2 r	Pilgrim and Cordery (1993)	$T_c = \frac{0,0195 \cdot Lc^{0,77}}{Sa^{0,385}}$	<b>Kirpich:</b> developed in small catchments of USA ( $A < 80$ ha), with $3 < Sa < 10$ %. Reduction factor: for unpaved channels $f = 0.2$ ; for paved surfaces $f = 0.4$ of $T_c$ (Yen, 1992).
3 r	Chow et al. (1988)	$T_c = 388,64 \cdot \left(\frac{Lc^3}{H}\right)^{0,385}$	<b>California Culverts Practice:</b> similar of Kirpich formula. Valid for mountain regions.
4 r	Hugging et al. (1982)	$T_c = 0,02 \cdot Lc^{0,77} \cdot Sc^{0,385} + \left(\frac{2 \cdot n \cdot Lo}{Sa^{0,5}}\right)^{0,467}$	<b>Ramser-Kerby:</b> the first term was defined in 1927 by Ramser for flow in well defined channels. The second term was proposed in 1959 by Kerby for overland flow.
5 r	Rulhe (1966)	$T_c = \frac{0,060 \cdot k \cdot Lc}{H^{0,3}}$	<b>Rational Generalised Method:</b> developed in USA and frequently used for roads studies in Argentina. The parameter k is suggested equal to 1;
6 r	Chow et al. (1988)	$T_c = \frac{0,391 \cdot (1,1 - C) \cdot Lc^{0,5}}{Sa^{0,333}}$	<b>U. S. Federal Aviation Administration:</b> developed in USA from small catchments in airfield, were overland flow dominates.. Applied frequently in urban areas.
7 u	McCuen et al. (1984)	$T_c = 0,0136 Lc^{0,8} \cdot \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{Sa^{0,5}}$	<b>SCS Lag Equation:</b> originally developed for rural areas. Based in the relation $T_c = 1.67 T_{lag}$ . SCS recommends its use to catchments with areas less than 800 ha. Two graphics allow the reduction of $T_c$ for urban areas.
8 r	Pilgrim and Cordery (1993)	$T_c = 0,132 \cdot A^{0,38}$	<b>Pilgrim:</b> developed from Australian rural catchments.
9 r	Tucci (1998)	$T_c = \frac{1}{60} \cdot \sum \frac{Lc}{V}; V = \alpha \cdot Sa^{0,5}$	<b>Mean Velocity:</b> V was estimated as a function of Sa, with $\alpha$ values collected from the literature.
10 r	McCuen et al. (1984); Ponce (1989)	$T_c = \frac{0,024 \cdot (Lc \cdot n)^{0,467}}{Sa^{0,234}}$	<b>Hathaway:</b> calibrated on very small catchments in which overland flow dominated. Catchments less than 4 ha were used to calibrate the model; the slopes were less than 1% and Manning's n values were 0.8 and less.
11 u	McCuen et al. (1984)	$T_c = \frac{0,00155 \cdot Lc^{0,6}}{Sc^{0,3}}$	<b>Carter :</b> calibrated from Washington, D.C. data. Consider natural channels and partially sewerred land uses. Calibrated from catchments with less than 1800 ha; channel lengths less than 11 km and Sc less than 0,5 %.
12 u	McCuen et al. (1984)	$T_c = \frac{0,0002752 \cdot Lc \cdot n}{R^{0,667} \cdot Sc^{0,5}}$	<b>Eagleson :</b> the equation was calibrated from data for catchment less than 2000 ha. The variables are referred to sewer system; R is referred to the main channel when flowing full.
13 u	McCuen et al. (1984)	$T_c = \frac{0,733 \cdot \theta \cdot Lc^{0,29}}{Sc^{0,145} \cdot ImpT^{0,6}}$	<b>Espey Winslow:</b> Calibrated with data measured in Houston, USA, from 11 urbanized catchments; the remaining 6 were predominately rural. The channelization factor $\theta$ is the sum of two parts referred to the channel vegetation and channel improvement.
14 u	McCuen et al. (1984)	$T_c = \frac{0,001344 \cdot (Lt \cdot Lc)^{0,13}}{Sc^{0,65}}$	<b>Van Sickle :</b> calibrated from data collected in Houston, with drainage areas less than 93 km <sup>2</sup> . The equation is based on two length variables; the first is the total length of all drainage ways greater than 0,90 m (diameter); the second is the total catchment length.

Table A.1 (cont.) Empirical and hydraulic based formulas tested for  $T_c$  in [min].

N°	Font	Equation	Author and comments
15 r	Tucci (1998)	$T_c = 3,312 \cdot \frac{A^{0,41}}{Sc^{0,17}}$	<b>Dooge</b> : calibrated for 10 rural catchments with areas from 140 to 930 km <sup>2</sup> .
16 u	Stephenson and Meadows (1986)	$T_c = \frac{7 \cdot (n \cdot Lc)^{0,6}}{Sa^{0,6} \cdot i^{0,4}}$	<b>Kinematic wave or Ragan and Duru</b> : has proven to provide accurate estimates on very small urban watersheds. Is based on the assumptions of constant excess rainfall intensity and turbulent overland flow.
17 u	Chow et al. (1988)	$T_c = \frac{525,23 \cdot (0,007 \cdot i + n) \cdot Lc}{Sc^{0,333} \cdot i^{0,667}}$	<b>Izzard</b> : (iterative) developed for very small areas with grass (overland flow). Requires the product $Lc \cdot i < 500$ .
18 u	SCS (1986)	$T_{c_1} = \frac{0,09126 \cdot n \cdot Lo^{0,8}}{So^{0,4} \cdot P_2^{0,5}}$ $T_{c_3} = \text{Manning eq}$	<b>USDA SCS TR-55</b> : consider the sheet flow, shallow concentrated flow, and open channel flow. ( $T_{c_1}$ , $T_{c_2}$ and $T_{c_3}$ respectively). (paved areas) $T_{c_2} = 16,1345 \cdot S^{0,5}$ ; $T_{c_2} = 20,3282 \cdot S^{0,5}$ (unpaved areas)

## **CHAPITRE VIII**

### **MODELISATION ET ANALYSE DES INCERTITUDES :**

#### **Application au bassin versant de Villa Carlos Paz**



## **VIII. MODELISATION ET ANALYSE DES INCERTITUDES : Application au bassin versant de Villa Carlos Paz**

### **VIII.1. Introduction**

Il existe une large variété de modèles hydrologiques décrits dans la littérature pour représenter la transformation averse-crue. Le choix du type de modèle à utiliser dépend, parmi d'autres aspects, de l'objectif du travail, des caractéristiques du milieu simulé et des qualité et quantité de données hydrologiques disponibles pour effectuer le calage des valeurs des paramètres.

Le domaine urbain, comparé aux bassins naturels, apparaît en principe comme plus propice à l'utilisation de modèles simples en ce qui concerne les fonctions de production et de transfert. Ce choix est justifié par deux considérations élémentaires : (i) pour des précipitations faibles et moyennes, les zones contributives sont généralement bien représentées par les surfaces imperméables directement reliées au réseau d'évacuation des eaux pluviales, et (ii) l'eau s'écoule dans des réseaux artificiels (gouttières, caniveaux, réseaux de conduites d'évacuation), possédant un fonctionnement hydraulique unidimensionnel théoriquement bien connu (Chocat et Cabane, 1999). Cette tendance à l'emploi de fonctions simples s'adapte bien, en même temps, à la quantité réduite de données hydrologiques dont on dispose généralement dans les bassins urbains. Par conséquent, il est habituel d'employer des modèles possédant un nombre restreint de paramètres, ne dépassant pas en général 3 ou 4.

Le choix d'un modèle simple pour représenter le comportement hydrologique d'un milieu urbain ne signifie pas forcément l'élimination de l'incertitude sur les valeurs à attribuer à chacun de ses paramètres. Dans la pratique il existe des facteurs divers attribuant un certain degré de complexité à la genèse des crues urbaines dont: (i) la variabilité spatiale et temporaire de la précipitation, et (ii) la présence de zones perméables intercalées entre les zones imperméables (provoquant la variation des surfaces actives du bassin versant en fonction des caractéristiques de la pluie et de l'état d'humidité).

Les incertitudes sur les valeurs des paramètres découlent de la propre structure du modèle choisi (voir chapitre III), des incertitudes sur les processus naturels et artificiels simulés et sur les données.

Ce chapitre traite des travaux de modélisation et d'analyse d'incertitudes réalisés sur le bassin de Villa Carlos Paz. Ils ont été développés en étudiant différentes structures de modèles simplifiés et les variations observées dans les processus naturels suivants: (i) ruissellement à partir des surfaces perméables, (ii) temps de concentration du bassin versant, (iii) hauteur de précipitation en fonction du temps de retour, et (iv) distribution temporelle de la précipitation.

Le chapitre a été organisé en deux parties. Dans la première (sections VIII.2 à VIII.4), on présente les caractéristiques des différents modèles hydrologiques globaux choisis *a priori* pour la représentation des fonctions de production et transfert dans le bassin étudié. Ensuite, on fait la description succincte des caractéristiques d'un code informatique Fortran développé par l'auteur de ce mémoire sur lequel la totalité des travaux de modélisation mathématique a été basée.

La deuxième partie du chapitre (section VIII.5 à VIII.9) traite des études de modélisation et d'analyse des incertitudes développées sur la base des données du bassin de Villa Carlos Paz. On présente d'abord les analyses réalisées sur l'échantillon des données disponibles afin d'identifier le comportement détaillé des fonctions de production et de transfert. Puis on aborde les aspects de modélisation et d'analyse d'incertitudes. Ils consistent en :

- (a) l'analyse de l'application de chaque modèle suivant différents critères d'optimisation;
- (b) le choix de la structure du modèle de production et de transfert ayant le mieux représenté les événements disponibles;
- (c) l'adoption de critères pour définir les paramètres du modèle dont les valeurs ont été prises soit constantes, soit variables, dans ce dernier cas en suivant des lois de base physique ou de probabilité, et
- (d) l'estimation des incertitudes sur la réponse du modèle hydrologique.

Il faut souligner que le choix ainsi que l'utilisation des paramètres du modèle de transfert ont été guidés par la variabilité du temps de concentration observée dans les analyses présentées au chapitre VII. L'analyse des incertitudes développée dans ce chapitre a été orientée vers l'analyse des erreurs dans la réponse des modèles (à cause de l'incertitude sur les valeurs de leurs paramètres). Par conséquent, l'incertitude sur le temps de concentration a été considérée comme une variable d'entrée de l'analyse.

Dans ce chapitre l'étude est complétée par la présentation de l'analyse des incertitudes du temps de concentration en suivant un processus analytique cité au chapitre IV (la méthode des transformées de Mellin ; Park, 1987). Elle a été appliquée à l'équation de l'onde cinématique selon le modèle hydrologique choisi.

Enfin, il faut souligner deux aspects déjà cités au préalable dans cette mémoire :

- Les données disponibles à Villa Carlos Paz ne concernent qu'une seule saison de pluies et constituent donc, un échantillon d'informations réduit. Il en découle que toutes les analyses et estimations réalisées peuvent être révisées si un nouvel échantillon de données est disponible;
- Il existe un intérêt prioritaire pour les événements de grande envergure mais dans ce bassin les événements provoqués pas les pluies faibles possèdent aussi une certaine importance.

Ce dernier aspect s'explique par deux raisons: (i) le bassin alimente directement le lac San Roque, dont les eaux possèdent un niveau élevé de pollution, et (ii) un tronçon de l'autoroute Villa Carlos Paz-Córdoba et l'échangeur d'entrée de la ville se trouvent sur le bassin. Tous deux concentrent une grande quantité de circulation automobile. Les études

réalisées dans ce chapitre sur les aspects concernant la quantité d'eau écoulée devront être poursuivies dans l'avenir par une modélisation de leur qualité. Pendant les événements de faible envergure se produisant après plusieurs mois de sécheresse, on enregistre une très forte concentration de polluants (hydrocarbures, métaux lourds, etc.). Les incertitudes liées à la modélisation de la qualité de l'eau écoulée dépendront logiquement des incertitudes liées à la représentation de la quantité.

## VIII.2. Paramétrisation des mécanismes de production

### VIII.2.1. Rappel de quelques concepts fondamentaux

Trois concepts différents sont fréquemment employés en hydrologie urbaine pour établir les rapports entre certaines caractéristiques de l'averse et de la crue correspondantes. Il s'agit des *coefficients d'écoulement*, de *ruissellement* et de *imperméabilisation* (Desbordes, 1974 ; Chocat, 1997b ; Bertrand-Krajewski et al., 2000). Ces concepts sont rappelés ci-dessous afin de mieux éclairer le traitement des données tel qu'il est effectué dans le cadre de ce mémoire.

#### - Coefficient d'écoulement, $C$

Le coefficient d'écoulement,  $C$ , est le rapport du volume directement *écoulé* à l'exutoire du bassin versant étudié, noté  $V_{écoulé}$  ou  $V_{éc}$ , sur le volume de pluie précipité sur le même bassin versant, noté  $V_{pluie\ brute}$  :

$$C = \frac{V_{écoulé}}{V_{pluie\ brute}} = \frac{V_{éc}}{A \cdot P_T} \quad (\text{VIII.1})$$

où  $A$  est la surface totale du bassin versant et  $P_T$  la hauteur totale, ou brute, de la pluie précipitée.

#### - Coefficient de ruissellement, $C_r$

Le coefficient de ruissellement est associé à la modélisation la plus simple et la plus classique en hydrologie urbaine. Elle semble être adaptée à des unités fortement urbanisées, homogènes, à surface actives à peu près constantes. En réalité, cette constance n'est vraie qu'après satisfaction des pertes initiales. Chocat (1997b) indique ce coefficient comme :

$$C_r = \frac{V_{éc}}{A \cdot (P_T - H_{pi})} \quad (\text{VIII.2})$$

où  $H_{pi}$  est la hauteur correspondant à des pertes initiales au ruissellement.

#### - Coefficient d'imperméabilisation, $C_{IMP}$

Déjà défini au chapitre VI, le coefficient d'imperméabilisation,  $C_{IMP}$ , est la relation de la surface imperméabilisée active,  $A_{Imp}$ , sur la surface totale  $A$  du bassin versant :

$$C_{IMP} = \frac{A_{Imp}}{A} \quad (\text{VIII.3})$$

Au stade des projets, la surface imperméable active  $A_{Imp}$  est généralement majorée par la surface imperméable totale, IMPT (Desbordes, 1974 ; Chocat, 1997b), ou bien est adoptée par plusieurs logiciels, notamment SWMM (Huber et Dickinson, 1988), comme égale à la surface imperméable directement reliée au réseau, IMP1 (surfaces du type [1] du chapitre VI). Comme les surfaces imperméables actives sont habituellement considérées comme égales aux fractions IMP1 ou IMPT, le coefficient d'imperméabilisation qui en résulte est constant.

L'incertitude sur le coefficient d'imperméabilisation due à l'utilisation des approches globales (par exemple les analyses statistiques sur photographies aériennes ou satellitaires) a été estimée par Bertrand-Krajewski et al. (2000) à 15 % environ.

- Relations entre  $C$ ,  $Cr$  et  $C_{IMP}$  :

L'équation (VIII.2) peut s'écrire :

$$V_{éc} = Cr \cdot A \cdot P_T - Cr \cdot H_{pi} \cdot A \quad (\text{VIII.4})$$

Elle représente un modèle linéaire du type  $y = a x + b$  entre les variables  $V_{éc}$  et  $P_T$ . Si le modèle est adéquat, les paramètres  $a$  et  $b$  de l'ajustement donnent les valeurs moyennes du coefficient de ruissellement,  $Cr$ , et des pertes initiales  $H_{pi}$  (ces derniers étant l'intersection de la droite avec l'axe de la lame brute ou totale  $P_T$ ). Chocat (1997b) cite diverses recherches basées sur des données de bassins expérimentaux qui ont conclu que pour estimer le coefficient  $Cr$ , on peut considérer un modèle du type suivant:

$$Cr = \alpha \cdot C_{IMP} + \beta \cdot Sa + \gamma \quad (\text{VIII.5})$$

$Sa$  étant la pente moyenne du bassin versant et  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  les paramètres de la relation. Pour les conditions de projet des systèmes d'assainissement, les précipitations prises en compte ont une fréquence assez rare, donc, les pertes initiales sont négligeables devant les pertes continues. Dans ces cas par approximation et simplification il est normal de considérer que :

$$Cr \cong \frac{A_{Imp}}{A} = C_{IMP} \quad (\text{VIII.6})$$

Cette approximation du coefficient de ruissellement par le coefficient d'imperméabilisation mérite quelques commentaires :

- Même si le coefficient d'imperméabilisation est considéré constant il faut souligner que les coefficients d'écoulement et de ruissellement varient d'une pluie à l'autre. En effet,

dès que les surfaces perméables contribuent au ruissellement et que le remplissage progressif des macro dépressions des voies d'écoulement est achevé, les coefficients  $C$  et  $C_r$  augmentent. Cette augmentation dépend du volume de la pluie tombée ou du volume des pertes ;

- Pour les bassins versant fortement urbanisés, homogènes, à surfaces actives plus ou moins constantes, l'idée de coefficients  $C$  et  $C_r$  constants semble bien adaptée (Desbordes, 1974 ; Chocat, 1997b) ;
- Bertand-Krajewshi et al. (2000) soulignent la nécessité de vérifier l'hypothèse de l'équation (VIII.6) dès que les premiers résultats de mesure sont obtenus parce que les écarts entre les deux coefficients peuvent être très importants. Ils citent le cas du réseau de Mantes-la-Ville, où  $C_{IMP} = 0,39$  et  $C_r = 0,10$  environ pour des pluies de périodes de retour inférieures à 5 ans.
- En milieu péri-urbain ou semi-rural, des modèles de pertes plus complexes, par exemple de type hortonien, peuvent être nécessaires (Chocat, 1997b).

### VIII.2.3. Nature et équations des mécanismes de production

Les pertes à l'écoulement sont représentées par divers phénomènes parmi lesquels : l'interception par la végétation, l'infiltration, le stockage dans les dépressions naturelles du sol et l'évapotranspiration.

Généralement l'ensemble de ces phénomènes sont résumés par deux types de pertes :

- (a) *les pertes initiales*, intervenant au début de l'averse et interrompues après le dépassement d'un certain seuil. Dans ce groupe on considère le remplissage des dépressions du sol et le stockage dans le réseau ;
- (b) *les pertes continues dans le temps*, intervenant tout au long de l'averse, ou après un certain temps. Dans ce groupe on considère l'infiltration, l'évaporation ou l'évapotranspiration.

A cause des échantillons réduits de données sur les bassins versants étudiés, on a sélectionné « *a priori* » quatre schémas simples de modélisation de la fonction de production. Ils sont fréquemment employés dans les études de modélisation en zones urbaines ou semi-urbaines (Desbordes, 1974 ; Bouvier, 1990). Une synthèse des quatre schémas, basée sur les travaux de Bouvier (1990), est présentée dans la suite.

#### - Modèle de l'indice Phi (schéma 1)

Le premier schéma retenu est le plus simple possible. Il considère que l'ensemble des pertes est représenté par un paramètre unique, constant pendant toute l'averse, l'indice Phi.

L'indice Phi s'exprime en mm/ $\Delta t$  ou mm/h.

- Modèle de pertes initiales et pertes continues constantes (schéma 2)

Le concept basique de ce modèle est présenté par la figure VIII. 1. Dans ce cas, chaque type de pertes est caractérisé par un seul paramètre :

- STO : exprimé en mm, pour les pertes initiales,
- INF : exprimé en mm/ $\Delta t$  ou mm/h,, pour les pertes continues.

Si  $STO = 0$  le paramètre INF coïncide avec l'indice Phi du schéma antérieur. Le système d'équations correspond à une analyse discrète au pas de temps  $t_i$  donné par :

$$R(t_i) = 0 \quad \text{si} \quad \sum [P(t_j) - \text{Max}(0, P(t_j) - \text{INF} * t_j)] \leq \text{STO} \quad (\text{VIII.7})$$

et

$$R(t_i) = \text{Max}(0, P(t_i) - \text{INF} * t_i) \quad \text{sinon} \quad (\text{VIII.8})$$

Comme le souligne Bouvier (1990), sous une forme non discrétisée dans le temps, ce schéma relie la lame ruisselée totale  $L_r$  à l'expression  $P_c - \text{STO} - \text{INF} * T_p$ , qui fait intervenir la partie active de l'averse, caractérisée par sa hauteur  $P_c$  et sa durée  $T_p$ . Cette partie de l'averse, appelée parfois « corps de l'averse », représente l'ensemble des tranches de l'averse dont les intensités dépassent INF.

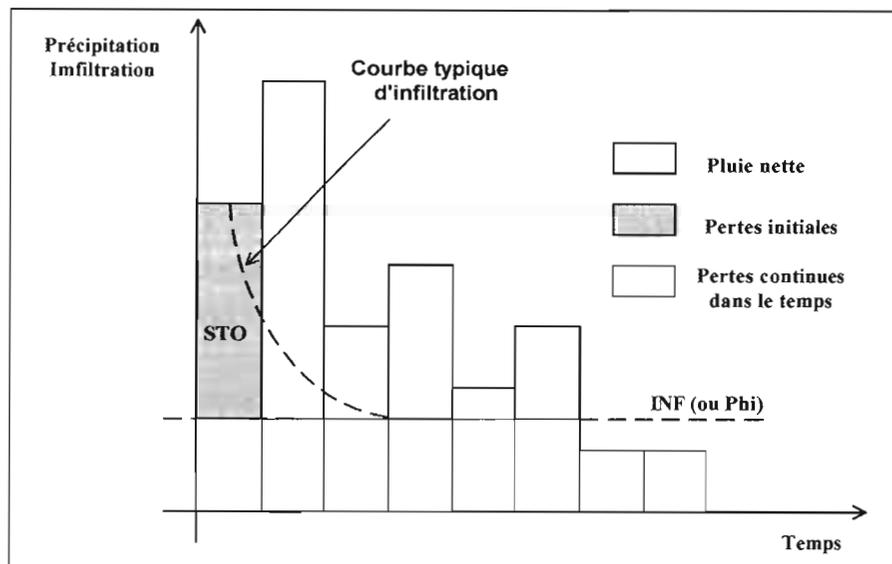


Figure VIII.1. Schéma de production basé sur des pertes initiales et continues constantes.

- Modèle de pertes initiales constantes et de pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse (schéma 3)

Ce schéma considère que les pertes initiales sont constantes pour l'ensemble des événements pluvieux, et que les pertes continues dans le temps sont proportionnelles à l'intensité de l'averse (figure VIII.2). Pour chaque type de pertes, on a un seul paramètre :

- STO, exprimé en mm, pour les pertes initiales,
- COEF, exprimé en rapport, et dont le complémentaire à 1 représente le coefficient de pertes continues dans le temps.

Dans ce cas, le système d'équations est :

$$R(t_i) = 0 \quad \text{si} \quad \sum [P(t_i)] \leq \text{STO} \quad (\text{VIII.9})$$

et

$$R(t_i) = \text{COEF} * P(t_i) \quad \text{sinon} \quad (\text{VIII.10})$$

avec  $R$  : hauteur de pluie nette au pas de temps  $t_i$ , en [mm] ;  
 $P$  : hauteur de pluie brute au pas de temps  $t_i$ , en [mm]

Sous une forme non discrétisée dans le temps, ce schéma relie la lame ruisselée  $Lr$  à l'expression  $(P - \text{STO}) * \text{COEF}$ , et suppose que, après satisfaction des pertes initiales, une partie ou la totalité du bassin possède un coefficient de ruissellement constant dans le temps (Bouvier, 1990).

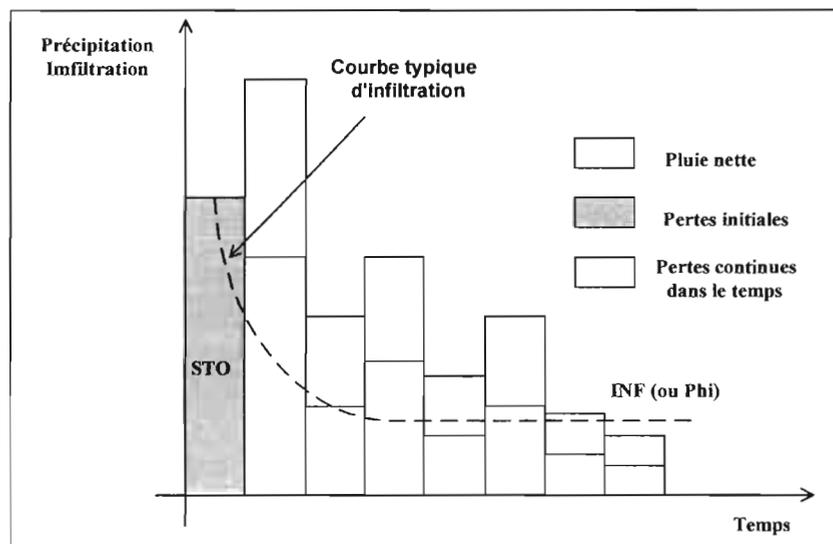


Figure VIII.2. Schéma de production basé sur des pertes initiales et des pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse.

Appliqué sous cette forme par Desbordes (1974), cette interprétation convient assez bien au cas des bassins dont le ruissellement se limite aux surfaces imperméables ; COEF représente dans ce cas la proportion de surfaces imperméables, et STO l'ensemble des pertes initiales par mouillage et évaporation sur ces surfaces. Appliqué à des surfaces naturelles contribuant au ruissellement, l'interprétation physique d'un tel schéma devient moins évidente (Bouvier, 1990).

- Modèle des pertes initiales variables selon les précipitations antérieures (schéma 4)

Ce schéma considère que le paramètre de pertes initiales varie en fonction des précipitations antérieures. La schématisation adoptée par Bouvier (1990) consiste à représenter les pertes initiales non plus par la quantité STO, mais par la quantité STO-STO'<sub>j</sub>, où STO'<sub>j</sub> désigne l'état initial d'un réservoir au début de la pluie de rang j.

STO'<sub>j</sub> se calcule par récurrence, en fonction des paramètres :

- STO, la hauteur maximale des pertes initiales survenant dans des conditions initiales correspondant à l'état vide du réservoir ;
- DESTO, le coefficient de « déstockage » du réservoir, reliant l'état du réservoir au début de la pluie de rang j, STO'<sub>j</sub>, à l'état de remplissage du réservoir à la fin de la pluie de rang (j-1), STO<sub>j-1</sub>, par la relation

$$STO'_j = STO_{j-1} \cdot \text{Exp}(-DESTO \cdot \Delta t) \quad (\text{VIII.11})$$

où  $\Delta t$  représente la durée, en heures, entre la fin de la pluie de rang j-1 et le début de la pluie de rang j. Connaissant l'état initial du réservoir (STO'<sub>1</sub>), cette dernière relation permet alors de calculer de proche en proche les états initiaux de remplissage du réservoir pour toutes les pluies de la chronique (Bouvier, 1990). De l'état de remplissage initial du réservoir au début de la pluie de rang j, on déduit la valeur des pertes potentielles par stockage au cours de l'averse, égales à STO-STO'<sub>j</sub>.

*VIII.2.4 Mode d'application des schémas de production*

Pour chaque schéma de production, on a considéré différents découpages du bassin versant. La démarche a été de préciser progressivement l'individualisation des surfaces à considérer suivant le processus proposé par Bouvier (1990). La description des niveaux adoptés pour le découpage du bassin versant est la suivante.

- Niveau de partition A (bassin considéré dans son ensemble)

Les schémas de production sont appliqués dans ce cas à une seule catégorie de surfaces, qui correspond au bassin dans son ensemble. Les paramètres d'ajustement sont constitués par les paramètres « hydrologiques » de chaque schéma (phi ; STO et INF, STO et COEF, etc. ), caractérisant les pertes à l'écoulement sur l'ensemble du bassin.

**- Niveau de partition B** (distinction simple des surfaces imperméables et naturelles)

Les schémas de production sont appliqués dans ce cas aux surfaces imperméables (IMP) et naturelles (PER), considérées indépendamment les unes des autres (figure VIII.3). Les surfaces imperméables participent intégralement au ruissellement. Les paramètres d'occupation des sols, IMP et PER, introduits par la distinction des surfaces revêtues et non revêtues, sont prédéterminés d'après les résultats obtenus au chapitre VI. Les paramètres d'ajustement des modèles testés dans ces conditions sont donc les paramètres « hydrologiques », caractérisant les pertes au ruissellement sur les surfaces naturelles.

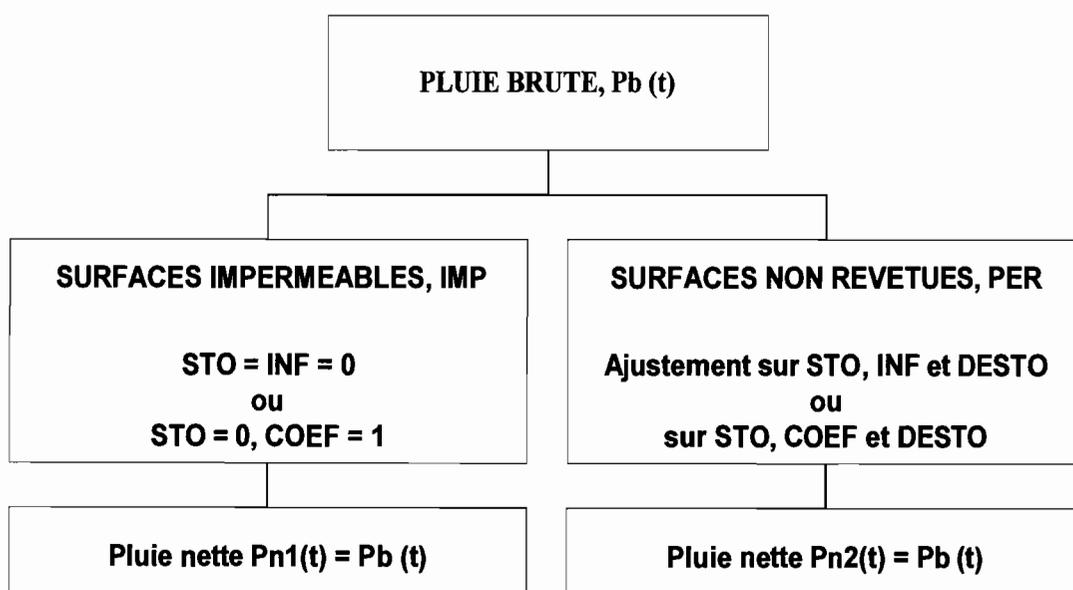


Figure VIII.3. Application des schémas de production (partition B), Bouvier (1990).

**- Niveau de partition C** (distinction des surfaces revêtues et non revêtues en fonction de leurs positions respectives)

Les schémas de production sont dans ce cas appliqués à quatre sous bassins fictifs (figure VIII.4), constitués par :

- les surfaces revêtues reliées directement au réseau, IMP1 (surfaces type [1]) ;
- les surfaces revêtues non reliées au réseau, IMP2 ;
- les surfaces non revêtues recevant de l'eau en provenance des surfaces revêtues, PER1 ;
- les surfaces non revêtues ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces revêtues, PER2.

Les superficies de ces sous-bassins ont été calculées au chapitre VI.

Dans ce cas on a considéré « a priori » que les surfaces imperméables participent intégralement au ruissellement. Pour traduire le cheminement de l'écoulement des surfaces imperméables IMP2 vers les surfaces naturelles PER1, on a admis la même hypothèse de Bouvier (1990), c'est-à-dire, que la contribution au ruissellement de l'ensemble de ces surfaces est équivalente à celle des surfaces PER1, recevant une pluie brute  $Pb'$  définie par :

$$Pb'(t) = Pb(t) + Pb(t) \cdot IMP2 / IMP1 = Pb(t) \cdot (1 + IMP2 / PER1) \quad (\text{VIII.12})$$

Le système formé par les sous bassins IMP2 et PER1 est donc équivalent au sous bassin PER1, recevant une pluie  $P'$ . Les paramètres d'ajustement des modèles testés dans ces conditions sont les paramètres « hydrologiques », caractérisant les pertes au ruissellement sur les surfaces naturelles.

### VIII.3. Paramétrisation du mécanisme de transfert

Pour la représentation du mécanisme de transfert, on a retenu deux modèles classiques : le modèle du réservoir linéaire simple et le modèle de Clark. L'option de l'emploi des fonctions simples a été guidée par la quantité réduite de données hydrologiques dont on a disposé sur les bassins urbains. Pour des raisons de simplicité on a décidé « a priori » d'appliquer chaque schéma pour la totalité de la lame ruisselée (pluie nette), sans distinction entre le transfert en provenance des surfaces perméables et imperméables.

Une synthèse de ces deux modèles est présentée ci-dessous.

#### - Modèle du réservoir linéaire simple (Zoch, 1934):

Le modèle du réservoir linéaire a été étudié de manière extensive par Desbordes (1974, 1985b) ; il a démontré sa capacité à représenter de façon assez correcte le transfert dans les bassins urbains. Chocat et Cabane (1999) ont identifié quelques causes de cette réussite. Ce type de bassins versants se comporte comme un filtre pour de nombreux phénomènes microscopiques complexes. La régularité dans la disposition des surfaces productrices et du réseau d'évacuation des eaux contribue à expliquer la bonne représentation par un modèle à un seul paramètre,  $K$ .

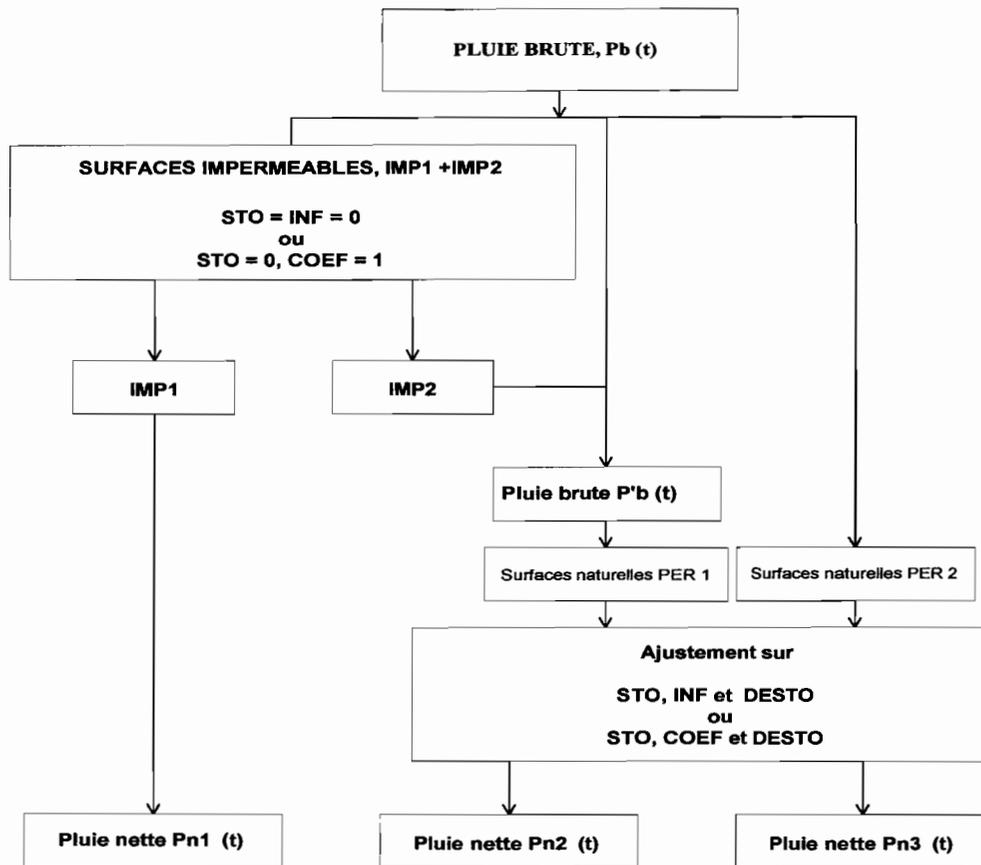


Figure VIII.4. Application des schémas de production pour le niveau de partition C, Bouvier (1990).

Dans sa forme générale le modèle du réservoir linéaire s'écrit :

$$Q(t) = Q(t_0) \cdot \exp[-(t-t_0)/K] + \int_{t_0}^t i_n(t-\tau) \cdot l/K \cdot \exp(-\tau/K) \cdot d\tau \quad (\text{VIII.13})$$

où  $Q$  est le débit à l'instant  $t$ ,  $i_n$  est l'intensité de la pluie nette à l'instante  $t$ ,  $Q(t_0)$  est le débit au temps initial, résultant d'une averse précédente, terminée à  $t = t_0$  et  $K$  est le paramètre du modèle.

Dans le cas d'une application discrète l'équation (VIII.13) devient :

$$Q(t + \Delta t) = Q(t_0) \cdot \exp[-l/K] + (i_n \cdot \Delta t) \cdot (1 - \exp(-l/K)) \quad (\text{VIII.14})$$

où  $K$  s'exprime en unités de  $\Delta t$ , ce dernier étant le pas de temps du calcul. On estime généralement le paramètre  $K$  à partir des données de type averse-crue par le temps de retard ou  $Tlag$  ( $T1$  dans la figure 1 du chapitre VII, section en anglais). La valeur du

paramètre  $K$  est habituellement obtenue au travers d'une optimisation par la technique des Moindres Carrés, en considérant les différences quadratiques des débit ou des stockages.

- Modèle de Clark (Clark, 1954)

Ce modèle combine un histogramme « temps-superficie » (HTS) et le modèle du réservoir linéaire pour représenter les processus de stockage superficiel et de transfert (figure VIII.5).

Il existe une alternative pour la détermination de l'histogramme HTS :

- (i) à partir des isochrones du bassin versant, ces derniers étant déterminés pour des temps de parcours correspondants à des multiples de  $\Delta t$  ;
- (ii) à partir d'un histogramme « synthétique » selon les expressions :

$$Ac = a \times T^{nh} \quad 0 \leq T \leq \frac{1}{2} \quad \text{(VIII.15)}$$

et

$$Ac = 1 - a \times (1 - T)^{nh} \quad \frac{1}{2} \leq T \leq 1$$

où  $Ac$  est la superficie de contribution accumulée (par rapport à la superficie totale du bassin versant),  $T$  est le temps de parcours, exprimé en unités du temps de concentration,  $T_c$  et «  $a$  » et «  $nh$  » sont des coefficients de l'HTS. Donc, le temps de base de l'HTS est le temps de concentration du bassin versant. Le coefficient  $nh$  est fonction de la forme du bassin versant. En considérant une distribution symétrique du HTS, le paramètre «  $a$  » est déterminé comme :

$$a = 0.5^{(1-nh)} \quad \text{pour } T = \frac{1}{2} \quad \text{(VIII.16)}$$

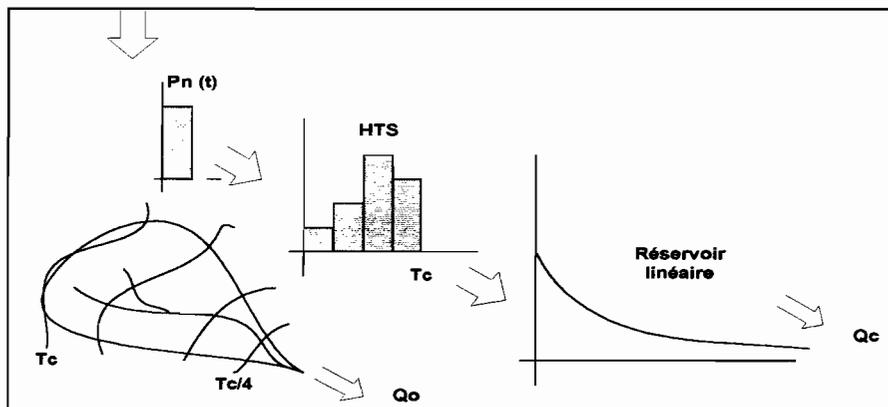


Figure VIII.5. Méthode de Clark (1954).

Les valeurs de HTS correspondants à chaque pas de temps,  $\Delta t^*j$ , avec  $j=1, 2, \dots, N$ , sont obtenues à partir des différences entre les superficies accumulées. Après l'application de l'HTS sur la pluie nette on procède à l'application du modèle du réservoir linéaire précédemment cité.

#### VIII.4. Présentation succincte du code Fortran développé

Pour la mise en œuvre de la modélisation, on a développé un code Fortran. Le code permet d'opérer sur les événements de type averse-crue selon deux modes élémentaires :

- (a) simulation, et
- (b) optimisation.

Le code considère les schémas de production et de transfert et les différentes options de découpage du bassin versant précédemment décrites.

Deux classes d'optimisation sont considérées :

- (i) optimisation individuelle de chaque événement ou
- (ii) optimisation de l'ensemble des événements.

Deux méthodes alternatives classiques d'optimisation des valeurs de chaque paramètre du modèle sont considérées : la méthode de rotation des coordonnées ou de Rosenbrock (Rosenbrock, 1960), sans limites pour les valeurs des paramètres, et le processus de recherche par « balayage » intégral d'un intervalle prédéterminé des valeurs de chaque paramètre.

Les critères d'optimisation suivants sont considérés :

(1) *Fonction différence relative quadratique* :

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N \left[ \frac{(V_{o_i} - V_{c_i})}{V_{o_i}} \right]^2 \quad (\text{VIII.17})$$

où  $V_o$  et  $V_c$  sont les valeurs observées et estimées par le modèle (débits, volume, etc.) et  $N$  le nombre de valeurs disponibles. Ce critère provoque toutefois un problème de calcul lorsque la chronique d'écoulements observés contient des valeurs nulles (par exemple, dans le cas d'une simulation continue).

(2) *Coefficient de détermination ou de Nash* :

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [(V_{o_i} - V_{c_i})]^2}{\sum_{i=1}^N [(V_{o_i} - V_{o,m})]^2} \quad (\text{VIII.18})$$

où  $V_{o,m}$  est la moyenne des valeurs observées. Par construction, cette fonction critère accorde un poids plus grand aux événements observés les plus importants.

(3) *Fonction type module relative moyenne :*

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N |(V_{o_i} - V_{c_i}) / V_{o_i} m| \quad (\text{VIII.19})$$

Cette expression varie de manière linéaire entre les limites  $V_c = V_o$  et  $V_c = 2 V_o$ .

(4) *Fonction type module relative individuel :*

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N |(V_{o_i} - V_{c_i}) / V_{o_i}| \quad (\text{VIII.20})$$

Ce critère provoque aussi un problème de calcul lorsque la chronique d'écoulements observés contient des valeurs nulles.

(5) *Fonction critère de Fortin (Fortin et al., 1971) :*

Fortin et al. (1971) ont testé différents critères et ont montré que le critère suivant était bien adapté pour l'optimisation de séquences de débits aussi bien en crue qu'en étiages (Chevallier, 1990). Cette expression tend vers 1 lorsque  $V_c$  tend vers  $V_o$ . Ce critère provoque aussi un problème de calcul lorsque la chronique d'écoulements observés contient des valeurs nulles.

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left( \left| \frac{V_{c_i} - V_{o_i}}{V_{o_i}} \right| \cdot \left( \frac{V_m + |V_m - V_{o_i}|}{V_m} \right) \right) \quad (\text{VIII.21})$$

(6) *Fonction critère de bilan d'écoulements observés-calculés :*

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N V_{o_i} - \sum_{i=1}^N V_{c_i}}{\sum_{i=1}^N V_{o_i}} \quad (\text{VIII.22})$$

Cette expression serait égale à 0, s'il n'y avait pas d'erreur dans le bilan d'écoulement. Sinon cette expression peut être positive ou négative.

(7) *Fonction quadratique totale (Desbordes, 1987) :*

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (V_{o_i} - V_{c_i})^2 \right]^{1/2}}{\sum_{i=1}^N V_{o_i}} \quad (\text{VIII.23})$$

Cette F.O. représente le rapport de l'écart quadratique moyen (distance euclidienne moyenne entre les points de coordonnées  $(V_o; V_c)$  à la droite d'équation  $V_o = V_c$ ) à la moyenne des valeurs observées. Par construction, cette fonction critère accorde un poids plus grand aux événements observés les plus importants.

(8) *Fonction différence relative simple:*

$$\text{F.O.} = (V_o - V_c) / V_o \quad (\text{VIII.24})$$

Cette expression est employée pour le calage individuel des événements lorsque les valeurs  $V_o$  et  $V_c$  considérées correspondent aux lames nettes observée et calculée respectivement.

(9) *Coefficient de détermination de Pearson :*

$$\text{F.O.} = 1 - \frac{N \cdot \left( \sum_{i=1}^N V_{o_i} V_{c_i} \right) - \left( \sum_{i=1}^N V_{o_i} \right) \cdot \left( \sum_{i=1}^N V_{c_i} \right)}{\sqrt{\left[ N \sum_{i=1}^N V_o^2 - \left( \sum_{i=1}^N V_{o_i} \right)^2 \right] \cdot \left[ N \sum_{i=1}^N V_c^2 - \left( \sum_{i=1}^N V_{c_i} \right)^2 \right]}} \quad (\text{VIII.25})$$

Cette expression est utilisée par le logiciel « Excel 97 » comme coefficient de détermination. Elle produit des valeurs de F.O. supérieures à celle du coefficient de Nash (équation VIII.18).

## VIII.5. Etude de la fonction de production à Villa Carlos Paz

### VIII.5.1. Analyse élémentaire de la relation pluie totale versus coefficient C

L'étude initiale de la fonction de production a été réalisée en représentant :

- la relation entre le coefficient d'écoulement, C, et la hauteur totale précipitée, PT, et
- la relation entre le coefficient C et les différentes fractions des surfaces imperméables du bassin versant.

Sur la figure VIII.6, on présente le nuage de points caractérisant la relation entre PT et C pour les 13 événements disponibles qui ont été considérés adéquats pour ce type d'analyse. La figure VIII.7 permet d'observer l'évolution chronologique de cette relation. Dans les deux figures on a ajouté les pourcentages représentatifs des surfaces types [1] et [1+4] du bassin versant (surfaces imperméables directement raccordées au réseau d'évacuation des eaux pluviales et surfaces perméables qui reçoivent la contribution de l'écoulement produit par des secteurs imperméables respectivement). Il faut souligner que dans ce bassin versant le réseau d'évacuation des eaux pluviales est constitué par l'ensemble des rues et canaux.

Pour les événements qui ont été provoqués par les deux hauteurs de précipitation plus importantes (H9 et H21, voir tableau V.11), on a estimé les valeurs des débits en corrigeant la hauteur de charge par la vitesse ( $V^2/2g$ ) dans l'équation (V.3). Cette correction a été effectuée à cause de l'observation de vitesses maximales atteignant 0,9 et 1,4 m/s (pour les événements H9 et H21 respectivement). La correction a représenté pour chaque événement une augmentation respective du débit de pointe de 15 % et de 21 % et du coefficient d'écoulement de 9 % et de 11 %. Sur la figure VIII.6, on a aussi ajouté les valeurs de référence du coefficient C de ces deux événements sans correction par la vitesse.

L'analyse des deux figures permet d'observer que :

- pour la plupart des petits événements qui ont été générés par des valeurs de PT inférieures à 6 mm, le coefficient C est inférieur au coefficient d'imperméabilisation donné par les surfaces de type [1] ;
- pour les événements avec des précipitations entre 6 mm et 10 mm le coefficient C est assez proche du coefficient d'imperméabilisation donné par les surfaces de type [1] ;
- pour les événements H21 et H22 le coefficient C est du même ordre que le pourcentage des surfaces [1+4]. L'événement H21 a été provoqué par un orage convectif assez violent (tableau V.10), qui a généré un débit de pointe plusieurs fois supérieur aux autres événements observés. L'événement H22 a été enregistré dans les 24 h suivant l'événement H21 (voir tableau V.10), et
- même s'il n'est pas possible d'établir une relation claire entre PT et C, la tendance générale est à l'augmentation de C à mesure que PT devient plus grand. Cette tendance est plus sensible si l'on analyse la genèse des deux événements s'écartant de l'ensemble (événements H4 et H22).

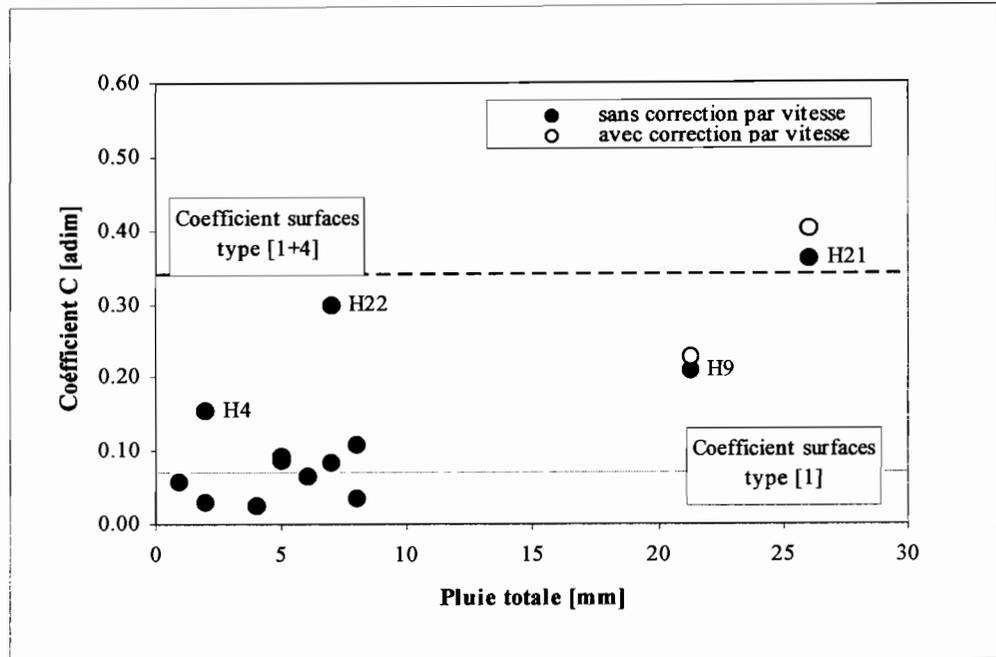


Figure VIII.6. Relation entre la pluie totale PT et le coefficient d'écoulement C sur le bassin versant de Villa Carlos Paz.

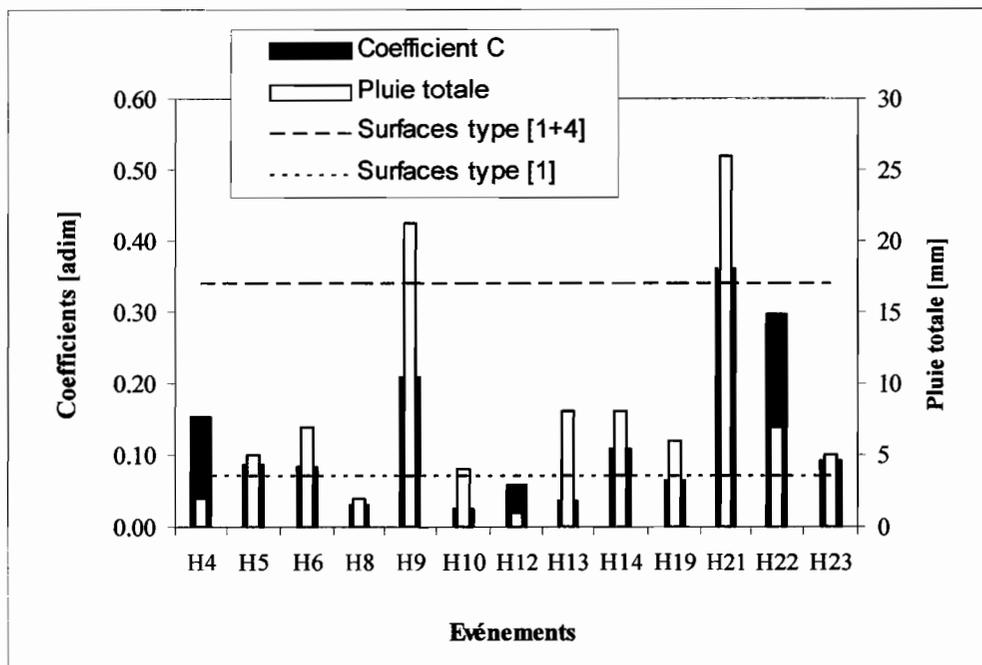


Figure VIII.7. Evolution chronologique de la relation entre la pluie totale PT et le coefficient d'écoulement C sur le bassin versant de Villa Carlos Paz.

Sur la figure VIII.8 on synthétise les conditions d'humidité antérieure correspondant à la totalité des événements enregistrés. Dans ce cas, l'humidité a été estimée d'une manière simple, en considérant le cumul des précipitations des 24 et 48 h antérieures à chaque événement. Elle permet d'observer que les deux événements présentant des coefficients C supérieurs à la tendance moyenne (H4 et H22) ont eu des conditions d'humidité supérieure aux autres. Malheureusement cette tendance n'est pas systématique (voir, par exemple, les cas des événements H6-7 et H14). Par conséquent, même si cette tendance a un fondement logique, il faut pour la vérifier travailler avec un échantillon plus large de données.

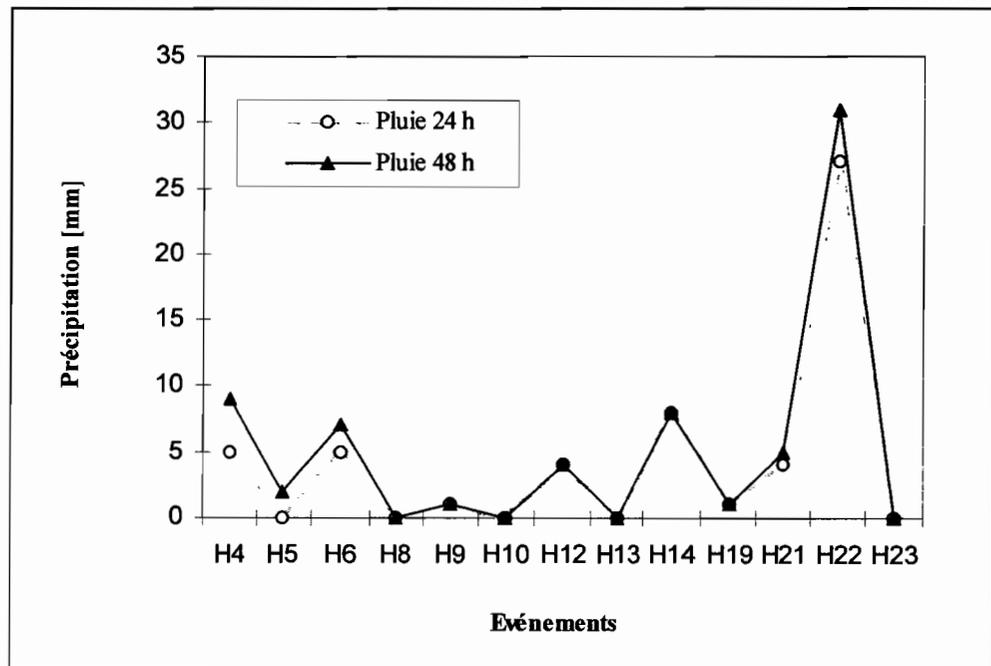


Figure VIII.8. Précipitations antérieures à chaque événement pour des intervalles de 24 h et 48 h sur le bassin versant de Villa Carlos Paz.

L'allure de la relation C versus PT est expliquée par l'ensemble des caractéristiques du bassin versant suivantes :

- son urbanisation faible, essentiellement de type résidentiel (voir chapitre VI);
- l'existence d'un pourcentage élevé de surfaces de type [4] localisées dans le secteur de l'autoroute, où les sols, avec un contenu important de sable grossier, sont peu profonds (une couche de 7 cm en moyenne sur la roche) et,
- l'existence d'un bief naturel de 500 m environ de longueur, entre les secteurs urbains et de l'autoroute et la section limnigraphique (secteur du camping ACA) de mesure. Dans ce cas les sols, sablonneux aussi, sont assez profonds (couche en moyenne supérieure à 1,50 m).

Par conséquent, le bief dans le secteur du camping ACA provoque des pertes qui sont relativement importantes pour de petits événements et minimales pour les événements les plus importants (autant à cause du volume écoulé que du fait de sa vitesse du flux). Si la hauteur et l'intensité de la précipitation dépasse la capacité d'infiltration des sols, les surfaces perméables recevant la contribution des surfaces imperméables voisines (surfaces de type [4]), contribuent à l'écoulement, surtout à partir du secteur de l'autoroute (où il existe des canaux naturels directement liés au canal principal où sont faites les observations limnigraphiques).

Sur la figure VIII.9, on présente la relation entre la hauteur de pluie totale et la hauteur de pluie écoulée. Comme nous l'avons noté dans l'item VIII.2.2, la droite correspond à un modèle simple où les pertes d'écoulement sont considérées comme proportionnelles à la hauteur précipitée totale. Ce modèle expliquerait d'une manière simple le comportement moyen des pertes, mais il est manifeste qu'il existe des variations significatives de part et d'autre. Il permet néanmoins d'estimer des pertes "initiales" de l'ordre de 4 mm, ce qui est compatible avec les caractéristiques du bassin versant déjà citées (pertes initiales plus pertes dans le réseau). Si l'on considère la correction par la vitesse sur les événements H9 et H21, un modèle de type Horton (ou de type Green et Ampt), avec une diminution progressive des pertes à mesure que le volume précipité augmente, représente mieux la variation des pertes pour tout l'ensemble des événements.

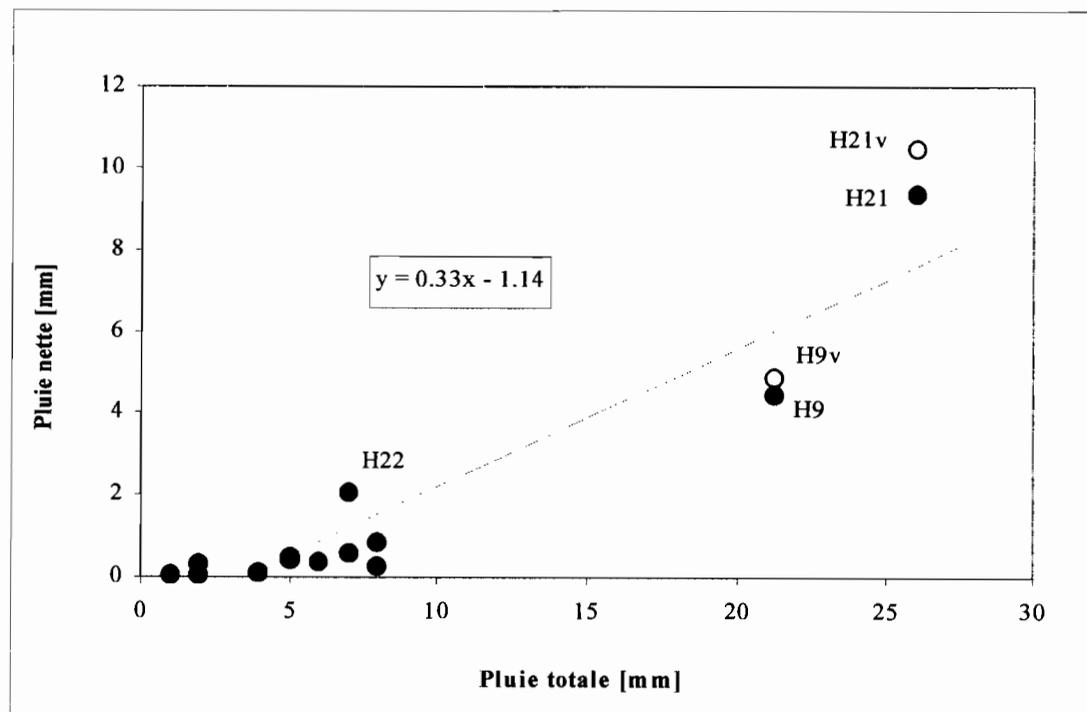


Figure VIII.9. Relation entre la pluie totale, PT, et la pluie nette sur le bassin versant de Villa Carlos Paz.

En résumé, on déduit que sur le bassin de Villa Carlos Paz :

- deux situations bien différentes sont représentées par les données disponibles : un ensemble de 11 événements correspondant à des précipitations faibles et deux événements (H9 et H21) correspondant à des orages assez violents. L'ordre de grandeur des débits de pointe des ces deux derniers événements est plusieurs fois supérieur à celui des autres événements (voir figures V.A.44 à V.A.56, Annexe V). En considérant les intensités maximales dans l'intervalle de temps de calcul (2 min) des deux autres événements semblent avoir certaines caractéristiques comparables : H13 et H19 ;
- pour les événements faibles, des pertes dans le réseau réduisent le coefficient d'écoulement  $C$  à des valeurs inférieures à celles du coefficient d'imperméabilisation donné par des surfaces de type [1] du secteur urbain ;
- pour les événements produits par les précipitations les plus abondantes, les surfaces perméables de type [4] participent activement à l'écoulement avec les surfaces de type [1].

#### *VIII.5.2. Analyse du comportement des différents schémas de modélisation de la fonction de production*

Compte tenu du faible nombre de données disponibles et des caractéristiques des événements on a choisit de procéder au calage simultané d'un nombre de paramètres aussi réduit que possible. Donc, on n'a considéré pour l'ajustement des modèles que les paramètres de fonctionnement hydrologique. Les paramètres d'occupation des sols ont été déterminés à partir des estimations présentées au chapitre VI.

On a décidé de procéder aussi à un calage séparé des fonctions de production et de transfert de chaque modèle, le calage de la production intervenant avant celle du transfert. Ce processus a été employé par divers auteurs en France, dont Desbordes (1974) et Bouvier (1990), en considérant qu'une bonne reconstitution des volumes ruisselés est une condition nécessaire à la reconstitution des débits et de l'hydrogramme dans son ensemble. Il permet aussi de réduire le nombre de paramètres à caler simultanément.

En même temps, dans une première étape on a procédé à la simple vérification de la pertinence des concepts de modélisation proposés en utilisant pour l'échantillon de calage la totalité des événements disponibles. Les deux types de calages indiqués dans la section VIII.4 ont été employés, c'est-à-dire, le calage initial de chaque événement de manière individuelle et après le calage de l'ensemble des événements pour différentes fonctions critère.

#### - Modèle de l'indice Phi (schéma 1):

Ce modèle a été appliqué en considérant les différents découpages du bassin versant indiqués dans l'item VIII.2.4 (niveaux "A", "B" et "C" respectivement).

Dans le tableau VIII.1, on présente les valeurs optimales de l'indice phi obtenues pour le découpage "A", à partir du calage individuel de chaque événement en considérant

la F.O. donnée par l'équation (VIII.24). Dans le tableau VIII.2 on présente les résultats du calage de l'ensemble des événements selon huit critères différents. Dans les deux cas on présente également les limites des valeurs de Phi pour lesquelles on n'observe pas de changements substantiels dans la qualité de la simulation.

Il découle du tableau que, lorsque le calage est réalisé au niveau individuel la combinaison "indice Phi-découpage A" permet une bonne représentation des lames écoulées de tous les événements. Cependant, ceci implique une variabilité dans les valeurs du paramètre Phi. On remarque également que la sensibilité des résultats à la variation de Phi augmente dans le cas des événements les plus faibles, ce qui est logique vu le poids relatif de cette modification.

Étant donné les caractéristiques de l'échantillon disponible, il existe, en termes pratiques, deux groupes de valeurs pour le paramètre Phi:

- a) pour des événements faibles ( $PT < 5$  mm) :  $0,10 < \Phi < 0,50$  mm/ $\Delta t$  ( $\Delta t = 2$  min) ;
- b) pour les événements plus importants ( $PT > 10$  mm et/ou intensité maximale pour le pas de temps de calcul  $\Delta t > 50$  mm/h) :  $\Phi > 1,50$  mm/ $\Delta t$  ;

Tableau VIII.1. Résultat de la simulation par calage de l'indice Phi avec le découpage "A".  
Schéma 1. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement		Pluie Totale	Lame observée	Phi Indiv.	F.O.	Intervalle	Lame (*) Calculée
Date	Nom	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm]
14/01	H4	2.00	0.308	0.14	0.0373	0.137 ; 0.143	0.000
16/01	H5	5.00	0.434	0.11	0.1550	0.137 ; 0.143	0.000
16/01	H6-7	7.00	0.590	0.24	0.0050	0.23 ; 0.25	0.000
24/01	H8	2.00	0.052	0.16	0.2222	0.158 ; 0.162	0.000
29/01	H9	21.29	4.454	2.33	0.0009	2.27 ; 2.40	6.950
2/02	H10	4.00	0.098	0.48	0.0007	0.475 ; 0.485	0.000
2/02	H12	1.00	0.060	0.12	0.3282	0.118 ; 0.122	0.000
6/02	H13	8.00	0.689	1.48	0.0116	1.46 ; 1.48	0.061
6/02	H14	8.00	0.866	0.15	0.0435	0.15 ; 0.16	0.000
27/02	H19	6.00	0.377	1.49	0.0055	1.45 ; 1.50	0.065
12/03	H21	26.00	9.366	1.49	0.0018	1.40 ; 1.55	7.834
13/03	H22	12.00	2.085	0.45	0.0104	0.40 ; 0.50	0.000
6/04	H23	5.04	0.184	0.16	0.0878	0.14 ; 0.20	0.000

(\*) : avec la valeur de Phi selon l'optimisation de l'ensemble =  $1.80$  mm/ $\Delta t = 54$  mm/h.

Pour l'optimisation de l'ensemble de l'échantillon (tableau VIII.2), la plupart des critères considérés tendent à établir la valeur optimale de Phi autour de  $1,80$  mm/ $\Delta t$ . La déficience dans l'adéquation des volumes sur les événements les plus faibles est reflété par les critères les plus sensibles pour ce type d'événements (critères 1 et 4). Le critère 5 se montre être non adapté pour l'analyse événementielle car il est orienté vers la

représentation de longues séries, avec des étiages et des crues. La qualité de la simulation semble moyenne (donnée, par exemple, par le critère 2 qui correspond au coefficient de détermination  $R^2$  ou de Nash, égal à 0,83, ou pour le critère 7 qui correspond à l'écart quadratique total, égal à 0,80). La seule F.O. préconisant un intervalle de valeurs pour le coefficient Phi différente des autres est la 9 (coefficient de détermination de Pearson), égale à 0,93.

Tableau VIII.2. Résultat du calage de l'indice Phi pour le découpage "A".  
Schéma 1. Optimisation de l'ensemble des événements.

Critère (F.O.)		Phi	F.O.	Intervalle
Nro.(*)	Equation	[mm/ $\Delta t$ ]		[mm/ $\Delta t$ ]
1	VIII.17	1.6	0.222	1.40 ; 1.60
2	VIII.18	1.8	0.828	1.60 ; 2.00
3	VIII.19	1.6	0.532	1.60 ; 2.00
4	VIII.20	1.6	0.173	1.40 ; 1.60
5	VIII.21	1.6	-0.545	1.40 ; 1.60
6	VIII.22	1.4	1.027	1.40 ; 1.60
7	VIII.23	1.8	0.804	1.60 ; 2.00
9	VIII.25	2.2	0.934	2.00 ; 4.00

(\*) selon l'organisation de l'item VIII.4

Dans la dernière colonne du tableau VIII.1 on présente les résultats de la simulation obtenue sur chacun des événements avec une valeur constante de  $\Phi = 1,8 \text{ mm}/\Delta t$ . La conclusion est simple et évidente : si on considère tout le bassin comme perméable et étant donné le poids relatif majeur des événements les plus intenses sur chacune des F.O. considérées, la valeur de Phi optimisant l'ensemble ne permet de générer un écoulement que sur de tels événements.

Avec le découpage "B", qui considère les surfaces imperméables directement liées au réseau du secteur urbain (surfaces de type [1]), quelques problèmes de calage apparaissent sur les événements présentant les plus petites valeurs du coefficient C. Ils surgissent parce que le modèle produit dans ce cas, une lame ruisselée supérieure à celle observée, indépendamment de la valeur du coefficient Phi. Les tableaux VIII.3 et VIII.4 résument les informations correspondantes à ce découpage, toutes les observations effectuées au préalable pour le découpage "A" restant valables ; on note l'existence de deux groupes de valeurs de Phi (gammas d'événements faibles et forts). On remarque une augmentation de Phi par rapport au découpage "A" qui est compatible avec la modification imposée au modèle à travers le degré de partition du bassin. La dernière colonne du tableau VIII.3 permet d'observer un meilleur comportement du modèle par rapport au découpage "A".

Tableau VIII.3. Résultat de la simulation par calage de l'indice Phi avec le découpage "B".  
Schéma 1. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement		Pluie Totale	Lame observée	Lame (*) calculée	Phi Indiv.	F.O.	Intervalle	Lame (**) Calculée
Date	Nom	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm]
14/01	H4	2.00	0.308		0.15	0.0619	0.145;0.155	0.142
16/01	H5	5.00	0.434		0.14	0.0026	0.14	0.354
16/01	H6-7	7.00	0.590		0.49	0.0127	0.48 ; 0.50	0.496
24/01	H8	2.00	0.052	-	-	-	-	0.142
29/01	H9	21.29	4.454		2.76	0.0019	2.75 ; 2.78	6.341
2/02	H10	4.00	0.098	-	-	-	-	0.284
2/02	H12	1.00	0.060	-	-	-	-	0.071
6/02	H13	8.00	0.689		1.73	0.0009	1.72 ; 1.75	0.567
6/02	H14	8.00	0.866		0.19	0.0359	0.19 ; 0.21	0.567
27/02	H19	6.00	0.377	-	-	-	-	0.425
12/03	H21	26.00	9.366		1.75	0.0014	1.70 ; 1.80	7.495
13/03	H22	12.00	2.085		0.54	0.0158	0.53 ; 0.55	0.850
6/04	H23	5.04	0.184	-	-	-	-	0.357

(-) : événements où le paramètre Phi n'a pas été calibré.

(\*) : avec la valeur de Phi estimée individuellement dans chaque événement.

(\*\*) : avec la valeur de Phi selon l'optimisation de l'ensemble = 2,15 mm/ $\Delta t$  = 64,5 mm/h.

Tableau VIII.4. Résultat du calage de l'indice Phi selon le découpage "B".  
Schéma 1. Optimisation de l'ensemble des événements.

Critère (F.O.)		Phi	F.O.	Intervalle
Nro.(*)	Equation	[mm/ $\Delta t$ ]		[mm/ $\Delta t$ ]
1	VIII.17	2.40	-0.517	2.20 ; 2.80
2	VIII.18	2.15	0.897	2.20 ; 2.40
3	VIII.19	2.05	0.667	1.80 ; 2.20
4	VIII.20	2.75	0.218	2.20 ; 2.80
5	VIII.21	2.05	-0.590	1.80 ; 2.20
6	VIII.22	2.05	0.986	1.90 ; 2.10
7	VIII.23	2.15	0.848	2.20 ; 2.40
9	VIII.25	2.25	0.949	4.20 ; 4.40

(\*) selon l'organisation de l'item VIII.4

Les tableaux VIII.5 et VIII.6 synthétisent les informations correspondant au découpage "C". Elles permettent de vérifier qu'il n'y a pas de différences significatives entre celui-ci et le précédent. On enregistre aussi, une augmentation de la valeur de Phi compatible avec le changement de découpage du bassin versant. Deux aspects sont responsables de la similitude de comportement entre les découpages "B" et "C":

- (a) le modèle ne considère pas l'effet des pertes produites dans le réseau, en particulier celles produites dans le bief qui sépare la station limnigraphique de la zone de production, et
- (b) les événements de plus grande envergure possèdent un poids prépondérant dans la détermination de la valeur optimale globale du coefficient Phi. Par conséquent, ils fixent ce paramètre dans une gamme de valeurs incompatible avec les processus se produisant pendant les événements d'envergure mineure.

Tableau VIII.5. Résultat de la simulation par calage de l'indice Phi avec le découpage "C".  
Schéma 1. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement		Pluie Totale	Lame observée	Lame (*) calculée	Phi Indiv.	F.O.	Intervalle	Lame (**) Calculée
Date	Nom	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm]
14/01	H4	2.00	0.308		0.25	0.0066	0.23;0.26	0.142
16/01	H5	5.00	0.434		0.25	0.0717	0.23;0.26	0.354
16/01	H6-7	7.00	0.590		0.80	0.0009	0.75; 0.85	0.496
24/01	H8	2.00	0.052	-	-	-	-	0.142
29/01	H9	21.29	4.454		3.85	0.0042	3.75;4.00	6.649
2/02	H10	4.00	0.098	-	-	-	-	0.284
2/02	H12	1.00	0.060	-	-	-	-	0.071
6/02	H13	8.00	0.689		3.02	0.0057	2.95;3.10	0.755
6/02	H14	8.00	0.866		0.30	0.0312	0.28;0.33	0.567
27/02	H19	6.00	0.377	-	-	-	-	0.425
12/03	H21	26.00	9.366		2.30	0.0003	2.20;2.40	7.325
13/03	H22	12.00	2.085		0.80	0.0024	0.75;0.85	0.850
6/04	H23	5.04	0.184	-	-	-	-	0.357

(-) : événements où le paramètre Phi n'a pas été calibré.  
 (\*) : avec la valeur de Phi estimée individuellement dans chaque événement.  
 (\*\*) : avec la valeur de Phi selon l'optimisation de l'ensemble = 2,90 mm/ $\Delta t$  = 87,0 mm/h.

Tableau VIII.6. Résultat du calage de l'indice Phi selon le découpage "C".  
Schéma 1. Optimisation de l'ensemble des événements.

Critère (F.O.)		Phi	F.O.	Intervalle
Nro.	Equation	[mm/ $\Delta t$ ]		[mm/ $\Delta t$ ]
1	VIII.17	2.95	-0.535	2.70 ; 2.95
2	VIII.18	2.86	0.875	2.79 ; 2.90
3	VIII.19	2.95	0.650	2.50 ; 3.00
4	VIII.20	2.95	0.192	2.50 ; 3.00
5	VIII.21	2.95	-0.631	2.55 ; 3.00
6	VIII.22	2.80	0.999	2.75 ; 2.85
7	VIII.23	2.90	0.833	2.65 ; 3.00
9	VIII.25	2.35	0.937	2.15 ; 3.00

- Modèle de pertes initiales, STO, et pertes continues constantes, INF (schéma 2) :

Vu le comportement du modèle de l'indice Phi on peut imaginer qu'un nouveau modèle qui ne simulerait pas les pertes dans le réseau, présenterait les mêmes inconvénients que le précédent. Cependant, en ajoutant un paramètre supplémentaire (STO) on devrait réduire la variabilité observée du paramètre correspondant à des pertes continues (INF dans ce modèle, qui est équivalent au coefficient Phi du modèle antérieur).

Les informations relatives à l'application de ce schéma sont présentes dans l'Annexe III. A partir des ces tableaux on déduit que :

- s'agissant de deux paramètres (STO et INF) qui interviennent sur le calcul du volume, il existe une certaine corrélation négative entre les deux ;
- l'amélioration des valeurs de la F.O. est observée pour quelques événements (ou au niveau de tout l'ensemble), mais elle n'est pas significative et ne justifie pas l'augmentation du nombre de paramètres à caler;
- avec l'évolution du découpage du bassin versant, il apparaît une réduction progressive de la valeur de STO et une certaine constance de INF. Cependant, les valeurs de la F.O. ne sont pas différentes de celles présentées dans les tableaux correspondants du modèle du coefficient Phi, et on note que les inconvénients déjà indiqués pour ce modèle demeurent.

- Modèle de pertes initiales, STO, et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse, COEF (schéma 3) :

L'objectif de l'application de ce modèle est similaire à celui du modèle antérieur. Le nouveau schéma n'introduit aucune amélioration significative. Les pourcentages de la précipitation alimentant les pertes sont relativement élevés et ils augmentent avec l'accroissement du découpage, comme prévu. A cause des problèmes déjà indiqués liés au faible volume mineur des petits événements, il n'a été possible d'en caler que 50 %. Les informations relatives à l'application de ce modèle sont présentes dans le Annexe III.

- Modèle de l'indice Phi avec un réservoir de stockage global, STG, (schéma 5) :

Compte tenu de la caractéristique des événements utilisés et du comportement des modèles précédents, on a choisi de procéder au calage d'un autre modèle simple, compatible avec le nombre réduit d'événements : un paramètre de pertes constantes (Phi) et un réservoir de stockage global (STG) recevant tout l'écoulement en provenance du bassin versant. Ce réservoir simule les pertes dans le réseau, lesquelles sont remarquables comme on a observé, surtout pour les événements de faible importance.

Ce nouveau modèle permet le calage des valeurs des paramètres de la totalité des événements disponibles lors de la combinaison avec le découpage “C” du bassin versant. Les tableaux VIII.7 et VIII.8 synthétisent les résultats correspondants à cette combinaison. On peut faire les commentaires suivants :

- le modèle améliore la représentation de la lame correspondant aux événements les plus faibles et conserve une bonne qualité sur les événements les plus intenses ;
- le comportement de l'indice Phi ressemble à celui du modèle initialement testé (schéma 1). On observe deux gammes de valeurs correspondant aux événements faibles et plus intenses respectivement. L'intervalle de variation totale des valeurs est compris entre 0,20 mm/ $\Delta t$  et 3,70 mm/ $\Delta t$  (6 mm/h et 111 mm/h respectivement, pour un pas de temps de 2 minutes);
- le modèle est plus sensible à des variations de l'indice Phi. Le paramètre STG présente une grande stabilité pour tous les événements (valeur moyenne individuelle 0,2 mm environ) ;
- comme l'amélioration porte surtout sur les événements les plus faibles, ce sont les F.O. les plus sensibles à ceux-ci qui affichent cette amélioration (critères 1 et 4 dans l'optimisation de l'ensemble des événements);
- il existe une certaine uniformité dans les valeurs optimales estimées en accord avec les différentes F.O.

Tableau VIII.7. Résultat de la simulation par calage des paramètres STG et Phi avec le découpage “D”. Schéma 5. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement	Pluie Totale	Lame obser.	Lame calc.	STG	Intervalle STG	Phi	Intervalle Phi	F.O.
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]
H4	2.00	0.308	0.328	0.15	0.20 ; 0.40	0.20	0.15 ; 0.25	0.062
H5	5.00	0.434	0.445	0.15	0.10 ; 0.20	0.20	0.19 ; 0.21	0.026
H6-7	7.00	0.590	0.587	0.20	0.05 ; 0.20	0.50	0.50 ; 0.50	0.004
H8	2.00	0.052	0.060	0.25	0.10 ; 0.25	0.20	0.20 ; 0.30	0.144
H9	21.29	4.454	4.459	0.35	0.15 ; 0.35	3.70	3.70 ; 3.80	0.001
H10	4.00	0.098	0.097	0.30	0.25 ; 0.30	0.75	0.75 ; 0.85	0.013
H12	1.00	0.060	0.077	0.05	0.05 ; 0.20	0.20	0.15 ; 0.20	0.300
H13	8.00	0.689	0.691	0.15	0.15 ; 0.40	2.75	2.45 ; 2.77	0.003
H14	8.00	0.866	0.853	0.30	0.05 ; 0.30	0.25	0.25 ; 0.30	0.015
H19	6.00	0.377	0.377	0.40	0.25 ; 0.40	2.10	2.10 ; 2.30	0.000
H21	26.00	9.366	9.372	0.35	0.15 ; 0.35	2.20	2.20 ; 2.30	0.001
H22	12.00	2.085	2.071	0.20	0.15 ; 0.20	0.75	0.70 ; 0.80	0.007
H23	5.04	0.184	0.179	0.35	0.15 ; 0.35	0.25	0.20 ; 0.45	0.026

Tableau VIII.8. Résultat du calage des paramètres STG et Phi (schéma 5 ; partition "D").

Critère (F.O.)		STG	Interv. STG	Phi	Interv. Phi	F.O.
Nro.	Equation	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm/ $\Delta t$ ]	[ - ]
1	VIII.17	0.20	0.20 ; 0.25	2.75	2.65 ; 2.75	0.586
2	VIII.18	0.05	0.05 ; 0.20	2.75	2.745 ; 2.755	0.871
3	VIII.19	0.10	0.10 ; 0.20	2.75	2.745 ; 2.755	0.638
4	VIII.20	0.20	0.195 ; 0.205	2.70	2.60 ; 2.75	0.463
5	VIII.21	0.20	0.195 ; 0.205	2.70	2.60 ; 2.75	-0.069
6	VIII.22	0.25	0.15 ; 0.30	2.35	2.20 ; 2.50	1.003
7	VIII.23	0.05	0.05 ; 0.20	2.75	2.70 ; 2.75	0.830
9	VIII.25	0.05	0.05 ; 0.15	2.30	2.30 ; 2.35	0.937

### VIII.5.3. Discussion sur le modèle et le protocole de calage et de vérification à adopter

#### - Le modèle de production retenu :

Le bassin possède un faible degré d'urbanisation. Il n'est donc pas surprenant que dans le processus de transformation pluie-débit les zones associées aux secteurs des sols peu profonds jouent un rôle prépondérant sur la génération des crues extrêmes. Si les surfaces perméables prennent de l'importance, la représentation du processus d'infiltration au moyen de modèles conceptuels comme ceux de Horton et Holtan (de base empirique) ou de Green et Ampt (de base physique), peuvent donner de bons résultats. Ce type de modèles contient deux (ou trois) paramètres pouvant être estimés alternativement de façon prévisionnelle ou par un processus de calage.

Dans le cadre de ce travail, on a cependant choisi de travailler avec le dernier modèle testé et ses deux paramètres STG et Phi. Ce modèle est plus simple que les modèles conceptuels cités. Ce choix est justifié par :

- l'intérêt de donner la priorité à l'utilisation de modèles avec des valeurs des paramètres basées sur un processus de calage ;
- le besoin de retenir un nombre minimal de paramètres du modèle hydrologique, compatible avec l'échantillon réduit disponible, et
- l'expérience préalable de l'auteur de ce travail sur ces modèles, notamment sur l'algorithme de Horton-Berthelot-Tucci (Tucci et al., 1981). Cet algorithme a démontré une bonne aptitude pour la représentation des conditions du Brésil. En Argentine l'auteur a appliqué ce modèle sur la base de l'estimation prévisionnelle de ces paramètres. L'analyse de sensibilité du modèle (Tucci, 1986, 1998) montre l'existence de corrélation entre ces paramètres (méthode de Horton). Avec les caractéristiques de l'échantillon disponible pour le bassin versant de Villa Carlos Paz (nombre réduit d'événements correspondants à des situations très contrastées), le bon calage des paramètres de l'algorithme est une tâche très difficile.

- *L'estimation de ces paramètres :*

Pour la prochaine étape du travail le paramètre STG a été fixé à 0,20 mm. Cet choix a été pris en considérant :

- (a) la plus grande sensibilité du modèle aux variations du coefficient Phi et la tendance du paramètre STG à rester dans un intervalle limité (voir tableau VIII.7);
- (b) l'association du paramètre STG aux pertes dans le réseau (canaux naturels), qui sont significatives pour les événements faibles ;
- (c) la valeur conseillée par les F.O. 1 et 4, les plus sensibles à la qualité de représentation de cette gamme d'événements (voir tableau VIII.8).

Dans le tableau VIII.9 on présente les résultats de la modélisation avec l'adoption de STG comme paramètre constant. La comparaison avec le tableau VIII.5 permet d'observer que le schéma 5 adopté est très proche du schéma 1 initialement testé. C'est-à-dire qu'il n'existe pas d'intervalle ni unique ni suffisamment étroit pour le paramètre Phi.

On a donc décidé de ne pas chercher à déterminer une paramétrisation optimale, identifiant un modèle particulier (idée du calage classique), mais de rester avec un échantillon de modèles acceptables qui définirait une gamme de comportements hydrologiques possibles. Cette idée a déjà été adoptée par plusieurs auteurs dans les dernières années (voir section III.8.2). A partir de cette conception de la modélisation, on a considéré le paramètre Phi comme une variable aléatoire et ses valeurs ont été estimées à partir d'une loi de probabilités. Les commentaires à ce propos sont présentés dans la suite après l'analyse de la fonction de transfert, qui complète le modèle hydrologique retenu.

Tableau VIII.9. Résultats de la simulation par calage de l'indice Phi avec le découpage "C". Schéma 5. (STG = 0,20 mm ;  $\Delta t = 2$  min).

Événement		Pluie Totale	Lame observée	Lame (*) calculée	Phi Indiv.	F.O.	Intervalle	Lame (**) calculée
Date	Nom	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm]
14/01	H4	2.00	0.308	0.328	0.19	0.008	0.18 ; 0.20	0.042
16/01	H5	5.00	0.434	0.445	0.19	0.059	0.18 ; 0.20	0.254
16/01	H6-7	7.00	0.590	0.587	0.50	0.004	0.48 ; 0.50	0.396
24/01	H8	2.00	0.052	0.060	0.23	0.142	0.22 ; 0.25	0.042
29/01	H9	21.29	4.454	4.459	3.77	0.000	3.75 ; 3.78	6.635
2/02	H10	4.00	0.098	0.097	0.93	0.015	0.92 ; 0.94	0.184
2/02	H12	1.00	0.060	0.077	0.14	0.025	0.13 ; 0.15	0.022
6/02	H13	8.00	0.689	0.691	2.69	0.003	2.68 ; 2.71	0.741
6/02	H14	8.00	0.866	0.853	0.26	0.022	0.25 ; 0.27	0.467
27/02	H19	6.00	0.377	0.377	2.82	0.001	2.81 ; 2.83	0.496
12/03	H21	26.00	9.366	9.372	2.24	0.002	2.23 ; 2.25	7.291
13/03	H22	12.00	2.085	2.071	0.75	0.007	0.74 ; 0.76	0.750
6/04	H23	5.04	0.184	0.179	0.35	0.030	0.34 ; 0.36	0.257

(\*) : avec la valeur de Phi optimisée individuellement dans chaque événement.  
(\*\*) : avec la valeur de Phi selon l'optimisation de l'ensemble = 2.90 mm/ $\Delta t = 87$  mm/h.

## VIII.6. Analyses de la fonction de transfert à Villa Carlos Paz

### VIII.6.1. Analyse de la relation $T_{lag}$ versus $T_c$

Nous avons vu au chapitre VII que le temps de concentration de ce bassin versant présente une variabilité sensible en fonction de la charge hydraulique. Le temps de concentration,  $T_c$ , et le temps de retard,  $T_{lag}$ , sont les paramètres les plus fréquemment utilisés pour caractériser le transfert dans un bassin versant. La relation entre les deux paramètres a été analysée par divers auteurs, entre autres SCS (1975), Mc Cuen et al. (1984), Singh (1988) et Ponce (1989).

Sur la figure VIII.10 on présente la relation entre les deux variables obtenue avec les données de Villa Carlos Paz. En accord avec le chapitre VII, le temps de concentration a été estimé en considérant la définition T6 de la figure 1 (dans le texte en anglais). Pour l'estimation du temps de retard on a considéré la définition classique, correspondant à T1 sur la même figure. Ce choix a été fait avec les deux arguments suivants :

- il correspond à l'une des définitions les plus classiques du paramètre K du modèle de réservoir linéaire, et
- les valeurs de  $T_{lag}$  ainsi estimées présentent plus de stabilité que celles déduites des autres définitions comme, par exemple, T4 (Singh, 1988).

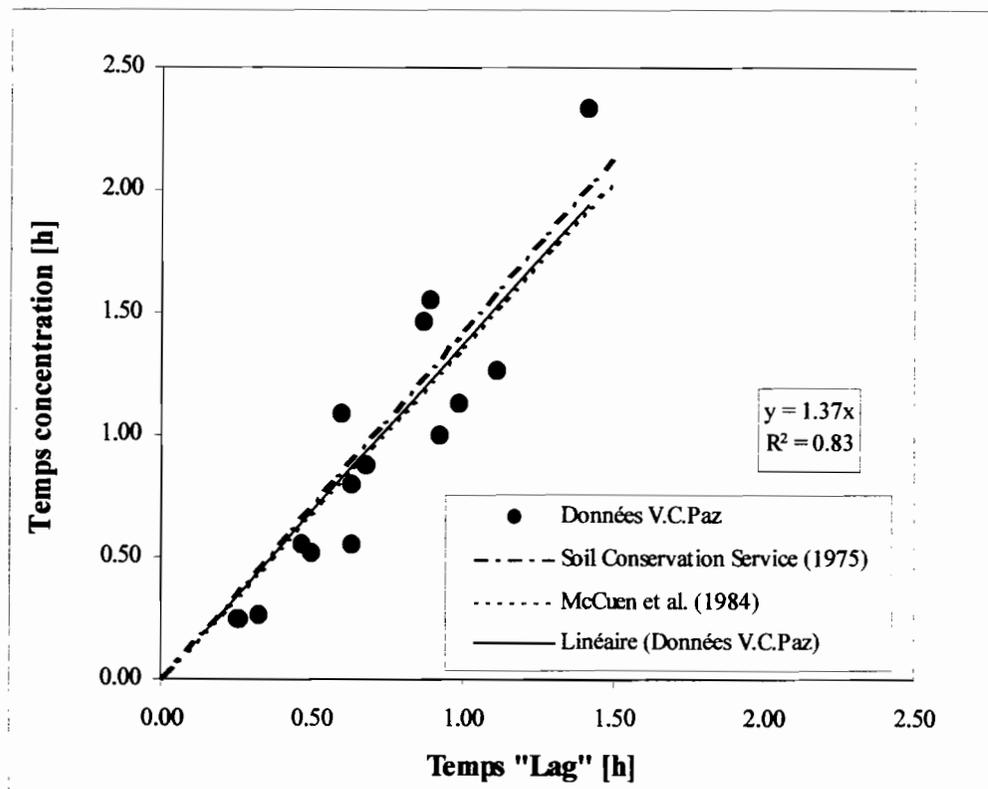


Figure VIII.10. Relation entre le temps de concentration,  $T_c$ , et le temps de retard,  $T_{lag}$ . Bassin versant de Villa Carlos Paz.

Dans la figure trois tendances linéaires ont été ajoutées :

- (i) la tendance moyenne des valeurs observées (l'équation mathématique et le coefficient de détermination indiqués correspondent à cette tendance) ;
- (ii) la tendance moyenne déduite par Singh (1988) à partir des données de Mc Cuen et al. (1984) correspondant à 39 bassins versants urbains et semi-urbains des Etats-Unis et,
- (iii) la tendance moyenne donnée par SCS (1975) dans la méthode de l'hydrogramme unitaire triangulaire.

On observe que les trois tendances sont très proches. Comme dans les zones urbaines, les chemins de l'eau suivent des réseaux artificiels, dans des ouvrages au fonctionnement hydraulique plus ou moins "normalisé", il n'est pas surprenant de trouver des relations régulières entre divers bassins versants. Cependant, il faut souligner que la relation moyenne déduite à partir des données de Mc Cuen et al. (1984) masque la grande variabilité des données.

Bref, selon les données observées, le transfert dans le bassin versant présente un processus avec des caractéristiques variables. On peut qualifier ce comportement de "non-linéaire" pour le différencier de l'idée classique dérivée des systèmes linéaires où la crue est représentée par un opérateur linéaire invariant.

#### *VIII.6.2. Analyse du comportement des deux schémas de modélisation de la fonction de production*

##### *- Discussion initiale :*

Il existe divers algorithmes proposés dans la littérature pour représenter le comportement non-linéaire de la fonction transfert. L'un d'entre eux se distingue par sa simplicité ; c'est le modèle du réservoir non-linéaire employé par le modèle SWMM (Huber et Dickinson, 1988). Ce modèle combine l'équation de stockage et l'équation de Manning.

Le modèle SWMM est l'un des plus utilisés sur le continent américain pour les études de ruissellement et de qualité des eaux en milieux urbains. Parmi les travaux des dernières années l'utilisant on remarque tout particulièrement ceux de Warwick et al. (1991) ; Gaume et al. (1998) ; Sainz Borda et al. (1998) et Guo et Adams (1998). De son côté, James (1995 et 1999) a collecté diverses applications du modèle. En Argentine l'auteur de ce mémoire a appliqué ce modèle dans des études d'inondations pour plusieurs villes, avec une estimation prévisionnelle de ses paramètres (Bertoni, 1998).

Cependant, l'un des problèmes de l'algorithme du réservoir non-linéaire est lié au processus itératif de calcul qui ne permet pas toujours le respect de l'équation de continuité.

Une seconde alternative est l'utilisation des modèles de réservoir linéaire ou de Clark, cités dans la section VIII.3.

Toujours dans le cadre des modèles simples, une troisième alternative est constituée par le modèle de Clark qui ajoute un réservoir linéaire à un histogramme temps-superficie (HTS). Si pour l'histogramme HTS on adopte une représentation synthétique (dédite des informations du bassin versant), il existe deux paramètres de calage : le temps de concentration,  $T_c$ , et K. Ce modèle a donné de bons résultats avec des bassins versants ruraux. Comme le précédent, ce modèle ancien fait encore aujourd'hui l'objet d'études. Le travail de Kull et Feldman (1998) en est un exemple.

Nous avons finalement choisi de tester ces deux derniers modèles de manière séquentielle, le deuxième étant mis en œuvre uniquement après avoir vérifié que les résultats du premier n'étaient pas satisfaisants.

- *Modèle du réservoir linéaire :*

Un processus de calage du paramètre K a été appliqué à chaque événement. Dans ce processus les paramètres de la fonction de production ont été adaptés selon les valeurs optimales déduites pour chaque événement. Cela permet de caler le paramètre K sans les inconvénients de différences significatives possibles entre la lame estimée et la lame observée. Les résultats de ce calcul sont présentés dans le tableau VIII.10. Seules les valeurs du coefficient de détermination supérieures à 0.60 sont indiquées dans le tableau. Les représentations correspondant à trois événements avec différentes gammes de débit de pointe sont présentées dans les figures VIII.11 à VIII.13.

Tableau VIII.10. Résultats obtenus avec l'optimisation de K (modèle du réservoir linéaire).

Événement		Pluie Totale	Qpointe Obs.	Qpointe Cal.	K	R <sup>2</sup>
Date	Nom	[mm]	[l/s]	[l/s]	[Δt]	[adim.]
14/01	H4	2.00	48	34	40	0.66
16/01	H5	5.00	54	38	40	0.72
16/01	H6-7	7.00	78	36	40	-
24/01	H8	2.00	15	20	40	-
29/01	H9	21.29	1592	1872	8	0.85
2/02	H10	4.00	21	11	40	-
2/02	H12	1.00	15	6	40	-
6/02	H13	8.00	173	76	18	-
6/02	H14	8.00	149	70	28	-
27/02	H19	6.00	234	91	18	-
12/03	H21	26.00	3173	3069	11.5	0.81
13/03	H22	12.00	512	360	20	0.69
6/04	H23	5.04	33	24	18	-

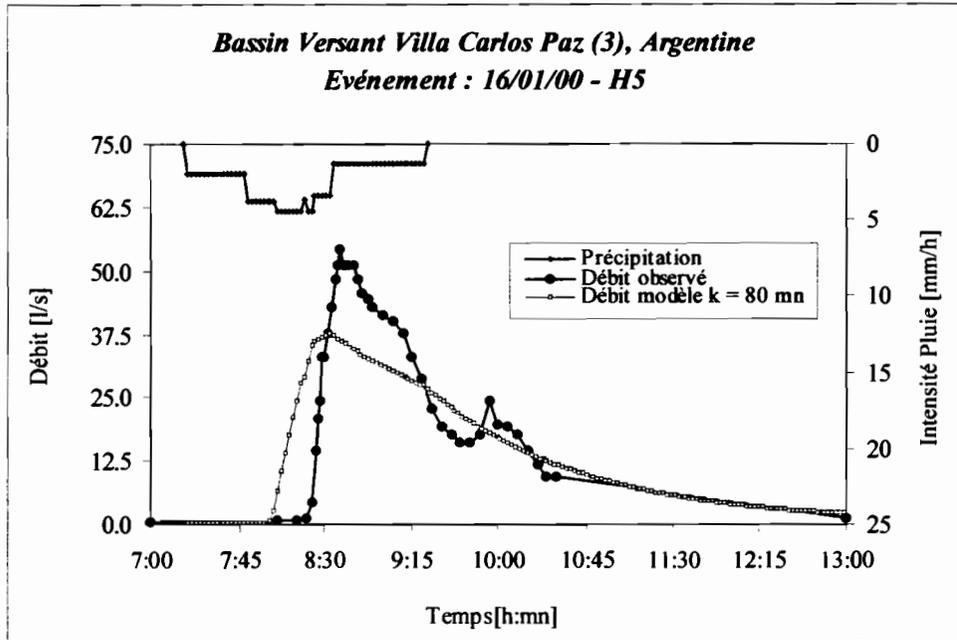


Figure VIII.11. Représentation avec l'optimisation du paramètre K (modèle du réservoir linéaire).

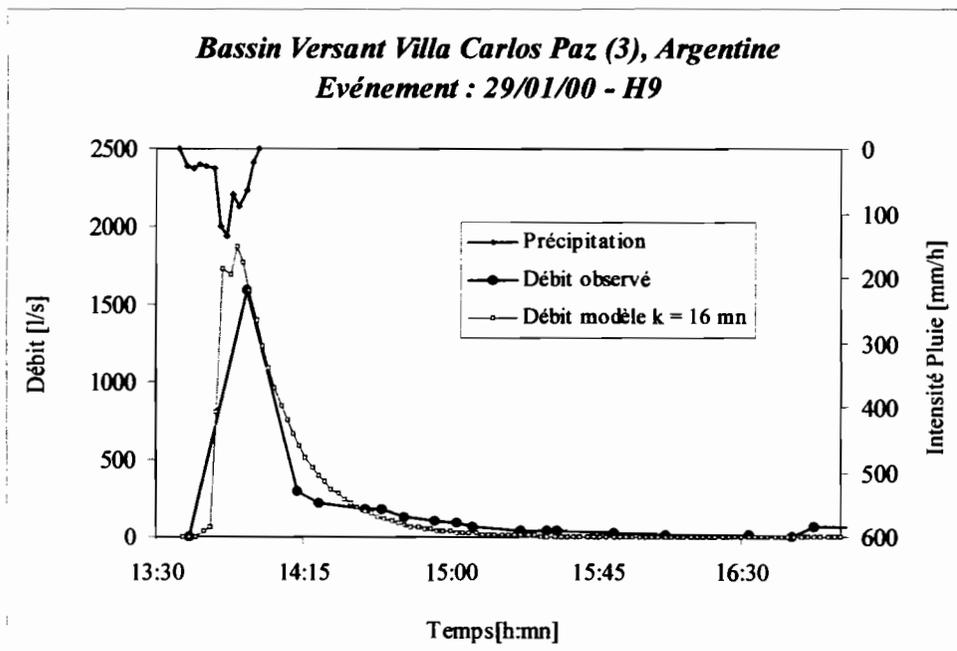


Figure VIII.12. Représentation avec l'optimisation du paramètre K (modèle du réservoir linéaire).

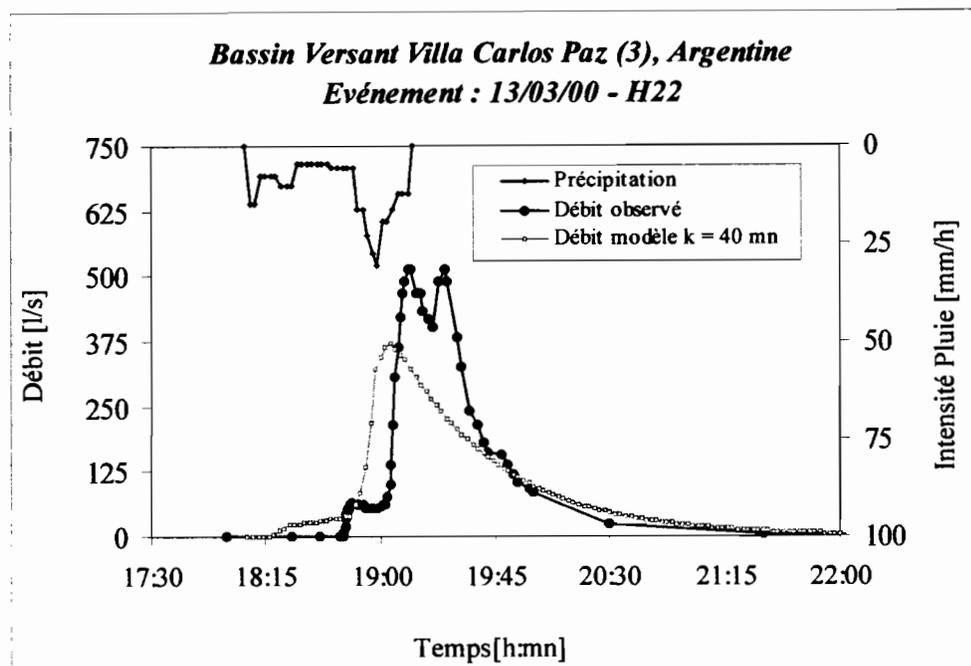


Figure VIII.13. Représentation avec l'optimisation du paramètre K (modèle du réservoir linéaire).

Sur la base de ces résultats, on peut noter l'existence des problèmes suivants :

- le modèle possède une tendance à simuler une onde de crue qui est antérieure à celle observée. Cette tendance apparaît pour la plus grande partie de l'échantillon disponible et elle est plus marquée pour les événements les plus petits ;
- pour réduire cette tendance le processus d'optimisation tend à adopter des valeurs élevées du paramètre K ; cela provoque un amortissement généralisé de l'onde de crue pour une grande partie de l'échantillon ;
- le résultat de cette tendance est une grande variabilité du paramètre K, qui se situe entre  $8 \Delta t$  et  $40 \Delta t$  ( $\Delta t = 2$  min), et la qualité médiocre des simulations.

Des essais d'optimisation simultanée des deux paramètres de base du modèle (Phi et K) n'ont pas produit d'amélioration des résultats.

L'analyse de la relation entre le stockage,  $S(t)$ , et le débit,  $q(t)$ , explique ces résultats décevants. L'équation (VIII.13) présente une relation linéaire entre ces deux variables. Dans les figures VIII.14 et VIII.15 on représente cette relation pour quatre événements. Ces figures, semblables pour tous les événements, montrent que le stockage n'évolue pas linéairement avec le débit (notamment l'événement H21), et qu'il n'est pas bien représenté par une relation linéaire "moyenne".

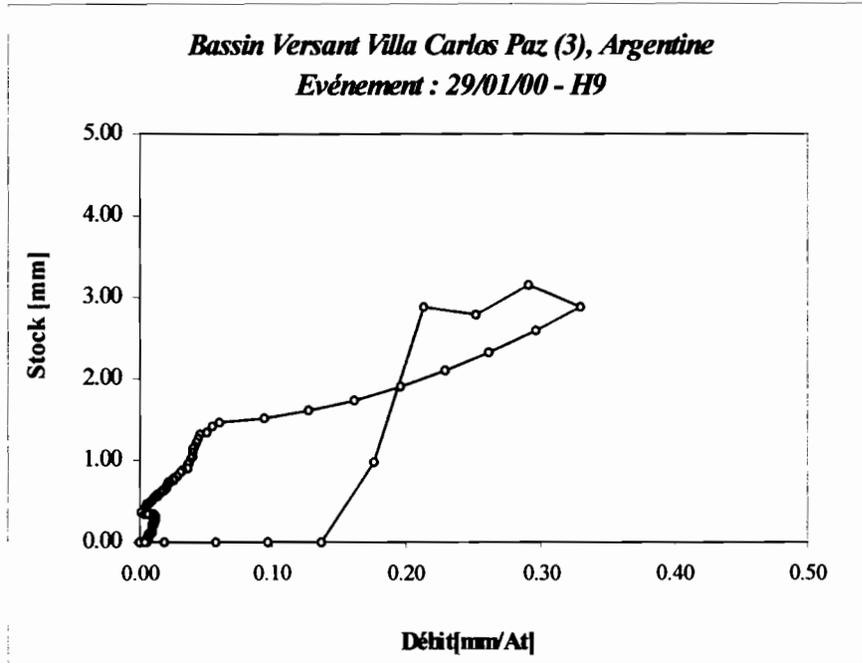
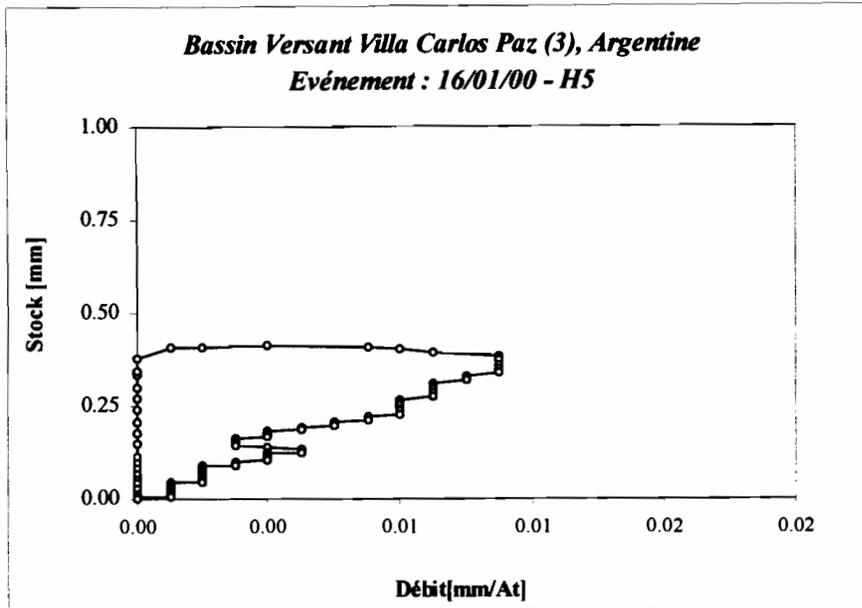


Figure VIII.14. Relation entre le stockage et le débit (événements H5 et H9).

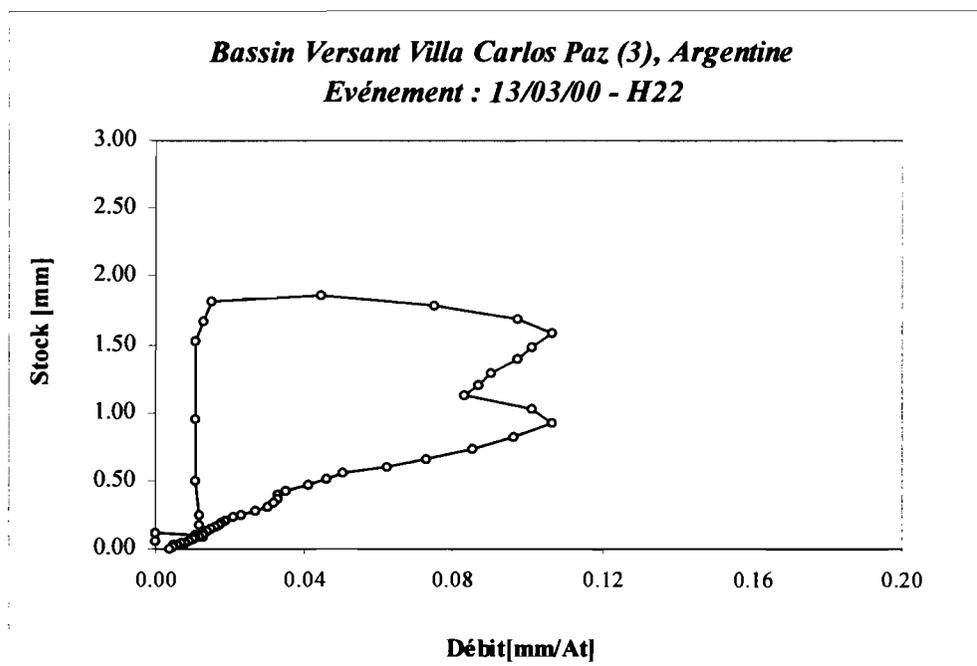
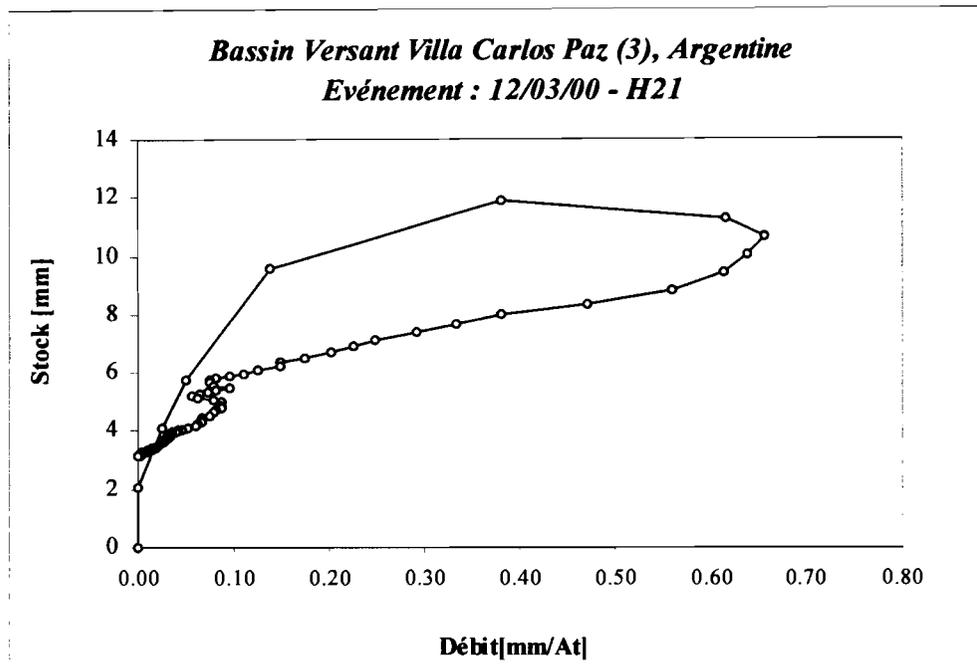


Figure VIII.15. Relation entre le stockage et le débit (événements H21 et H22).

Une autre technique aussi simple d'analyse de l'adéquation du modèle du réservoir linéaire a été proposée par Chocat et Cabane (1999). Elle consiste à étudier la forme du signal de sortie des systèmes complexes (les bassins versants) dans *l'espace des phases*. Selon ces auteurs, si le modèle à un seul paramètre du réservoir linéaire permet de bien représenter la réponse du bassin versant, il est possible de faire l'hypothèse que l'espace des phases est de dimension 2 (un seul facteur explicatif). Sur le plan pratique cela implique d'analyser la relation entre  $Q(t+\Delta t)$  et  $Q(t)$ . Si l'hypothèse antérieure est vérifiée, cette relation doit être caractérisée par un "attracteur étrange" unique caractéristique du bassin versant.

Toujours selon Chocat et Cabane (1999), pour une crue simple (un seul maximum), on obtient une courbe de la forme présentée dans la figure VIII.16, qui peut s'interpréter de la façon suivante :

- le rayon  $R$  du cercle dans lequel la fonction est inscrite représente le débit maximal ;
- la pente de la droite  $AB$  autour de laquelle s'organisent les points lors de la décrue est représentative du temps de réponse du bassin versant, et
- l'ouverture ( $d$ ) dépend à la fois de la pluie (plus la pluie est intense, plus "d" augmente), de la fonction de production et aussi du temps de réponse.

Lors de la décrue, la précipitation est nulle. On considère donc que si l'équation (VIII.14) représente le modèle linéaire, la relation pendant la décrue entre le débit « sortant » et le débit « entrant » est linéaire. La pente de cette droite est égale à  $e^{-\Delta t / K}$ , bornée par 1 en valeur supérieure (dans ce dernier cas le débit reste constant pendant la décrue).

Les auteurs ont employé cette analyse sur un petit bassin versant de l'agglomération lyonnaise. Ils ont caractérisé l'attracteur étrange pour :

- les mesures correspondantes à des événements disponibles, et
- les résultats dérivés de l'application du modèle du réservoir linéaire pour différentes définitions spatiales.

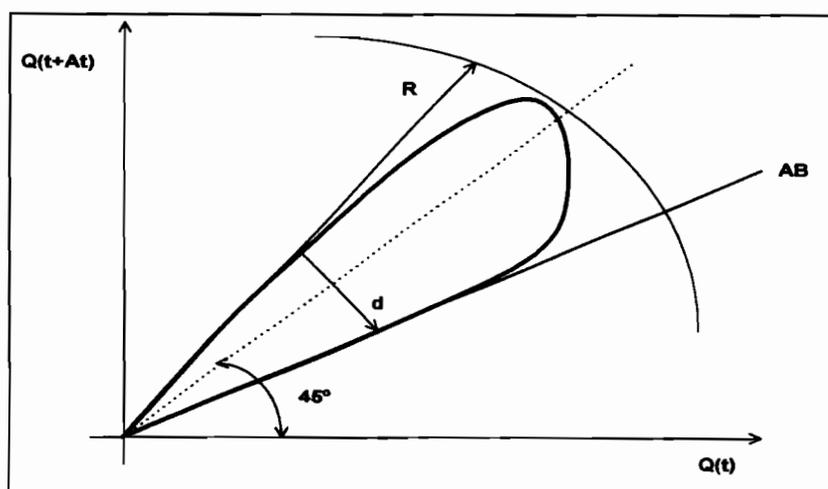


Figure VIII.16. Concept d'attracteur étrange (Chocat et Cabane, 1999).

Dans le cadre de ce mémoire le concept proposé par Chocat et Cabane (1999) a été employé pour mieux caractériser les données enregistrées à Villa Carlos Paz. Sur la figure VIII.17 on représente la relation entre  $Q(t+\Delta t)$  et  $Q(t)$  obtenue à partir des mesures. La figure a des caractéristiques générales similaires à celles présentées par Chocat et Cabane (1999). On y note deux propriétés remarquables:

- les différences de grandeurs entre les événements considérés (les deux les plus grands, H9 et H21, sont identifiées dans la figure), et
- le comportement relativement linéaire des décrues.

Lors des mesures de chaque événement on a déjà observé que toutes les décrues ont été caractérisées par une longue période pendant laquelle les gradients des débits ont été très faibles (comportement similaire à la courbe d'épuisement d'un grand réservoir).

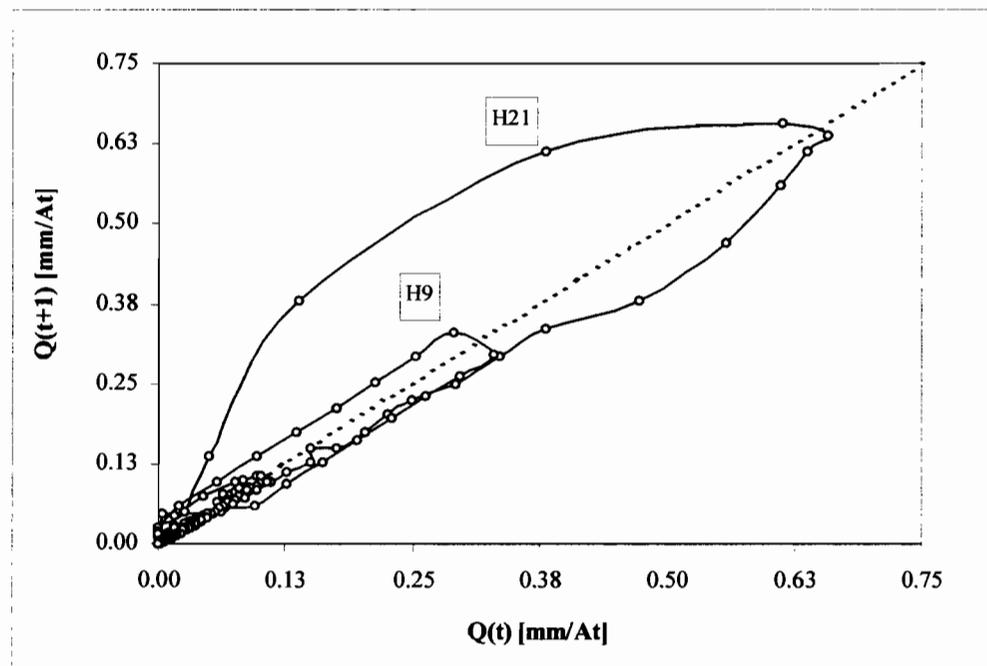


Figure VIII.17. Attracteur étrange pour les mesures du bassin versant de Villa Carlos Paz.

La relation linéaire observée sur la figure VIII.17 indique que les valeurs de  $K$  estimées à partir des décrues sont stables. Cependant, cette caractéristique ne signifie pas forcément que la représentation du modèle est bien adaptée pour simuler le secteur de la crue (figures VIII.11 à VIII.13).

- Modèle de Clark :

Pour l'application de ce modèle on a adopté l'histogramme HTS synthétique, avec le paramètre  $nh = 1,5$ . Les efforts ont été concentrés sur les deux paramètres principaux du modèle : le temps de concentration,  $T_c$ , et le paramètre du modèle du réservoir linéaire,  $K$ .

Dans le but de diminuer la variabilité du paramètre  $K$ , le temps de concentration a été pris comme un paramètre variable estimé à partir de l'équation de l'onde cinématique établie pour un canal rectangulaire :

$$T_c = \frac{3}{5} \cdot \left( \frac{n \cdot B^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot Q^{-2/5} \cdot L \quad (\text{VIII.26})$$

où  $n$  est le coefficient de Manning,  $B$  est la largeur du canal,  $S_0$  est la pente du canal,  $Q$  le débit et  $L$  la longueur de la travée. Cette équation a été adoptée pour deux raisons :

- le concept de transfert cinématique s'applique bien à des réseaux où il n'existe pas de remous ;
- ce concept a montré dans les analyses du chapitre VII un comportement moyen acceptable (voir figure 7 du texte en anglais, chapitre VII).

L'équation (VIII.26) implique l'adoption d'un processus itératif entre le débit  $Q$  et  $T_c$ . Ce processus a été développé en utilisant comme valeur initiale pour  $T_c$  une valeur moyenne constante (égal à  $15 \Delta t$ ), et en considérant pour  $Q$  une valeur égale à  $(2/3 Q_{c_{pointe}})$ ,  $Q_{c_{pointe}}$  étant le débit de pointe calculé par le modèle à chaque simulation.

Les résultats de l'application de ce modèle sont présentés dans le tableau VIII.11. Seules les valeurs du coefficient de détermination  $R^2$  supérieures à 0,60 ont été retenues. Les figures VIII.17 à VIII.19 représentent les simulations pour les trois événements déjà présentés dans le cas du modèle de réservoir linéaire (figures VIII.11 à VIII.13 respectivement).

De l'ensemble des informations présentées on déduit que ce modèle permet :

- une amélioration sensible dans la représentation de la plupart des événements, et
- une réduction significative de la variabilité du paramètre  $K$ .

Donc, comme l'augmentation du nombre de paramètres a été minimale par rapport au modèle du réservoir linéaire ce dernier modèle a été retenu pour la prochaine étape du travail.

Tableau VIII.11. Résultats obtenus avec l'optimisation du paramètre K  
(modèle : Clark;  $T_c$  variable selon onde cinématique).

Événement		Pluie Totale	Qpointe obs.	Qpointe Cal.	K	R <sup>2</sup>
Date	Nom	[mm]	[l/s]	[l/s]	[Δt]	[adim.]
14/01	H4	2.00	48	48	18	0.78
16/01	H5	5.00	54	57	17	0.84
16/01	H6-7	7.00	78	53	19	0.79
24/01	H8	2.00	15	37	20	-
29/01	H9	21.29	1592	1532	9	0.73
2/02	H10	4.00	21	26	20	-
2/02	H12	1.00	15	6	18	-
6/02	H13	8.00	173	176	8	0.74
6/02	H14	8.00	149	105	12	0.82
27/02	H19	6.00	234	98	9	-
12/03	H21	26.00	3173	3505	10	0.90
13/03	H22	12.00	512	470	8	0.84
6/04	H23	5.04	33	30	8	-

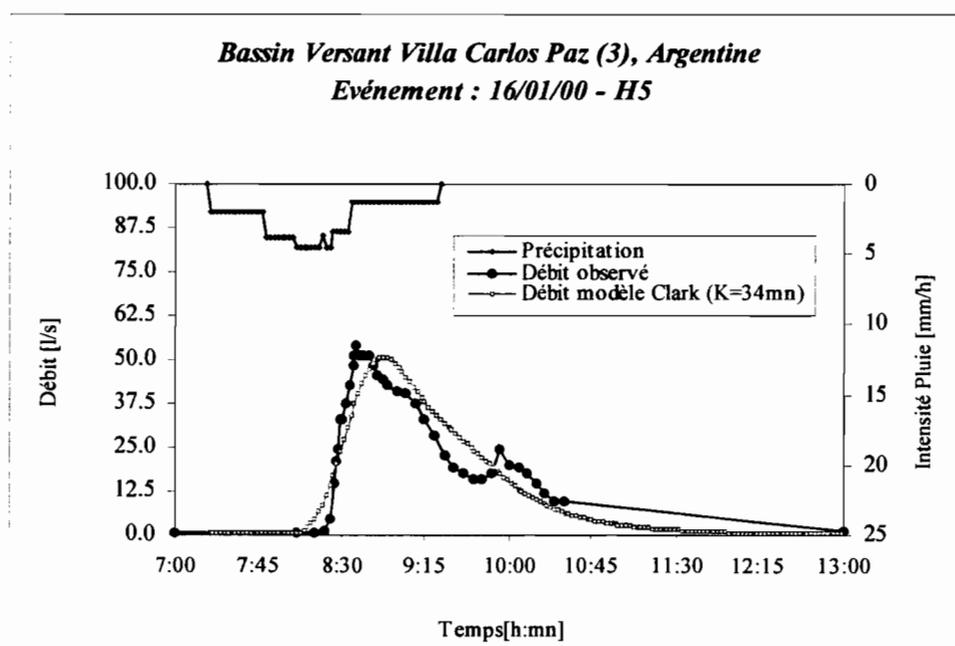


Figure VIII.17. Représentation avec l'optimisation du paramètre K  
(modèle : Clark ;  $T_c$  variable selon l'onde cinématique).

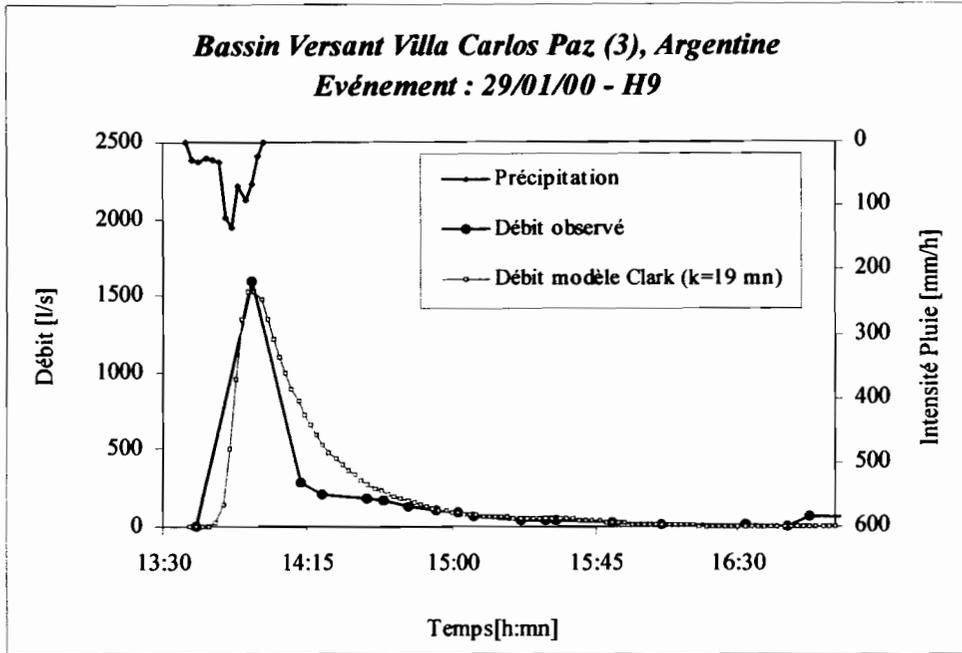


Figure VIII.18. Représentation avec l'optimisation du paramètre K (modèle : Clark ;  $T_c$  variable selon l'onde cinématique).

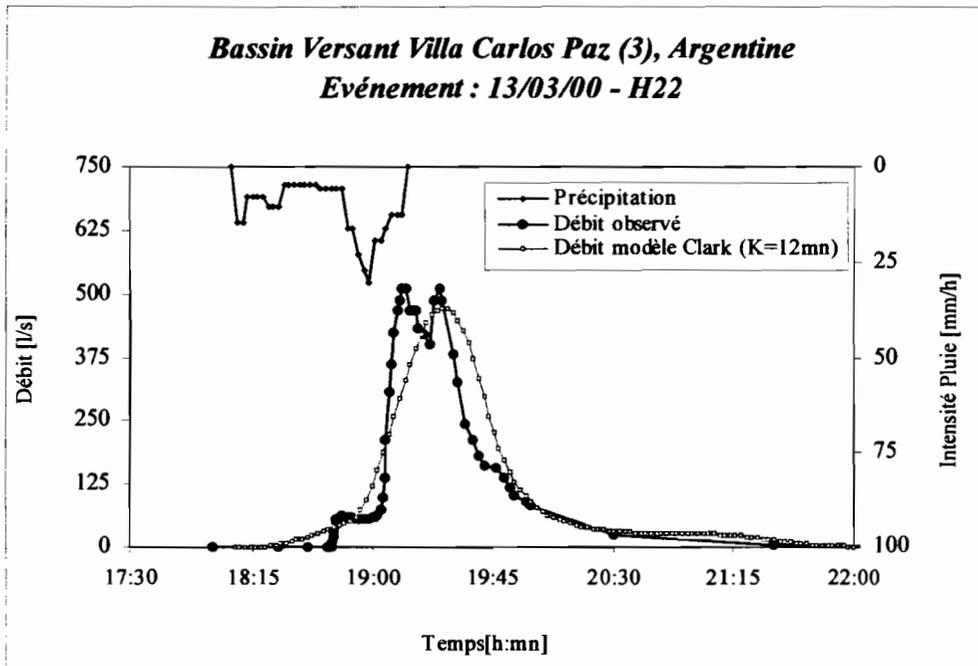


Figure VIII.19. Représentation avec l'optimisation du paramètre K (modèle : Clark ;  $T_c$  variable selon l'onde cinématique).

### VIII.7. Protocole adopté de calage et de vérification finale

Le protocole adopté de calage et de vérification finale a été défini par :

- (a) le comportement des paramètres du modèle global de transformation averse-crue finalement retenu ;
- (b) les caractéristiques de l'échantillon réduit des événements disponibles, et
- (c) l'objectif du travail.

Les propriétés les plus remarquables de ces trois points sont décrites ci-dessous.

(a) modèle hydrologique global retenu :

Le modèle est composé des algorithmes suivants:

- fonction de production : *modèle simple à deux paramètres* :
  - (1) STG : *stockage global*, adopté constant (égal à 0,20 mm), et
  - (2) Phi : *pertes continues constantes*.
- fonction de transfert : *modèle de Clark à deux paramètres* :
  - (3) Tc : *temps de concentration*, adopté selon l'équation de l'onde cinématique, et
  - (4) K, : *paramètre du modèle de réservoir linéaire*.

Donc, deux paramètres sont susceptibles de calage, l'indice Phi et K. Les variations des valeurs du premier sont plus significatives que celles du deuxième. Elles sont liées à des ordres de grandeur bien différents (gamme distinctes des événements) :

(b) les caractéristiques de l'échantillon réduit des événements disponibles :

Il est constitué par 13 événements, dont 11 sont de faible amplitude et 2 d'un ordre de grandeur plusieurs fois supérieur aux autres.

(c) l'objectif du travail :

On cherche à identifier les intervalles les plus probables de la réponse du modèle, à partir des incertitudes liées autant aux valeurs de ses paramètres qu'aux variables d'entrée.

Donc, pour mieux concilier ces trois points, on adopte un processus de calage et validation du modèle différent de la méthode "classique".

Habituellement, on fait d'abord la partition de l'échantillon des données selon deux groupes d'événements réservés respectivement aux opérations de calage, puis de validation. On détermine d'abord les valeurs des paramètres du modèle avec l'ensemble des événements de calage. On vérifie ensuite l'adéquation de ces valeurs en analysant la qualité des représentations obtenues avec l'autre groupe d'événements. Eventuellement les deux groupes peuvent être échangés pour les deux opérations.

Les caractéristiques de l'échantillon disponible sur le bassin de Villa Carlos Paz et la variabilité démontrée par les paramètres du modèle retenu, notamment le paramètre Phi, ne permettent pas de réaliser une partition raisonnable des événements :

- (i) *partition de l'échantillon selon les deux gammes des événements* : les valeurs du paramètre Phi correspondent à des ordres de grandeur différents. En même temps, il n'existe pas un nombre suffisant d'événements dans la gamme haute des débits ;

- (ii) *partition de l'échantillon en considérant un "mélange" des événements petits et grands en chaque groupe* : l'adoption d'une valeur moyenne du paramètre Phi ne permet pas la représentation adéquate de l'ensemble des événements de calage et, par conséquent, du reste des événements non plus.

Donc, comme on a déjà cité dans la section VIII.5.2, on a décidé de ne pas chercher à déterminer une paramétrisation optimale, qui identifie un modèle « particulier » (un point unique dans l'espace des paramètres), mais de rester avec un échantillon de modèles acceptables définissant une gamme de comportements hydrologiques possibles. A partir de cette conception de la modélisation on a considéré :

- (1) le paramètre Phi comme une variable aléatoire (VA), donc, ses valeurs ont été estimées à partir d'une loi de probabilités ;
- (2) le paramètre Tc a été adopté variable selon la loi cinématique, et
- (3) le paramètre K a été adopté constant, étant égal à une valeur moyenne de  $12 \Delta t$  (voir tableau VIII.11).

Avec l'échantillon réduit, on a choisi de faire la partition suivante :

- (i) *échantillon de calage* : composé par les 12 plus petits événements, il a servi à caractériser le comportement probable des valeurs de Phi (sur la base des 12 valeurs optimales de Phi obtenues à partir du calage individuel de chaque événement), et
- (ii) *événement de "vérification"* : l'événement H21, qui a un débit de pointe bien supérieur aux restants. L'estimation des intervalles liés à des incertitudes considérées ont été estimés sur cet événement.

Même s'il très limité par le nombre des événements disponibles, ce protocole permet d'estimer les incertitudes liées à la modélisation quand le modèle est employé pour faire une extrapolation des débits. Ce type d'extrapolation est habituel dans les études au stade de projet. Le nombre réduit des événements détermine le caractère "préliminaire" des résultats.

### **VIII.8. Les incertitudes de la modélisation sur l'événement le plus sévère disponible.**

Le processus employé a été celui indiqué dans la section IV.5.3.

Il faut souligner que pour représenter le comportement probable des valeurs de Phi, il est possible d'utiliser soit une distribution empirique, soit une loi théorique. Dans cette étude on a employé, d'une part, la distribution Log Normale qui n'a pas été rejetée par les tests correspondants. Pour la distribution empirique, d'autre part, on a utilisé la formule de Blom (ou de Cunnane) des positions des points. Cette formule est recommandée pour les analyses de la distribution Log Normale (Lanna, 1986). Les distributions théorique et empirique sont représentées sur la figure VIII.20. L'approximation entre les deux distributions a été jugée suffisante pour une analyse préliminaire.

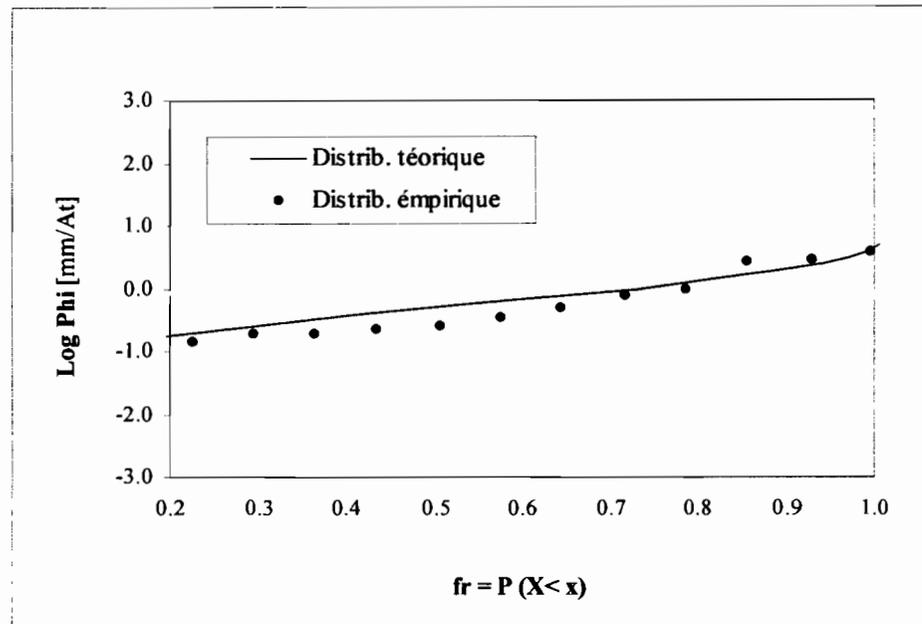


Figure VIII.20. Distributions Log Normale et empirique associées aux 12 valeurs du paramètre Phi (bassin versant de Villa Carlos Paz).

Pour considérer la variabilité la plus probable du comportement des surfaces perméables du bassin versant, 1000 valeurs du paramètre Phi ont été générées par la technique classique de Monte Carlo suivant une distribution Log Normale. Les résultats de l'introduction de ces valeurs dans le modèle hydrologique avec la précipitation correspondant à l'événement H21 sont représentés sur la figure VIII.21. Sur cette figure sont indiqués :

- (i) l'hydrogramme observé ;
- (ii) l'hydrogramme estimé comme le plus probable (moyenne des 1000 simulations) ;
- (iii) les hydrogrammes estimés en considérant un intervalle de confiance égal à :  $x_m \pm 6 \sigma$ , où  $x_m$  et  $\sigma$  sont respectivement la valeur moyenne et l'écart-type des deux variables considérées (le débit et le temps de réponse). C'est-à-dire qu'il existe 70 % environ de probabilité de la réponse du bassin versant à se trouver dans cet intervalle pour une précipitation semblable à celle de l'événement H21.

Le résultat appelle les commentaires suivants :

- l'ordre de grandeur du débit de pointe et son instant d'occurrence ont été estimés de manière satisfaisante par le modèle ;
- par contre, le volume est surestimé. Cela s'explique si l'on considère que la loi Log Normale considérée a été calée à partir d'un nombre important d'événements faibles ;
- la variabilité du débit de pointe correspondant à l'intervalle de probabilité de 70 % indique que le niveau des incertitudes introduit par le processus de pertes est

important. Ces incertitudes sont compatibles avec le faible pourcentage d'urbanisation du bassin versant ;

- pour un événement de caractéristiques intenses, les incertitudes sur les débits sont prépondérantes par rapport aux incertitudes sur les instants d'occurrence. Il est probable que ces dernières soient plus importantes dans le cas des précipitations faibles.

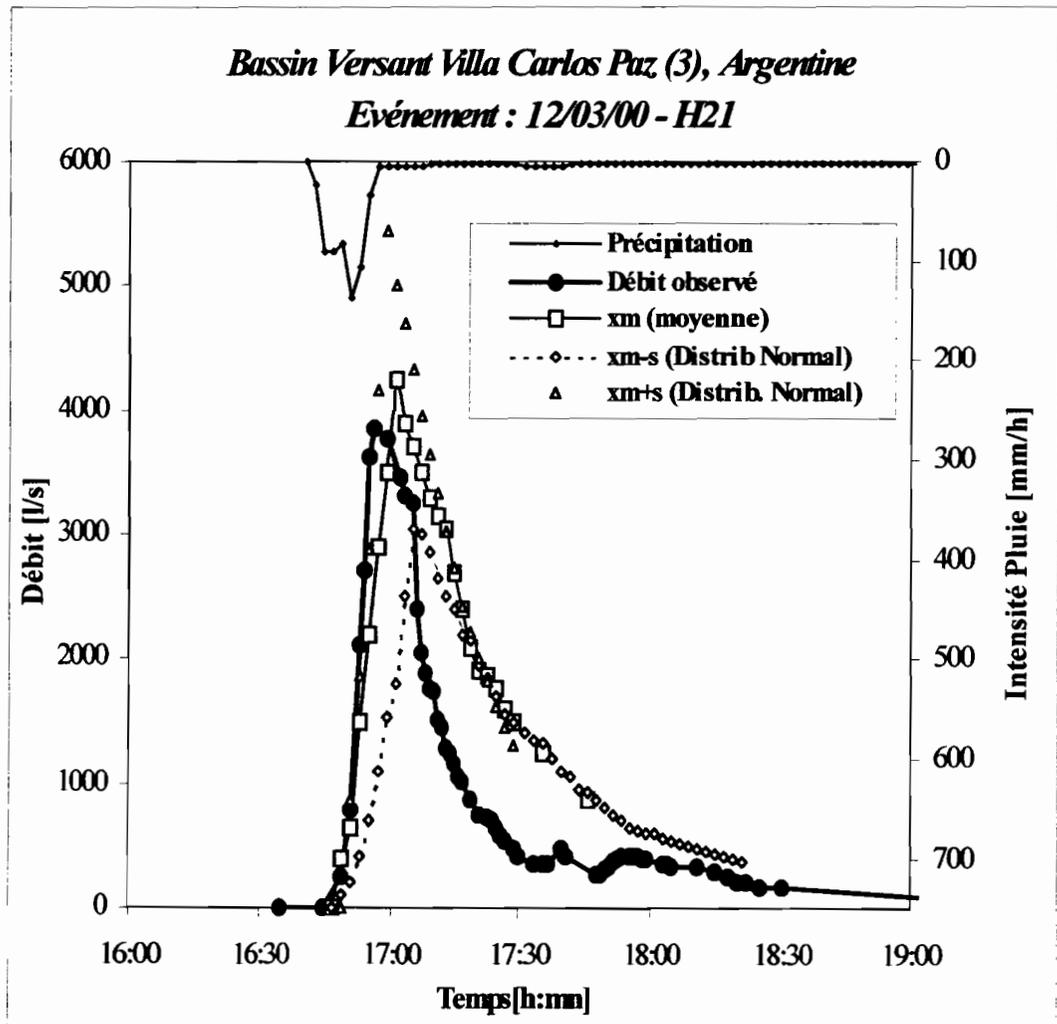


Figure VIII.21. Représentation de l'événement H21 : limites de confiance de la réponse du modèle en considérant la variabilité du temps de concentration (selon une loi physique conceptuelle) et du paramètre Phi (selon une loi statistique).

Il faut faire une dernière remarque importante. Lors des analyses précédentes, on n'a pas tenu compte d'une corrélation probable entre l'indice Phi et les caractéristiques de la pluie. Même si les modifications imposées au paramètre Phi selon une loi de probabilité peuvent être considérées comme représentatives de plusieurs conditions probables pour l'état d'humidité du bassin versant, il est possible d'avoir pris en compte pour les deux caractéristiques des combinaisons très peu probables.

Si le nombre des données est significatif, on peut estimer la loi de distribution de probabilité de l'ensemble Phi-pluie (en considérant quelques unes des caractéristiques particulières de la pluie, comme l'intensité maximale, la hauteur totale, etc.). Le résultat est assimilable une loi bivariée, et conduit à la réduction de l'intervalle de confiance. Cette réduction s'explique parce que, pour un niveau de confiance donné, plusieurs des combinaisons des analyses univariées ne seront pas prises en compte dans l'analyse bivariée.

En résumé, si le nombre de données disponibles augmente, il est possible de réduire les intervalles de confiance, autant pour le débit que pour le volume. Si, par exemple, les simulations obtenues par le modèle sont prises en compte dans un projet d'ouvrages hydrauliques, cela peut conduire à des économies par la réduction du débit de projet.

## VIII.9. Les incertitudes sur le temps de concentration simulé

### VIII.9.1. Généralités

Dans les sections précédentes on a considéré l'estimation du temps de concentration,  $T_c$ , selon l'expression analytique de l'onde cinématique (VIII.26). Comme  $T_c$  dépend du débit estimé,  $Q_c$ , pour chaque simulation pluie-débit réalisée, on a analysé la variation de  $T_c$ .

Cependant, l'équation (VIII.26), comprend certains paramètres physiques difficiles à établir dans la pratique, notamment le coefficient de  $n$  de Manning. D'autres variables (largeur du canal,  $B$ , longueur du tronçon,  $L$ , et pente du canal,  $S_0$ ) sont aussi sujettes à des incertitudes de mesure. Donc, la valeur estimée par l'équation (VIII.26) peut être considéré comme une valeur moyenne, mais sujette à des incertitudes.

L'équation (VIII.26) peut être interprétée comme un modèle mathématique exprimé dans les mêmes termes que l'équation (III.1),  $T_c$  étant une variable aléatoire (V.A., qui est la variable de réponse du modèle,  $W$ ). A partir des considérations présentées dans la section IV. 3.2, la technique analytique des *transformées des intégrales de Mellin* peut être appliquée. Cette technique, proposée à l'origine par Epstein (1948), puis par Park (1987), a été adaptée à l'hydrologie et à l'hydraulique par Tung (1990). La technique des transformées des intégrales de Mellin est intéressante pour les études des incertitudes fréquemment réalisées en hydrologie et hydraulique parce que ses deux conditions sont respectées par plusieurs équations. Les considérations et analyses suivantes s'appuient sur le travail de Tung (1990).

### VIII.9.2. Les transformées des intégrales de Mellin pour une fdp triangulaire

D'après la section IV.3.2, pour déterminer l'expression analytique de la transformée de Mellin d'une fdp, il faut admettre quelques hypothèses opérationnelles. Tung (1990) a présenté la totalité des règles nécessaires pour déduire l'expression analytique de la transformée de Mellin des fdp les plus couramment employées en hydrologie et hydraulique. L'auteur a présenté aussi les expressions finales des transformées de Mellin pour quelques fdp, y compris les fonctions de densité de probabilité uniforme et triangulaire. Cette dernière est essentiellement utile quand l'intervalle de variation des valeurs de la V.A. considérée est défini et on peut considérer que la valeur moyenne obtenue est la plus probable.

La fdp triangulaire est définie par :

$$f(x) = \frac{[2 \cdot (x - L)]}{[(H - L) \cdot (M - L)]} \quad \text{pour } 0 \leq L \leq x \leq M$$

et

$$f(x) = \frac{[2 \cdot (H - x)]}{[(H - L) \cdot (H - M)]} \quad \text{pour } M \leq x \leq H$$
(VIII.27)

où  $L$  et  $H$  sont respectivement les limites inférieure et supérieure de l'intervalle de variation de  $x$  et  $M$  est la valeur moyenne.

L'expression analytique de la transformée de Mellin pour la fdp triangulaire est donnée par (Tung, 1990) :

$$M[f(x)] = \frac{2}{[(H - L)s(s + 1)]} \cdot \left\{ \frac{[H(H^s - M^s)]}{(H - M)} - \frac{[L(M^s - L^s)]}{(M - L)} \right\}$$
(VIII.28)

où  $s$  est l'ordre du moment en relation à l'origine considérée et les restants variables sont définies comme précédemment.

### VIII.9.3. Les transformées de Mellin du temps de concentration simulé

A partir des équations (IV.3) à (IV.5) et des deux équations (VIII.27 et VIII.28), et en considérant les hypothèses opérationnelles correspondantes, la transformée de Mellin du temps de concentration  $T_c$  donné par l'équation de l'onde cinématique est :

$$E(Tc^{s-1}) = M_{Tc}(s) = 0,6^{s-1} \cdot M_n(0,6 \cdot s + 0,4) \cdot M_B(0,4 \cdot s + 0,6) \cdot M_{S_o}(-0,3 \cdot s + 1,3) \cdot M_Q(-0,4 \cdot s + 1,4) \cdot M_{L_o}(s)$$
(VIII.29)

Dans le tableau VIII.12 on donne les résultats correspondantes à des variables explicatives considérées pour l'estimation du temps de concentration du bassin versant de Villa Carlos Paz. Pour l'analyse des incertitudes une valeur moyenne du débit a été considérée.

Dans le tableau VIII.13 sont présentées les valeurs des quatre premiers moments à l'origine et les moments centrés correspondants. La relation entre les deux types de moments est donnée par l'équation (IV.A.6, voir Annexes).

Pour l'estimation des intervalles de confiance de  $T_c$  il est nécessaire de considérer les valeurs de ces moments statistiques et leur fonction de densité de probabilité. Selon les informations présentées dans le tableau VIII.13, la distribution du temps de concentration n'est pas normale parce que son coefficient d'assymétrie n'est pas égal à zéro et sa kurtosis n'est pas égal à 3. Cependant, pour les effets pratiques la considération d'une distribution Normale ou Log-Normale peut être suffisante pour les analyses.

Le tableau VIII.14 présente les valeurs des coefficients de sensibilité de  $T_c$  en relation avec les incertitudes individuelles de chaque variable explicative de l'équation de l'onde cinématique. L'analyse permet d'observer que les incertitudes sur le coefficient de rugosité de Manning,  $n$ , est le facteur dominant sur l'incertitude totale du temps de concentration simulé.

Si un intervalle de confiance de  $T_c$  est introduit dans les simulations du modèle hydrologique, des nouvelles variations sur les estimations des incertitudes de l'hydrogramme de sortie du bassin versant pourront être estimées. Néanmoins, pour les objectifs de ce mémoire, les analyses présentées ont été considérées suffisantes.

Tableau VIII.12. Valeurs associées aux variables explicatives du temps de concentration,  $T_c$ , estimé par l'équation de l'onde cinématique.

Variable	Unités	Distribution	Li	M	Ls
Coefficient de Manning, $n$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Triangulaire	0,040	0,050	0,060
Larguer du canal, $B$	[m]	Triangulaire	5,50	6,00	6,50
Pente du canal, $So$	[m/m]	Triangulaire	0,0085	0,0090	0,0095
Débit moyenne, $Q$	[l/s]	Triangulaire	2,50	2,70	2,90
Longueur du canal, $L$	[m]	Triangulaire	1700	1800	1900
Li = limite inférieur ; M = valeur moyenne ; Ls : limite supérieur					

Tableau VIII.13. Estimation des quatre premiers moments statistiques du temps de concentration,  $T_c$ , selon la transformée de Mellin de l'équation de l'onde cinématique.

		Ordre du moment de $T_c$			
		1	2	3	4
Coefficient de Manning	s	1.60E+00	2.20E+00	2.80E+00	3.40E+00
	$M_n(s)$	1.66E-01	2.75E-02	4.57E-03	7.63E-04
Largeur du canal	s	1.40E+00	1.80E+00	2.20E+00	2.60E+00
	$M_B(s)$	3.29E+00	1.08E+01	3.57E+01	1.18E+02
Pente du canal	s	7.00E-01	4.00E-01	1.00E-01	-2.00E-01
	$M_{So}(s)$	4.11E+00	1.69E+01	6.94E+01	2.85E+02
Débit moyen	s	6.00E-01	2.00E-01	-2.00E-01	-6.00E-01
	$M_Q(s)$	1.62E-01	2.61E-02	4.22E-03	6.82E-04
Longueur du canal	s	2.00E+00	3.00E+00	4.00E+00	5.00E+00
	$M_L(s)$	5.90E+03	3.48E+07	2.06E+11	1.22E+15
E(Tr)	-	1.01E+03	1.02E+06	1.04E+09	1.06E+12
Moments Statistiques	-	1.01E+03	5.80E+01	6.54E+03	3.01E+07

Tableau VIII.14. Coefficients de sensibilité de l'équation de onde cinématique selon l'application des transformées de Mellin.

Transformées de Mellin	Paramètres stochastiques de entrée				
	Coefficient de Manning	Largeur du canal	Pente du canal	Débit moyen	Longueur du canal
Coefficients de sensibilité	0.514136	0.095072	0.035658	0.084618	0.395481

### VIII.10. Remarques finales

Dans ce chapitre on a présenté les travaux de modélisation globale et d'analyse d'incertitudes réalisés sur le bassin de Villa Carlos Paz. D'abord on a analysé la base des données du bassin afin d'identifier le comportement détaillé des fonctions de production et de transfert. Puis on a abordé les aspects de modélisation et d'analyse d'incertitudes.

Le modèle global pluie-débit finalement adopté est constitué par deux algorithmes : de pertes et de transfert. Pour la représentation de la fonction de production on a employé un algorithme simple de pertes : un paramètre de pertes constantes ( $\Phi$ ) et un réservoir de stockage global (STG) recevant tout l'écoulement en provenance du bassin versant. Ce réservoir simule les pertes dans le réseau, lesquelles sont remarquables comme on a observé, surtout pour les événements de faible importance. Ce modèle a permis le calage des valeurs des paramètres de la totalité des événements disponibles lors de la combinaison avec le découpage "C" du bassin versant. Pour la représentation de la fonction de production on a adopté le modèle de Clark qui a deux paramètres : le temps de concentration,  $T_c$ , et le paramètre du modèle du réservoir linéaire,  $K$ .

Le protocole adopté de calage et de vérification finale a été déterminé par : (i) le comportement des paramètres du modèle ; (ii) les caractéristiques de l'échantillon réduit des événements disponibles, et (iii) l'objectif du travail. Pour mieux concilier ces trois points, on adopte un processus de calage et validation du modèle différent de la méthode "classique". Donc, on a décidé de ne pas chercher à déterminer une paramétrisation optimale, qui identifie un modèle « particulier » (un point unique dans l'espace des paramètres), mais de rester avec un « échantillon de modèles acceptables » définissant une gamme de comportements hydrologiques possibles. A partir de cette conception de la modélisation on a considéré :

- (a) le paramètre  $\Phi$  comme une variable aléatoire (VA), donc, ses valeurs ont été estimées à partir d'une loi de probabilité ;
- (b) le paramètre  $T_c$  a été adopté variable selon la loi cinématique établie pour un canal rectangulaire. Cela a permis diminuer la variabilité du paramètre  $K$ ,
- (c) le paramètre  $K$  a été adopté constant, étant égal à une valeur moyenne.

Pour l'échantillon de calage on a adopté l'ensemble composé par les 12 plus petits événements. Il a servi à caractériser le comportement probable des valeurs de  $\Phi$ . Pour la validation on a adopté l'événement qui a un débit de pointe bien supérieur aux restants. L'estimation des intervalles liés à des incertitudes considérées a été déterminée sur cet événement. Ce protocole a permis d'estimer les incertitudes liées à la modélisation quand le modèle est employé pour faire une extrapolation des débits. Ce type d'extrapolation est habituel dans les études au stade de projet. Le nombre réduit des événements détermine le caractère "préliminaire" des résultats. Le résultat indique que :

- l'ordre de grandeur du débit de pointe et son instant d'occurrence ont été estimés de manière satisfaisante par le modèle ;
- par contre, le volume est surestimé ; cela a été expliqué par le calage de la loi Log Normale adopté à partir d'un nombre important d'événements faibles ;

- la variabilité du débit de pointe correspondant à l'intervalle de probabilité de 70 % indique que le niveau des incertitudes introduit par le processus de pertes est important. Ces incertitudes sont compatibles avec le faible pourcentage d'urbanisation du bassin versant ;
- pour un événement de caractéristiques intenses, les incertitudes sur les débits sont prépondérantes par rapport aux incertitudes sur les instants d'occurrence. Il est probable que ces dernières soient plus importantes dans le cas des précipitations faibles.

En dernier lieu, dans ce chapitre on a complété l'analyse des incertitudes du temps de concentration présenté dans le chapitre VII en suivant un processus analytique cité au chapitre IV (la méthode des transformées de Mellin). Elle a été appliquée à l'équation de l'onde cinématique du modèle choisi. La méthodologie appliquée a permis de montrer que les incertitudes sur le coefficient de rugosité de Manning,  $n$ , est le facteur dominant sur l'incertitude totale du temps de concentration simulé.

## **CHAPITRE IX**

### **ROLE DES SURFACES PERMEABLES ET IMPERMEABLES SUR LES CRUES EN MILIEU URBAIN PLAT**

**Le cas de la ville de Rafaela (Argentine)**



## **IX. ROLE DES SURFACES PERMEABLES ET IMPERMEABLES SUR LES CRUES EN MILIEU URBAIN PLAT**

### **IX.1. Introduction**

Une caractéristique des villes argentines moyennes situées dans l'immense région de la *pampa* est la présence d'importants secteurs perméables intercalés entre les secteurs imperméables. Le rôle des surfaces perméables et imperméables sur les crues d'un milieu urbain plat a été assez peu étudié dans la littérature. En particulier l'analyse du fonctionnement hydrologique des milieux semi urbanisés de pampa n'a pas pu être quantifié à cause de l'absence de données d'observation.

Dans ce chapitre, le comportement hydrologique des deux bassins de la ville de Rafaela est analysé. Le fait qu'on dispose de deux bassins versants a permis une étude comparative facilitant l'interprétation des résultats.

### **IX.2. Analyse de la fonction de production**

#### *IX.2.1. Généralités*

L'étude de la fonction de production sur les deux bassins a été réalisée en interprétant :

- (a) la relation entre le coefficient d'écoulement,  $C$ , et la hauteur totale précipitée,  $PT$  ;
- (b) la relation entre le coefficient  $C$  et les différentes fractions des surfaces imperméables de chaque bassin versant, et
- (c) la relation entre les coefficients d'écoulement des deux bassins ( $C_1$  et  $C_2$  pour les bassins versants 1 et 2 respectivement) basée sur l'ensemble des événements enregistrés aux deux sections hydrométriques.

#### *IX.2.2. Analyse sur le bassin versant 1 à Rafaela (4,78 km<sup>2</sup>)*

Les enregistrements ont débuté sur ce bassin en février 2000 (événement H13). Pendant la brève période d'observations, les conditions d'humidité antécédente ont été très changeantes. Elles ont été provoquées par l'influence du phénomène "*La Niña*", qui conduit à des conditions plus sèches que celles qui ont prévalu lors de la plus grande partie de la période estivale 1999-2000. A partir de la seconde moitié du mois de mars l'augmentation du nombre de jours de pluie et des volumes précipités, ont conduit à un retour à la normale des conditions d'humidité. C'est au cours de cette dernière période qu'on a enregistré une précipitation exceptionnelle dont le volume en 24 heures a été la troisième valeur la plus abondante observée sur la période 1931-2000 (événement H21 des tableaux V.9 et V.10).

La figure IX.1 synthétise les conditions d'humidité antérieures correspondant à la totalité des événements enregistrés sur les deux bassins de Rafaela. L'humidité y a été estimée d'une manière simple, en considérant le cumul des précipitations des 10 jours précédents chaque événement (I.P.A. 10). On note la variabilité mentionnée plus haut, surtout si l'on considère que la période comprise entre les événements H17 et H25 n'a duré qu'un mois. Cette période est notée « 2000 H ». Sur le bassin 1, par opposition, la séquence d'événements H13 à H16, antérieurs à la période « 2000 H » et correspondants à la période sèche est notée « 2000 S ».

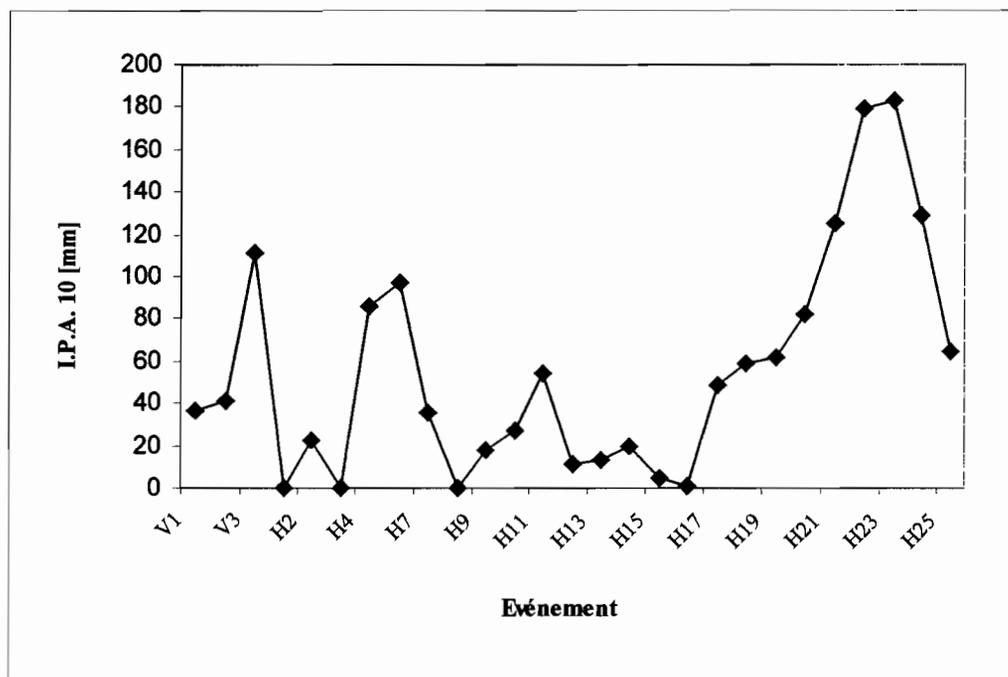


Figure IX.1. Conditions d'humidité antérieure correspondant aux événements enregistrés dans les deux bassins de Rafaela.

Sur la figure IX.2 on présente le nuage de points caractérisant la relation entre la hauteur précipitée, PT, et le coefficient d'écoulement du bassin versant 1, C1. Les 12 événements sont identifiés par la période d'humidité antérieure (2000 S et 2000 H) à laquelle ils appartiennent. La figure IX.3 permet d'observer l'évolution chronologique de la relation entre ces variables. Sur cette dernière figure on a noté les pourcentages des différentes fractions imperméables et perméables du bassin.

Deux aspects sont étudiés sur ces figures : (i) le comportement de l'ensemble des événements et (ii) le comportement des valeurs extrêmes (maximums et minimums) de C1.

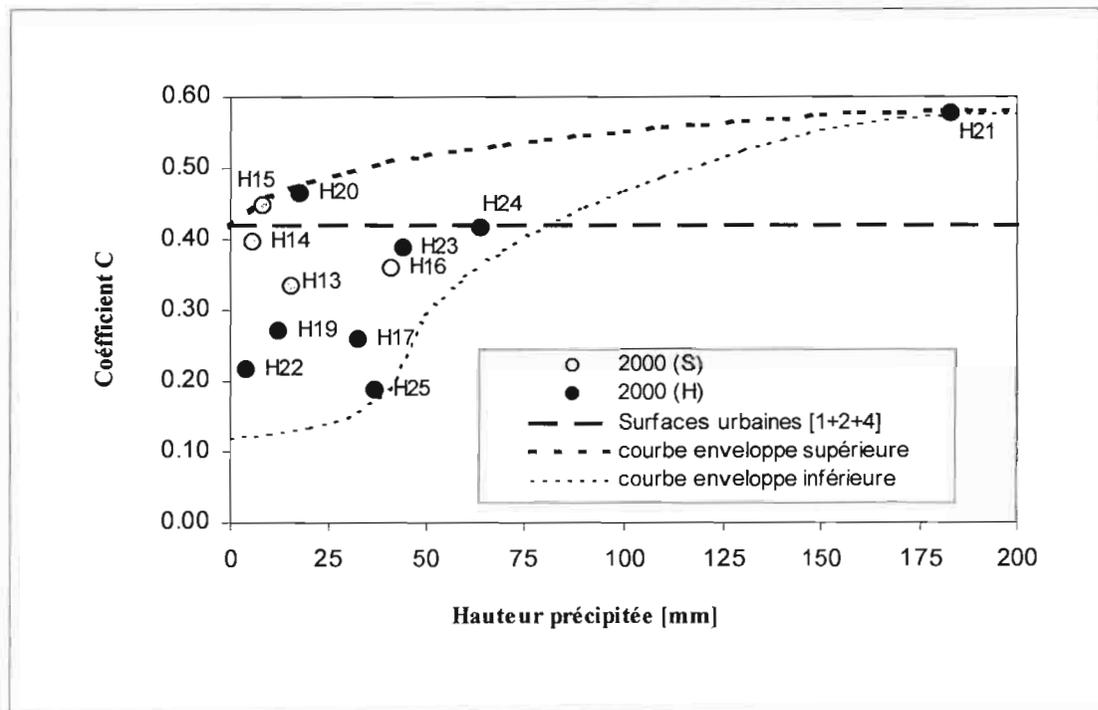


Figure IX.2. Nuage de points caractérisant la relation entre la hauteur précipitée, PT, et le coefficient d'écoulement du bassin versant, C1.

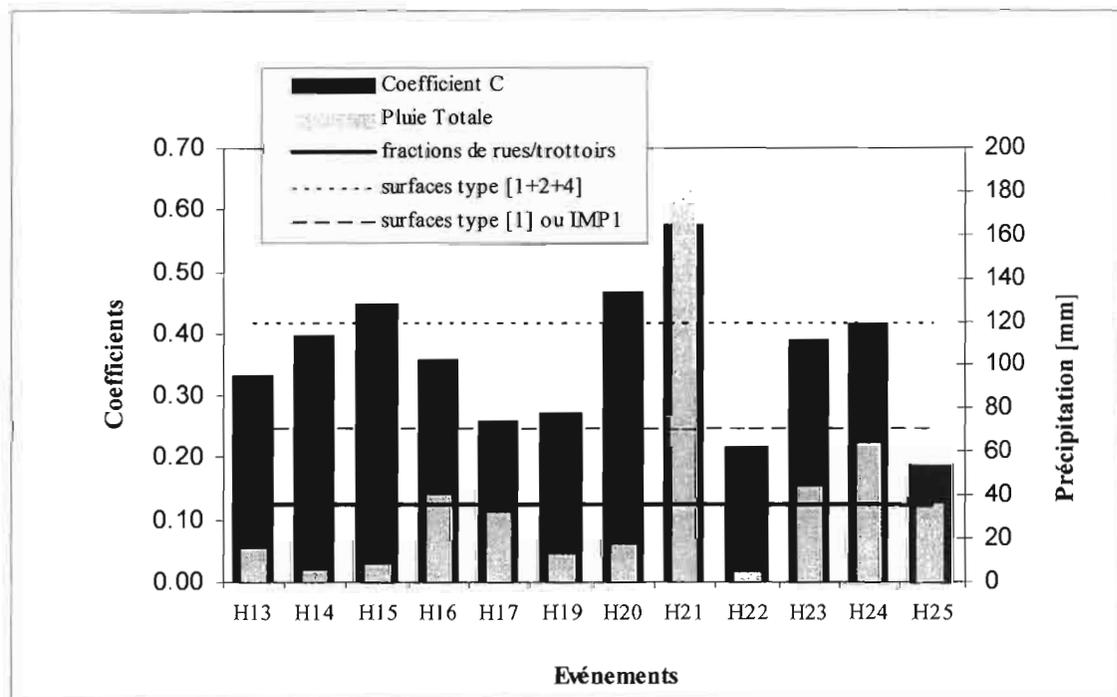


Figure IX.3. Coefficient d'écoulement, C1, hauteur précipitée, PT, et différentes fractions des surfaces actives dans le bassin versant 1.

- analyse de l'ensemble des points :

- pluies inférieures à 65 mm : les valeurs de C1 varient entre 0,19 et 0,47, sans qu'il soit possible d'établir une relation entre PT et C1
- pluies supérieures à 65 mm : on ne dispose que d'un seul enregistre dans cette catégorie. Il correspond à l'événement H21 déjà cité, avec un volume de 183 mm et une valeur de C1 égale à 0,58 ;
- l'analyse comparative des valeurs des périodes sèche 2000 (S) et humide (2000 H) ne permet pas de détecter sur ces figures un comportement différencié de la fonction de production.

- analyses des valeurs extrêmes de C1 :

Les courbes enveloppent des valeurs de C1 observées sont indiquées sur la figure IX.2 en traits interrompus. Dans le tableau IX.1 on note les pourcentages des surfaces actives les plus probables dans le cas des averses sévères et les écarts au coefficient C1 maximum du bassin versant 1 à Rafaela (0,58). Il en découle que :

- les valeurs minimales de C1 tendent vers les valeurs du pourcentage de surfaces IMP1 (ou type [1]) ;
- la courbe enveloppe des valeurs maximales de C1 s'approche, pour les averses faibles, des pourcentages représentatifs de l'ensemble de surfaces imperméables [1+2+3] ou bien de l'ensemble de surfaces "proches" [1+2+4]. Pour les averses plus sévères (et sous des conditions très humides) elle tend vers le pourcentage de surfaces urbaines ayant le plus de chance de contribuer à l'écoulement c'est-à-dire, vers l'ensemble constitué par les surfaces [1+2+3+4+6] (la totalité des surfaces imperméables et des surfaces perméables recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméables).

Tableau IX.1. Pourcentages des surfaces actives les plus probables et écarts avec le coefficient C1 maximum du bassin versant 1 à Rafaela.

N° de surface	Type De surface active	Coefficient d'imperméabilisation selon différents surfaces actives (%)	Ecart relatif <sup>(*)</sup> pour atteindre la valeur maximum du coefficient d'écoulement (58 %)
[0]	Imperméable (rues et trottoirs)	12	45
[1]	Imperméable (surfaces IMP1)	25	
[1+2+3]	Imperméable totale	40	38
[1+2+4]	Imperméables et perm. « proches »	42	-
[1+2+3+4+6]	Maximum actif le plus probable	58	-

(\*) en considérant les situations des averses intenses

De l'analyse précédente, on déduit que les surfaces perméables de types 5 et 7 (lots sans bâtiments et sans connexion directe au réseau d'assainissement pluvial, ainsi que des zones rurales comprises dans le bassin) ne contribueraient pas de façon significative dans le cas des précipitations analysées. Cependant, il faut souligner que dans le cas de

l'événement H21 il est probable que plusieurs fonctionnements se compensent : certains apports des surfaces de type 5 et 7 peuvent être du même ordre de grandeur que les pertes par stockage superficiel de l'écoulement en provenance des autres surfaces. Néanmoins, les données disponibles ne permettent pas de confirmer une telle hypothèse.

Sur la figure IX.4, on présente la relation entre la hauteur de pluie nette, c'est à dire qui participe à l'écoulement, et la hauteur de pluie totale. La droite correspond à un modèle simple où les pertes à l'écoulement sont considérées proportionnelles à la hauteur précipitée totale. On remarque que ce modèle expliquerait d'une manière simple les pertes correspondantes aux précipitations de haute et moyenne fréquence. Il permet d'estimer des pertes "initiales" de l'ordre de 3 mm, ce qui est cohérent avec les valeurs données par divers auteurs, en particulier Desbordes (1974), Huber et Dickinson (1988), Chocat (1997b) et Tucci (1998). Toutefois, dans le cas de l'événement extrême H21, la relation est sensiblement différente. La courbe en traits interrompus représente mieux les pertes pour l'ensemble des événements. Elle correspond au comportement décrit par un modèle de type Horton (ou de type Green et Ampt), avec une diminution progressive des pertes à mesure que le volume précipité augmente.

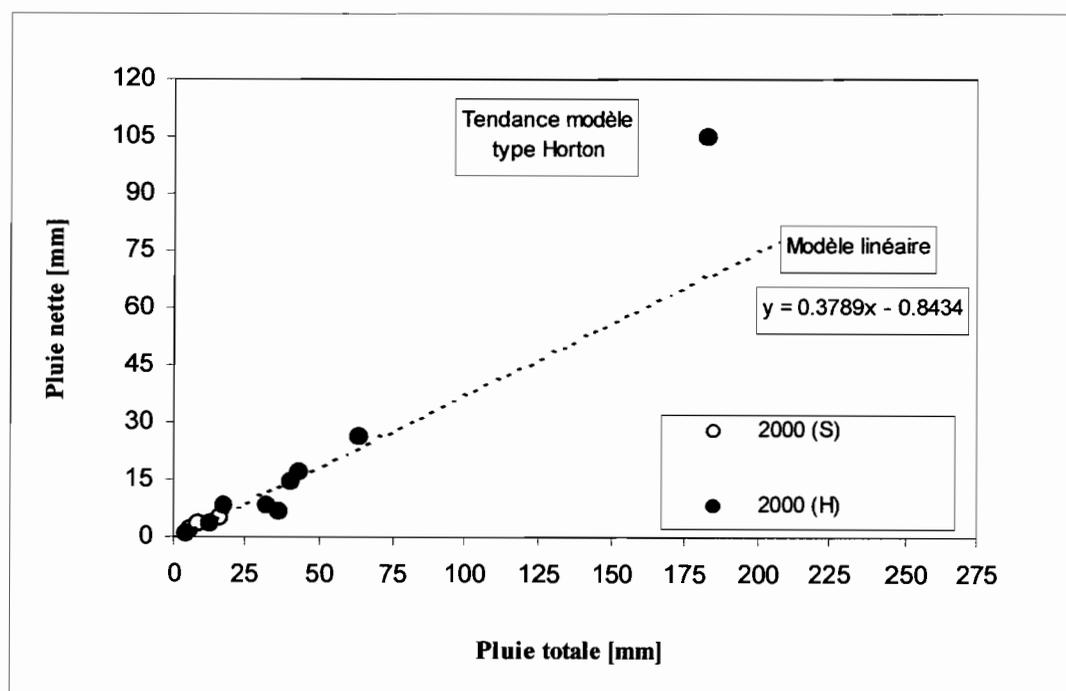


Figure IX.4. Relation entre la hauteur de pluie nette et la hauteur de pluie totale pour le bassin versant 1 à Rafaela.

Une alternative de simulation consisterait en un modèle simple de pertes dont le calage ne serait réalisé que pour une certaine catégorie d'événements que l'on souhaite modéliser (par exemple, les événements produits par des pluies intenses, si l'objectif

prioritaire est la simulation des crues extrêmes). Toutefois, ce modèle ne sera pas valable pour la simulation d'un autre échantillon d'événements.

En résumé, dans le bassin 1 de Rafaela :

- les valeurs minimales de C1 tendent vers le pourcentage de surfaces imperméables directement connectées au réseau (surfaces type IMP1 ou [1]) ;
- les valeurs maximales de C1 sont complètement expliquées par l'apport des fractions imperméables et perméables du secteur urbain ;
- pour les précipitations observées les zones perméables du secteur rural agissent comme un réservoir de capacité infinie, sans produire d'apport significatif ;
- la participation des surfaces perméables urbaines augmente avec l'importance de la précipitation. Le processus de pertes par infiltration peut être décrit par un modèle de type "hortonien" (pertes diminuant avec l'intensité de pluie) ou de type Green et Ampt (pertes diminuant avec le volume infiltré). Les pertes initiales seraient de l'ordre de 3 mm.
- l'humidité antérieure joue un rôle pratiquement négligeable sur des surfaces perméables contrôlées par l'action de l'homme (secteurs aux dimensions limitées, etc.), et sous l'influence des surfaces imperméables voisines, ;
- le volume produit par le secteur urbain n'est pas significativement réduit par un stockage superficiel (ce qui est une caractéristique de la ville).

### *IX.2.3. Analyse dans le bassin versant 2 à Rafaela (13,63 km<sup>2</sup>)*

Sur les figures IX.5 à IX.8 et dans le tableau IX.2 on présente les informations correspondantes à ce bassin. L'échantillon disponible est constitué par 27 événements enregistrés au cours de quatre périodes de mesures différentes identifiés dans la section V.6.1.

Ce sont :

- (i) trois événements correspondants à la période 1997-1998 (identifiés comme V1, V2 et V3 dans le tableau V.10) ;
- (ii) trois événements correspondants à la période septembre-octobre 1999 (identifiés comme H1, H2 et H3 dans le tableau V.10) ;
- (iii) douze événements correspondants à la période 1999-2000 S (période plus sèche) ;
- (iv) neuf événements correspondants à la période la plus humide 2000 H.

Sur la figure IX.5 on a conservé la même échelle des ordonnées que celle de la figure IX.2 afin de permettre la comparaison des coefficients d'écoulement des deux bassins. Comme dans le cas du bassin 1 (figure IX.5) les courbes enveloppent des valeurs enregistrées ont été tracées. Deux caractéristiques de la relation entre la hauteur totale de précipitation PT et le coefficient C2 ont été analysées : (i) le comportement de l'ensemble des points, et (ii) le comportement des valeurs extrêmes (maximales et minimales).

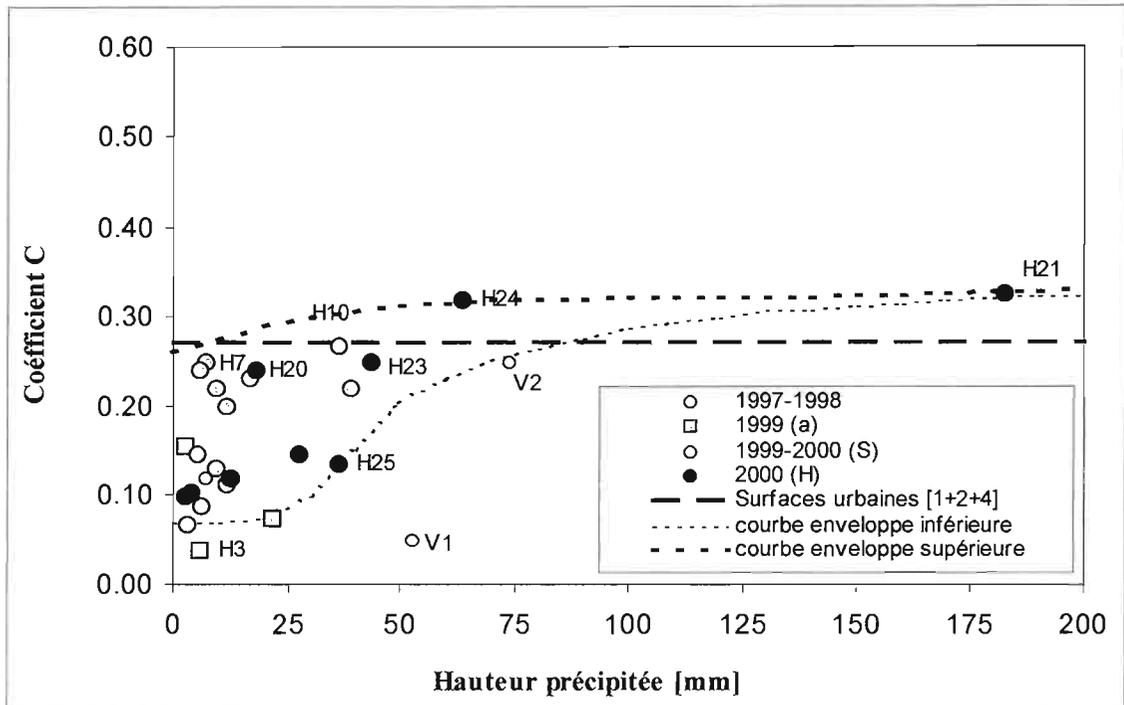


Figure IX.5. Nuage de points caractérisant la relation entre la hauteur précipitée, PT, et le coefficient d'écoulement du bassin versant, C2.

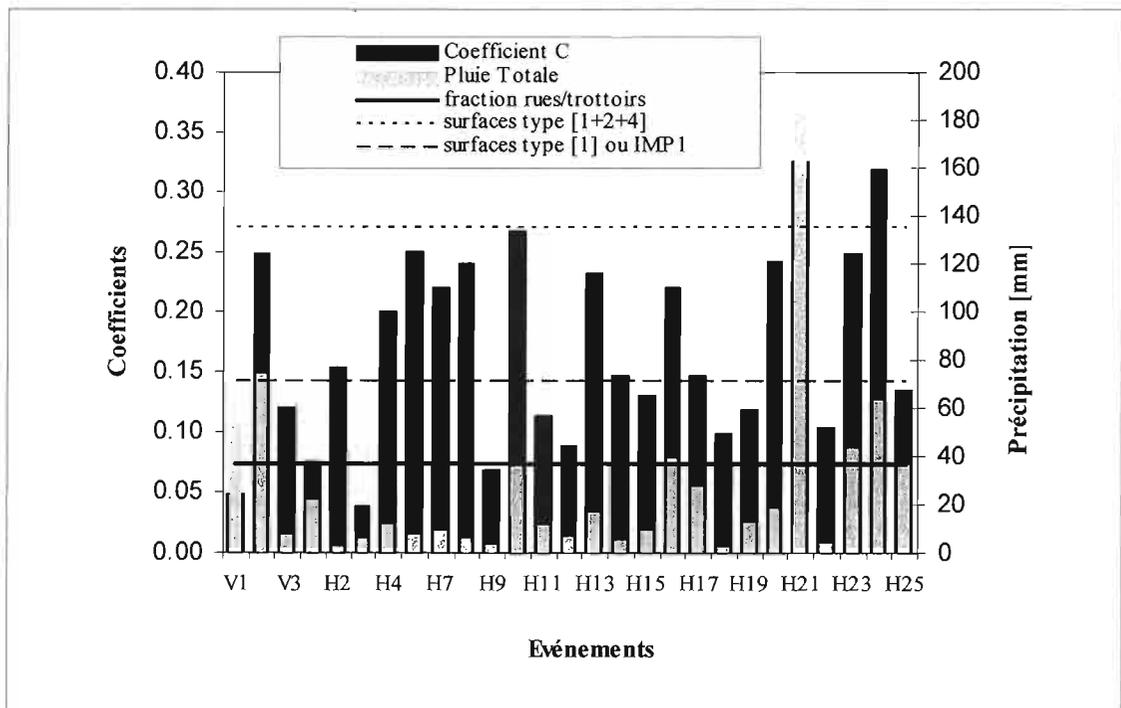


Figure IX.6. Coefficient d'écoulement, C2, hauteur précipitée, PT, et différentes fractions des surfaces actives dans le bassin versant 2.

Tableau IX.2. Pourcentages des surfaces actives les plus probables et écarts avec le coefficient C2 maximum du bassin versant 2 à Rafaela.

N° de surface	Type de surface active	Coefficient d'imperméabilisation selon différents surfaces actives (%)	Ecart relatif <sup>(*)</sup> pour atteindre la valeur maximum du coefficient d'écoulement (33 %)
[0]	Imperméable (de rues et trottoirs)	7	32
[1]	Imperméable (de surfaces IMP1)	14	
[1+2+3]	Imperméable totale	25	22
[1+2+4]	Imperméable et perm. « proches »	27	-
[1+2+3+4+5]	Le maximum active le plus probable	33	-

(\*) en considérant les situations des averses intenses

- analyse de l'ensemble des points :

- pluies inférieures à 25 mm : les valeurs de C2 varient entre 0,04 et 0,25, sans relation claire entre les deux variables analysées. La variabilité de C2 est grande dans les limites indiquées ;
- pluies entre 25 et 50 mm : on note une tendance à la croissance de la valeur de C2 avec PT ; la variabilité continue d'être élevée, comprise entre 0.12 et 0.27 ;
- pluies supérieures à 50 mm : dans cette classe, on trouve quatre points, dont l'un correspond à l'événement H21 cité plus haut. Deux points (événement V1 et V2 de la période 1997-1998) s'éloignent de la tendance générale, plus particulièrement dans le cas de l'événement V1. Les deux événements correspondent à une période au cours de laquelle on a rencontré des problèmes avec le flotteur du limnigraphe (fuite par un trou). La position des deux points confirme le dysfonctionnement et permet une première estimation de l'erreur qui lui est associée, celle-ci étant plus significative pour les événements de petite et de moyenne envergure que pour les événements plus importants. Ce constat a conduit à retirer de l'échantillon étudié l'événement V1. On observe alors que pour les pluies supérieures à 50 mm, le coefficient C2 tend à se stabiliser autour de la valeur 0,33.

- analyses des valeurs extrêmes de C2 :

Sur la base des figures IX.5 et IX.6, du tableau IX.2 et des caractéristiques des événements (Annexe II), on déduit que :

- pour les événements provoqués par des orages très faibles la valeur minimale de C2 est du même ordre de grandeur que le coefficient d'imperméabilisation donné par des rues et trottoirs [0], à l'exception des événements V1 (analysé préalablement) et H3. Ce dernier correspond aussi à la période préalable à la réinstallation définitive du limnigraphe. Il est donc possible, que les dysfonctionnements déjà mentionnés pour l'événement V1 se soient poursuivis jusqu'à la mise en place définitive de l'installation limnigraphique ;

- dix des vingt-cinq événements restants présentent un coefficient C2 inférieur au pourcentage représentatif des surfaces de type IMP1 [1]. Cela pourrait être dû à : (i) une surestimation de la valeur réelle du pourcentage de surfaces de type [1], et/ou (ii) à des pertes produites lors de l'écoulement de la fraction générée depuis les surfaces de type [1] (pertes dans le réseau d'assainissement). Cette hypothèse est justifiée par le fait que, dans le bassin 2, les canaux naturels ont une longueur plusieurs fois supérieure que dans le cas du bassin 1 (tableau IX.3). Comme les précipitations des dix événements sont faibles, la deuxième hypothèse a sans doute été prépondérante. Une analyse détaillée de quelques événements (par exemple, H14 et H15, tous deux produits par des pluies de faible volume et de faible intensité, entre 2 et 5 mm/h) confirme cette hypothèse de pertes au cours du transfert, celles-ci étant maximales pendant la période sèche et pour des pluies faibles. Ce processus est analysé plus loin dans la section IX.2.4 ;
- lors des orages où se sont succédées des séquences de plus grande intensité (noyaux successifs plus intenses), les valeurs du coefficient C2 tendent à s'approcher de la valeur maximale (événements H7, H10, H20, H21 et H24 de la figure IX.5). Cette propriété confirme l'existence de pertes au cours de la première période d'orage, en permettant une croissance globale de C2. Pendant ces événements les intensités de pluie maximales enregistrées présentent une grande variabilité (de 20 mm/h à 130 mm/h) ;
- bien que la tendance générale soit à une croissance de C2 avec PT, l'enveloppe des valeurs maximales montre une certaine invariabilité de C2 par rapport à PT, se stabilisant autour de la valeur 0,33 environ. La valeur maximale de C2 est du même ordre que le pourcentage de surfaces donné par la relation [1+2+3+4+5] (voir tableau IX.2).

Tableau IX.3. Caractéristiques du réseau d'assainissement pluvial à Rafaela.

Paramètre	Unités	Numéro d'identification du bassin versant	
		1	2
Superficie Totale, A	[km <sup>2</sup> ]	4,80	13,63
Superficie du secteur urbain, Au	[km <sup>2</sup> ]	3,04	5,76
Longueur totale du système de drainage, Ld	[km]	10,03	22,69
Longueur du système de conduites pluviales, LT	[km]	8,85	14,84
Longueur du système de canaux naturels, Lcn	[km]	1,18	7,85
Rapport canaux naturels / longueur totale Ld	[%]	11	35
Rapport canaux naturels / superficie totale A	[%]	24	58
Densité de drainage totale, Dd	[km/km <sup>2</sup> ]	2,10	1,66
Pente moyenne du canal principal, Sc	[m/m]	0,00131	0,00233
Longueur du canal principal, Lc	[km]	2,38	7,30
Longueur du canal principal (secteur naturel)	[km]	0,65	5,57

Sur la figure IX.7 on présente la même relation que sur la figure IX.5, avec l'identification dans ce cas du cumul précipité des 5 jours antérieurs aux événements enregistrés (I.P.A. 5). Un pas de temps quotidien a été adopté en première analyse de l'influence possible de l'humidité initiale. Les courbes enveloppent de valeurs maximales et minimales sont tracées (l'échelle des ordonnées est différente du cas de la figure IX.5).

La figure permet de déduire que, pour ce bassin, comportant une zone rurale plus importante et avec une plus grande proportion de canaux naturels que le bassin 1, l'humidité initiale a sans doute une influence plus significative, particulièrement dans le cas des précipitations inférieures à 40 mm, cette influence diminuant progressivement au fur et à mesure que le total précipité augmente. Les informations disponibles ne permettent cependant pas de caractériser complètement les deux courbes enveloppant pour certaines catégories de précipitations enregistrées.

Sur la figure IX.8 on présente la relation entre la hauteur de pluie écoulee et la hauteur de pluie totale. Le comportement général est similaire à celui déjà observé sur la figure IX.4, et les commentaires exprimés pour cette figure restent valables. L'ordre de grandeur des pertes "initiales" est le même que pour le bassin 1 (3 mm).

En résumé, l'analyse des informations disponibles conduit aux remarques suivantes:

- L'existence de pertes initiales dans le réseau d'assainissement (qui comporte une plus grande longueur de canaux naturels) peut expliquer le fait que les valeurs minimales de C2 soient inférieures à la valeur donnée par le pourcentage de surfaces de type [1] ;
- Les valeurs maximales de C2 peuvent être expliquées par l'apport des surfaces imperméables et perméables du secteur urbain représentées dans ce cas par les fractions [1+2+3+4+5] ;
- Les surfaces perméables du secteur rural et celles n'ayant pas d'interaction avec les zones imperméables agissent comme un réservoir à capacité infinie (pour le spectre de précipitations observées), ne produisant pas d'apport notable du point de vue pratique ;
- La participation des surfaces perméables urbaines augmente avec l'importance (en volume et en intensité) de la pluie, en conservant une relation avec le processus de pertes par infiltration estimé pour le bassin 1 ;
- la hauteur totale précipitée n'explique pas toute seule la variabilité du coefficient C2, plus particulièrement dans le cas des pluies inférieures à 40 mm ou les conditions initiales ont un rôle significatif par rapport au cas de pluies plus abondantes.

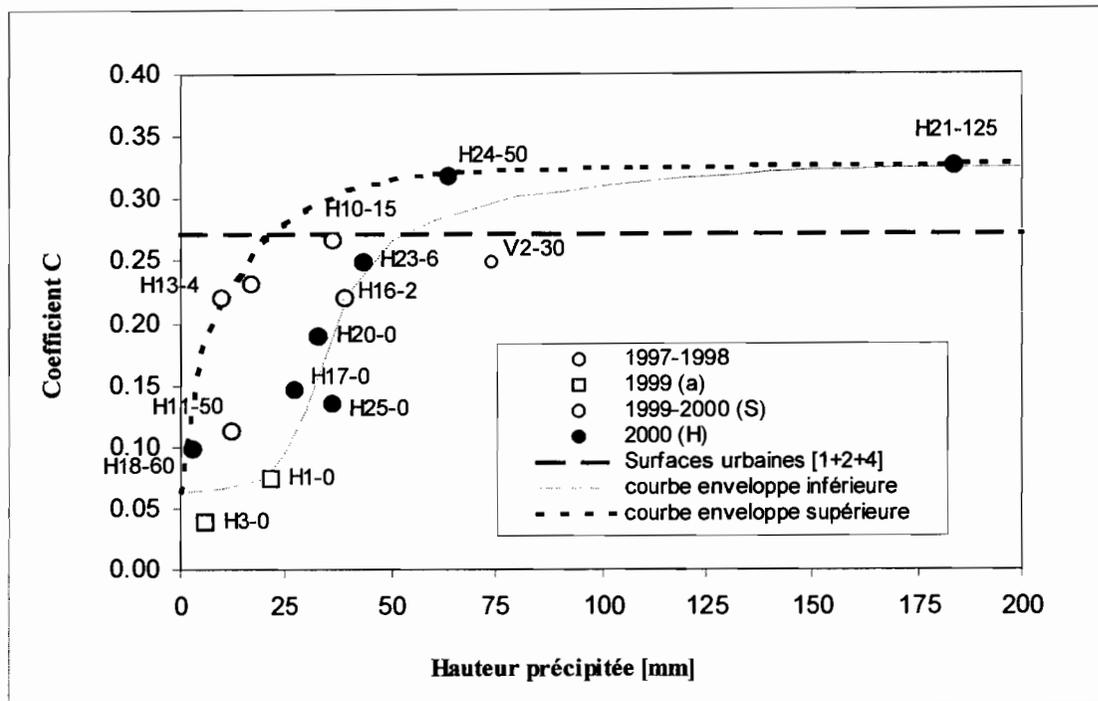


Figure IX.7. Nuage de points caractérisant la relation entre la hauteur précipitée, PT, et le coefficient d'écoulement du bassin versant, C2 (la deuxième valeur associée à chaque événement indique la précipitation antécédente, I.P.A. 5).

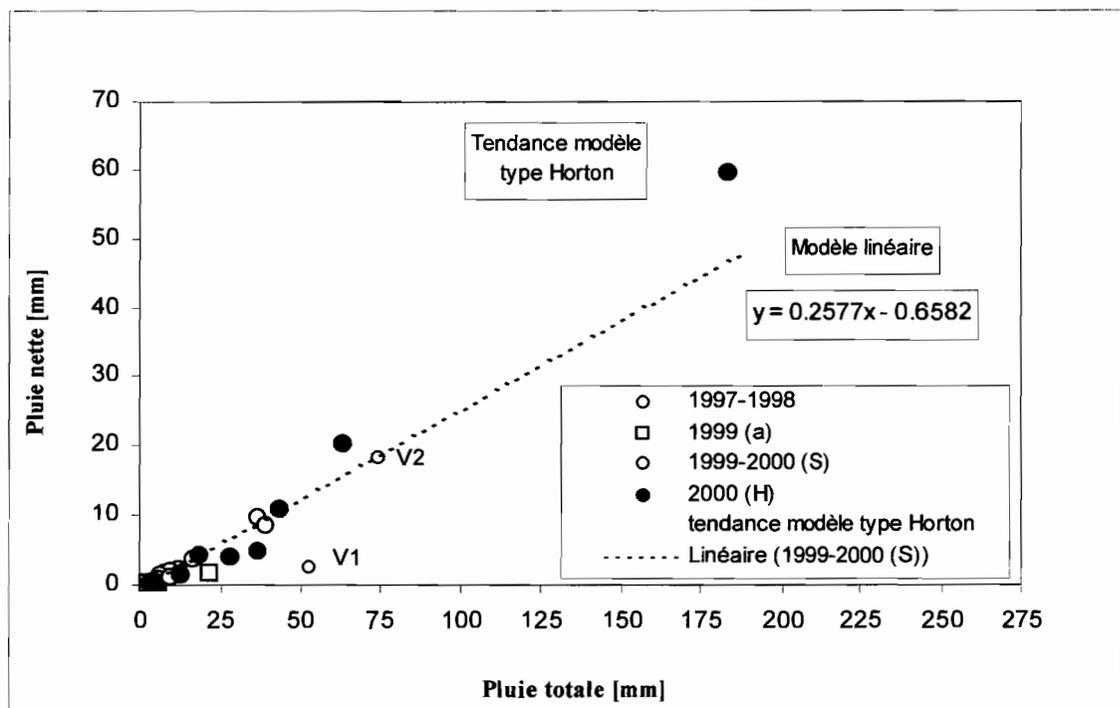


Figure IX.8. Relation entre la hauteur de pluie écoulee et la hauteur de pluie totale pour le bassin versant 2 à Rafaela.

#### IX.2.4. Analyse comparative du comportement des deux bassins versants

Les données correspondant aux 12 événements enregistrés simultanément sur les deux bassins pendant la période février-avril 2000 ont permis de réaliser une analyse comparative des valeurs des coefficients d'écoulement C1 et C2. La figure IX.9 synthétise cette information. Dans le tableau IX.4 on présente les rapports correspondants aux pourcentages des diverses fractions des surfaces perméables et imperméables des deux bassins versants.

On en déduit que :

- pour tous les événements enregistrés, les valeurs de C1 sont supérieures aux valeurs correspondantes de C2. ;
- on note que huit des douze événements analysés se rapprochent de la droite  $C2 = 0,56 C1$  (figure IX.9) alors que le rapport entre les coefficients d'imperméabilisation des deux bassins versant ( $Imp2/Imp1$ ) est égal à 0,62 ;
- pour ces huit points, sept appartiennent à la période humide (2000 H), ce qui indiquerait que cette tendance moyenne correspond à des conditions de sols relativement humides. L'exception correspond à l'événement H24. En revanche, trois des quatre valeurs de la période sèche (2000 S) s'écartent notablement de cette tendance.

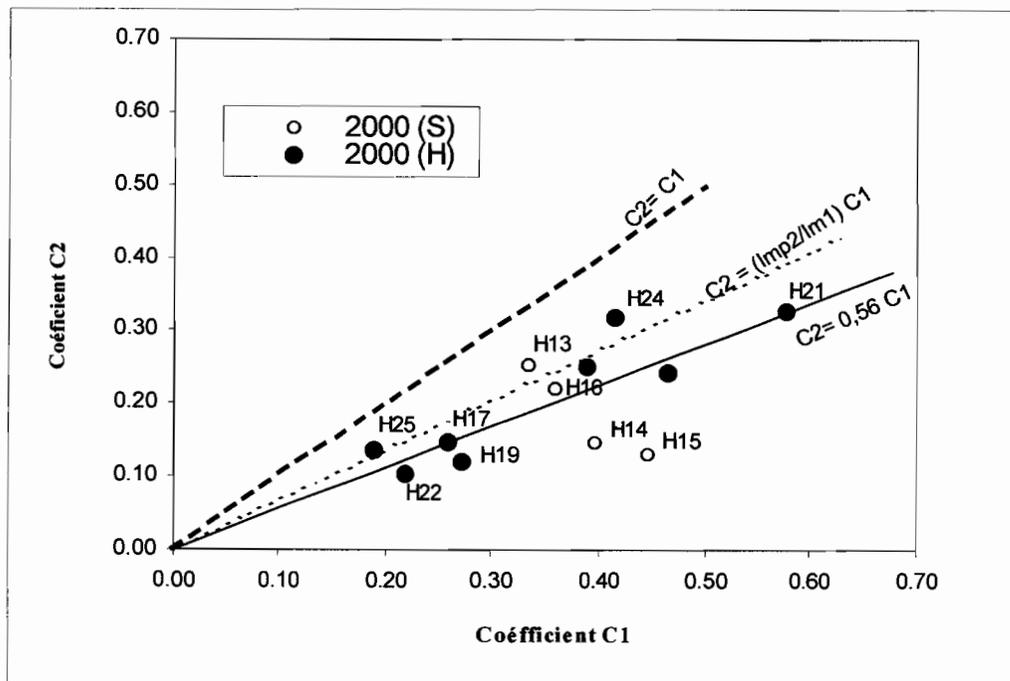


Figure IX.9. Rapports entre les coefficients d'écoulement des deux bassins versant à Rafaela (période 1999-2000).

Tableau IX.4. Rapports entre les pourcentages des diverses fractions des surfaces perméables et imperméables des deux bassins versants de Rafaela.

Type de surface	Rapport surface 2/surface 1
[1]	0,57
[1+2]	0,60
[1+2+3]	0,62
[1+2+3+4]	0,65
[1+2+3+4+5+6]	0,67

Une interprétation de ce comportement relatif entre les deux bassins est proposée ci-dessous. Même si la tendance est plus significative lors de la période humide, il est intéressant de l'étudier sur les différentes séquences chronologiques.

*- Période sèche (2000 S) :*

L'analyse comparative des événements H13 à H16 a permis d'estimer que, conformément à ce qui est indiqué dans la section précédente, les pertes au cours du transfert sont notables pendant les événements d'envergure très faible. Avec l'augmentation de l'intensité de pluie, une réduction des pertes par infiltration et une accélération du flux se produit et les pertes diminuent dans le réseau. Ces pertes sont relativement indépendantes des conditions d'humidité du bassin. Cette interprétation explique le comportement des événements H13 et H16 par comparaison avec les événements H14 et H15.

Enfin, la valeur plus basse de C1 pour l'événement H13 s'explique, par le fait que lors cet événement la pluie n'a pas été uniformément distribuée, restant 35% inférieure sur le bassin 1 par rapport à la valeur moyenne enregistrée sur le reste du bassin 2.

*- Conditions humides (2000 H) :*

Les huit événements de cette période correspondent à des précipitations couvrant un large spectre de situations, avec des volumes compris entre 4 mm et 183 mm. On peut expliquer la réduction moyenne de C2 à 56% du coefficient C1 par les considérations suivantes :

- *pour les événements de pluies faibles en volume et en intensité* : les fonctionnements déjà proposés pour la période sèche se répètent pour la période humide. Cependant, si la condition d'humidité antérieure est élevée (cas de l'événement H22) la réduction de C2 par rapport à la valeur correspondante de C1 s'explique par une réduction relative des surfaces de type [1], passant à 57 % (voir tableau IX.4) ;
- *pour les événements de moyenne à grande envergure* : en suivant les conclusions des deux sections précédentes, l'analyse du coefficient d'écoulement et des pourcentages des différentes zones indique que les surfaces actives les plus probables des bassins 1 et 2 correspondent aux fractions [1+2+3+4+6] et [1+2+3+4+5] respectivement. Bien que cette considération permette d'exprimer d'un point de vue pratique le volume des crues, une explication plus rationnelle, développée ci-dessous, justifie le comportement relatif des deux bassins. Il faut enfin remarquer que sur la figure IX.9 l'éloignement du point H24 par rapport à la droite de comportement moyen peut s'expliquer, comme

dans le cas de l'événement H13, par la variabilité spatiale de la précipitation. Toutefois, à la différence de H3, on ne dispose dans ce cas que de la précipitation à la station de l'INTA Rafaela et cette hypothèse ne peut pas être vérifiée.

- *Processus intervenant dans le comportement relatif entre les deux bassins :*

Il existe, entre autres, trois situations pouvant affecter de manière significative les valeurs relatives du coefficient d'écoulement :

- (i) un accroissement de la précipitation avec une réduction de la surface ;
- (ii) un effet de stockage dans les zones urbaines ;
- (iii) un effet de stockage dans les zones rurales et périurbaines.

• *accroissement de la précipitation avec une réduction de la surface :*

Cet effet dépend des caractéristiques de la précipitation et il se manifeste plus particulièrement à l'occasion d'orages de type convectif. On a enregistré des événements où le total précipité présente une variation atteignant 35 % (cas de l'événement H13 déjà cité). Cependant, les précipitations les plus abondantes observées dans la région présentent généralement une grande homogénéité spatiale sur des superficies plusieurs fois supérieures à celles des bassins analysés. Ces orages sont d'origine frontale, et dans certains cas ils peuvent être associés à l'influence du phénomène ENSO (*El Niño Southern Oscillation*). C'est la raison pour laquelle l'influence de l'accroissement de la précipitation sur les deux surfaces analysées ne justifie pas une réduction de la relation C2/C1 en deçà de la valeur 0,67 donnée par la relation des mêmes fractions imperméables et perméables pour les deux bassins (tableau IX.4) ;

• *effet de stockage dans les zones urbaines :*

Sur plusieurs secteurs urbains du bassin 2 (hors du bassin 1) on note des inondations systématiques lors des pluies dont les intensités dépassent 25 mm/h environ. Ces inondations sont provoquées par l'engorgement par sédimentation dans certains collecteurs secondaires ou tertiaires. Ce phénomène atteint dans quelques cas jusqu'à 60 % de la capacité des collecteurs selon des contrôles réalisés en 1997-1998 avec un système de vidéosurveillance. Toutefois ces inondations urbaines se résorbent en deux heures après la fin de la pluie. L'évaluation de la surface des secteurs soumis à ces inondations systématiques et la charge hydraulique moyenne qu'on y registre pour une précipitation totale de 50 mm (de 0.20 à 0.30 m) indique que le volume cumulé peut atteindre 3 à 5% du volume total écoulé sur le bassin 2. Par conséquent, au regard de la valeur réduite de ce pourcentage et du "destockage" relativement rapide, on peut admettre que ce stockage ne contribue que marginalement à l'écart du rapport C2/C1 avec la valeur de référence 0,67 ;

• *effet de stockage dans les zones rurales et périurbaines :*

Dans les secteurs ruraux l'accumulation superficielle sous forme de flaques et de petites mares est une caractéristique naturelle de la région déjà mentionnée au chapitre V. Les figures IX.10 montrent des zones rurales de la périphérie de Rafaela après l'événement intense de novembre 1995 (voir tableau V.2), avec d'important stockage superficiel.

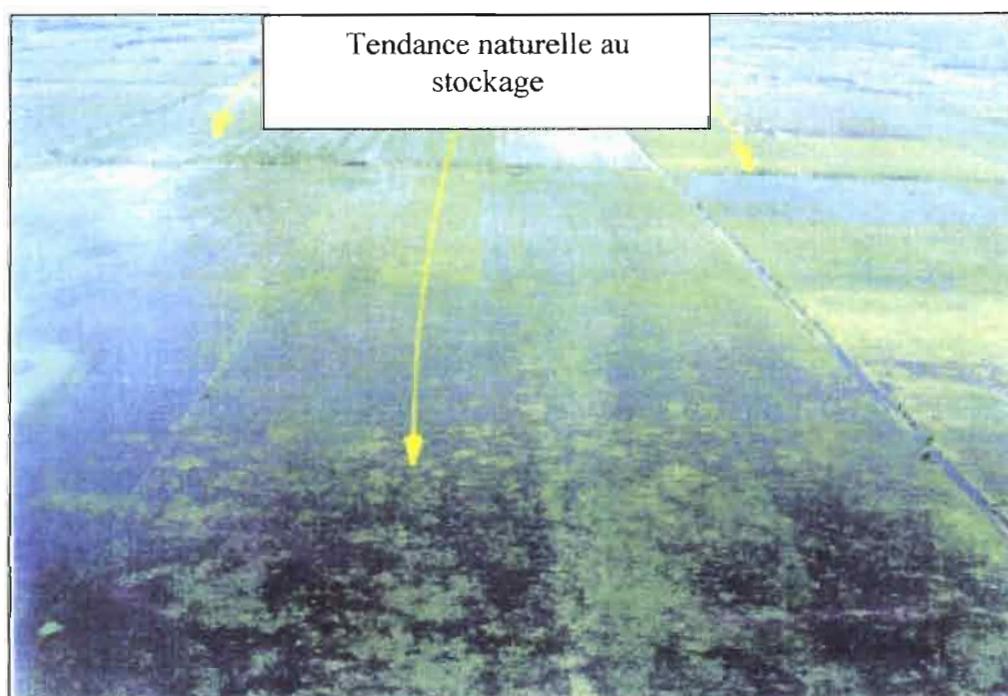


Figure IX.10. Stockage superficiel dans le secteur rural proche de Rafaela quelques heures après l'averse du 8/11/95.

Il faut également prendre en compte la capacité d'infiltration des sols ruraux (en majorité destinés au labour et à l'élevage extensif des bovins) qui dépasse très probablement celle des sols perméables du secteur urbain. Bien qu'on ne dispose pas d'essais d'infiltration en zone rurale et urbaine de Rafaela, des expériences réalisées dans d'autres régions de la pampa centrale permettent d'admettre ce comportement différentiel du processus d'infiltration (INTA,1990). Cela est dû à la plus grande porosité et rugosité des sols ruraux en comparaison avec les zones perméables du secteur urbain.

Par ailleurs, la tendance à l'accumulation dans le réseau d'assainissement rural est plus prononcée en zones éloignées du centre urbain par suite d'une maintenance moins bien assurée. Pour résumer, en ne considérant que la relation des surfaces couvertes par les surfaces perméables, on n'exprime pas les différences d'infiltration et de stockage superficiel entre les deux bassins versants.

Une accumulation moyenne de 0,02 m sur le quart du secteur rural représente pour une pluie de l'ordre de 50 mm de 20 % à 30 % du volume écoulé.

Il en résulte que la réduction de la relation moyenne  $C2/C1$  de 0,67 à 0,56 peut s'expliquer pour les événements de moyenne et grande envergure par l'ensemble des processus d'accumulation superficielle sur le secteur rural et périurbain. En termes des pourcentages de surfaces contributives, cela équivaut à une non-contribution des surfaces de type [6+7] pour le bassin versant 2.

### IX.3. Analyse de la fonction de transfert du bassin versant Rafaela 2

#### IX.3.1. Analyse élémentaire de la relation $Tlag$ versus $Tc$

Selon l'analyse conduite au chapitre VII, le temps de concentration des bassins versants de Rafaela présente une variation sensible en fonction de la charge hydraulique. Sur la figure IX.11 on présente la relation entre le temps de concentration,  $Tc$ , et le temps de retard,  $Tlag$ , obtenue à partir des données du bassin versant 2. Les deux variables ont été estimées en respectant les définitions indiquées dans la section VIII.6.1.

Sur la figure les mêmes tendances linéaires que sur la figure VIII.10 ont été ajoutées :

- (i) la tendance moyenne des valeurs observées (l'équation mathématique indiqué correspond à cette tendance) ;
- (ii) la tendance moyenne déduite par Singh (1988) à partir des données de Mc Cuen et al. (1984) correspondant à 39 bassins versants urbains et semi-urbains des Etats-Unis et,
- (iii) la tendance moyenne donnée par le SCS (1975) dans la méthode de l'hydrogramme unitaire triangulaire.

Comme dans le cas de Villa Carlos Paz, on observe que les trois tendances moyennes sont très proches entre elles. Les données indiquent que  $Tc$  et  $Tlag$ , ce dernier normalement associé au paramètre  $K$  du modèle du réservoir linéaire, présentent une variabilité notable en fonction de la grandeur du débit dans le canal.

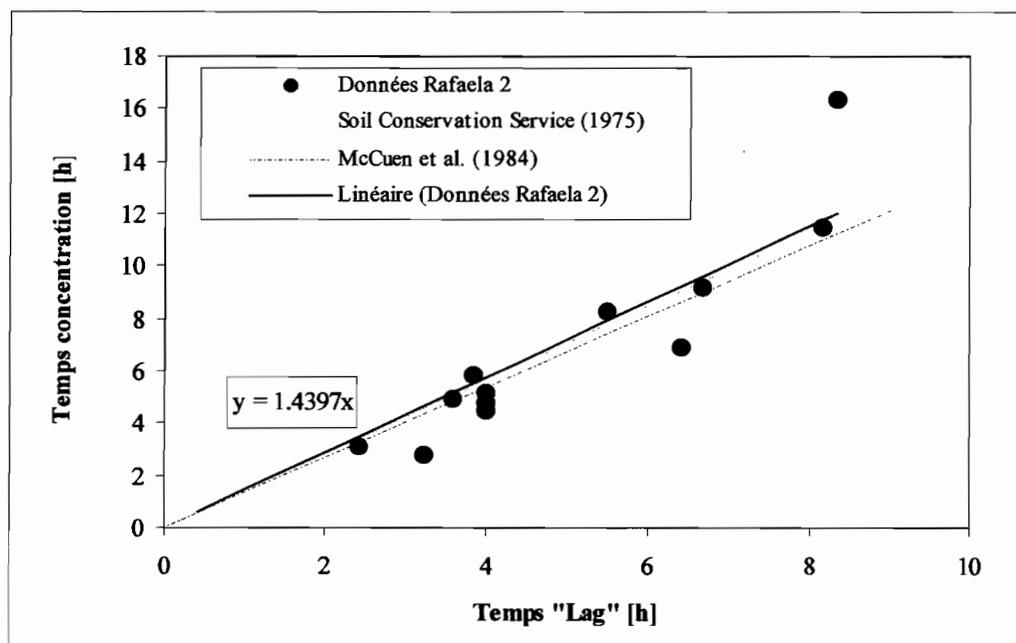


Figure IX.11. Relation entre le temps de concentration,  $T_c$ , et le temps de retard,  $T_{lag}$ . Bassin versant Rafaela 2.

### IX.3.5. Impact hydrologique de l'augmentation de l'urbanisation

Sur la figure IX.12 on présente les valeurs du débit maximum spécifique,  $q_{max}$ , correspondant à tous les événements enregistrés dans les deux bassins versants. On observe une relation directe entre la réduction de  $q_{max}$  et l'intensité de la pluie. La plus grande réduction (70 %) a été enregistrée dans le cas de l'événement H21 qui correspond à la précipitation la plus intense et abondante (183 mm), mais avec une grande homogénéité spatiale.

Dans le tableau IX.5 sont synthétisées quelques informations qui donnent une caractérisation préliminaire de l'impact de l'augmentation de l'urbanisation sur le comportement hydrologique des bassins versants analysés.

Tableau IX.5. Impact hydrologique de l'augmentation de l'urbanisation sur la ville de Rafaela (par comparaison des deux bassins versants).

Effet	Unités	Valeur moyenne
Augmentation de l'urbanisation, % $A_{imp}$	[%]	15
Augmentation dans la densité de drainage, $D_d$	[%]	26
Augmentation dans le coeff. d'écoulement maximum, $C_{max}$	[%]	75
Réduction dans le temps de concentration, $T_c$	[%]	140
Augmentation du débit maximum spécifique, $q_{max}$	[%]	120

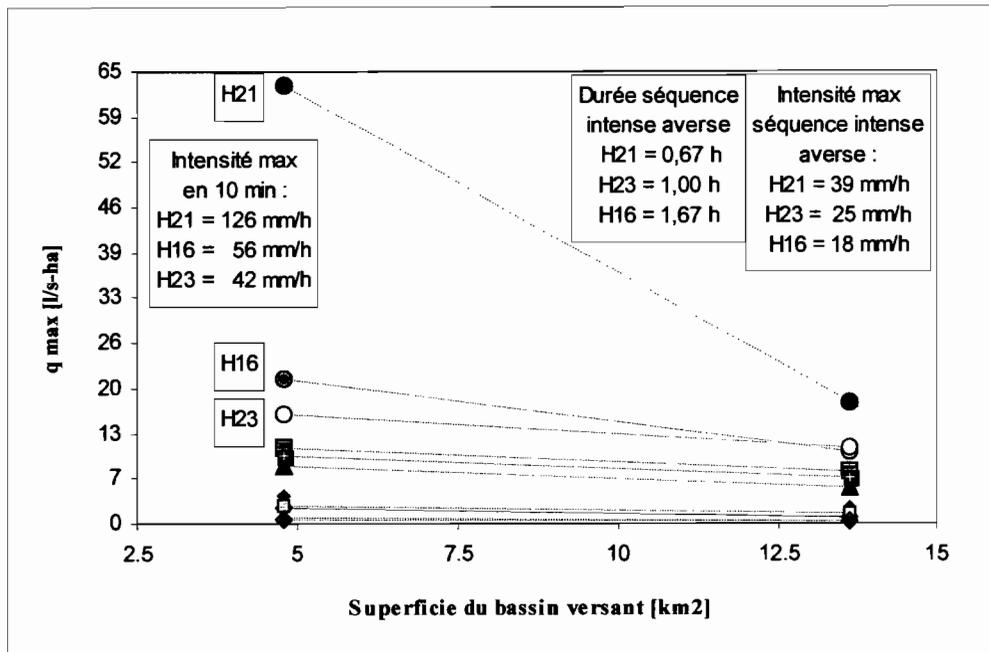


Figure IX.12. Débit maximum spécifique,  $q_{max}$ , correspondant à l'ensemble des événements enregistrés dans les deux bassins versants.

#### IX.4. Modélisation globale des fonctions de production et de transfert

##### IX.4.1. Généralités

La modélisation des fonctions de production et de transfert a été réalisée sur le bassin versant 2. Pour ce faire, 13 événements de la période 1999-2000 présentant un débit de point supérieur à 1,5 m<sup>3</sup>/s ont été retenus. Pour la fonction de production, on a décidé de tester en premier lieu les modèles de pertes simplifiés présentés au chapitre VIII afin de ne retenir qu'un nombre minimal des paramètres pour le modèle hydrologique. Dans toutes les analyses, les surfaces type [6+7] ont été considérées comme un réservoir à capacité infinie. Pour la fonction de transfert, on a retenu le modèle de Clark, en caractérisant  $T_c$  par l'expression de l'onde cinématique (équation VIII.26).

La méthode est la même que celle utilisée au chapitre VIII dans le cas du bassin versant de Villa Carlos Paz. C'est la raison pour laquelle les résultats finals des deux étapes (production et transfert) sont directement présentés ci-dessous, sans détailler les étapes intermédiaires.

##### IX.4.2. Synthèses des résultats

Les figures IX.13 à IX.17 présentent les résultats de l'application du schéma 5 (modèle de l'indice Phi et réservoir de stockage global, STG) avec le niveau C de partition du bassin versant (événements de calage).

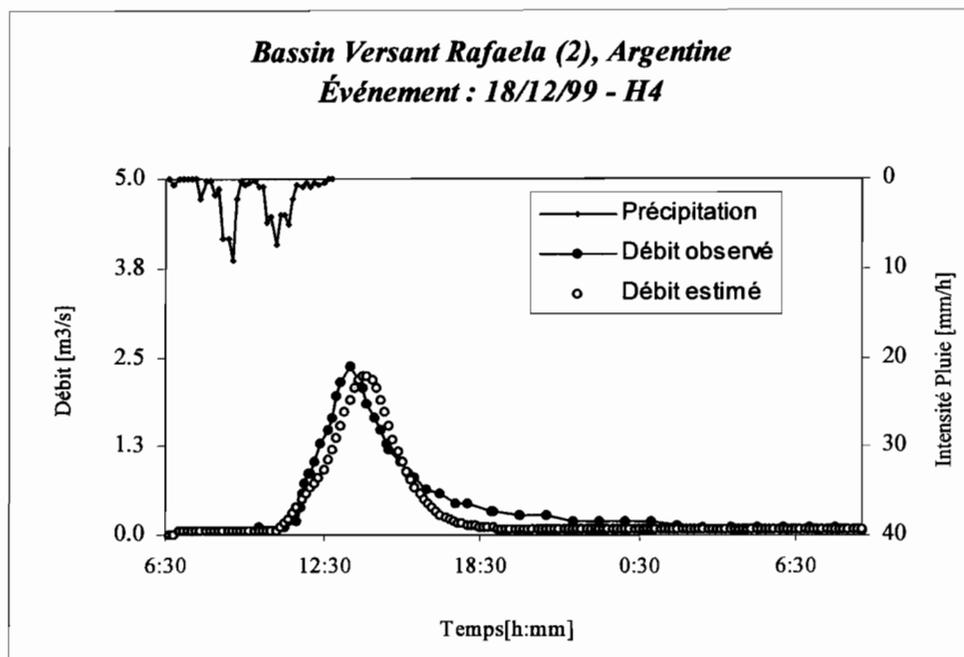


Figure IX.13. Modèle Phi-Clark (niveau de partition C). Événement de l'ensemble de calage. ( $\Phi = 1.10 \text{ mm/h}$  ;  $\text{STG} = 2.50 \text{ mm}$  ;  $T_c = 6 \Delta t$  ;  $\Delta t = 10 \text{ min}$ ).

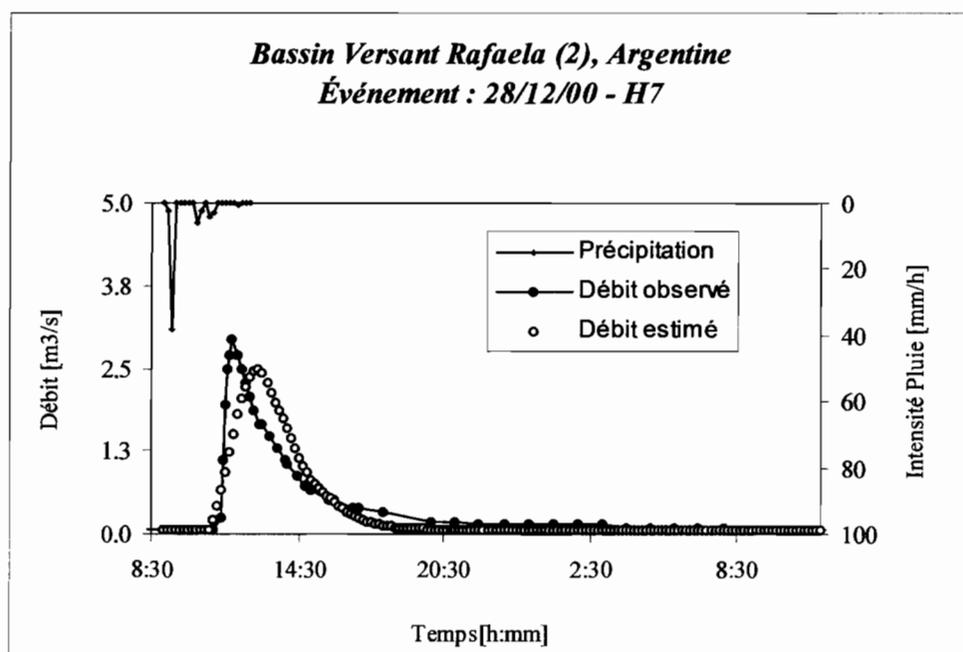


Figure IX.14. Modèle Phi-Clark (niveau de partition C). Événement de l'ensemble de calage. ( $\Phi = 1.10 \text{ mm/h}$  ;  $\text{STG} = 2.50 \text{ mm}$  ;  $T_c = 6 \Delta t$  ;  $\Delta t = 10 \text{ min}$ ).

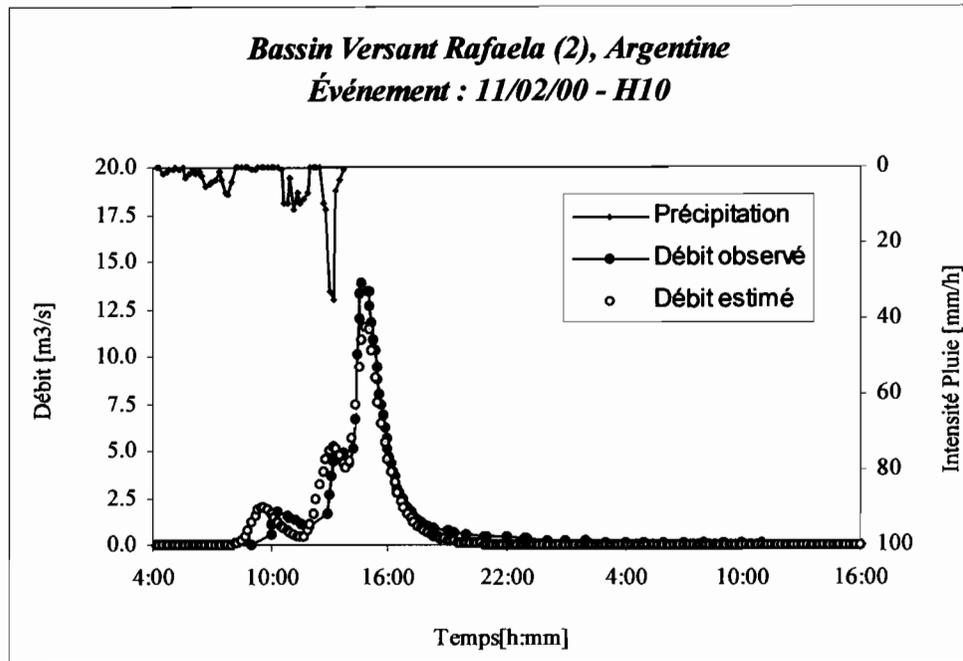


Figure IX.15. Modèle Phi-Clark (niveau de partition C). Événement de l'ensemble de calage. ( $\Phi = 1.10 \text{ mm/h}$  ;  $\text{STG} = 2.50 \text{ mm}$  ;  $T_c = 6 \Delta t$  ;  $\Delta t = 10 \text{ min}$ ).

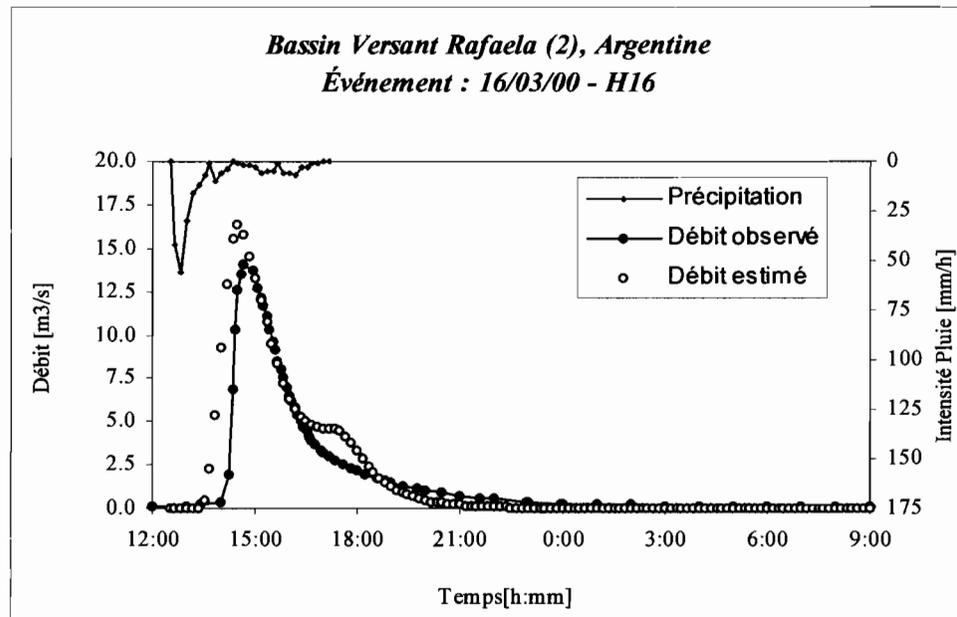


Figure IX.16. Modèle Phi-Clark (niveau de partition C). Événement de l'ensemble de calage. ( $\Phi = 1.10 \text{ mm/h}$  ;  $\text{STG} = 2.50 \text{ mm}$  ;  $T_c = 6 \Delta t$  ;  $\Delta t = 10 \text{ min}$ ).

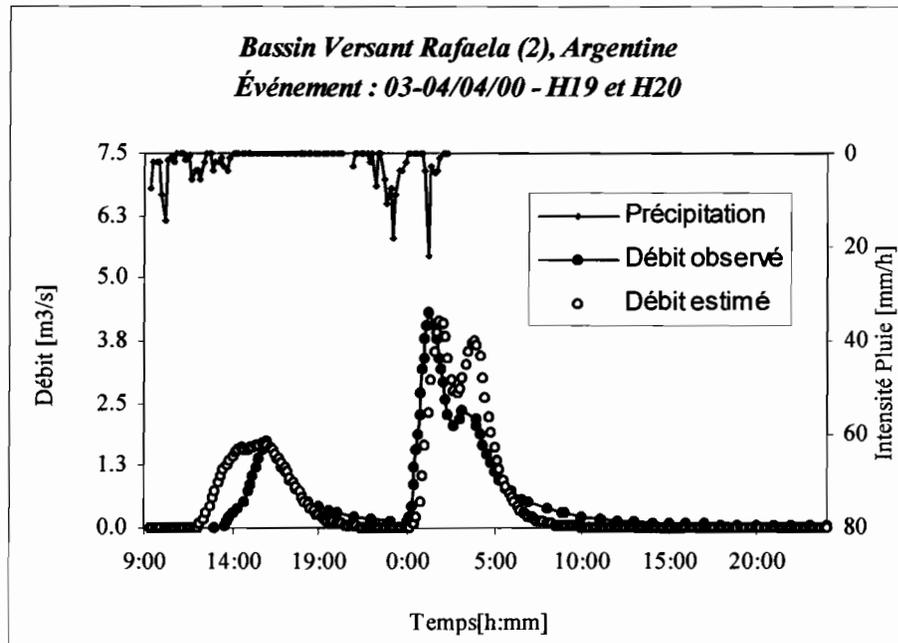


Figure IX.17. Modèle Phi-Clark (niveau de partition C). Événement de l'ensemble de calage. ( $\Phi = 1.10 \text{ mm/h}$  ;  $\text{STG} = 2.50 \text{ mm}$  ;  $T_c = 6 \Delta t$  ;  $\Delta t = 10 \text{ min}$ ).

Les simulations obtenues sur les événements de validation sont présentées sur les figures IX.18 à IX.24. Le tableau IX.6 synthétise les principales informations des simulations réalisées. La sélection des ensembles de calage a été effectuée de manière à considérer diverses situations permettant de distinguer la pluie totale, le débit de pointe, la lame écoulée et l'humidité antérieure. Les événements présentant les plus forts débits de pointe ont été retenus pour l'étape de validation.

L'analyse de l'ensemble des informations conduit aux remarques suivantes :

- pour la fonction de transfert, les résultats sont satisfaisants. Dans le cas des événements qui ont présenté plusieurs pics de crue, c'est le plus fort débit de pointe qui a été retenu pour caractériser la simulation. L'algorithme de Clark basé sur l'estimation de  $T_c$  à partir de l'expression de l'onde cinématique a permis une représentation adéquate pour la plupart des événements (on remarque la variabilité du débit de pointe pour l'ensemble des événements simulés). ;
- pour la fonction de production, toutefois, la qualité des résultats est très variable, avec une tendance à la surestimation des volumes écoulés et des débits de pointe.

Tableau IX.6. Résultats de l'application du schéma 5 (modèle de l'indice Phi et d'un réservoir de stockage global, STG) avec le niveau de partition C du bassin versant. Bassin versant 2 de Rafaela.

Nom	Date	Utilisation	P totale	Qmax Observé	Qmax Estimé	Lame écoulée	Lame estimée
			[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[mm]	[mm]
H4	18/12/99	Calage	11.83	2.38	2.24	7.23	5.31
H5	21/12/99	Validation	7.42	1.96	1.87	5.67	3.60
H7	28/12/99	Calage	9.55	2.93	2.50	6.40	5.78
H10	11/02/00	Calage	36.30	13.87	11.61	29.71	26.40
H13	27/02/00	Validation	16.59	3.29	5.60	11.73	10.50
H16	16/03/00	Calage	39.18	14.06	16.39	26.38	31.25
H17	26/03/00	Validation	27.33	7.03	12.28	12.18	20.48
H19	03/04/00	Calage	12.8	1.76	1.69	4.55	6.14
H20	04/04/00	Calage	18.1	4.30	4.13	12.32	11.70
H21	07/04/00	Validation	183.1	23.94	33.18	180.9	157.9
H23	16/04/00	Validation	43.60	14.65	17.47	33.07	33.15
H24	17/04/00	Validation	63.7	10.34	7.38	61.83	30.32
H25	27/04/00	Validation	36.3	8.96	17.40	15.02	30.32

Quatre causes expliquent les problèmes observés sur la représentation de la fonction de production ::

- (i) *variabilité spatiale de la précipitation sur le bassin versant* : à cause de d'incidents de fonctionnement des pluviographes pour quelques événements (notamment H17, H23, H24 et H25) on a complété les observations avec les données du poste de l'INTA. Il existe donc une incertitude sur la valeur réelle de la lame moyenne de pluie tombée sur le bassin versant pour ces événements. De plus, l'analyse des couples averse-crue suggère pour certains événements une variabilité spatiale importante de la précipitation qui n'a pas pu être enregistrées par le nombre réduit de postes de mesure ;
- (ii) *détermination inadéquate de l'ensemble optimum des valeurs des paramètres* : cette cause, liée aux incertitudes sur les valeurs des paramètres est analysée ci-dessous, dans la section IX.5 ;
- (iii) *représentation inadéquate de l'histogramme HTS* (histogramme Temps-Surface de la méthode de Clark) : pour simplifier, on a employé un HTS synthétique déduit des équations VIII.15 et VIII.16. Les données de certains événements indiquent une tendance du bassin versant à *étaler* dans le temps la lame écoulée. Il est probable qu'une redéfinition de l'HTS, établie à partir des caractéristiques physiques du bassin versant, améliore la simulation, surtout dans la séquence proche du débit de pointe ;

- (iv) *conditions d'humidité antérieures* : une nouvelle estimation des valeurs des paramètres en fonction de l'état d'humidité du bassin versant peut probablement améliorer les résultats. L'utilisation d'un état d'humidité du bassin versant caractérisé par les indices I.P.A. 10 et I.P.A. 5 ne permet pas d'établir une bonne corrélation entre la pluie totale et le volume écoulé. On a donc tenté d'appliquer un modèle de bilan hydrologique à pas de temps journalier, basé sur la méthode de Thornthwaite qui est couramment employée par les services météorologiques argentins pour estimer l'état d'humidité des sols dans la région central du pays. Cette méthode a donné de bons résultats dans la région de la "Pampa Humide" (J. Forte Lay, 1999, *communication personnelle*).

En utilisant les précipitations du poste INTA Rafaela et des valeurs moyennes mensuelles d'évapotranspiration calculée par la formule de Penman, on obtient pour le bassin versant 2 les résultats présentés dans le tableau IX.7.

Tableau IX.7. Caractérisation de l'état d'humidité du bassin versant 2 de Rafaela selon différents indices.

Nom	Date	P totale moyenne	Stockage d'eau dans le sol ( <i>bilan</i> )	I.P.A. 5	I.P.A.10	Lame écoulée
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
H4	18/12/99	11.83	117	0,3	85,6	7.23
H5	21/12/99	7.42	172	13,5	97,1	5.67
H7	28/12/99	9.55	166	0	35,1	6.40
H10	11/02/00	36.30	112	15,1	27,5	29.71
H13	27/02/00	16.59	120	3,4	12,9	11.73
H16	16/03/00	39.18	102	1,4	1,4	26.38
H17	26/03/00	27.33	133	0	48,4	12.18
H19	03/04/00	12.8	177	0	61,7	4.55
H20	04/04/00	18.1	185	20,6	82,3	12.32
H21	07/04/00	183.1	197	124,8	124,8	180.9
H23	16/04/00	43.60	268	5,6	183,4	33.07
H24	17/04/00	63.7	280	49,8	128,9	61.83
H25	27/04/00	36.3	266	0	64,7	15.02
<p><i>Méthode du bilan hydrologique journalier Thornthwaite- Penman :</i>  Période : 1931-2000  Constantes du sol considérées :  Porosité = 450 mm (saturation totale) ; Capacité au champ = 280 mm ; Point de flétrissement = 160 mm.</p>						
<p>I.P.A. 5 et I.P.A. 10 = addition des précipitations qui ont eu lieu dans les 5 et les 10 jours antérieurs à chaque événement respectivement.</p>						

Le calcul de ce bilan sur une période longue présente un avantage intéressant : il permet d'estimer les probabilités associées aux différentes valeurs d'état d'humidité du sol

pendant l'année (par exemple, probabilités de dépassement de quelques valeurs d'humidité du sol liées à différentes décades dans le période d'été). A partir de la fonction de probabilité associée aux conditions initiales, il est possible de générer par la méthode de Monte Carlo plusieurs conditions initiales alternatives, puis, d'estimer les intervalles de confiance des débits obtenus. Toutefois, cette approche est basée sur l'établissement « à priori » d'une relation entre les valeurs des paramètres du modèle de pertes et l'état d'humidité du bassin versant.

Les tableaux IX.6 et IX.7 montrent que sur la base des données disponibles, il n'existe pas de relation directe entre le volume de pluie tombée, l'état d'humidité du sol et la lame écoulée. On ne peut donc pas établir de relation entre les paramètres du modèle (Phi et/ou STG) et la condition d'humidité antérieure. Comme cela a déjà été mentionné plus haut, cela pourrait être dû aux incertitudes sur la distribution spatiale de la pluie.

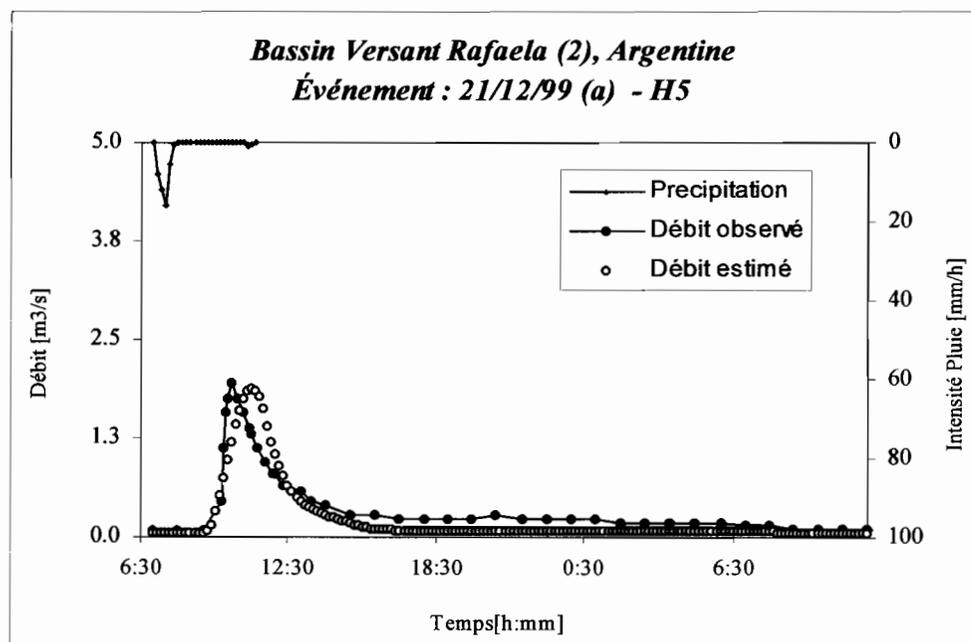


Figure IX.18. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
Événement de validation.

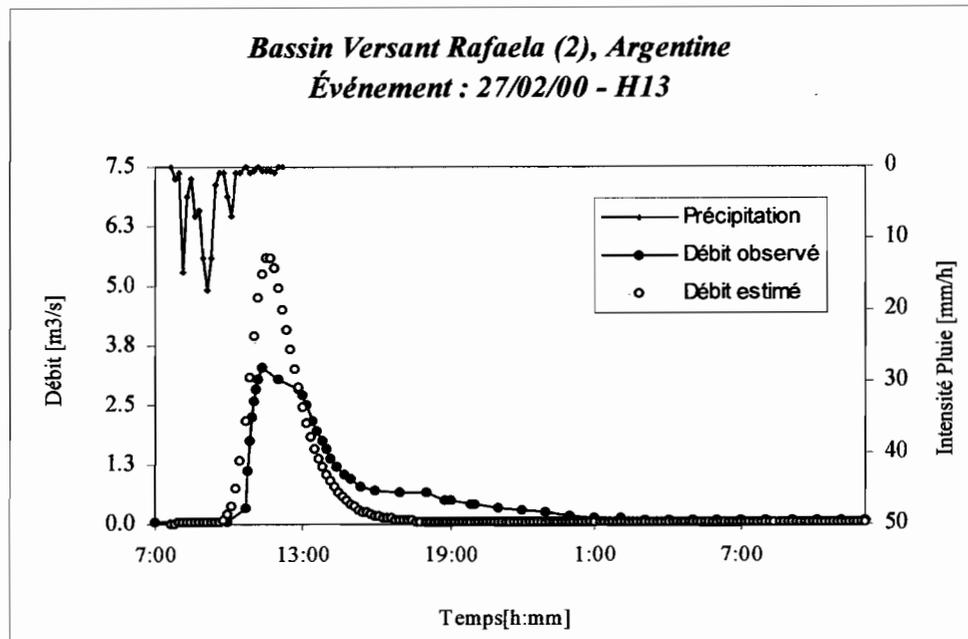


Figure IX.19. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
 Événement de validation.

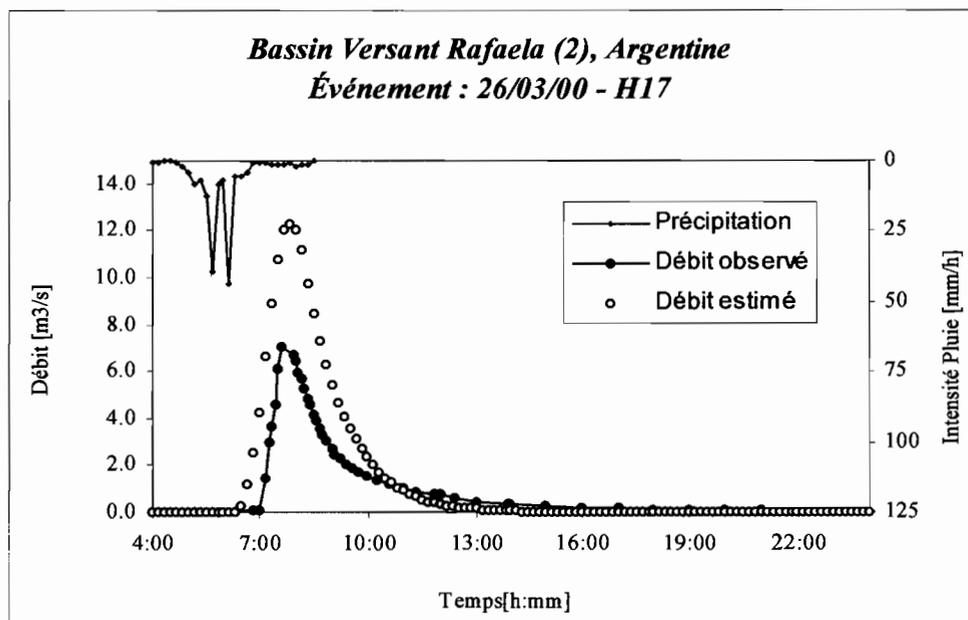


Figure IX.20. Modèle Phi-STG- Clark (niveau de partition C).  
 Événement de validation.

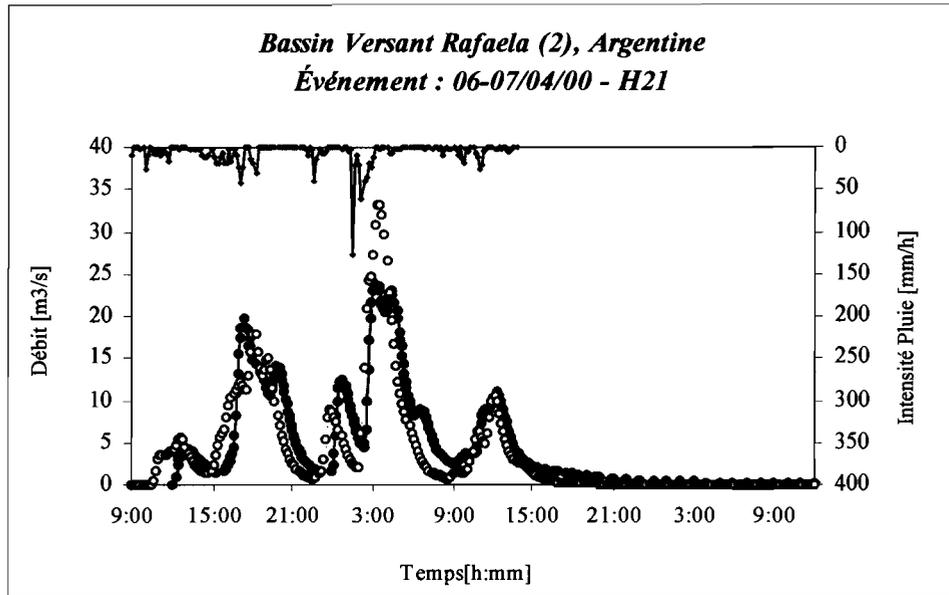


Figure IX.21. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
Événement de validation.

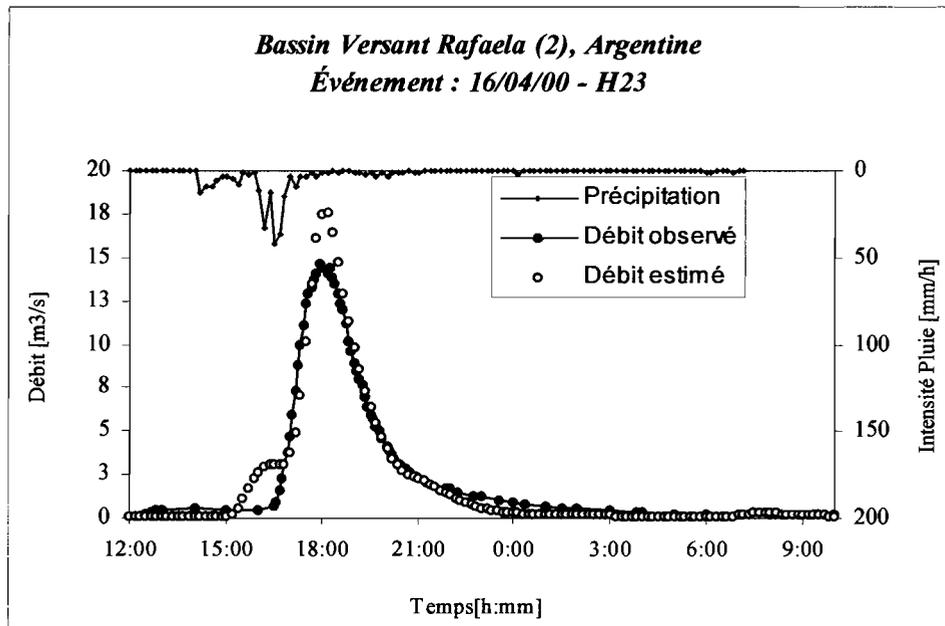


Figure IX.22. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
Événement de validation.

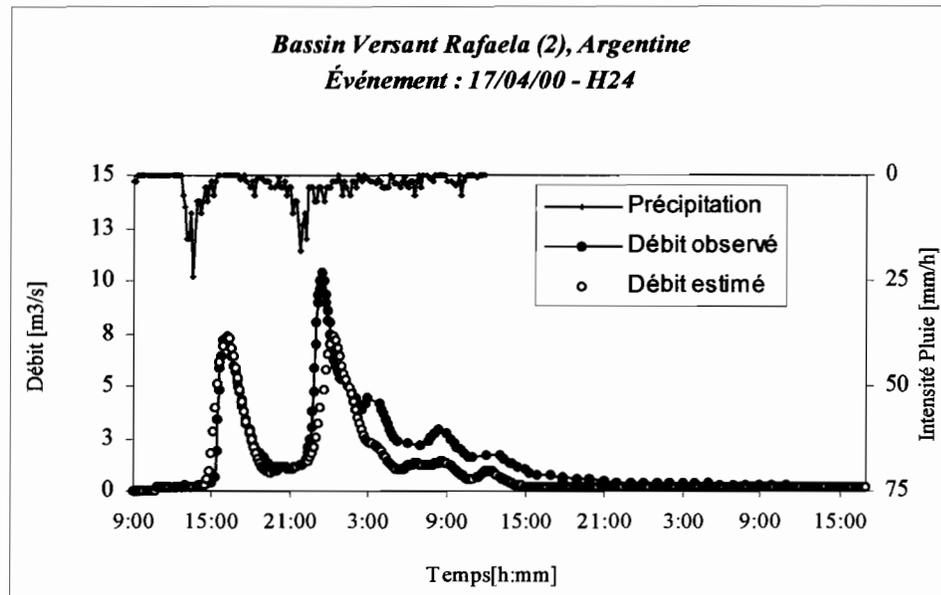


Figure IX.23. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
Événement de validation.

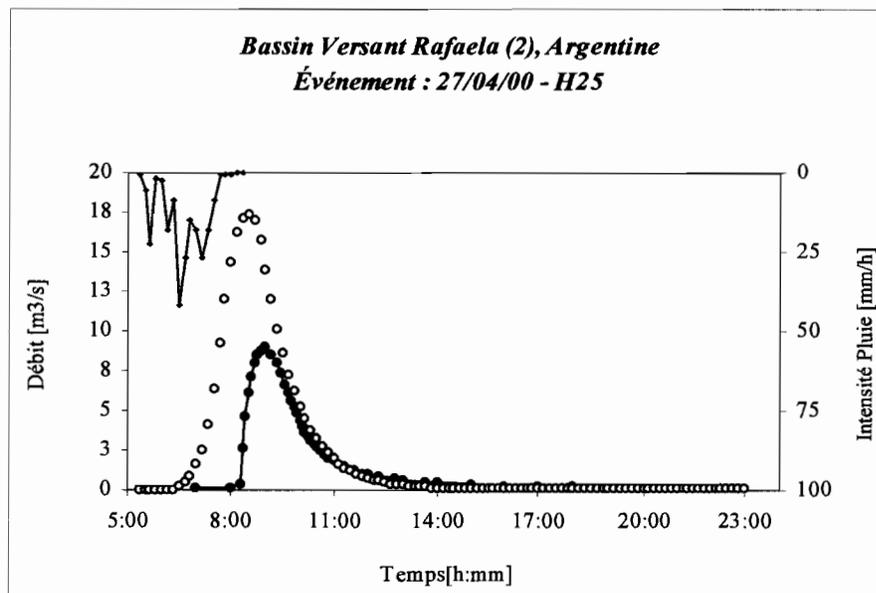


Figure IX.24. Modèle Phi-STG-Clark (niveau de partition C).  
Événement de validation.

### IX.5. Incertitudes sur les valeurs du modèle de pertes

Dans la section précédente on a identifié quelques causes pouvant expliquer les problèmes de représentation des volumes écoulés. Une de ces causes est liée à la difficulté d'établir les valeurs des paramètres de la fonction de production. Comme cela a été exposé dans le chapitre II de ce mémoire, cette difficulté peut venir : (i) de la quantité et la qualité des informations disponibles et (ii) de la structure du modèle.

Les tests réalisés dans l'objectif de définir un ensemble optimum de paramètres ont indiqué l'existence de plusieurs combinaisons possibles pour les paramètres Phi-STG, les effets produits par chacun de ces deux paramètres pouvant se compenser. L'analyse de la surface de la fonction critère (F.O.) montre que, pour l'ensemble des événements de calage du tableau IX.6, le point « optimum » est : STG = 0,10 [mm] ; Phi = 5,50 [mm/h] selon une fonction critère définie par l'écart quadratique moyen (Desbordes, 1987 ; équation VIII.23). Par construction, cette F.O. accorde un poids plus grand aux événements observés les plus importants. Donc, l'adoption des valeurs « optimums » des paramètres obtenus avec cette F.O. limite la simulation adéquate d'événements moins sévères. Après quelques tests manuels, pour les simulations présentées sur les figures IX.13 à IX.24, on a opté pour une valeur constante du paramètre STG (STG = 2,5 [mm]) et pour un calage du couple Phi-K (ce dernier étant le paramètre du modèle du réservoir linéaire). Sur la figure IX.25 on présente la surface de la F.O. correspondante.

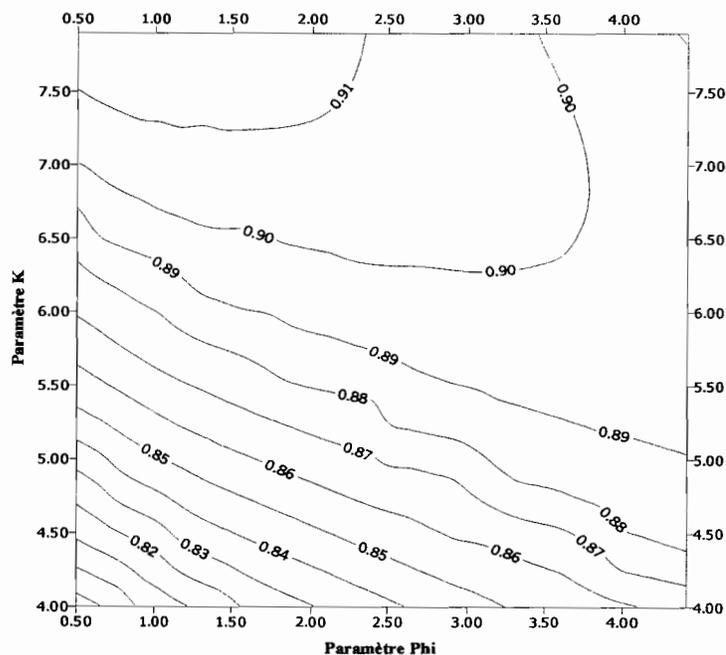


Figure IX.25. Surface de la F.O. 7 (équation VIII.23) dans le plan des paramètres Phi et K. Ensemble des événements de calage donnés dans le tableau IX.6 ; données de débits mesurées ; bassin versant 2 de Rafaela.

La figure indique que dans l'intervalle des paramètres testés, il n'existe pas de minimum local ou global. La valeur de  $K$  a été adoptée égale à  $6 \Delta t$  ( $\Delta t = 10$  min). L'adoption de valeurs supérieures pour  $K$  produit une amélioration de la représentation des débits les plus importants mais compromet la simulation des débits de pointe les plus faibles.

La forme de la surface de la fonction critère change avec la qualité et/ou la quantité de données disponibles. Sur les figures IX.26 et IX.27, on a représenté la surface de la F.O. obtenue en remplaçant les débits mesurés par les débits estimés. Les figures présentent les surfaces dans les plans Phi-STG et Phi-K respectivement. Les données synthétiques ont été générées avec les valeurs de paramètres :  $\Phi = 1,10$  [mm/h] ;  $STG = 2,50$  [mm] et  $K = 6 \Delta t$  ( $\Delta t = 10$  min). Les deux F.O. présentent un optimum bien visible, sans discontinuité ou présence d'autres maximums locaux. Cependant, les figures révèlent l'existence de corrélation entre les variables, surtout entre  $\Phi$  et  $K$ , et une certaine insensibilité des valeurs de  $STG$ . Ces résultats, inhérents à la structure du modèle, contribuent à la défaillance dans la méthode de calages des paramètres. La *vallée étroite* de la F.O. correspondant au plan Phi-STG est aussi une source de difficulté pour des méthodes d'optimisation automatique.

Sur les figures IX.28 on a représenté les mêmes informations que pour la figure IX.25 en rajoutant à l'ensemble des événements de calage du tableau IX.6 l'événement H25. Dans le cas de H25, on n'a pu utiliser que la pluie au poste de l'INTA et la qualité de l'information est peu fiable. La figure permet d'observer un changement de la tendance de la F.O et, donne une indication sur l'influence de la qualité de l'informations utilisée pour le calage des paramètres du modèle.

En dernier lieu, il faut souligner que pour compléter l'analyse des incertitudes sur les valeurs des paramètres du modèle, il est nécessaire d'employer quelques-unes des techniques numériques identifiées au chapitre IV. La méthode de la détermination approximative de la fonction de densité de probabilité (fdp) de la réponse du modèle, qui apparaît comme la plus recommandable, est basée sur l'approche bayésienne et la méthode de Metropolis Monte Carlo. Cette méthode a été employée par Kuczera et Parent (1998). Le premier des deux auteurs a développé un logiciel en Fortran, NLFIT, qui permet de réaliser une analyse bayésienne en utilisant différentes stratégies d'échantillonnage, y compris les méthodes de Metropolis et « *d'importance sampling* » (cette dernière est celle de la méthode GLUE de Beven et Binley, 1992). Ce logiciel synthétise l'expérience de son auteur acquise depuis une vingtaine d'années.

Une version simplifiée du logiciel NLFIT, opérant sur la base d'un modèle pluie-débit simplifié, a été fournie récemment à l'auteur de ce mémoire par le Prof. G. Kuczera (2000, *communication personnelle*). Une version complète de ce logiciel sera transmise dans un court délai.

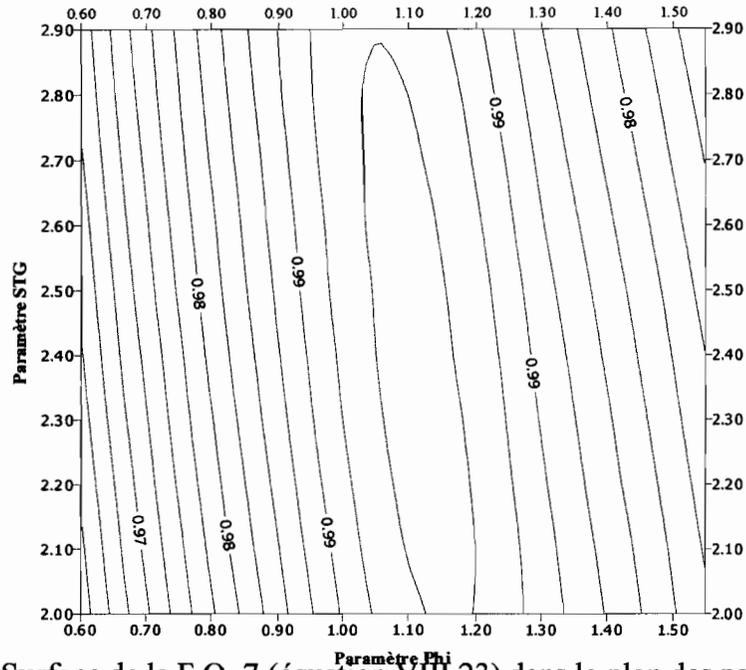


Figure IX.26. Surface de la F.O. 7 (équation VIII.23) dans le plan des paramètres Phi et STG. Ensemble des événements de calage indiqué dans le tableau IX.6 et données de débits simulés (données synthétiques).

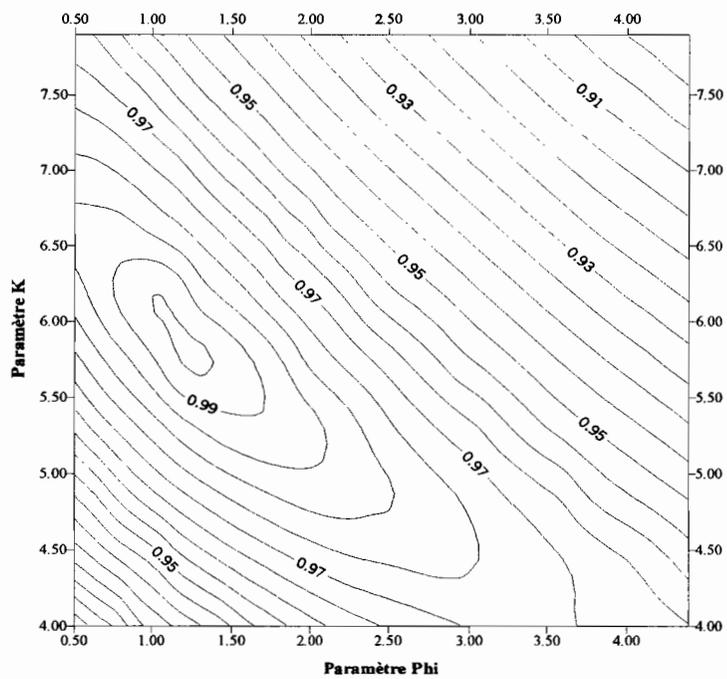


Figure IX.27. Surface de la F.O. 7 (équation VIII.23) dans le plan des paramètres Phi et K. Ensemble des événements de calage indiqué dans le tableau IX.6 et données de débits simulés (données synthétiques).

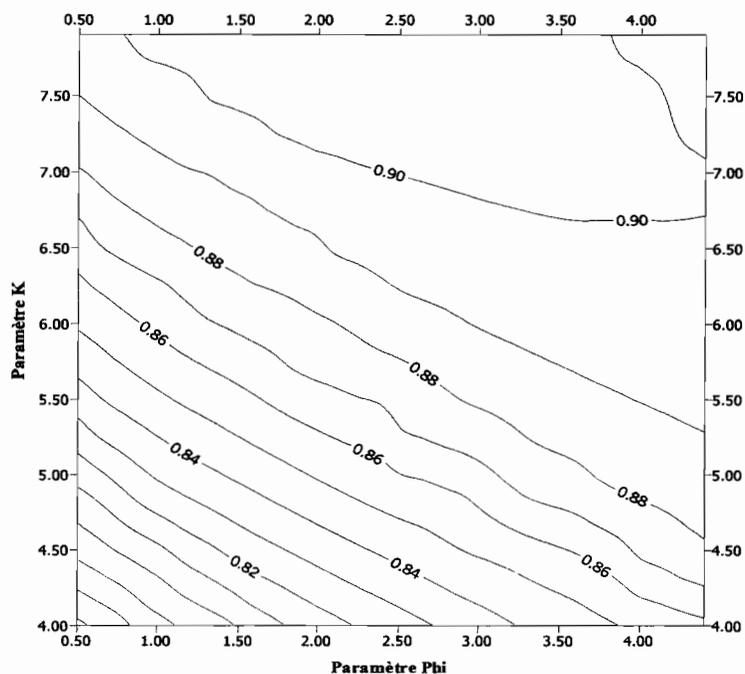


Figure IX.28. Surface de la F.O. 7 (équation VIII.23) dans le plan des paramètres Phi et K. Ensemble des événements de calage : les indiqués dans le tableau IX.6 plus l'événement H25 (événement avec de données de pluie de qualité médiocre). Données de débits mesurés.

### IX.6. Remarques finales

Dans ce chapitre, on a présenté les travaux de modélisation globale réalisés sur le bassin versant 2 de Rafaela. On a d'abord analysé les données de base des deux bassins versant de Rafaela afin d'identifier le comportement détaillé des fonctions de production.

Les analyses réalisées sur les deux bassins ont permis d'identifier que pour le domaine des précipitations enregistrées : (a) les valeurs maximales du coefficient d'écoulement sont expliquées par l'apport des surfaces imperméables et perméables du secteur urbain ; (b) la participation des surfaces perméables urbaines augmente avec l'importance de la pluie (en volume et en intensité), et (c) les zones perméables du secteur rural agissent comme un réservoir de capacité infinie, sans produire un apport significatif. Pour le bassin versant 2 l'existence de pertes initiales dans le réseau d'assainissement (constituée d'une grande proportion de canaux naturels) pourrait expliquer le fait que les valeurs minimales du coefficient d'écoulement soient inférieures au pourcentage de surfaces directement connectées au réseau.

L'analyse de la relation entre le temps de concentration,  $T_c$ , et le temps de retard,  $T_{lag}$ , a indiqué que la fonction de transfert présente des caractéristiques qui varient en fonction de la charge hydraulique (ou de l'intensité maximale de la pluie).

Pour la modélisation hydrologique, on a adopté le schéma de travail décrit au chapitre VIII, sans prendre en compte les secteurs perméables du secteur rural. On a adopté le même modèle global pluie-débit que dans le cas de Villa Carlos Paz.

Le modèle global pluie-débit a permis une bonne représentation des caractéristiques de la fonction de transfert. Cependant, la simulation de la fonction de production a présenté des résultats de qualité très variable, avec une tendance à la surestimation des volumes écoulés et des débits de pointe. Ces problèmes sont expliqués par les causes suivantes : (a) manque de données pour représenter la variabilité spatiale de la précipitation sur le bassin versant ; (b) représentation simplifiée de l'histogramme Temps-Surface de la méthode de Clark selon une distribution synthétique ; (c) manque de relation satisfaisante entre les caractéristiques des volumes écoulés et les conditions d'humidité antérieure du bassin versant (probablement à cause des incertitudes associées aux données de précipitation) ; (d) représentation globale d'un processus spatial et (e) corrélation entre les paramètres du modèle.

Ces problèmes ont affecté directement le calage du modèle en augmentant les incertitudes associées à l'estimation des paramètres. L'étape suivante dans l'analyse des incertitudes des valeurs des paramètres du modèle devra prendre en compte une technique numérique pour estimer la fonction de densité de probabilité (fdp) de la réponse du modèle. L'emploi du logiciel NLFIT développé par le Prof. G. Kuczera (Université de Newcastle, NSW, Australie) est une voie prometteuse.

## **CONCLUSIONS**

## CONCLUSIONS

L'analyse de l'évolution historique de l'assainissement pluvial en Argentine indique que le pays a été pionnier en mettant en place dès le milieu du XIX<sup>ème</sup> siècle à Buenos Aires des ouvrages d'assainissement, suivant de près les grandes cités européennes comme Paris ou Londres. Cependant, la croissance très rapide des agglomérations argentines, plus particulièrement Buenos Aires, et l'instabilité des conditions socio-économiques, ont entraîné au cours du XX<sup>ème</sup> siècle un déphasage avec le développement observé dans les pays industrialisés du Nord.

Il existe actuellement dans le pays une grande variété de modèles hydrologiques applicables en zones urbaines. Cette disponibilité de modèles masque un problème non encore résolu par l'hydrologie urbaine argentine : l'absence cruciale de données hydrologiques d'observation relatives aux bassins urbains ou semi urbains. Le manque généralisé d'intérêt quant à l'obtention de ces données est plus grave encore.

Ce manque de données est propice à l'établissement d'un grand nombre de critères et/ou d'appréciations subjectives sur le fonctionnement des bassins urbains. Il limite aussi la capacité pour la communauté scientifique locale de valider des outils adaptés aux caractéristiques de chaque région. Finalement, il constitue un obstacle à une démonstration efficace auprès des administrations municipales et départementales des impacts hydrologiques négatifs d'une urbanisation mal maîtrisée du point de vue de l'hydrologie.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons mis en œuvre à Rafaela et Villa Carlos Paz l'acquisition de données hydrologiques de type pluie-débit sur trois bassins versants semi urbains. Ces deux villes sont situées dans des milieux géographiques du territoire national différents : (a) la région plate de la *pampa* de la province de Santa Fe, et (b) la région des *sierras* de la province de Córdoba. Toutes deux appartiennent au secteur central du pays et sont représentatives d'une zone plus vaste où se trouve le plus grand nombre de villes moyennes d'Argentine.

Les données disponibles à Villa Carlos Paz ne concernent qu'une seule saison des pluies. Dans le cas de Rafaela elles correspondent à deux saisons de pluies. Elles constituent donc, un échantillon d'informations réduit. Il en découle que toutes les analyses et estimations réalisées pourraient être révisées si d'autres échantillons de données devenaient disponibles.

Pour mieux identifier les différents types de surface à prendre en compte par la modélisation, la diversité des formes d'urbanisation rencontrées a été décrites sur les deux villes étudiées. Puis une classification des surfaces susceptibles d'influencer l'écoulement a été réalisée en considérant, d'une part, l'état de la surface (perméable ou imperméable) et, d'autre part, leurs positions respectives vis du réseau d'assainissement.

Comme le pourcentage de surfaces imperméabilisées reste une information cruciale pour les études d'hydrologie urbaine, les résultats obtenus ont permis de tester et de réviser

deux relations empiriques employées couramment en Argentine : (i) les coefficients d'imperméabilisation proposés par l'USDA SCS, et (ii) les rapports entre surfaces imperméabilisées et densité de population, dont la méthode a été développée au Brésil. Les analyses confirment qu'il faut utiliser avec précaution ces types de relations établies à l'Étranger pour estimer les surfaces imperméables des villes moyennes d'Argentine.

Les analyses réalisés sur le bassin versant de Villa Carlos Paz ont indiqué que, pour les événements produits par les précipitations les plus abondantes enregistrées (temps de retour de l'ordre de 5 années), les surfaces perméables recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées participent activement à l'écoulement, avec les surfaces de type [1] (surfaces imperméabilisées directement reliées au réseau).

Dans le cas de Rafaela la précipitation la plus abondante enregistrée a eu un temps de retour de l'ordre de 15 à 20 années. Les analyses réalisés sur les deux bassins versants ont permis d'identifier que, pour les séquences de précipitations enregistrées, les valeurs maximales du coefficient d'écoulement sont expliquées par l'apport des surfaces imperméables et perméables du secteur urbain. Les zones perméables du secteur rural agissent en tant que réservoir de capacité infinie, sans produire un apport significatif.

Pour les trois bassins versants, le temps de concentration présente une variabilité sensible en fonction de la charge hydraulique. On observe un comportement similaire pour la relation entre le temps de concentration et le temps de retard.

La sélection du modèle global a été influencée par le nombre réduit d'événements intenses et par l'intérêt de représenter les événements provoqués par les pluies faibles, surtout dans le cas du bassin de Villa Carlos Paz. Ce dernier aspect s'explique parce le bassin : (i) alimente directement le lac San Roque, dont les eaux possèdent un niveau élevé de pollution, et (ii) concentre une circulation automobile importante dans son secteur routier. Pendant les événements de faible envergure se produisant après plusieurs mois de sécheresse, on enregistre une très forte concentration de polluants (hydrocarbures, métaux lourds, etc.). Les études réalisées sur les aspects concernant la quantité d'eau écoulee devront être poursuivies dans l'avenir par une modélisation de leur qualité. Les incertitudes liées à la modélisation de la qualité de l'eau écoulee dépendront logiquement des incertitudes liées à la représentation de la quantité.

Le modèle global pluie-débit retenu possède deux expressions simples à quatre paramètres : un paramètre de pertes constantes ( $\Phi$ ) ; un paramètre représentant la capacité maximale d'un réservoir de stockage global recevant tout l'écoulement en provenance du bassin versant ; le temps de concentration ( $T_c$ ) comme paramètre de l'histogramme temps-surface de la méthode de Clark et le paramètre du modèle du réservoir linéaire ( $K$ ). Le réservoir simule les pertes dans les réseaux, lesquelles sont notables pour les événements de faible importance. Au cours des simulations les paramètres STG et  $K$  ont été pris constants et le paramètre  $T_c$  a été adopté variable selon la loi cinématique établie pour un canal rectangulaire.

Le modèle a été employé sur un bassin versant de chacune des villes. Dans les deux cas, le modèle global a permis une bonne représentation des caractéristiques de la fonction

de transfert. Toutefois, la simulation de la fonction de production a présenté des résultats de qualité très variable, surtout dans le cas du grand bassin versant de Rafaela. Les causes suivantes ont été identifiées : (a) le manque de données pour représenter la variabilité spatiale de la précipitation sur le bassin versant ; (b) la représentation globale d'un processus spatial et (c) la corrélation entre les paramètres du modèle. Ces problèmes ont affecté directement le calage du modèle, en augmentant les incertitudes associées à leurs estimations.

Dans le cas du bassin versant de Villa Carlos Paz les travaux réalisés ont permis d'estimer les incertitudes liées à la modélisation quand le modèle hydrologique est employé pour faire une extrapolation des débits. Ce type d'extrapolation est habituel dans les études techniques de projet.

Les incertitudes liées au temps de concentration et aux extrapolations de modèles de type linéaire ont été analysées à partir des observations sur les trois bassins versants. Pour cette analyse on a employé la méthode de propagation de la variance ou *First-Order Variance Estimation (FOVE)*. On obtient des coefficients de détermination qui indiquent un bon calage. Cependant, dans l'intervalle d'interpolation des variables concernées (intervalle des données), les erreurs d'estimation des réponses des modèles linéaires dues aux incertitudes des valeurs des paramètres sont considérables, et elles augmentent lorsque les valeurs de  $T_c$  s'éloignent de la moyenne observée. Cette propriété, commune à tous les modèles de régression qui sont calés par la technique des moindres carrés, démontre que le processus d'extrapolation en dehors de l'intervalle de mesure des variables cause inévitablement d'importantes incertitudes, même dans le cas des modèles linéaires ou quasi linéaires qui ont de bons coefficients de détermination.

Le type de modèle employé dans l'analyse (fonction puissance à deux et trois paramètres) est semblable à d'autres formulations utilisées classiquement en hydrologie. Donc, *a priori*, l'analyse d'incertitudes présentée sur ce sujet est potentiellement applicable à d'autres situations.

Toutes les expériences réalisées confirment les aspects suivants :

- la quantité et qualité des mesures de précipitation jouent un rôle fondamental dans la réduction des incertitudes des valeurs des paramètres des modèles hydrologiques ;
- les données disponibles en hydrologie urbaine permettent le développement de modèles avec une complexité très limitée.

Finalement nous espérons que les tâches réalisées contribueront non seulement à envisager l'acquisition de données sur d'autres bassins expérimentaux mais aussi à réaliser une analyse plus critique des résultats des modèles mathématiques, notamment ceux appliqués sans aucune validation locale.



**REFERENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES**

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- Agostini, M. C. (1942), *Determinación del par de valores intensidad-duración de la lluvia que produce los máximos caudales en canalización de desagües pluviales*. Informe technique. Buenos Aires, Argentine.
- American Society of Civil Engineers, ASCE (1992), *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*, ASCE Manuals and Report of Eng. Practice N° 77.
- Bates, B.C. et Ganeshanandam, (1990), *Bootstrapping nonlinear storm event models*, paper presented at 1990 National Conference Hydraulic Engineering, ASCE, San Diego, California.
- Beale, E.M.L. (1960), *Confidence regions in non-linear estimation*, J.R. Stat. Soc., B., 22,41-88.
- Beard, L. (1966), *Optimization techniques for hydrologic engineering*, Technical paper n° 2, Hydrologic Engineer Center, Davis, California.
- Beck, M.B. et Van Straten, G. (ed.) (1983), *Uncertainty and Forecasting of Water Quality*, IIASA, Springer-Verlag, New York, 386 p.
- Beck, , M.B. (1987), *Water quality modeling : a review of the analysis of uncertainty*, Water Resources Res., 23, 8, 1393-1442.
- Benjamin, J.R. and Cornell, C.A. (1972), *Probability, statistics & decision making for civil engineers*, McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Berk, K.N. and Carey, P. (1995), *Data analysis with Microsoft Excel 5.0 for Windows*, Course Technology, Inc. , ITP, Cambridge, MA.
- Bernauer, M. (1992), *Comparison of first order analysis and Monte Carlo simulation for the prediction of hydrologic modeling uncertainties*, in : Proceeding of 4<sup>th</sup> European Junior Scientist Course, Assessment of modeling uncertainties and measurements error in hydrology, Saint Victor sur Loire-Saint Etienne, France, 189-196.
- Bernier, J., Parent, E. et Boreux, J.J. (2000), *Statistique pour l'environnement*, Ed. Tec.& Doc, Paris, 363 p.
- Bertoncello, R.; García, P.; Galante, A. & López, S. (1997), *Geografía 8*, Ed. Santillana, Buenos Aires, 303 p.
- Bertoni, D. (2000), *Activa Córdoba*, Ed. Puerto de Palos, Buenos Aires, Argentine.

- Bertoni, J.C. , (1993), *Propuesta de regulación de caudales en la Cuenca de Arguello Norte - Ciudad de Córdoba*. Mairie de Córdoba, Argentine, non publié.
- Bertoni, J.C. et Tucci, C.E.M., (1993), *Precipitação*, chapitre 5 in: Tucci, C.E.M., (ed.) *Hidrologia: Ciência e Aplicação*, Coleção ABRH, Brésil, Vol. 4, 943 p.
- Bertoni, J.C.; Lenarduzzi, C.; Argüello, J.; González, N. et Fassi, G. (1995), *Medidas para el Control de las Inundaciones Suburbanas y Urbanas en la Cuenca de Arguello Norte - Ciudad de Córdoba*. Journées Régionales Interdisciplinaires de l'Environnement. FICH/UNL. Santa Fe. Argentine.
- Bertoni, J.C., Rojas, S., Gandolfo, R, Tibaldo, O. et Gutierrez, R. (1996), *Diagnóstico sobre el Macro Drenaje Urbano de la Ciudad de Rafaela - Cuenca del Canal Sur*, in: Procc. XVI Congre National de l'Eau, Neuquén, Argentine, 275-284.
- Bertoni, J.C. (1998), *Simulação Matemática de uma Cheia Urbana sob Condições de Registros Escassos: Aplicação do Modelo SWMM*, chapitre 6 in: Braga, B.; Tucci, C. & Tozzi, M., *Drenagem urbana, gerenciamento, simulação, contrôle*. Ed. ABRH, Porto Alegre, Brésil, 203 p.
- Bertoni, J.C.; Zucarelli, G.V.; Morressi, M.V. et Rodríguez, D. (1998), *Aspectos Fisiográficos e Hidráulicos de la Red de Drenaje de la Provincia de Santa Fe, Argentina*, in : Proc. XVII Congre National de l'eau, Santa Fe, Argentine, 320-330.
- Bertoni, J.C., Chevallier, P., Bouvier, Ch. , Desbordes, M, (2000), *Análisis relativo a la estimación del tiempo de concentración : aplicación a tres cuencas semi urbanizadas de la region central de Argentina*, IARH - XIX Congre d'hydraulique de l'Amerique Latine, Córdoba 2000, Argentine, Vol. II, 349-358.
- Bertrand-Krajewshi, J.L., Laplace, D., Joannis, C. et Chebbo, G (2000), *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*, Ed. Tec. & Doc., Paris, 794 p.
- Beven, K. et Binley, A., (1992), *The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction*, Hydrological Process., 6, 279-298.
- Beven, K., (1993), *Prophecy, reality and uncertainty in distributed hydrological modelling*, Adv. in Water Resources, 16, 41-51.
- Binley, A. M. et Beven, K. J., (1991), *Physically-based modelling of catchment hydrology : a likelihood approach to reducing predictive uncertainty*, in : Farmer, D. G. et Rycroft, M.J. (ed.), *Computer modelling in the environmental sciences*, Clarendon, Oxford, 75-88.
- Body, D.N.,(1975), *Empirical Methods and Approximations in the Determination of Catchment Response*, in: Chapman, T.G. & Dunin, F.X., *Prediction in Catchment Hydrology*, Australian Academy of Science, 482 p.

- Bondelid, T.R., McCuen, R.H. and Jackson, T.J., (1982), *Sensitivity of SCS models to curve number variation*, Water Resources Bulletin, V 12, N 2, 337-349
- Boughton, W.C., (1968), *A mathematical catchment model for estimating runoff*, J. Hydrology, 7 (3), 75-100.
- Bouvier, Ch. (1990), *Analyse et Modélisation des Écoulements en Milieu Urbain Africain*, Thèse de Doctorat, UMII. Éditions de l'Orstom. Paris.
- Bransby Williams, G. (1922), *Flood discharge and the dimensions of Spillways in India*, The Engineer (London), V. 121, pp 321-322.
- Brazil, L.E. (1988), *Multilevel calibration strategy for complex hydrologic simulation models*. PhD dissertation Dept. Of Civil Eng. Colorado State University.
- Buenos Aires (1869), *Mejoras en la Ciudad de Buenos Aires. Plan, informe y presupuesto del ingeniero Coghlan*. Publicación oficial. Imprenta de Buenos Aires, p.3
- Caamaño Nelli, G.E., (1994), *Regionalización de precipitaciones máximas para la provincia de Córdoba*. Deuxième Informe Parciel de Recherche Conicor, Córdoba, Argentine.
- Caamaño Nelli, G.E., (1995), *Regionalización de precipitaciones máximas para la provincia de Córdoba*. Troisième Informe Parciel de Recherche Conicor, Córdoba, Argentine.
- Caamaño Nelli, G.E., (1997), *Regionalización de precipitaciones máximas para la provincia de Córdoba*. Quatrième Informe Parciel de Recherche Conicor, Córdoba, Argentine.
- Campana, N.A. et Tucci, C.E.M., (1994), *Estimativa de área impermeável de macro bacias urbanas*, RBE, Caderno de Recursos Hídricos, 12, 2, 79-94. Brésil.
- Campana, N.A., (1995), *Impacto da urbanização nas cheias urbanas*. Thèse de Docteur Ingénieur, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Porto Alegre, Brésil. 200 p.
- Campbell, E.P. et Fox, D.R., (1999), *A bayesian approach to parameter estimation and pooling in nonlinear flood event models*, Water Resources Res., 35, 1, 211-220.
- Campolongo, F, Tarantola, S. et Saltelli, A., (1999), *Tackling quantitatively large dimensionality problems*, Computer physics communications 117, (1 and 2), 75-85.
- Chang, C.H., Yang, J.C. et Tung, Y.K. , *Sensitivity and uncertainty analyses of a sediment transport model : a global approach*, J. of Stochastic Hydrology and Hydraulics, 7, 4, 299-314.

- Chevallier, P. (1990), *Complexité hydrologique du petit bassin versant, Exemple en Savane humide Booro-Borotou (Côte d'Ivoire)*, Editions de l'ORSTOM, Paris, 331 p. et annexes.
- Chocat, B. (1997a), *Aménagement urbain et hydrologie*, La Houille Blanche, N° 7, 12-18.
- Chocat, B.(coord.) (1997b), *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Eurydice 92, Ed. Lavoisier, Paris, 1124 p.
- Chocat, B. et Cabane, P. (1999), *Hydrologie urbaine : modélisation et effect d'échelle*, La Houille Blanche, N° 7/8, 106-111.
- Chow, V.T. (1964), *Handbook of Applied hydrology*, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Chow, V.T, Maidment, D.R. & Mays, L.W. (1988), *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 565p.
- Clark, C.D., (1945), *Storage and unit hydrograph*, ASCE Trans., 100, 1416-1446.
- Clarke, R.T., (1973), *Mathematical models in hydrology*, Irrigation and Drainage Paper, n° 19, FAO, UN, Rome, 159 p.
- Clarke, R.T., (1994), *Statistical modelling in hydrology*, John Wiley & Sons Ltd. 412 p.
- Clarke, R.T., (1998), *Stochastic processes for water Scientists. Developments and Applications*. Ed. Wiley, 181 p.
- Clarke, R.T., (1999), *Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefinition*, J. of Hydrology 222, 185-190.
- Clarke, A.B. et Disney, R.L., (1979), *Probabilidade e Processos Estocásticos*, (traduction au portugais de Amado Filho, G.), Ed. Livros Técnicos e Científicos. Sao Paulo, Brésil.
- Cornell, C.A. (1972), *First-order analysis of model and parameter uncertainty*, Proc. Int. Symp. Uncertainties in Hydrological and Water Resources Systems, vol. 3, Tucson, Ariz., 1245-1274.
- Crawford, M. et Linsley, R. (1966), *Digital simulation in hydrology stanford watershed model IV*, Technical Report n° 39, Department of Civil Engineer, Stanford University.
- Davis, L, (1991), *Handbook of genetic algorithms*, Ed. Van Nostrand Reinhold, New York.
- DeCoursey, D.G., Shaake, J.C., Jr., Seely, E.H., (1982), *Stochastic models in hydrology*, in: Hann, C.T., Johnson, H.P. et Brakensiek, D.L., *Hydrologic modeling of small watersheds*, ASAE monograph n° 5, Michigan.

- Desbordes, M., (1974), *Reflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement*, thèse Docteur Ingénieur, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 171 p.
- Desbordes, M., (1985), *Les incertitudes associées à la métrologie en hydrologie urbaine; leurs incidences sur l'estimation des coefficients de ruissellement*, LHM 17/85, Sciences and Technical Languedoc University, Montpellier, France, 123 pp.
- Desbordes, M., (1985), *Linear reservoir misteries*, (rapport non publié). 93 pp.
- Desbordes, M., (1987), *Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain*, Thèse, Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, 242 p.
- Desbordes, M., (1989), *Principales causes d'aggravation des dommages dus aux inondations par ruissellement superficiel en milieu urbanisé*; Bulletin hydrologie urbaine, SHF; Paris, N° 4, 2-10.
- Desbordes, M., (1997), *La gestion urbaine du risque d'inondation : problématique et enjeux*. La Houille Blanche, N° 7, 20-24.
- Deutsh, J.C., (1997), *La gestion des risques, questions et réponses*, La Houille Blanche N° 7, 25-28.
- Dodge, Y., (1993), *Statistique, Dictionnaire Encyclopédique*, Ed. Dunod, Paris, 409 p.
- Duan, Q, Sorooshian, S., Gupta, V., (1992), *Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models*, Water Resources Res., 28, 4, 1015-1031.
- Epstein, B., (1948), *Some applications of the Mellin transform in statistics*, Annals of mathematical statistics, 19, 2, 370-379.
- Fortin, J.P., Charbonneau, R., Lefèvre, J et Girad, G., (1971), *Proposition et analyse de quelques critères adimensionnels d'optimisation*. Actes du Colloque de Varsovie, p 548-557.
- Franchini, J. (1996), *Use of genetic algorithm combined with a local search method for the automatic calibration of conceptual rainfall-runoff models*, Hydrological Science Jour., 41, 1, 21-39.
- Freer, J., Ambroise, B. et Beven, K.J., (1996), *Bayesian estimation of uncertainty in runoff prediction and the value of data: an application of the GLUE approach*, Water Resources Res., 32, 2161-2173.
- Garen, D.C. et Burges, S.J., (1981), *Approximate error bounds for simulated hydrographs*, J. of the Hydraulics Division, ASCE, 107, HY11,1519-1534.

- Gaume, E.; Villeneuve, J.P. et Desbordes, M. (1998), *Uncertainty assessment and analysis of the calibrated parameter values of an urban storm water quality model*, J. of Hydrology, 210, 38-50.
- Gelfand, A.E et Smith, A.F.M. (1990), *Sampling based approaches to calculating marginal densities*, J. of American Statistical Association 85, 398-409.
- Geman, S et Geman, D (1984), *Stochastic relaxation, Gibbs distributions and the Bayesian restoration of images*, IEEE Trans. Pattern Anal. Mach. Intell. 6, 721-741.
- Gineste, P., (1998), *Contribution de l'imagerie satellitale radar ERS à la détection des zones saturées et à la modélisation hydrologique d'un petit bassin versant agricole par TOPMODEL*, Thèse de Doctorat du CEMAGREF-ENGREF, Montpellier, 224 p.
- Gleick, J. (1987), *Chaos, making a new science*, Ed. Viking, New York.
- Golberg, D.E., (1989), *Genetic algorithms in search, optimisation and machine learning*, Addison-Wesley, Reading, Mass, 412 p.
- Gomis, F. et Gresillon, J.M., (1997), *Rôle de l'humidité des sols sur les crues en milieu urbain*, La Houille Blanche, n° 7, 29-32.
- Gragera, G. & Pereyra, M.A., (1992), *Suplemento para la Provincia de Córdoba del Manual Estrada*,
- Gray, D.M. (1970), *Handbook on the Principles of Hydrology*, National Research Council of Canada.
- Grayson, R.B., Moore, I.D., McMahon, T.A. (1992), *Physically based hydrologic modelling 2. Is the concept realistic ?*, Water Resources Res., 26, 10, 2659-2666.
- Grenier, P. (1991), *L'Argentine, du dominion honoraire au tiers monde*, in : *L'Amérique latine*, Géographie universelle, Hachette-Reclus.
- Guglielmo, R. (1996), *Les grandes métropoles du monde et leur crise*, Ed. A.Colin, Paris, 268 p.
- Guo, Y. et Adams, B.J. (1998), *Hydrologic analysis of urban catchments with event-based probabilistics models. 1- Runoff volume*. Water Res. Research, V.34, n° 12, 3421-3431.
- Guo, Y. et Adams, B.J. (1998), *Hydrologic analysis of urban catchments with event-based probabilistics models. 2- Peak discharge rate*. Water Res. Research, V.34, n° 12, 3433-3443.
- Gupta, V.K. et Sorooshian, S., (1985), *The relationship between data and the precision of parameter of parameter estimates of hydrologic models*, J. of Hydrology, 81, 57-77.

- Haan, C.T., (1989), *Parametric uncertainty in hydrologic modelling*, ASAE, 32, 1,137-145.
- Hall, M.J. (1984), *Urban Hydrology*, Elsevier Applied Science Publishers, London.
- Harr, M.E. (1989), *Probabilistic estimates for multivariate analyses*, Applied mathematical modelling, 13, 313-318.
- Hastings, W.K. (1970), *Monte Carlo sampling methods using Markov chains and their applications*, Biometrika, 57, 97-109.
- Holland, J.H., (1975), *Adaptation in natural and artificial systems*, Univ. of Mich. Press, Ann Arbor, 183 p.
- Hornberger, G, et Spear, R., (1981), *An approach to the preliminary analysis of environmental systems*, J. Environm. Management, 12, 7-18.
- Horton, R.E. (1939), *Analysis of runoff-plot experiments with varying infiltration capacity*. Transactions of the American Geophysical Union, 20, 693-711.
- Huber, P.J. (1981), *Robust statistics*, John Wiley & Sons Ltd.
- Huber, W.C., et Dickinson, R.E. (1988), *Storm Water Management Model (SWMM), version 4 user's manual*, US-EPA 600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), US-EPA, Athens, Georgia, GA, 30605.
- Hugging, L.F. and Burney, J.R. (1982), *Surface Runoff, Storage and Routing*, chapitre 5 in: Hann,C.T.; Johnson,H.P. and Brakensiek, D.L., *Hydrologic Modeling of Small Watersheds*, ASAE Monograph N° 5, 533 p.
- INCYTH-CRA (1989), *Estudio de hidrología urbana en la ciudad de Las Heras, Mendoza*. Informe Técnica, Argentine.
- INDEC (1999), *Anuario Estadístico*, Institut National de Statistique et Recensements, Buenos Aires.
- Inglese, V.L. (1940), *Proyecto de una red de desagües pluviales. Utilización del diagrama de FRÜHLING*. Informe technique. Buenos Aires.
- INTA, (1990), *Carta de suelos de la República Argentina*, San Guillermo, EEA Inta Rafaela, Argentine.
- INTA, (1996), *Características climáticas de la región semiárida pampeana*, EEA Villa Mercedes, San Luis, Argentine.
- Iriondo, M.A. (1987), *Geomorfología y cuaternario de la provincia de Santa Fe, Argentina*. D'Orbignyana (4), 1-54.

- Jakeman, A.J. et Hornberger, G.M., (1993), *How much complexity is warranted in a rainfall-runoff model ?*, Water Resources Res., 29, 8, 2637-2649.
- James, W. (ed.) (1995), *Calibration of SWMM-EXTRAN using short-term continuous simulation*. Modeling the Management of Stormwater Impacts, Vol. 4, CHI Publications, Ca.
- James, W. (ed.) (1999), *New applications in modeling urban water systems, Volume 7 in the series*. Proceedings of the conference on stormwater and related modeling : management and impacts, Toronto, Ontario. CHI Publications, Ca.
- Johnston, P.R. et Pilgrim, D, (1976), *Parameter optimization for watershed models*, Water Resources Res., 12, 3, 477-486.
- Kauark Leite, L.A., (1990), *Réflexions sur l'utilité des modèles mathématique dans la gestion de la pollution diffuse d'origine agricole*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 342 p.
- Kendall, S.M. and Stuart, A. (1943), *The advanced theory of statistics*, Vol. 2. Ed. Ch. Griffin, London.
- King, H.W. et Brater, E. (1962), *Manual de Hidráulica* (version en espagnol), Ed. Uteha, México.
- Kitanidis, P.K. et Bras, R.L., (1980), *Real-time forecasting with a conceptual hydrologic model*, Part I and II, Water Resources Res., 16, 6, 1025-1044.
- Klemeš, V., (1986), *Dilettantism in hydrology: transition or destiny ?*, Water Resour. Research, 22 (9), 177S-188S.
- Kostiakov, A.N., (1932), *On the dynamics of the coefficient of water-percolation in soils and on the necessity for studying it from a dynamics point of view for purposes of amelioration*, Trans. 6<sup>th</sup> Comm. Intern. Soil. Sci. Soc., Russian Part A, 17-21.
- Knisel, W.G. (ed.) (1980), *CREAMS: A field-scale model for chemicals, runoff and erosion from agricultural management systems*. Conservation Research Report N° 26, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., 643 p.
- Kuczera, G. (1983), *Improved parameter inference in catchment models : 1. Evaluating parameter uncertainty*, Water Resources Res., 19, 5, 1151-1162.
- Kuczera, G. (1988), *On the Validity of First-Order Prediction Limits for Conceptual Hydrological Models*, J. of Hydrology, 103, pp. 229-247.
- Kuczera, G. (1990), *Estimation of runoff-routing model parameters using incompatible storm data*, J. Hydrology, 114, 47-60.

- Kuczera, G. (1997), *Efficient subspace probabilistic parameter optimization for catchment models*, Water Resources Res., 33, 1, 177-185.
- Kuczera, G. et Paren, E., (1998), *Monte Carlo assessment of parameter uncertainty in conceptual catchment models : the Metropolis Algorithm*, J. of Hydrology, 211, 69-85.
- Hull, D.W. et Feldman, A.D., (1998), Evolution of Clark's unit graph method to spatially distributed runoff, J. of Hydrologic Eng., 3, 1, 9-19.
- Lanna, A.E.L., (1986), *Hidrologia Estatística*, Notes pour le course DEA Institut de Recherches Hydrauliques, UFRGS, Porto Alegre, Brésil.
- Laurenson, E.M. et Mein, R.ZG., (1992), *RORB : Version 3 runoff routing program user manual*, 3<sup>rd</sup> Ed., Monash Univ., Melbourne, Victoria, Australia.
- Lei, J. et Schilling, W., (1992), *Uncertainty propagation in the Hystem-Extran model*, in : Proceeding of 4<sup>th</sup> European Junior Scientist Course, *Assessment of modeling uncertainties and measurements error in hydrology*, Saint Victor sur Loire-Saint Etienne, France, 289-310.
- Lenzi, L. et Felicia, A (1997), *Estudio hidrológico y modelación matemática en cuencas de la ciudad de Buenos Aires*, in : Proc. Seminario Internacional sobre Drenaje Urbano. Grupo de Universidades Montevideo, FICH-UNL, UBA, Argentine.
- Lopes da Silveira, A.L. (1996), *Contribution à l'étude hydrologique d'un bassin semi-urbanisé dans le Brésil subtropical*, Thèse de Doctorat, Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, France, 170 p. et annexes.
- Lopes da Silveira, A.L. (1998), *Hidrologia urbana no Brasil*, Chap. 1 in: Braga, B.; Tucci, C. & Tozzi, M., *Drenagem urbana, gerenciamento, simulação, controle*. Ed. ABRH, Porto Alegre, Brésil, 203 p.
- Lubès, H, Masson, J-M., Raous, P. et Tapiou, M, (1994), *Safarhy, Logiciel de calculs statistiques et d'analyse fréquentielle adapté à l'évaluation du risque en hydrologie, Manuel de référence*, version 2.111, ORSTOM, Université Montpellier II,
- Luti, C., (1979), *Vegetación en el ambiente serrano de Córdoba*, chapitre 3, in: Vazquez, J., Miatello, R. et Roque, M (ed.), *Geografía Física de la Provincia de Córdoba*, Ed. Boldt, Argentine.
- Mailhot, A. Gaume, E, Villeneuve, J.P., (1997), *Uncertainty analysis of water quality model using Metropolis Monte Carlo algorithm*, in: Proceedings of the 4th International Symposium on System Analysis and Computing in Water Quality Management, Quebec City, june 17-20, 171-179. Université Laval, Québec, Canada.

- Mattioli, M. et Mussetti, M. (1992), *Necesidades de Uso y manejo de los Suelos en la Provincia de Santa Fe*. Min. Agric., Gan., Ind. y Com., Subs. Rec. Nat. Prov. Santa Fe. Argentine.
- Mays, L.W. et Tung, Y.K., (1992), *Hydrosystems engineering and management*, McGraw-Hill, New York.
- Maza, J. (1987), Desagües pluviales de la ciudad de Rivadavia, Mendoza. Informe Técnica INCYTH-CRA. Argentine.
- Maza, J (1989), *Anteproyecto avanzado de obras de bombeo y regulación en la cuenca Río de la Matanza, Hidrología urbana*, C.F.I.-Province de Buenos Aires, Argentine.
- Maza, J; Fornero, L.; Litwin, C. & Fernández, P.C. (1993), *ARHymo, Manual del usuario*, INCYTH-CRA, Mendoza, Argentine, 36 p. et annexes.
- McCuen, R.H., Wong,S.L. and Rawls,W.J. (1984), *Estimating urban time of concentration*, J.of Hydraulic Engineering, V 110, N° 7, 887-904.
- McLaughin, D.B., (1983), *Statistical analysis of uncertainty propagation and model accuracy*, in: Beck, M.B. et Van Straten, G. (ed.), *Uncertainty and Forecasting of Water Quality*, Springer-Verlag, New York, 305-319.
- Mein, R.G. et Brown, B.M. (1978), Sensitivity of optimized parameters in watershed models. *Water Resources Res.*, 14,2,299-303.
- Melching, C.S., Wenzel, H.G., Jr., Yen, B.C., *A reliability estimation in modeling watershed runoff with uncertainties*, *Water Resources Res.*, 26, 2275-2286.
- Metropolis, N., Rosenbluth, A.W., Rosenbluth, M.N., Teller, A.H. et Teller, E., (1953), *Equations of state calculations by fast computing machines*, *J. Chemical Phys.*, 21, 1087-1092.
- Meylan, P. and Musy, A. (1996), *Hydrologie fréquentielle*, IATE/HYDRAM, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Switzerland.
- Michel, C. (1983), *Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre ?*, *La Houille Blanche*, 1, 39-44.
- Nash, J.E. et Sutcliffe, J.V., (1970), *River flow forecasting through conceptual models*, *J. Hydrology*, 10, 282-290.
- Nathan, R.J. et McMahon, T.A., (1990), *The SFB model, part 2, operational considerations*, *Aust. Civ. Eng. Trans.*, 32, 3, 162-166.
- Nelder, J.A. et Mead, R., (1965), *A Simplex method for function minimization*, *Computer Journal*, 7, 303-313.

- Obras Sanitarias de la Nación, OSN (1924), *Memoria del Directorio Correspondiente al año 1923*. Buenos Aires, 223-229.
- Ocampo, C. (1997), *Estudio hidrológico en una micro cuenca urbana de Santa Fe, Argentina*, in : Proc. Seminario Internacional sobre Drenaje Urbano. Grupo de Universidades Montevideo, FICH-UNL, UBA, Argentine.
- Omlin, M. and Reichert, P. (1999), *A comparison of techniques for the estimation of model prediction uncertainty*, Ecological Modelling, 115, 45-59.
- Packman J.C. (1980), *The effects of urbanization on flood magnitude and frequency*. Institute of Hydrology, Wallingford, report n° 63.
- Palacios, A. A., Zamar, J.L. et Luque, L., (1990), Evolución histórica de la capacidad de regulación hídrica en la cuenca del embalse San Roque, utilización del índice de regulación, Procc. XIV Congre National de l'eau, Córdoba, Argentine, 277-295.
- Park, C., (1987), *The Mellin transform in probabilistic cash flow modeling*, The Engrg. Economist, 32 (2), 115-134.
- Pelletier, J. & Delfante, Ch., (2000), *Villes et urbanisme dans le monde*, 4° édition, Ed. A. Colin, Paris, 199 p.
- Pilgrim, D.H. and Cordery, I., (1993), *Flood Runoff*, chap.9 in: Maidment, D.R., *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, Inc.
- Ponce, V.M. (1989), *Engineering Hydrology, Principles and Practices*. Prentice Hall, 640p.
- Porto, R.; Zahel, K; Tuccil, C. & Bidone, F. (1993), *Drenagem Urbana*. Chap. 21 in: Tucci, C.E.M. (org.), *Hidrologia : Ciencia e Aplicação*, Ed. UFRGS, P. Alegre, 590 p.
- Press, W.H., Flannery, B.P. , Tenkolshy, S.A., Vetterling, W.T., (1988), *Numerical Recipes in C, the art of scientific computing*, Cambridge University Press.
- Press, W.H., Tenkolshy, S.A., Vetterling, W.T. et Flannery, B.P. (1992), *Numerical Recipes in Fortran, the art of scientific computing*, Second edition, Cambridge University Press.
- Protassov, K. (1999), *Probabilités et incertitudes dans l'analyse des données expérimentales*, Presses Universitaires de Grenoble, Université Joseph Fourier, France.
- Radovanovic, E. & Tartarini, J. (1999), *Agua y Saneamiento en Buenos Aires 1580–1930*, Proyecto Patrimonio Histórico CONICET – Aguas Argentinas, Buenos Aires.

- Ragan, R.M. and Duru, J.O. (1972), *Kinematic wave nomograph for times of concentration*, J. of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 98 (HY10), 1765-1771.
- Reyna, S. et Chini, I. (1996), *Manual de drenaje urbano destinado a pequeñas localidades*, Proc. II Jornadas Nacionales de Saneamiento Pluvial Urbano, Córdoba, Argentine.
- Robert, Ch., (1996), *Méthodes de Monte Carlo par chaînes de Markov*, Ed. Economica, Paris, 340 p.
- Rockwood, D.M. (1958), *Columbia basin streamflow routing by computer*, J. of Waterway and Harbors Division, ASCE, V84, N.WW.-S.
- Romanowicz, R., Beven, K.J. et Tawn, J., (1994), *Evaluation of predictive uncertainty in non-linear hydrological models using a bayesian approach*, in: Burnett, V. et Turkman, K.F. (ed), *Statistic for the environment, II, Water Related Issues*, Wiley, New York, 297-317.
- Rosenblueth, E., (1981), *Two-points estimates in probabilities*, Applied mathematical modelling, 5, 329-335.
- Rosenbrock, H. (1960), *An automatic method for finding the greatest or best value of a function*, Computer Journal 3., 175.
- Rulhe, R. (1966), *Método Racional Generalizado adaptado a Argentina*, National Road Direction, DNV, Argentina.
- Sainz Borda, J.A.; Ascorbe, A.M.; Brod, N. & Tejero, J.I. (1998), *Influence de la représentation conceptuelle des bassins versants urbains sur les hydrogrammes calculés par SWMM*, Proceedings of NOVATECH 98 Conference, Lyon, France.
- Saltelli, A., Chan, K. et Scott, M., (1999), *Preface*, in : Saltelli, A., Chan, K. et Scott, M. (ed.), *Sensitivity analysis of model output SAMO 98*, Computer physics communications 117, 1, 2. North-Holland.
- Saltelli, A. (2000), *What is sensitivity analysis ?*, in: Saltelli, A., Chan, K. et Scott, M. (ed.), *Draft copy of the handbook Mathematical and statistical methods for sensitivity analysis*, Probability and Statistics Series, J. Wiley & Sons, 1-22.
- Secchi, A. (1990), *Defensa contra Inundaciones en la ciudad de Gualaguaychú. Province de Entre Ríos*, C.F.I. Buenos Aires, Argentine.
- Secchi, A. (1996), *Hidrología en cuencas altamente urbanizadas*, Proceedings of II Jornadas Nacionales de Saneamiento Pluvial Urbano, Córdoba, Argentina.

- Shamsi, U.M. (1999), *GIS and water resources modeling: state-of-the-art*, chapter 5 in: James, W. (ed.), *New applications in modeling urban water systems*, monograph 7. Computational Hydraulics International, Ontario.
- Singh, V.P. (1988), *Hydrologic systems, volume I, rainfall-runoff modeling*, Prentice Hall.
- Sobol, I. (1983), *O método de Monte Carlo*, Ed. Mir, Moscou, 64 p.
- Soil Conservation Service (1969), Computer program for project formulation : hydrology. Technical Release N° 2, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- Soil Conservation Service (1986), *Urban Hydrology for Small Watershed*, Technical Release N° 55 Revision, W.Resour. Publ., Colorado, USA.
- Sorooshian, S et Dracup, J.A., (1980), *Stochastic parameter estimation procedures for hydrologic rainfall-runoff models : correlated and heteroscedastic error cases*, Water Resources Res., 16,2, 430-442.
- Sorooshian, S. et Gupta, V.K., (1983), *Automatic calibration of conceptual rainfall-runoff models : the question of parameter observability and uniqueness*, Water Resources Res., 19, 1, 260-268.
- Soubie, L. (1940), *Los desagües pluviales de la Capital Federal- Parte "d" Palermo – 1ra Sección –Zona Sud. Obras del Contrato I*. Informe technique. Buenos Aires.
- Spear, R.C. et Hornberger, G.M., (1978), *Eutrophication in peel inlet-II. Identification of critical uncertainties via generalised sensitivity analysis*, Water Resources Res., 14, 43-49.
- Stephenson D. and Meadows, M.E., (1986), *Kinematic Hydrology and Modelling*, Elsevier.
- Tucci, C.E.M., Sanchez, J. & Simões-Lopes, M. (1981), *Modelo IPH II para simulação de precipitação-vazão na bacia: alguns resultados*. IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza, Brésil.
- Tucci, C.E.M. (1986), *Modelos Hidrológicos*, Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), Porto Alegre, Brésil, 3 V.
- Tucci, C.E.M. (ed.), (1993), *Hidrologia: Ciência e Aplicação*, Coleção ABRH, Brésil, Vol. 4, 943 p.
- Tucci, C.E.M. (1994), *Enchentes Urbanas no Brasil*, Revista de la Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 12/N° 1, 117-136.
- Tucci, C.E.M. (1998), *Modelos Hidrológicos*, Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), Porto Alegre, Brésil, 668 p.

- Tung, Y.K. (1990), *Mellin transform applied to uncertainty analysis in hydrology/hydraulics*, J. of Hydraulic Engineering, 116, 5, 659-674.
- Tung, Y.K. et Yeh, K.C. (1993), *Evaluation of safety of hydraulic structures affected by migrating pit*, J. of stochastic hydrology and hydraulics, 7, 2, 131-145.
- Tung, Y.K. (1996), *Uncertainty and reliability analysis*, chapter 7 in : Mays, L.W. (ed.), *Water Resources Handbook*, McGraw-Hill, New York.
- Uhl, M., (1992), *Quantification of uncertainties in urban hydrometry*, in : Proceeding of 4<sup>th</sup> European Junior Scientist Course, *Assessment of modeling uncertainties and measurements error in hydrology*, Saint Victor sur Loire- Saint Etienne, France. 153-183.
- U.S. Department of Agriculture, USDA (1975), *Urban hydrology for small watersheds*, Soil Conservation Service, Washington D.C.
- U.S. Department of Agriculture, USDA (1985), *National engineering handbook*, section 4, Soil Conservation Service, Washington D.C.
- Vazquez, J., Miatello, R. et Roque, M (ed.), *Geografia Fisica de la Provincia de Córdoba*, Ed. Boldt, Argentine.
- Vela Huergo, J. (1937), *Qué es y qué hace Obras Sanitarias de la Nación*. Boletín de Obras Sanitarias de la Nación. Buenos Aires, Nnro. 1, p.18.
- Ventsel, H. (1982), *Théorie des Probabilités*, Ed. Mir, 558 pages.
- Walliser, B. (1977), *Systèmes et modèles*, Ed. du Seuil, Paris.
- Wang, Q.J., (1991), *The genetic algorithm and its application to calibrating conceptual rainfall-runoff models*, Water Resources Res., 27, 2467-2471.
- Wang, Q.J., Chiew, F.H.S. et McMahon, T.A., *Calibration of environmental models by genetic algorithms*, paper presented at MODIM 95 : International Congress on Modelling and Simulation, Modell. And Simul. Soc. of Australia, Newcastle.
- Warwick, J.J. et Tadepalli, P. (1991), *Efficacy of SWMM application*, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 117, N°3, 352-366.
- Williams, J.R. (1975), *Sediment yield prediction with Universal Equation using Runoff Energy Factor*, in: Sed. Yield Work. Pres. & Prosp. Tech. for Predict. Sed. Yield & Cource. USDA, 244 -52.
- World Bank (1995), *1995 World Development Indicators*, N.Y. USA.

- World Bank (1998), *1998 World Development Indicators*, N.Y. USA.
- Yen, B.C. et Ang, A.H.S (1971), *Risk analysis in design of hydraulics projects*, in : Chiu, C.L. (ed.) *Stochastic Hydraulics*, Procc. of First International Symposium, University of Pittsburgh, Pittsburgh, Pa., 694-701.
- Yen, B.C., Cheng, S.T., et Melching, C.S., (1986), *First-order reliability analysis*, in Yen, B.C. (ed.), *Stochastic and risk analysis in hydraulic engineering*, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, 1-36.
- Yen, B. C. (editor) (1992), *Catchment Runoff and Rational Formula*, Water Resources Publ., USA.
- Zaghloul, N.A., (1981), *SWMM model and level of discretization*, J. of the Hydraulics Division, ASCE, V. 107, N° HY11, 1535-1545.
- Zoch, R.T. ,(1934), *On the relation between rainfall and stream-flow I*, Monthly weather review, 62, 9, 312-315.



- **Information complémentaire : quelques sites sur Internet**

Adresses d'Internet	Sujets
<a href="http://www.shf.asso.fr">http://www.shf.asso.fr</a>	La Houille Blanche
<a href="http://www.wlu.ca">http://www.wlu.ca</a>	Hydrological Sciences Journal
<a href="http://www.pubs.asce.org">http://www.pubs.asce.org</a>	Journal of Hydrologic Engineering (ASCE)
<a href="http://www.interscience.wiley.com">http://www.interscience.wiley.com</a>	Hydrological Processes
<a href="http://www.agu.org/pubs">http://www.agu.org/pubs</a>	Water Resources Research
<a href="http://link.springer.de">http://link.springer.de</a>	Stochastic Hydrology and Hydraulics
<a href="http://www.elsevier.nl">http://www.elsevier.nl</a>	Journal of Hydrology
<a href="http://www.rse.quebec.ca">http://www.rse.quebec.ca</a>	Revue des Sciences de l'Eau
<a href="http://chagrin.epa.state.oh.us/gli/currect.html">http://chagrin.epa.state.oh.us/gli/currect.html</a> <a href="http://www.eos.uoguelph.ca">http://www.eos.uoguelph.ca</a>	SWMM Model

## **ANNEXES**

**ANNEXE I**

**TECHNIQUES STATISTIQUES POUR  
L'ANALYSE DES INCERTITUDES**



## A.I. TECHNIQUES STATISTIQUES POUR L'ANALYSE DES INCERTITUDES

### A.I.1. Propriétés statistiques des variables aléatoires

De façon générale, si  $X$  est une variable aléatoire (VA) continue, sa fonction de distribution cumulée (FDA) est donnée par l'expression :

$$F(x) = P(X \leq x) \quad (\text{I.A.1})$$

où  $x$  représente une valeur possible de  $X$ . La fonction  $F(x)$  est une fonction non décroissante dans tout l'ensemble des valeurs de  $X$ . Pour une VA discrète la version correspondante de la FDA est la fonction de probabilité de masse (FPM) donnée par :

$$p(x) = P(X = x) \quad (\text{I.A.2})$$

Pour une VA continue la fonction de densité de probabilité (fdp) est estimée par :

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (\text{I.A.3})$$

Quand les problèmes comportent plusieurs VA, les distributions correspondantes ont plusieurs dimensions. Par exemple, la FDA de deux VA est indiquée par  $f_{XY}(x, y)$  et sa distribution théorique à deux dimensions est donnée par :

$$F_{X,Y}(x, y) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y f_{X,Y}(x, y) dx dy \quad (\text{I.A.4})$$

Deux VA sont statistiquement indépendantes si et seulement si  $f_{XY}(x, y) = f_X(x) \cdot f_Y(y)$  et  $F_{XY}(x, y) = F_X(x) \cdot F_Y(y)$ .

Les paramètres qui sont utilisés pour caractériser les propriétés statistiques des variables aléatoires sont ceux-ci relatifs à la tendance centrée, à la dispersion et à l'asymétrie de la distribution. Ces paramètres statistiques ont des relations avec les moments statistiques des variables aléatoires.

Le  $r$ -ième moment d'une variable aléatoire continue  $X$  relatif à un point de référence  $X = x_0$  est calculé par l'expression :

$$E[(X - x_0)^r] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - x_0)^r f(x) dx \quad (\text{I.A.5})$$

où  $E[\cdot]$  est l'opérateur statistique *espérance mathématique*. Deux types de moments statistiques sont normalement utilisés : les *moments à l'origine*, où  $x_0 = 0$ , et les *moments centrés*, où  $x_0 = \mu$ , avec  $\mu$  moyenne de la variable aléatoire déterminée par l'équation (I.A.8).

Le r-ième moment centré est  $\mu_r = E[(X - \mu)^r]$  alors que le r-ième moment à l'origine est donné par  $\mu_r' = E[X^r]$ . Les moments centrés  $\mu_r$  peuvent être obtenus à partir des moments à l'origine  $\mu_r'$  selon (Tung, 1996) :

$$\mu_r = \sum_{i=0}^r (-1)^i C_i^r \mu_i' \mu_{r-i}' \quad (\text{I.A.6})$$

D'une manière similaire, les moments à l'origine peut être obtenus à partir des moments centrés par l'expression :

$$\mu_r' = \sum_{i=0}^r C_i^r \mu_i \mu_{r-i} \quad (\text{I.A.7})$$

- *Mesures de la tendance centrée :*

La tendance centrée est mesurée par l'*espérance mathématique* qui est déterminé par :

$$E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad (\text{I.A.8})$$

Cette expression est connue comme la *moyenne* de la VA  $X$ . Deux règles opérationnelles de l'espérance sont spécialement important pour l'analyse des incertitudes :

a) l'espérance d'une somme de plusieurs VA est égal à la somme des espérances individuelles :

$$E\left(\sum_{i=1}^N a_i X_i\right) = \sum_{i=1}^N a_i E[X_i] \quad (\text{I.A.9})$$

b) si  $X_1, X_2, \dots, X_N$  sont VA statistiquement indépendants, on a :

$$E\left(\prod_{i=1}^N X_i\right) = \prod_{i=1}^N E[X_i] \quad (\text{I.A.10})$$

Les deux autres mesures de la tendance centrée habituellement prise en compte sont le *mode* ou la *valeur dominante* (la valeur qui a la fréquence maximale) et la *médiane* (la valeur telle que la moitié des observations lui est inférieure ou égale et l'autre moitié supérieure ou égale).

- *Mesures de la dispersion :*

La dispersion d'une variable aléatoire est mesurée par la *variance*, qui est déterminé par :

$$Var[X] = \sigma^2 = E[(X - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad (I.A.11)$$

La variance est le moment centré de deuxième ordre. La racine carrée positive de la variance est nommée *écart type*, qui est utilisé fréquemment comme une mesure du degré de l'incertitude d'une VA. Pour comparer le degré d'incertitude de deux VA avec des unités différentes, on utilise souvent une mesure non-dimensionnelle,  $cv = \mu/\sigma$ , que l'on nomme *coefficient de variation*. Les deux règles opérationnelles liées à la variance qui intéressent pour l'analyse des incertitudes sont:

a) le rapport entre la variance et l'espérance mathématique d'une VA :

$$ar[X] = E[X^2] - (E[X])^2 \quad (I.A.12)$$

b) la variance d'une somme des VA corrélées (non statistiquement indépendantes) :

$$ar\left(\sum_{i=1}^N a_i X_i\right) = \sum_{i=1}^N a_i^2 \sigma_i^2 + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N a_i a_j Cov[X_i, X_j] \quad (I.A.13)$$

- *Mesure de l'asymétrie* :

L'asymétrie de la distribution de probabilité d'une VA est mesurée par le *coefficient d'asymétrie*, déterminé par

$$\gamma = \frac{\mu_3}{\mu_2^{1.5}} = \frac{E[(X - \mu)^3]}{\sigma^3} \quad (I.A.14)$$

Le coefficient d'asymétrie est non-dimensionnel et il est lié au troisième moment centré. Dans la pratique les moments statistiques de degré supérieur à trois ne sont pas utilisés car la qualité de leur estimation décroît quand ils sont estimés à partir d'échantillons réduits (situation classique en hydrologie).

- *Mesure du degré de dépendance linéaire* :

Le degré de dépendance linéaire entre deux VA est mesuré par le *coefficient de corrélation*  $\rho(X, Y)$  déterminé par :

$$\rho(X, Y) = \frac{Cov(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (I.A.15)$$

où  $Cov(X, Y)$  est la *covariance* entre les deux variables donnée par l'expression :

$$Cov(X, Y) = E[(X - \mu_X) \cdot (Y - \mu_Y)] = E(XY) - \mu_X \mu_Y \quad (I.A.16)$$

A partir des équations (I.A.15) et (I.A.16) on déduit que la covariance entre deux variables standardisées Z1 et Z2 est égale au coefficient de corrélation entre ces variables.

### A.I.2. Méthode de Rosenblueth (1981)

Elle consiste en une approximation de la pdf (ou la PDA) réelle d'une variable en considérant que toute la fonction est concentrée en deux points,  $x_-$  et  $x_+$  respectivement. Les quatre inconnues de la méthode ( $x_-$  et  $x_+$  et les valeurs respectives de probabilité  $p_-$  et  $p_+$ ) sont estimées de telle manière que les trois premiers moments de la variable aléatoire  $X$  originale soient préservés. Les solutions pour  $x_-$ ,  $x_+$ ,  $p_-$  et  $p_+$  ont été présentés par Rosenblueth (1981) :

$$x_- = \mu - z_- \cdot \sigma \quad (\text{I.A.17})$$

$$x_+ = \mu + z_+ \cdot \sigma \quad (\text{I.A.18})$$

$$p_+ = \frac{z_-}{z_+ - z_-} \quad (\text{I.A.19})$$

et

$$p_- = 1 - p_+ \quad (\text{I.A.20})$$

où

$$z_+ = \frac{\gamma}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma}{2}\right)^2} \quad (\text{I.A.21})$$

et

$$z_- = z_+ - \gamma \quad (\text{I.A.22})$$

Dans l'ensemble des équations précédentes,  $\mu$  représente la moyenne,  $\sigma$  l'écart type et  $\gamma$  le coefficient de symétrie. Si la distribution de la variable aléatoire est symétrique, on a ( $\gamma = 0$ ),  $z_- = z_+ = 1$  et  $p_- = p_+ = 0,5$ . Cela signifie que, si la pdf est symétrique, les deux points sont localisés à un écart type de la moyenne, avec une même probabilité (0,5).

Pour un problème avec de  $N$  variables stochastiques, les deux points correspondants à chaque variable sont estimés par les équations (I.A.17) à (I.A.22). Il est donc nécessaire de faire  $2^N$  estimations de la pdf dans l'espace des paramètres du modèle. Les  $r$ -ième moments de  $W = g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_N)$  autour de l'origine sont estimés d'une manière approximative par l'expression :

$$E[W^r] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N)} \cdot w_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N)}^r \quad (\text{I.A.23})$$

où l'indice  $\delta_i$  est un indicateur de signe qui est (+) ou (-) selon que les valeurs de la variable aléatoire  $X_i$  sont  $x_{i+} = \mu_i + z_{i+} \cdot \sigma_i$  ou  $x_{i-} = \mu_i - z_{i-} \cdot \sigma_i$  respectivement. La probabilité  $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N)}$  est estimée selon :

$$p_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N)} = \prod_{i=1}^N p_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{N-1} \left( \sum_{j=i+1}^N \delta_i \delta_j \alpha_{ij} \right) \quad (\text{I.A.24})$$

avec

$$\alpha_{ij} = \frac{\rho_{ij} / 2^N}{\sqrt{\prod_{i=1}^N \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_i}{2} \right)^2 \right]}} \quad (\text{I.A.25})$$

où  $\rho_{ij}$  est le coefficient de corrélation entre les variables  $X_i$  et  $X_j$ . Le nombre de termes dans la sommation de l'équation (I.A.23) est  $2^N$  qui correspond à la totalité des combinaisons possibles de (+) et (-) pour toutes les variables stochastiques. Pour chaque terme de la sommation (I.A.23), le modèle doit être évalué une fois en chaque point correspondant dans l'espace des paramètres.

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

**ANNEXE II**

**DONNEES OBTENUES SUR LES  
TROIS BASSINS VERSANTS**

**(Annexe du Chapitre V)**

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

**Bassin versant 2 du Canal Nord de la ville de Rafaela**

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

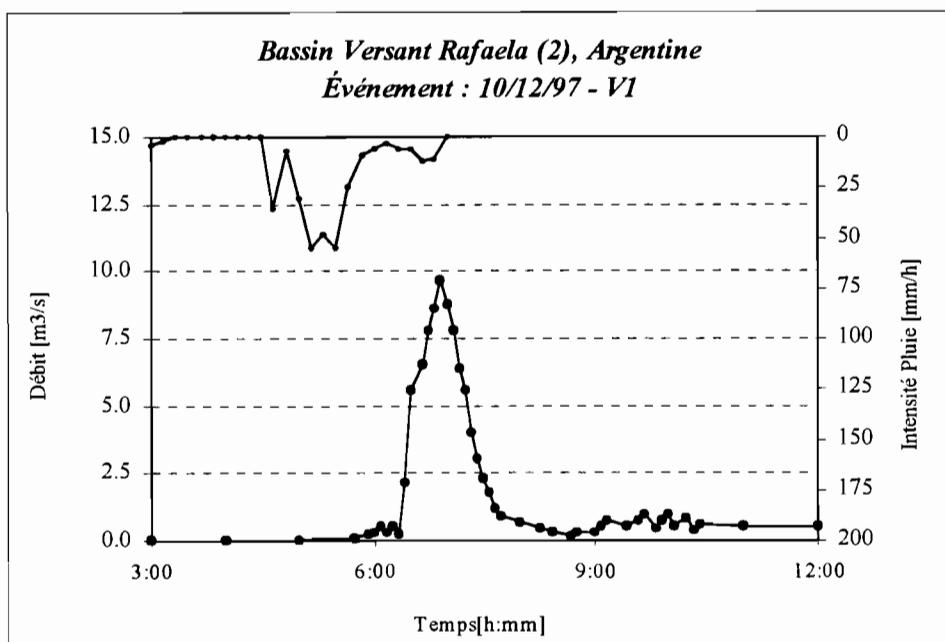


Figure V.A.1. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

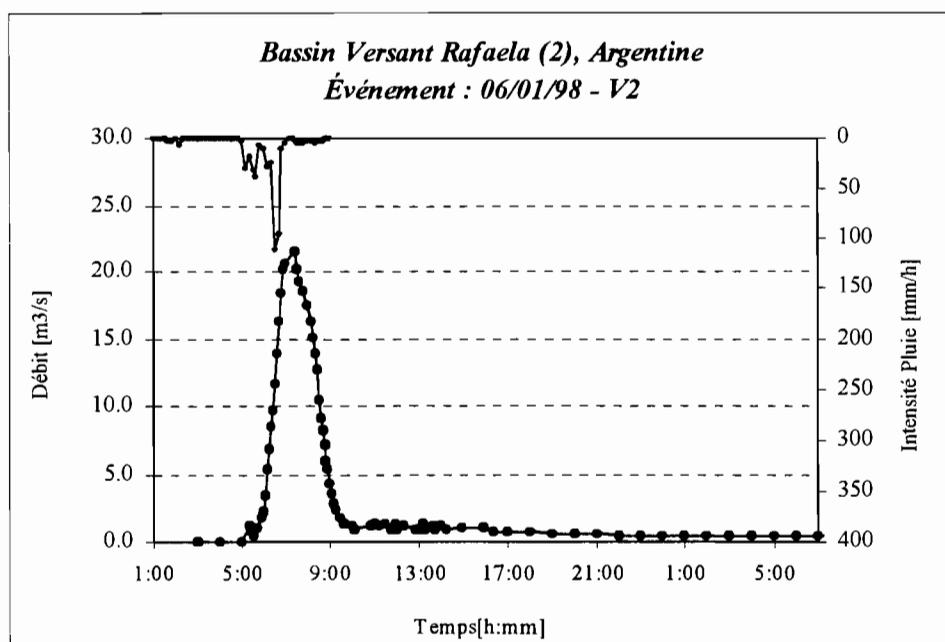


Figure V.A.2. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

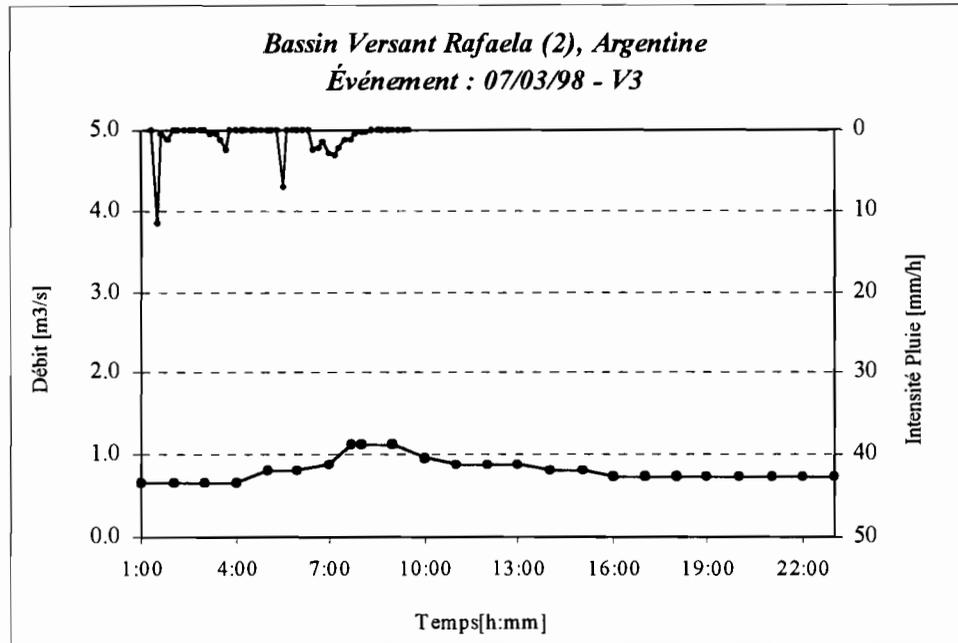


Figure V.A.3. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

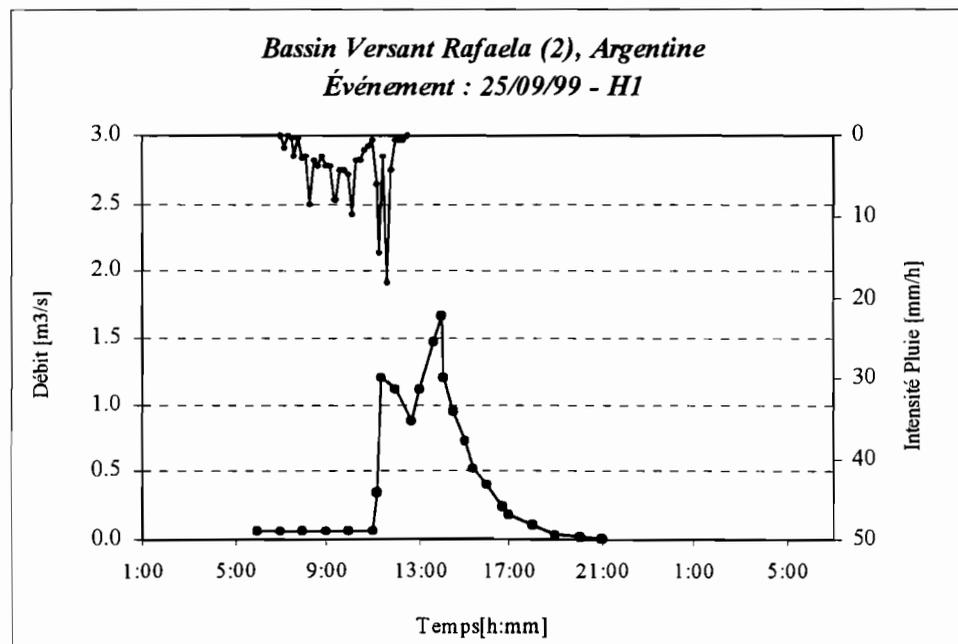


Figure V.A.4. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

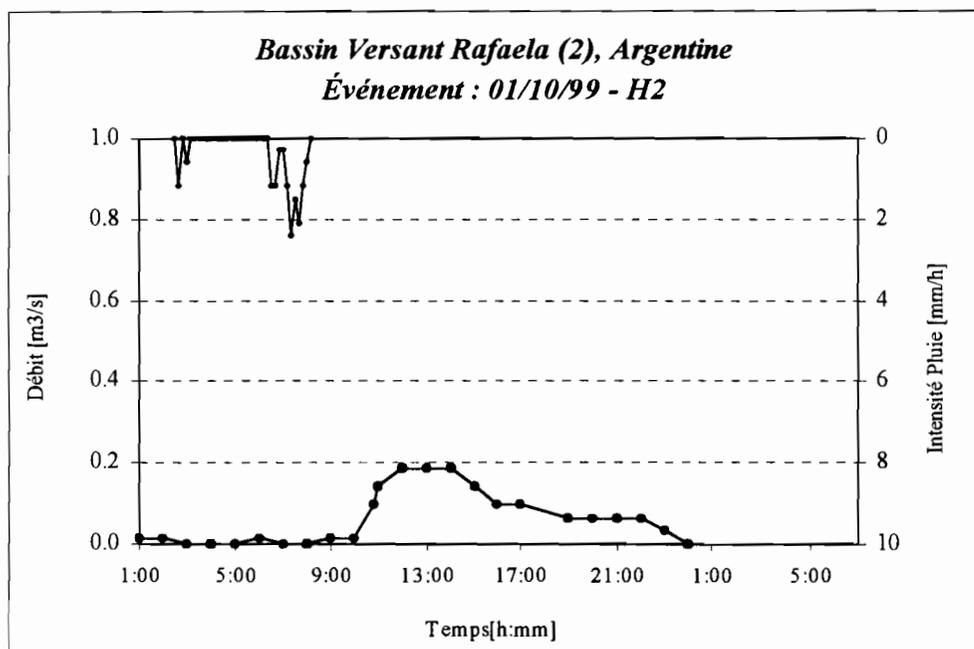


Figure V.A.5. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

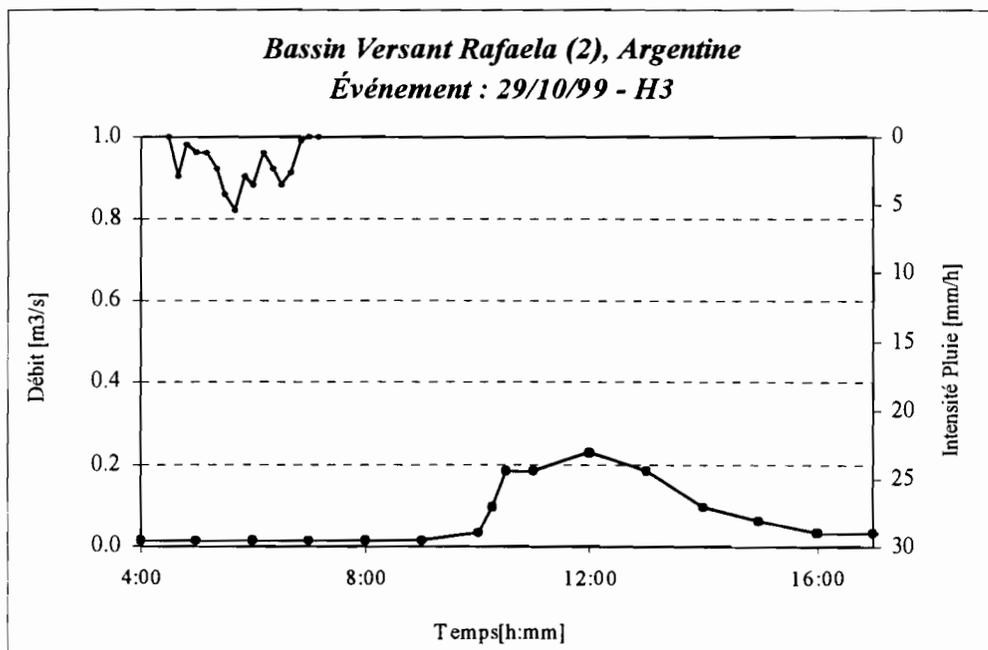


Figure V.A.6. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

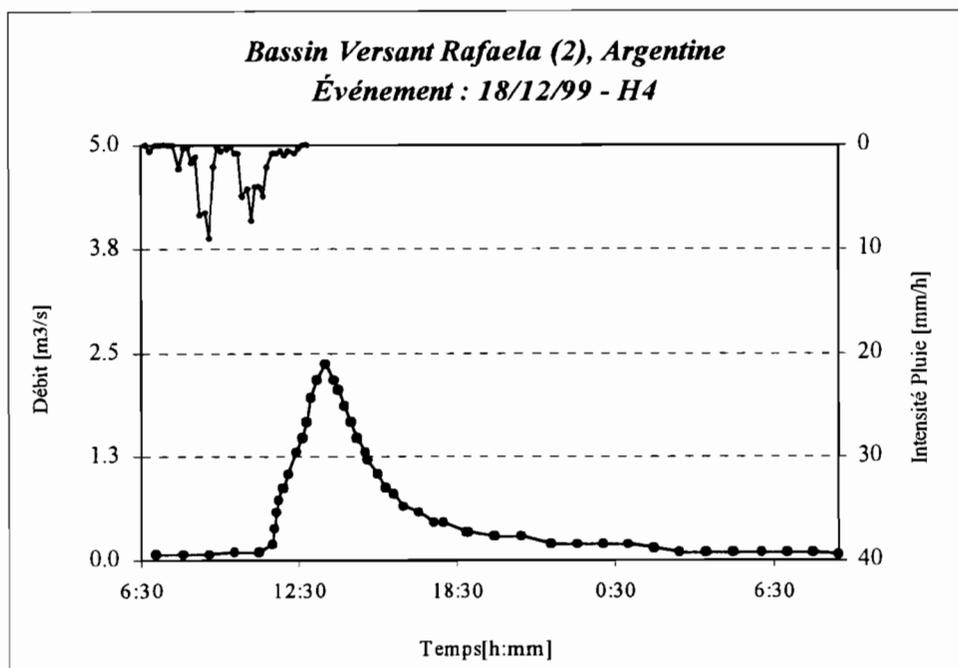


Figure V.A.7. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

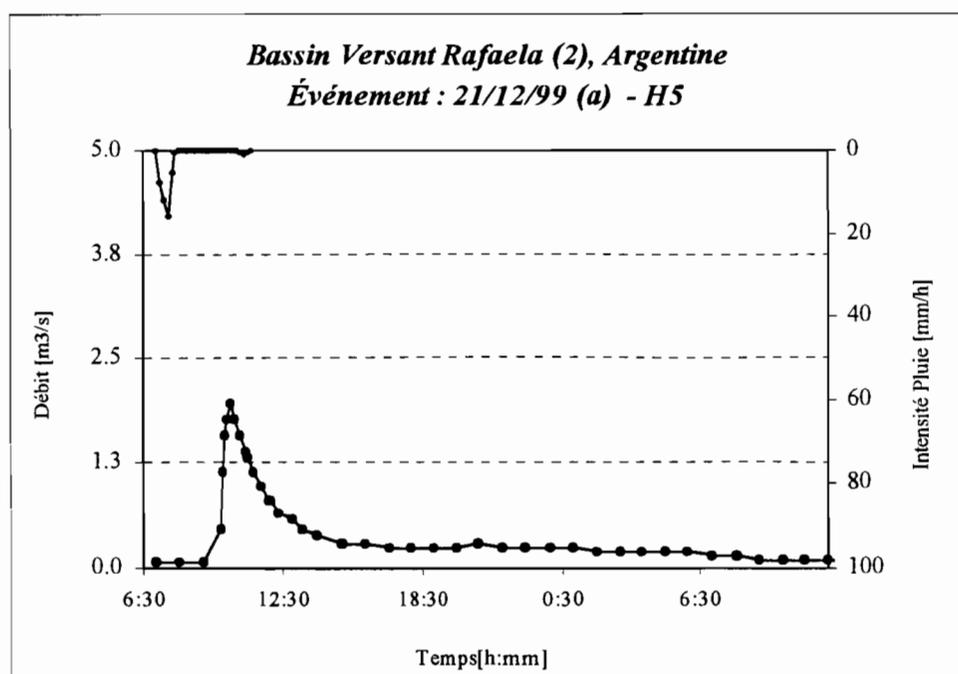


Figure V.A.8. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

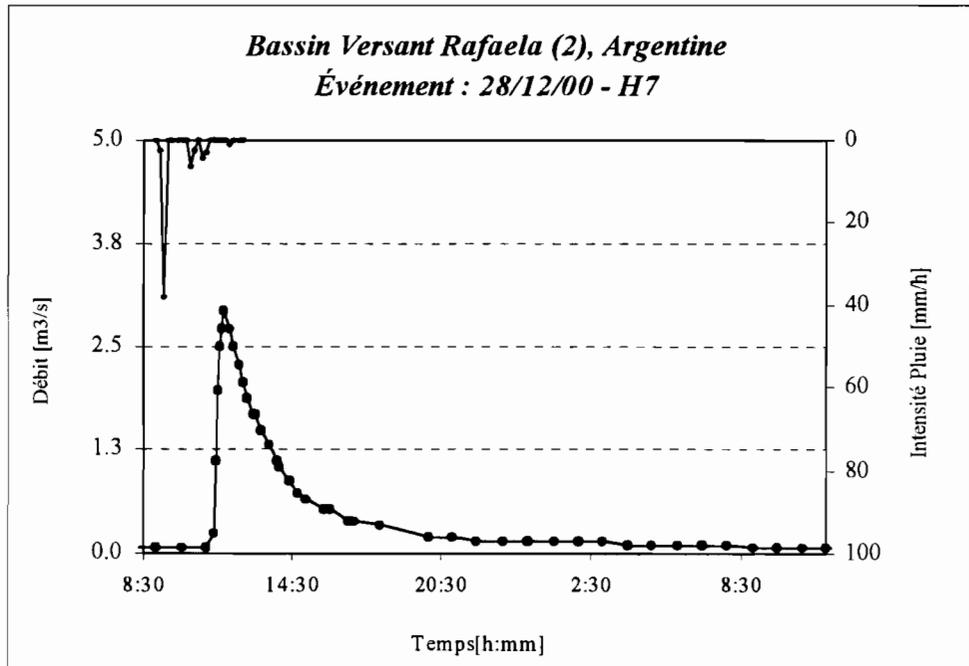


Figure V.A.9. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

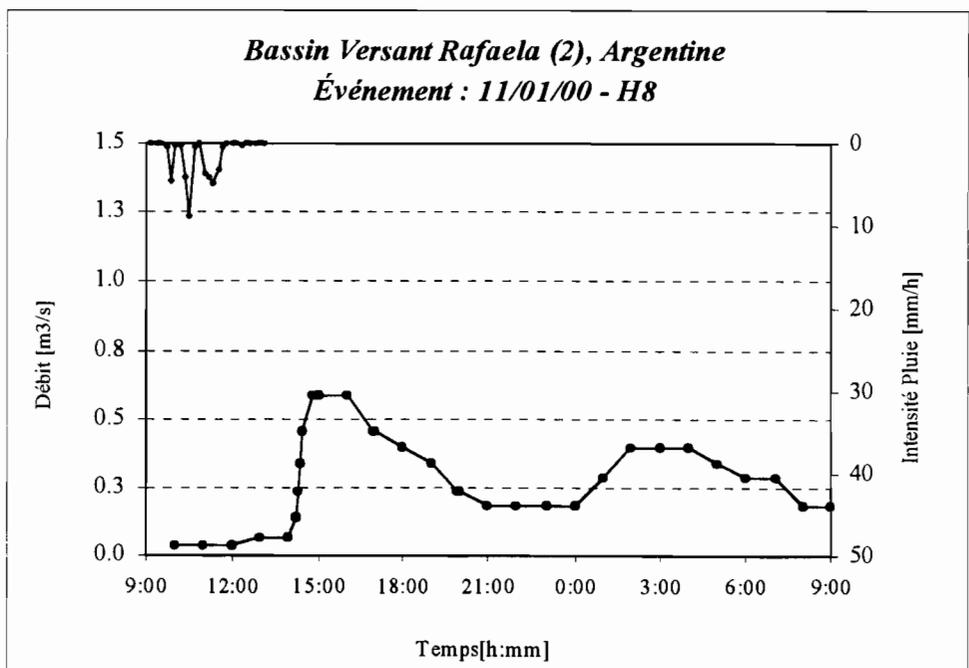


Figure V.A.10. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

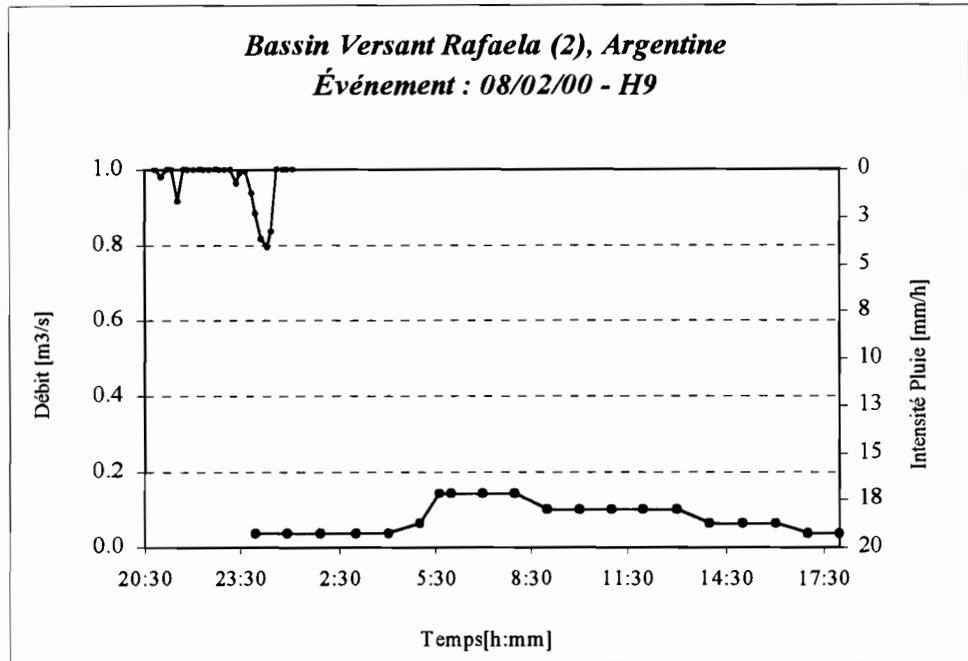


Figure V.A.11. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

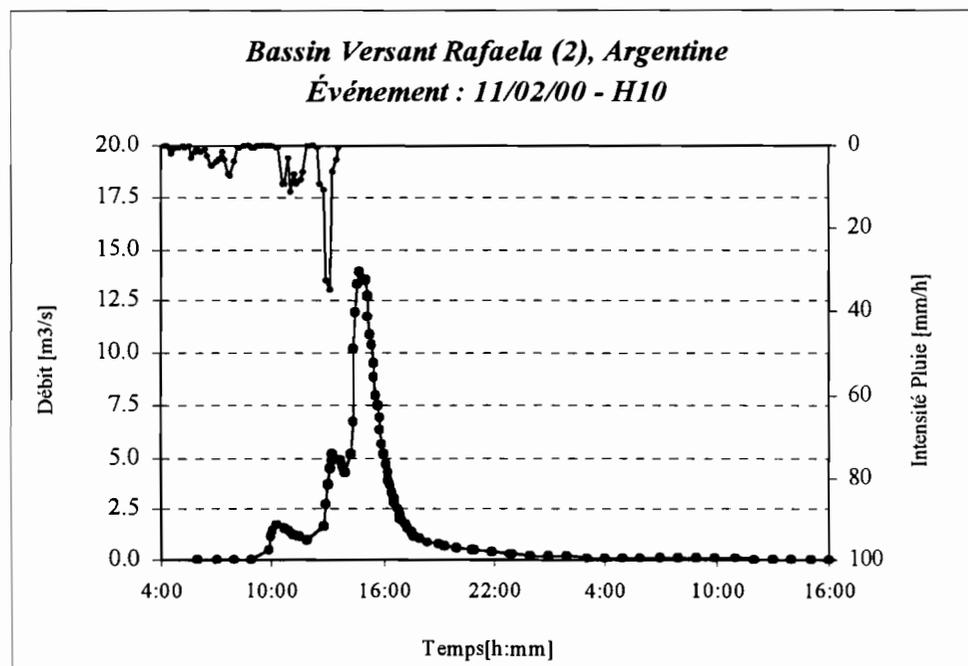


Figure V.A.12. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

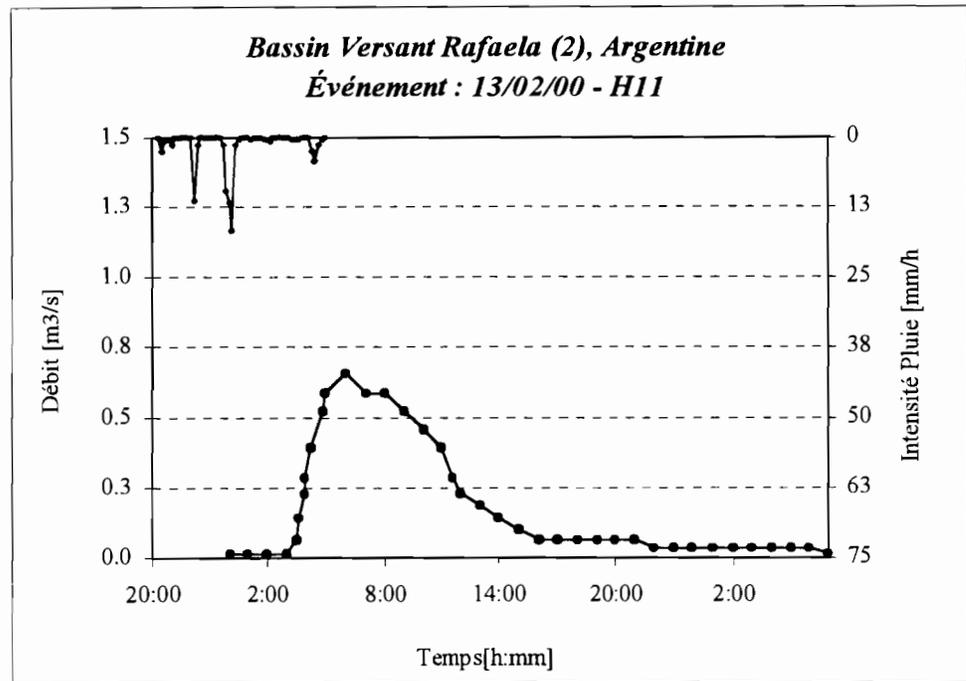


Figure V.A.13. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

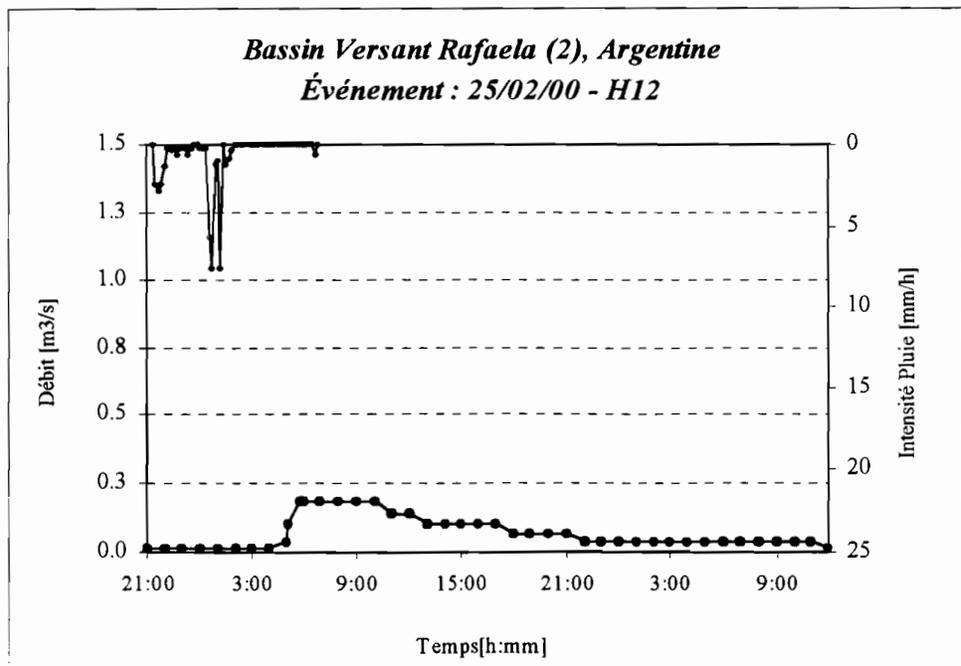


Figure V.A.14. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

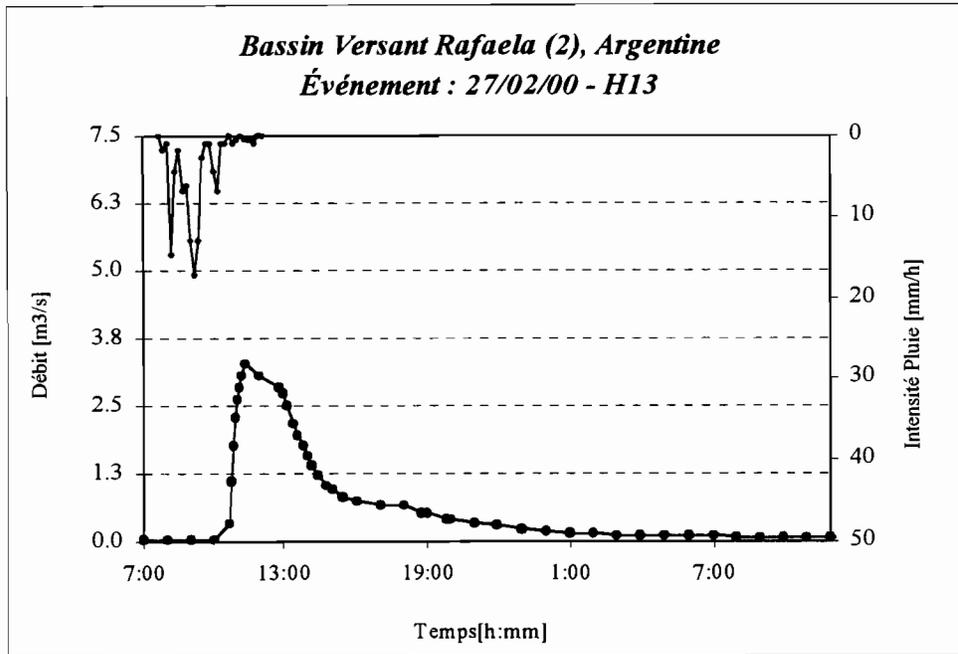


Figure V.A.15. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

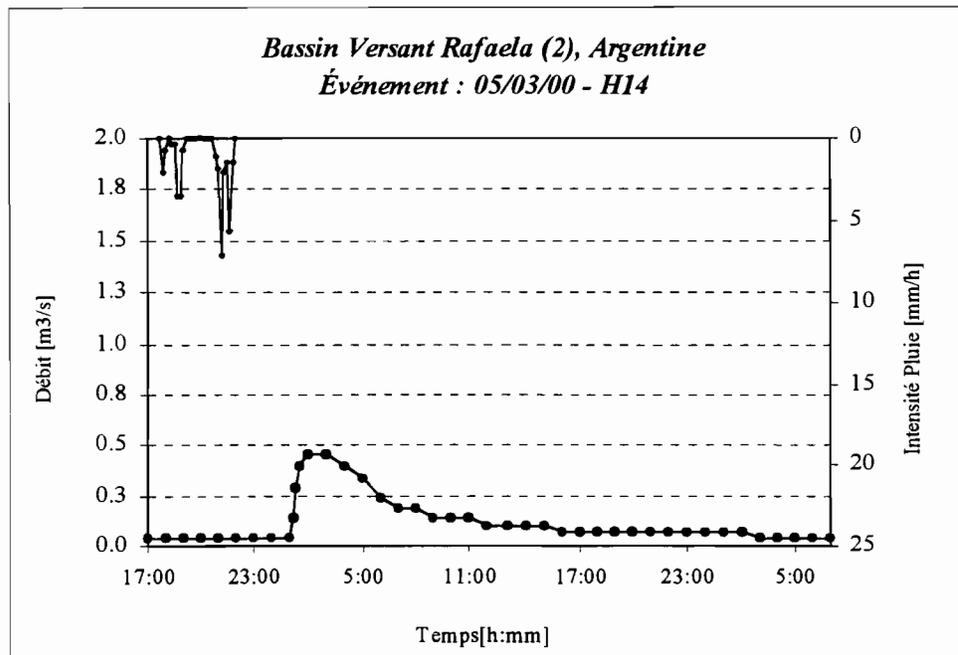


Figure V.A.16. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

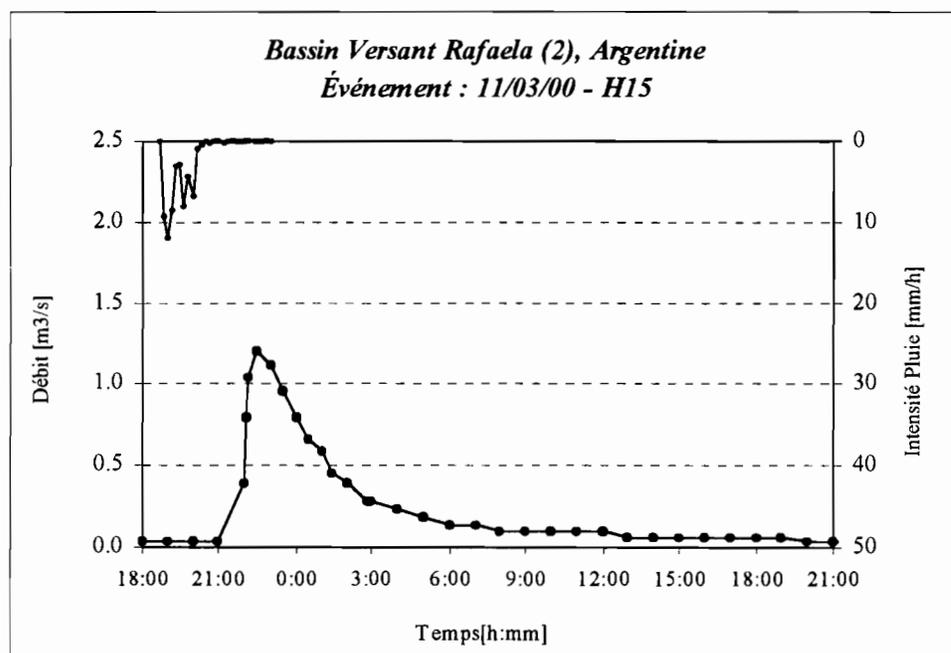


Figure V.A.17. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

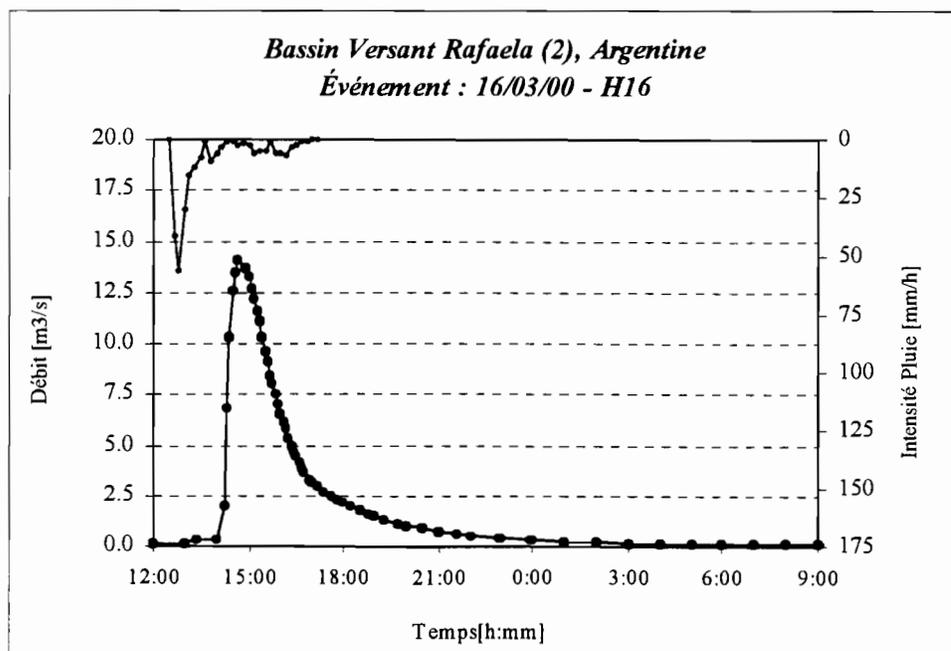


Figure V.A.18. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

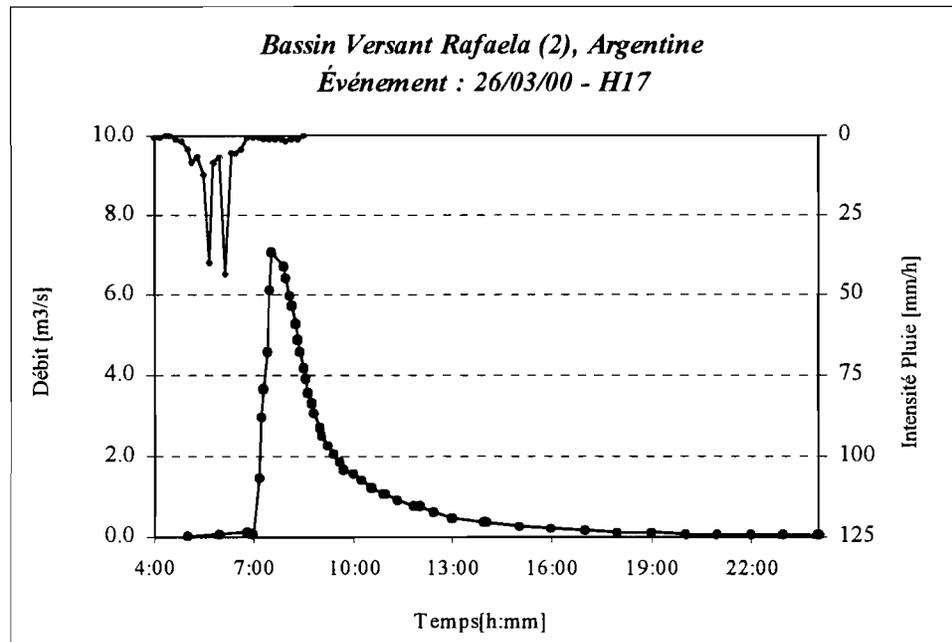


Figure V.A.19. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

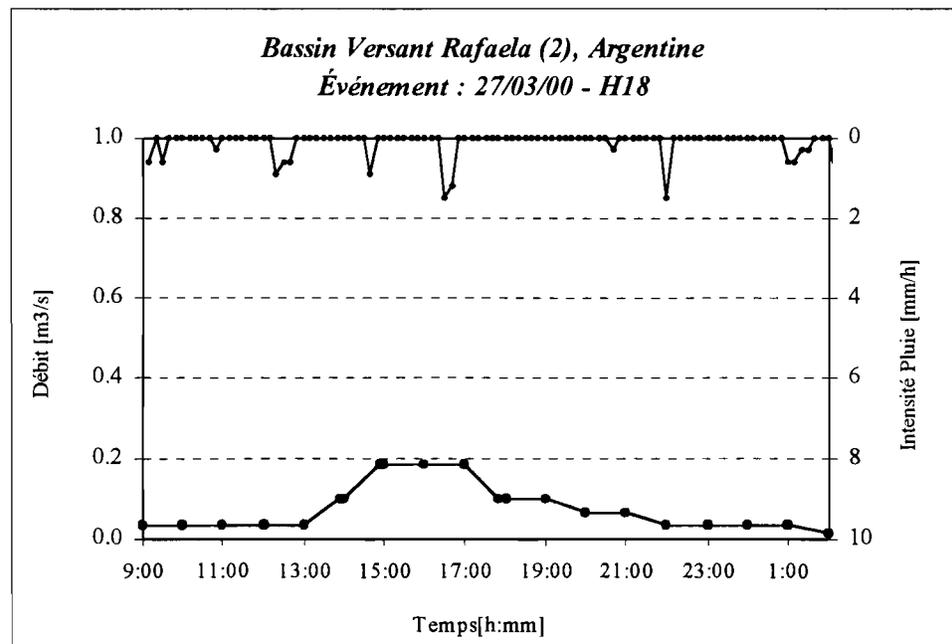


Figure V.A.20. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

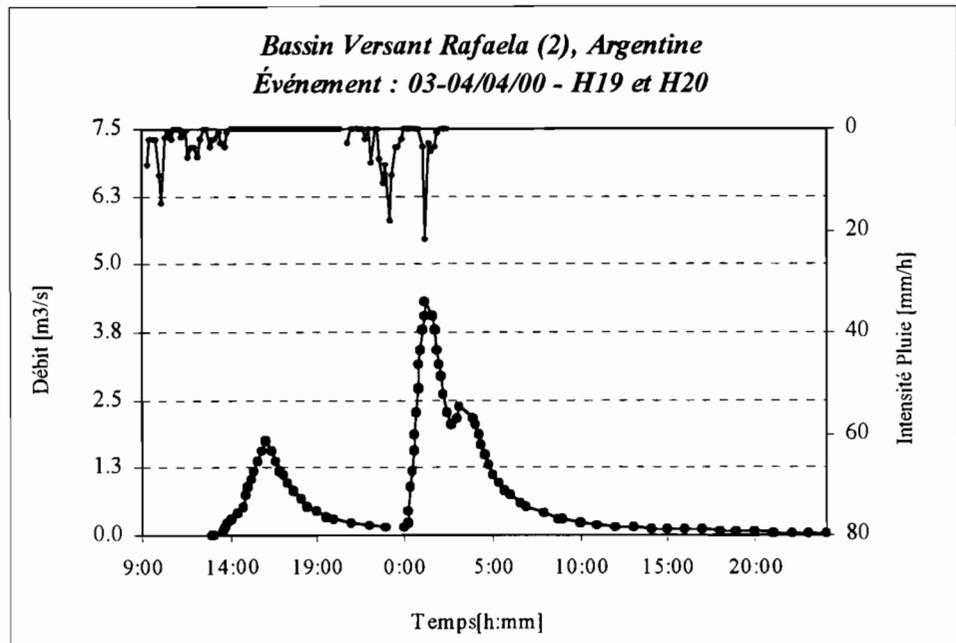


Figure V.A.21. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

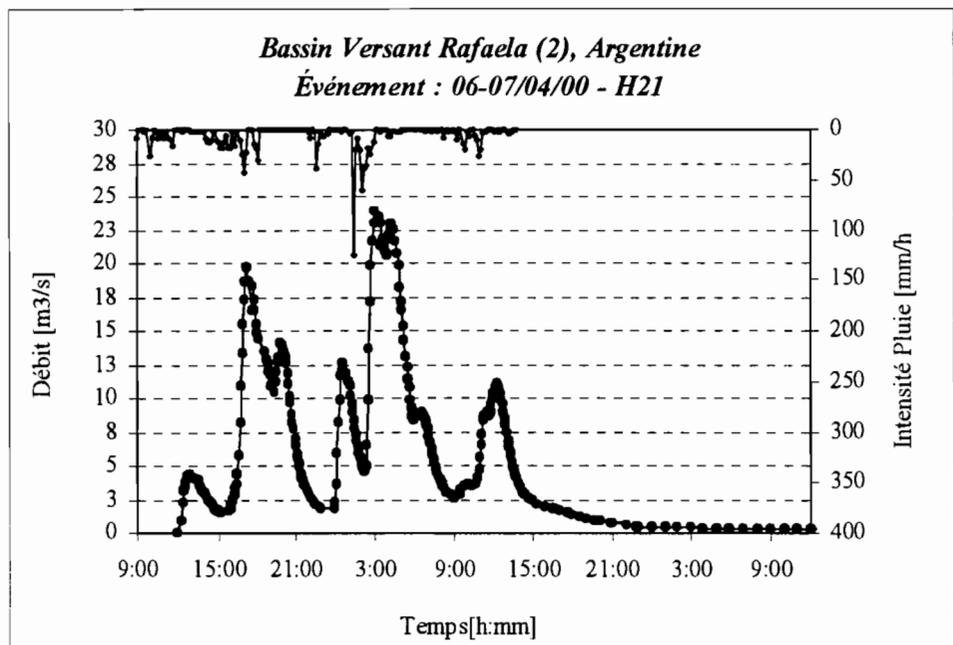


Figure V.A.22. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

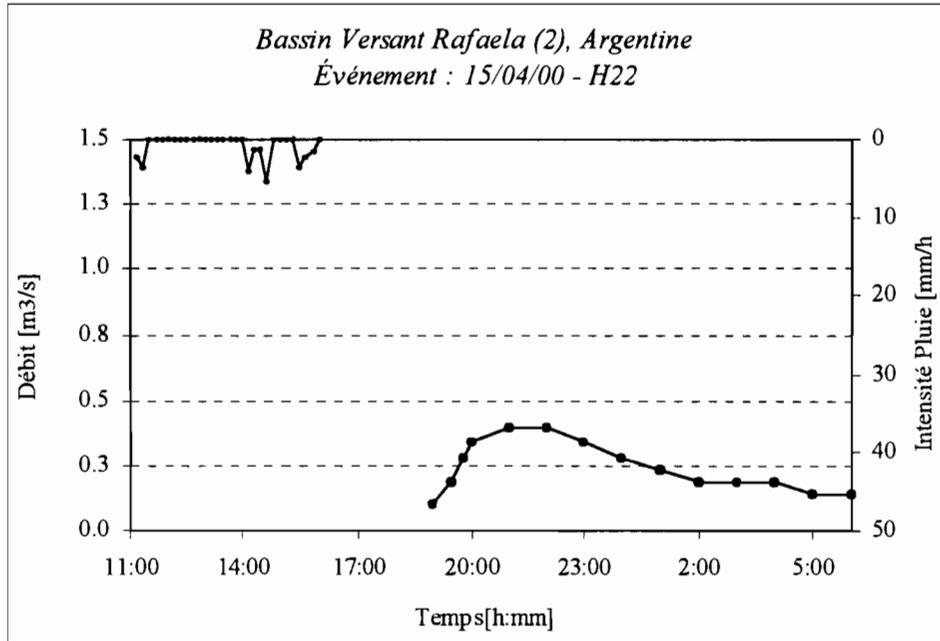


Figure V.A.23. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

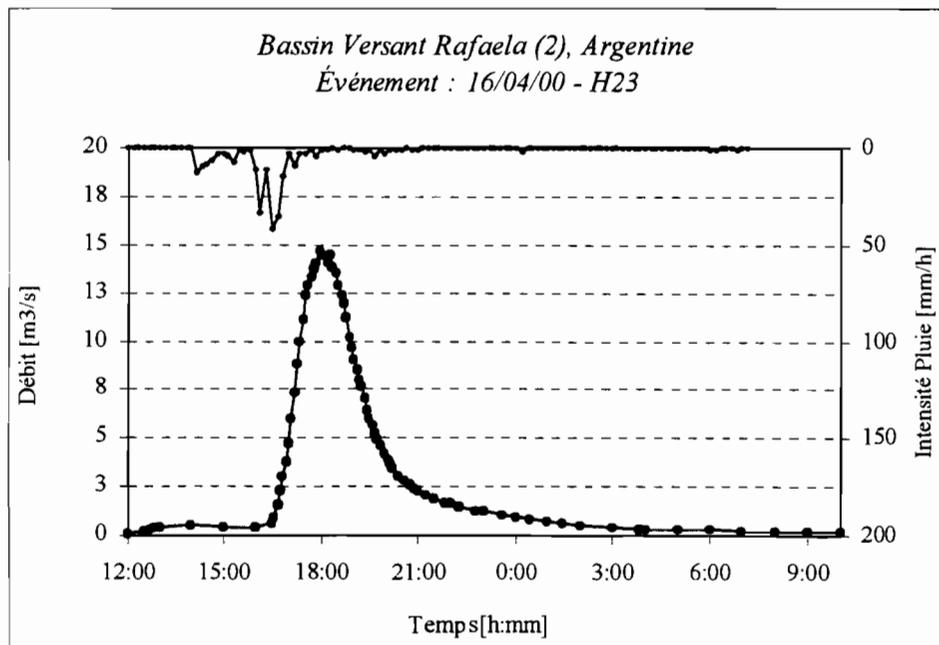


Figure V.A.24. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

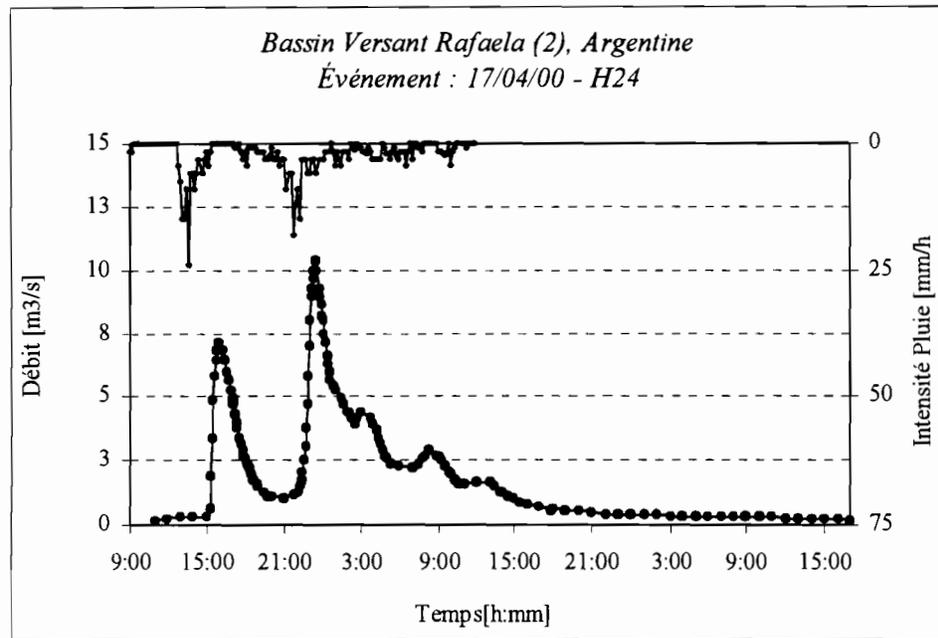


Figure V.A.25. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

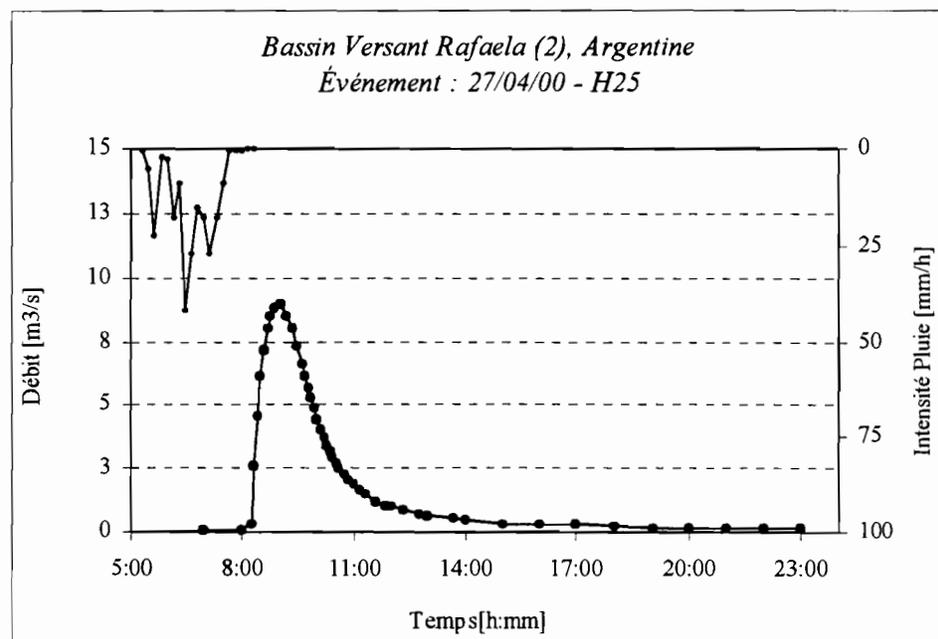


Figure V.A.26. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 2.

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

**Bassin versant 1 du Canal Nord de la ville de Rafaela**

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

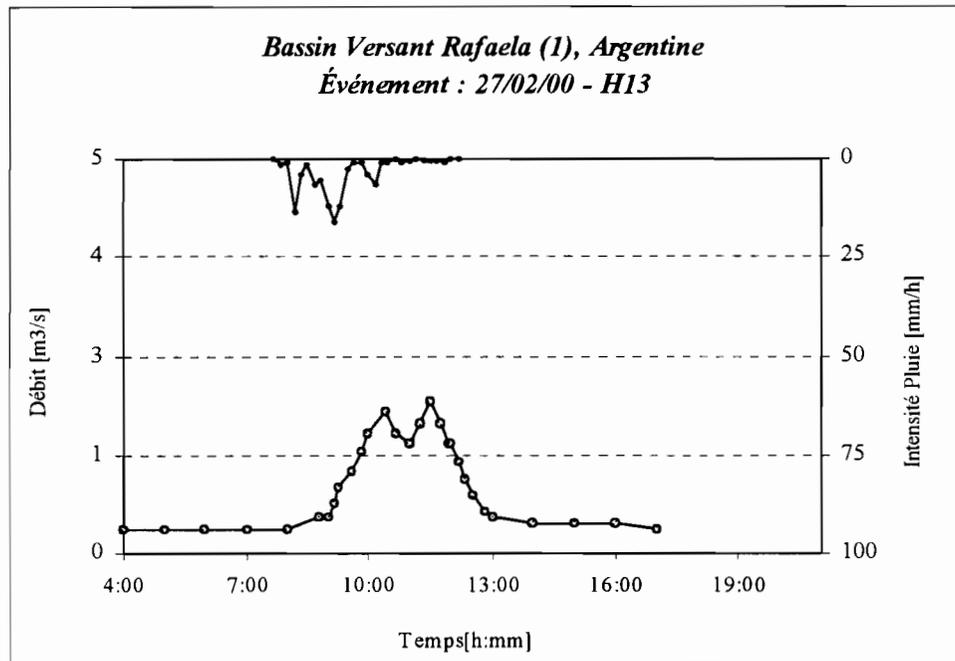


Figure V.A.27. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

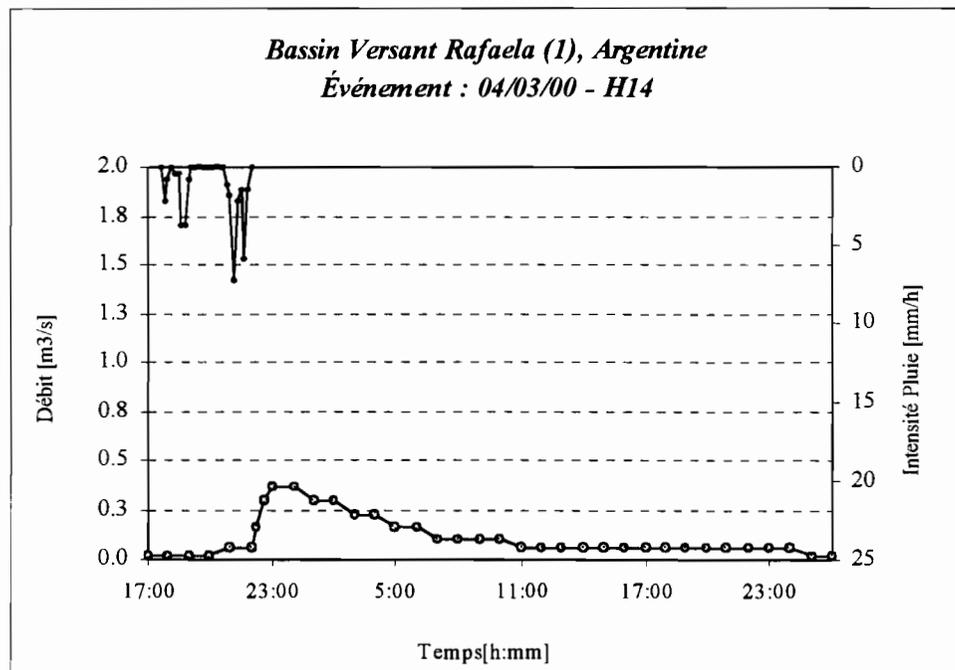


Figure V.A.28. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

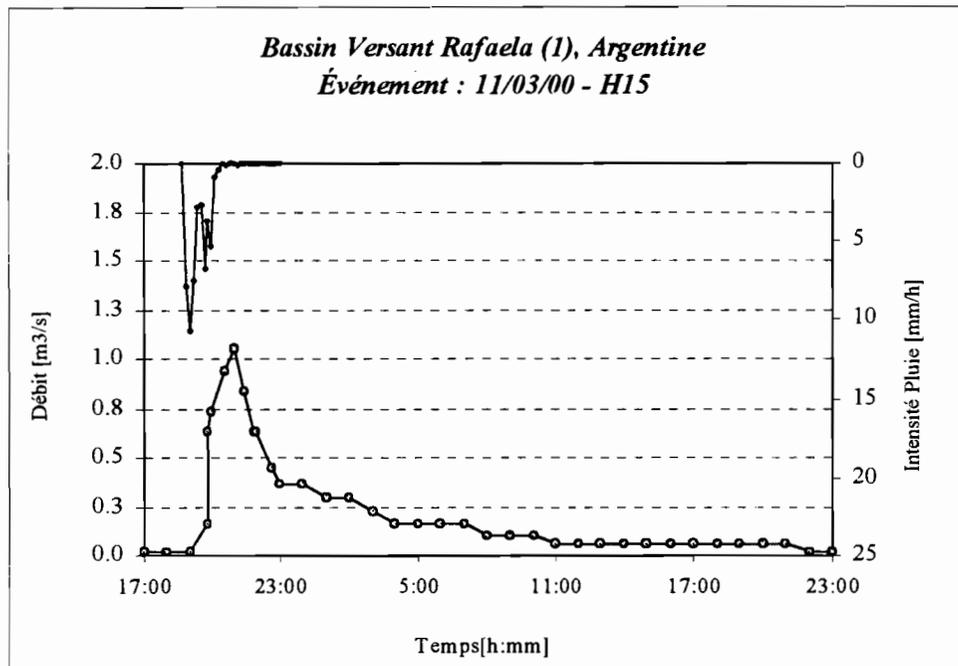


Figure V.A.29. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

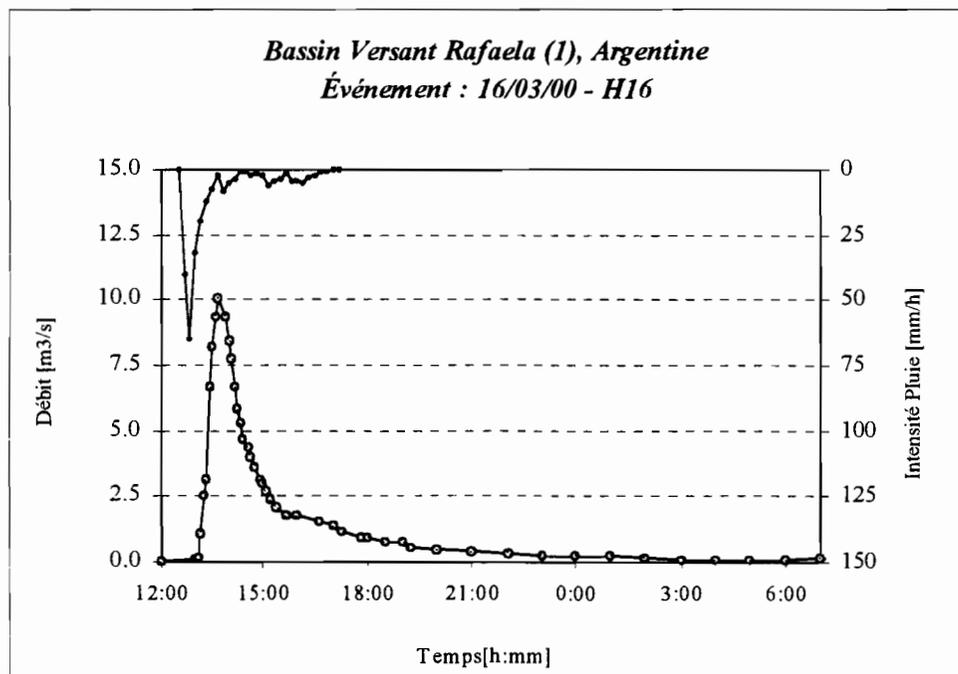


Figure V.A.30. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

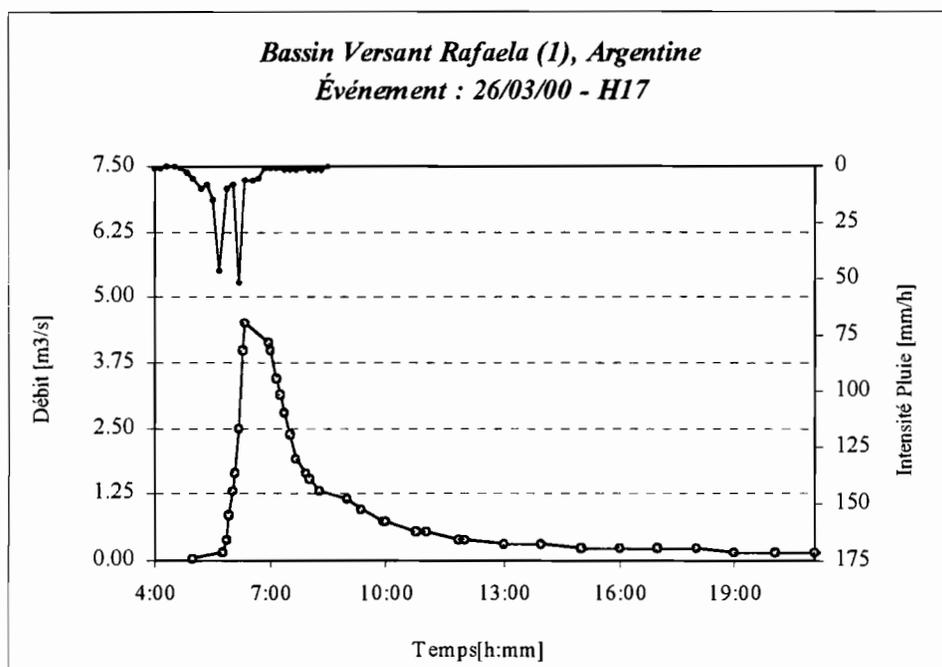


Figure V.A.31. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

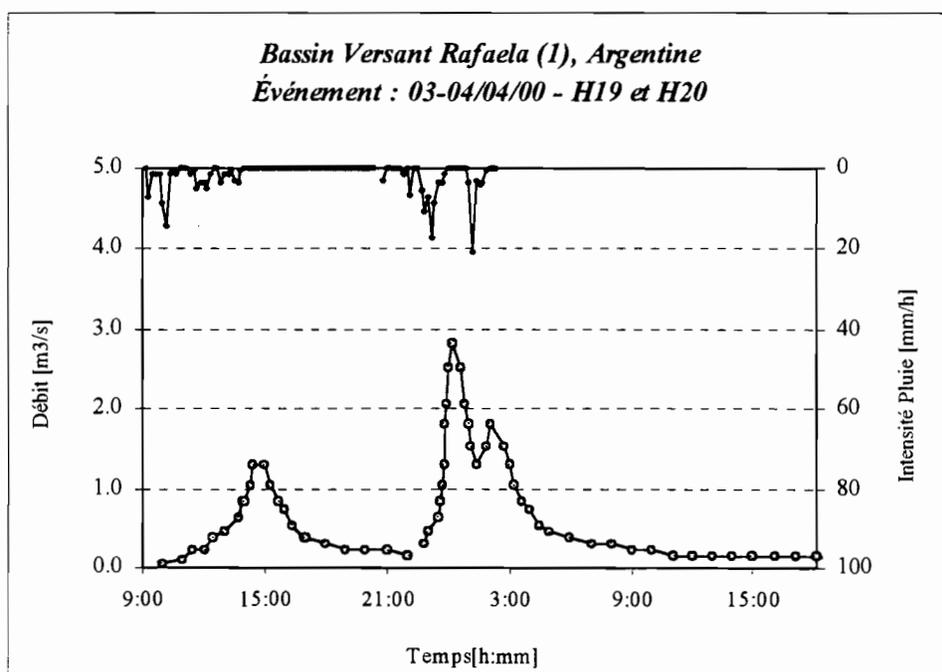


Figure V.A.32. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

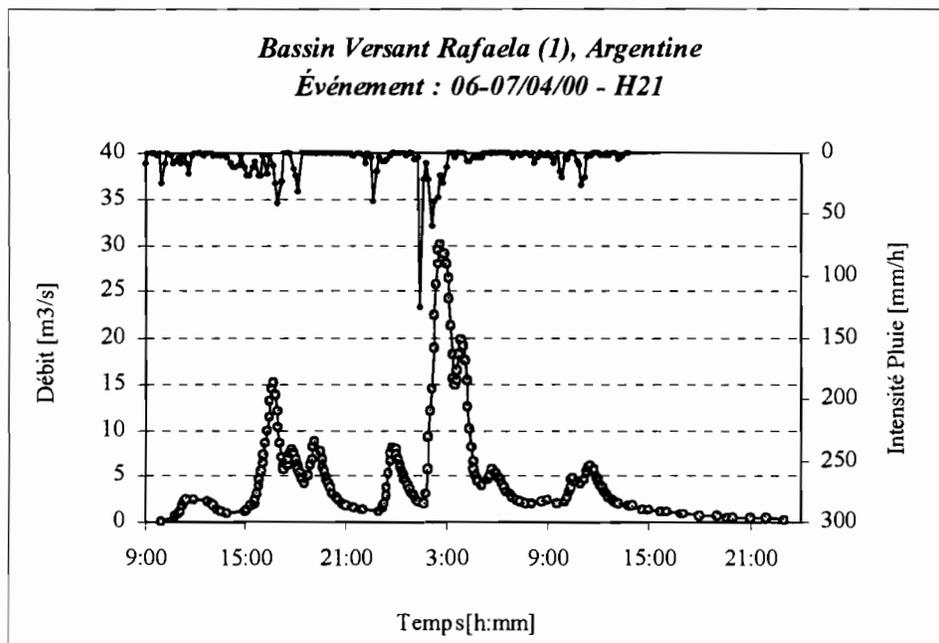


Figure V.A.33. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

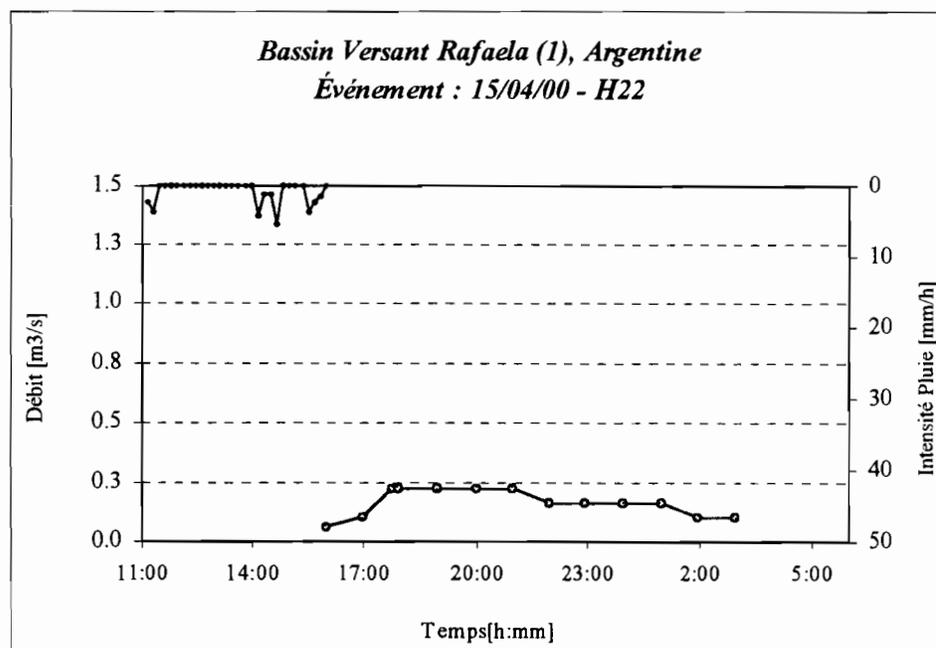


Figure V.A.34. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

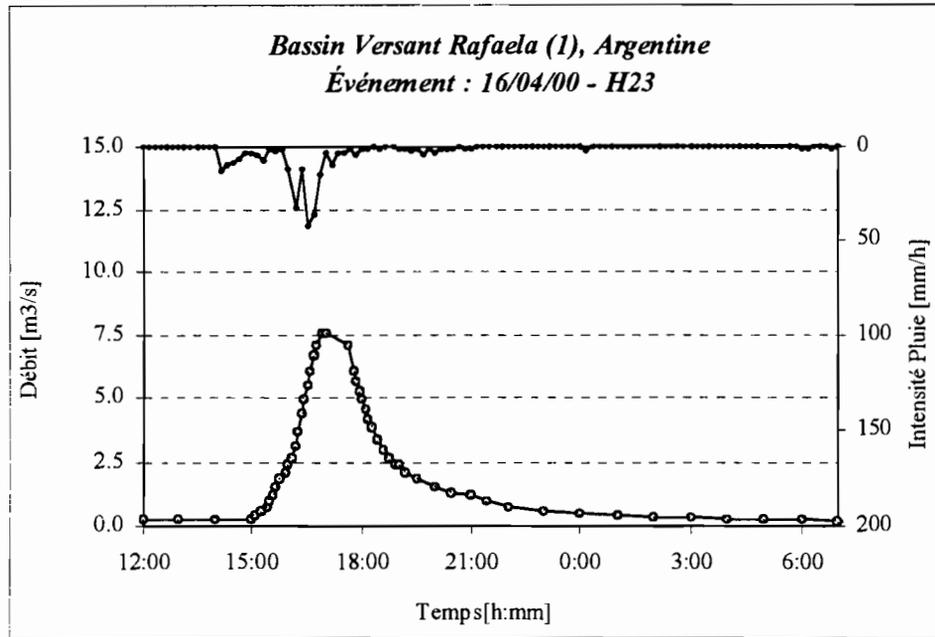


Figure V.A.35. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

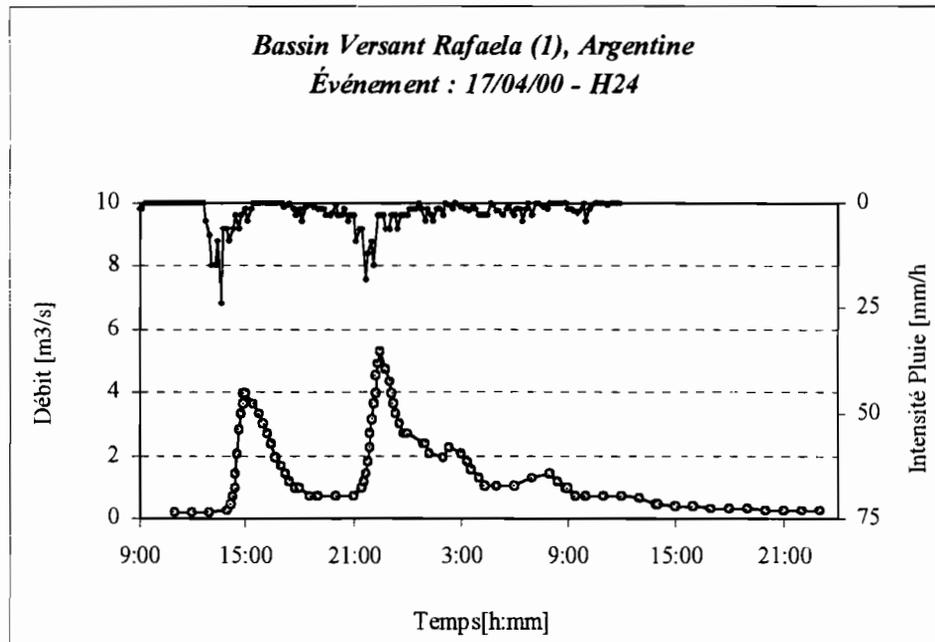


Figure V.A.36. Evénement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

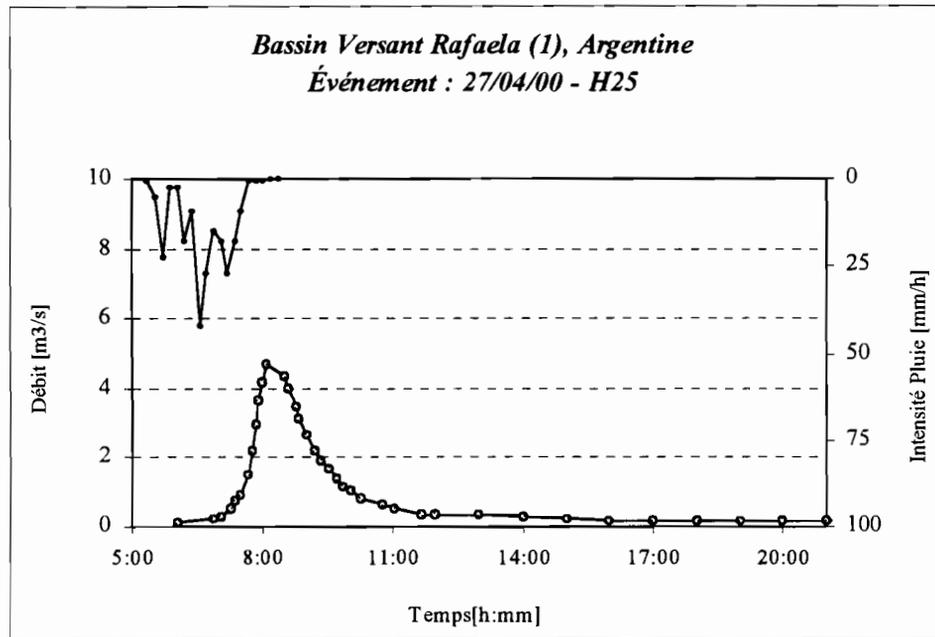


Figure V.A.37. Événement enregistré à Rafaela. Bassin versant 1.

**Evénements enregistrés sur les deux bassins versants  
du Canal Nord de la ville de Rafaela**

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versant**

---

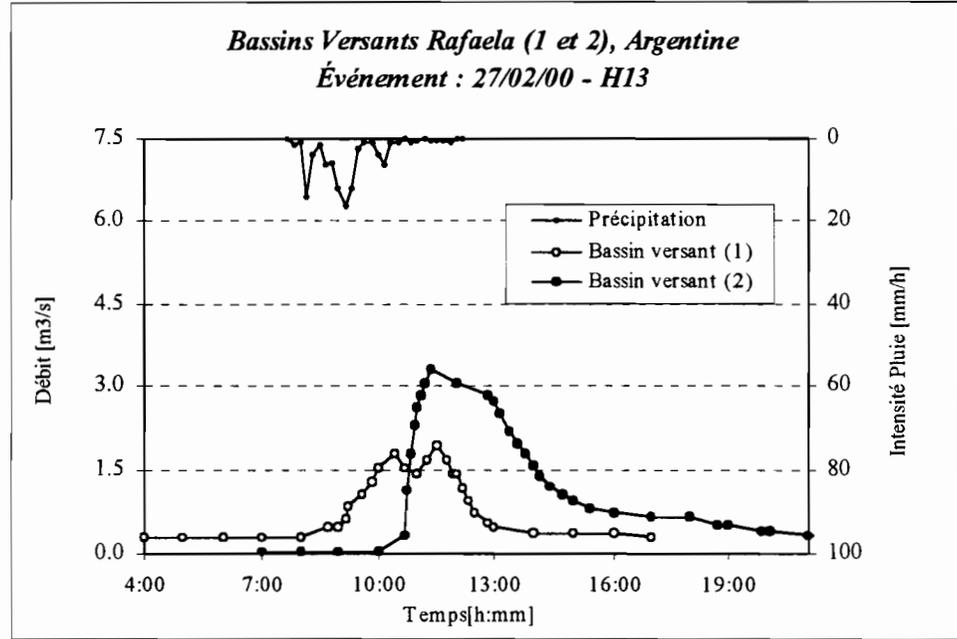


Figure V.A.38. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

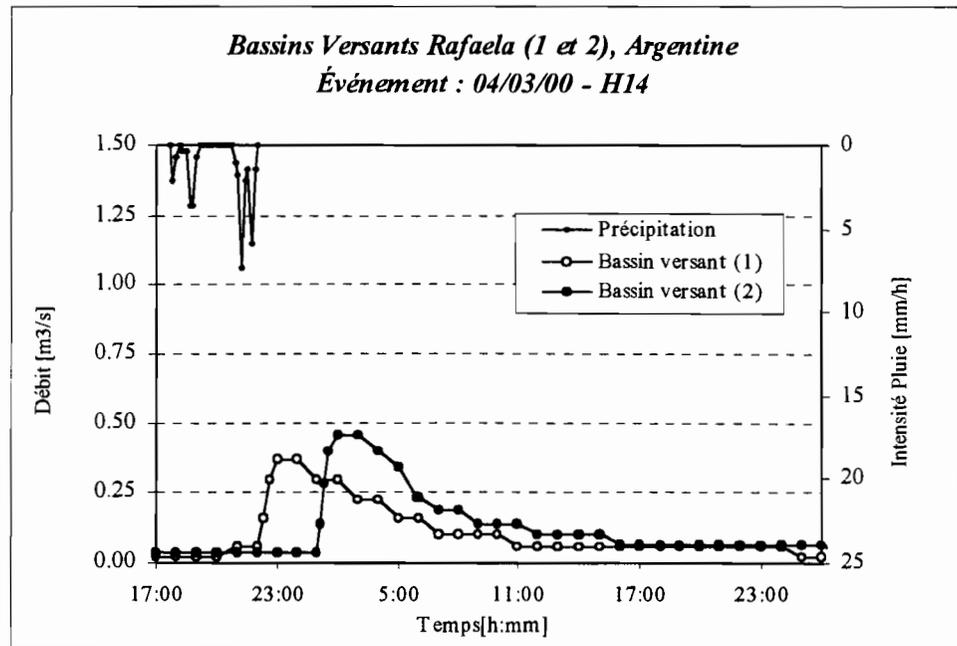


Figure V.A.39. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

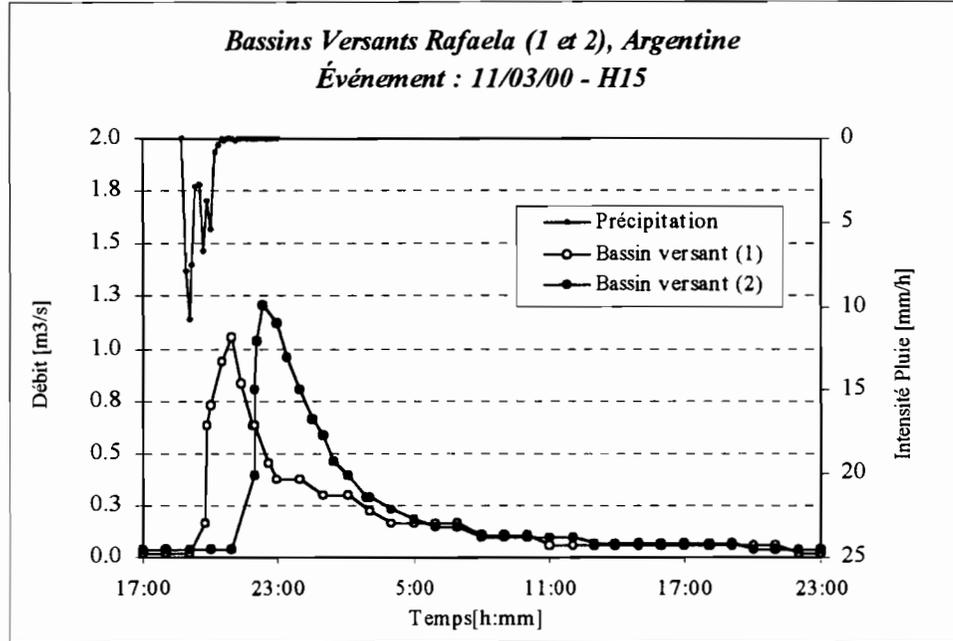


Figure V.A.40. Événement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

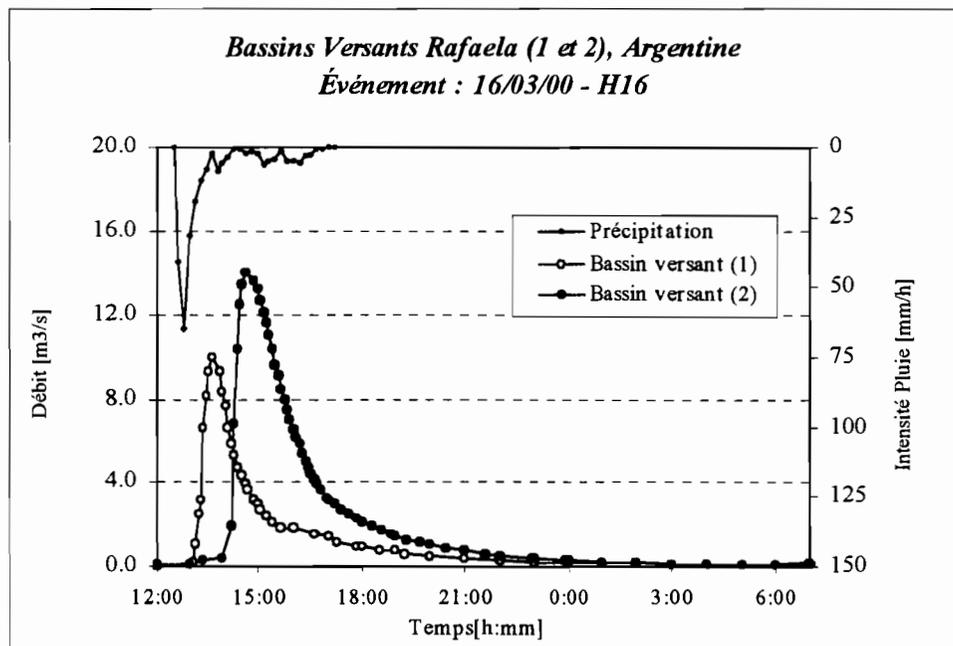


Figure V.A.41. Événement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

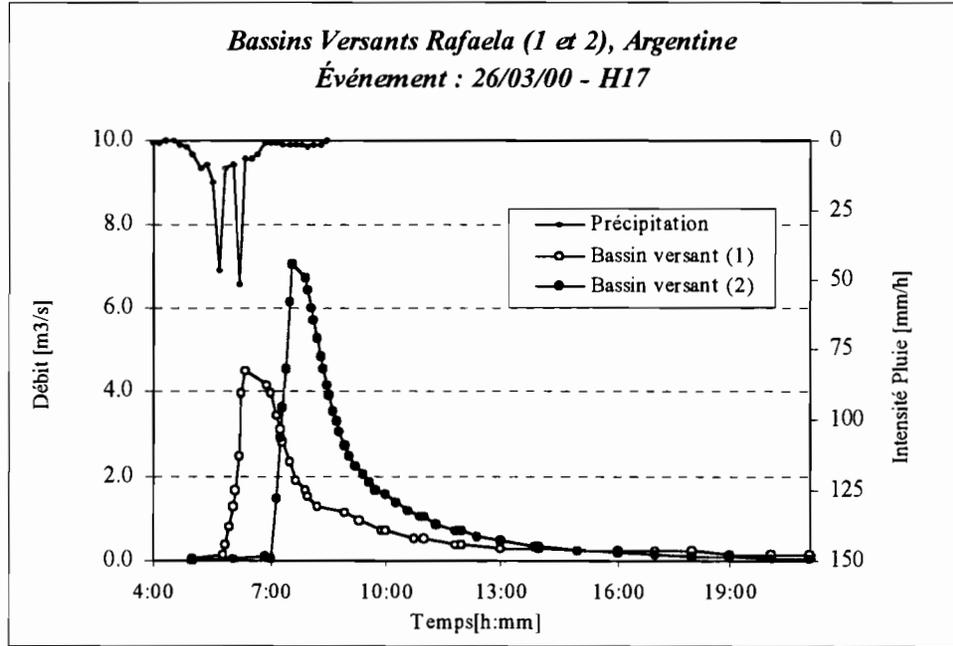


Figure V.A.42. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

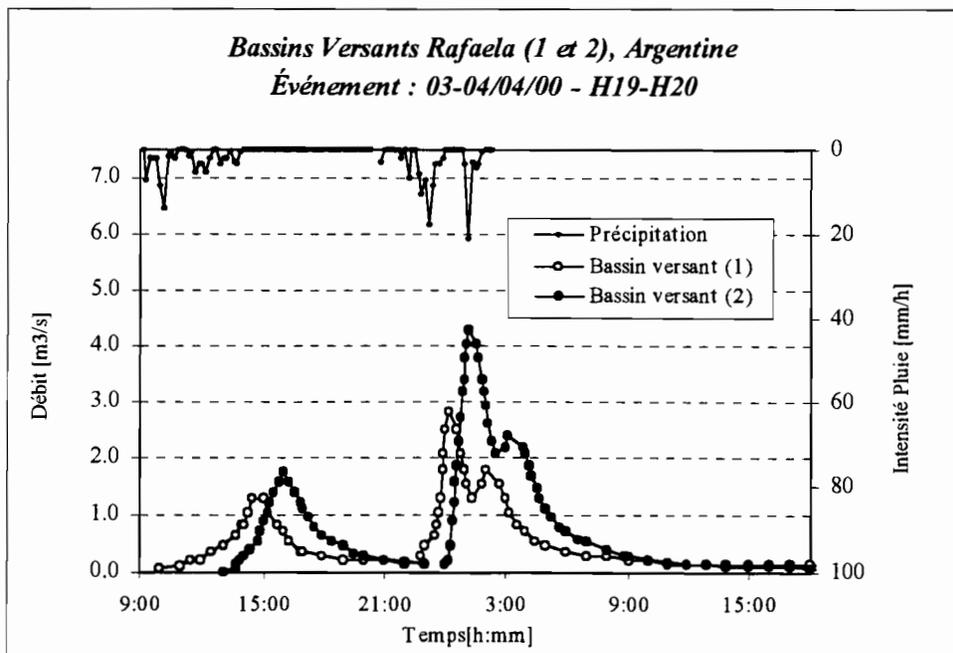


Figure V.A.43. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

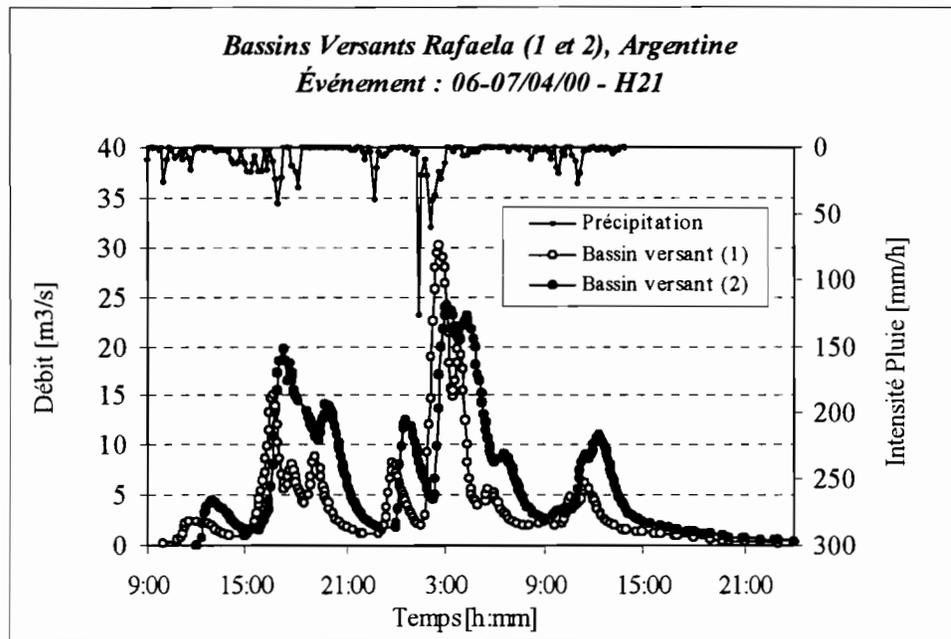


Figure V.A.44. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

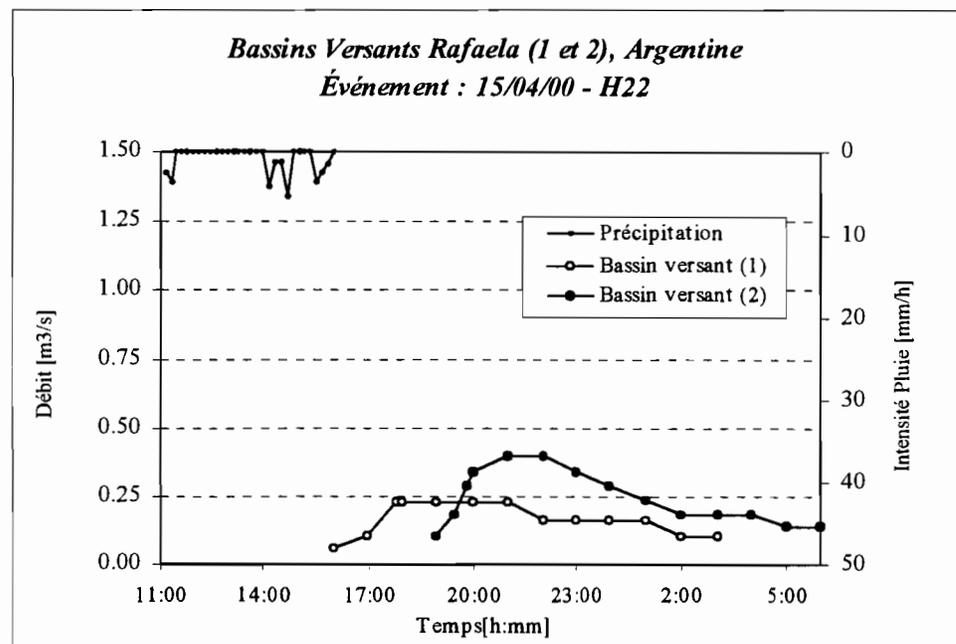


Figure V.A.45. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

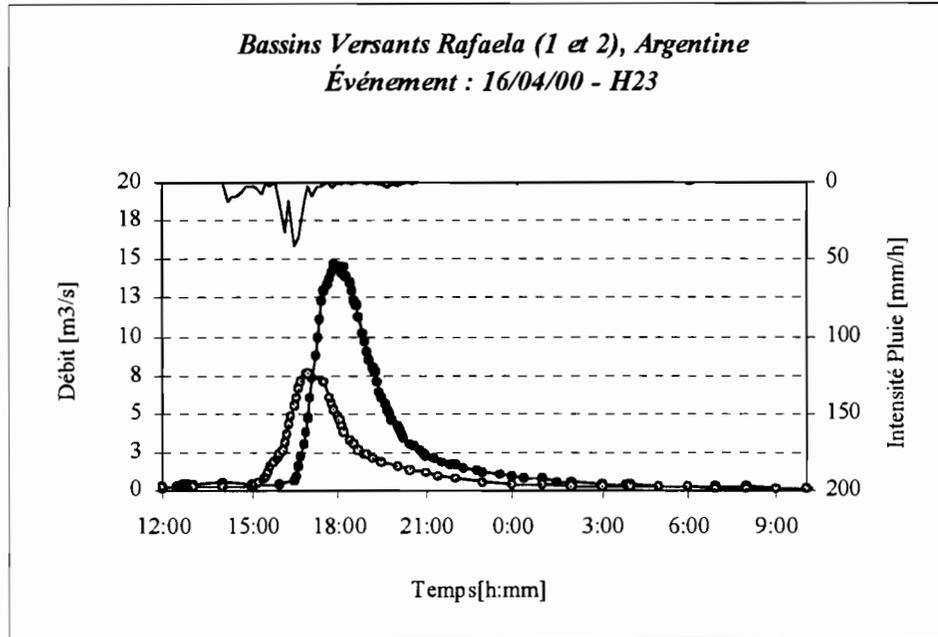


Figure V.A.46. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

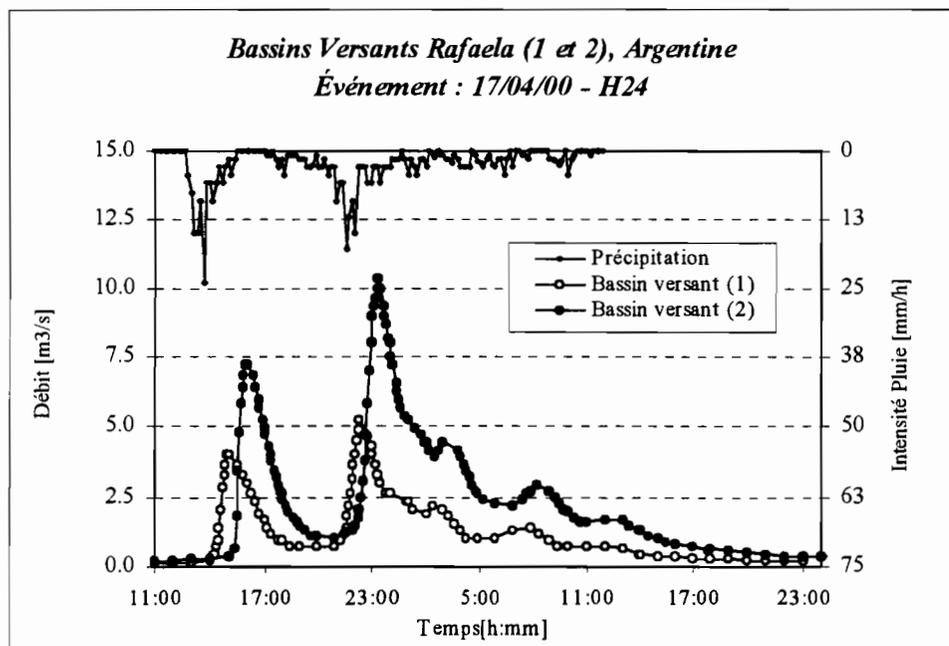


Figure V.A.47. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

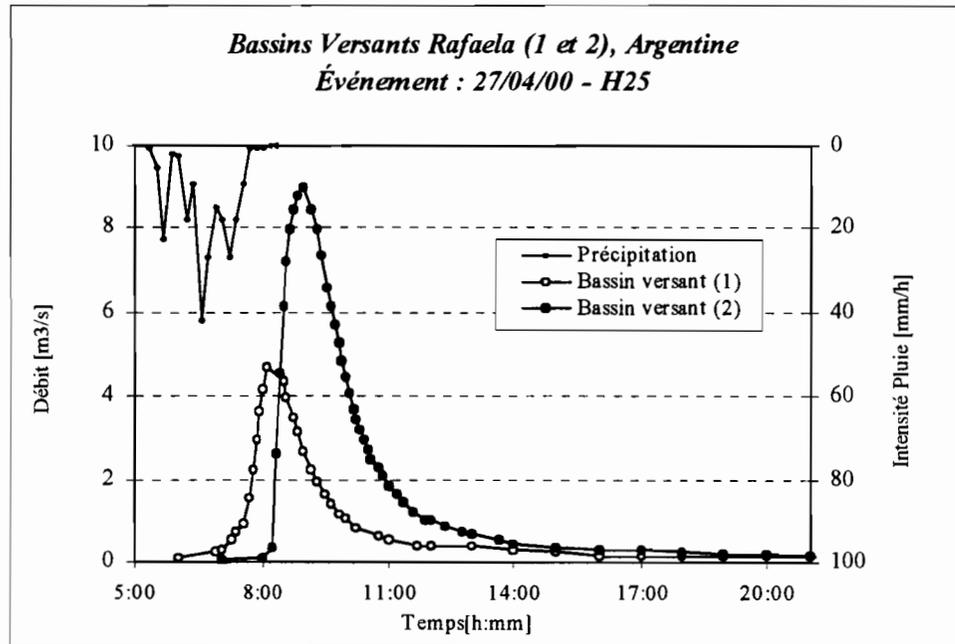


Figure V.A.48. Evénement « type Q-Q » enregistré à Rafaela (Bassins versants 1 et 2).

**Bassin versant 3 (Villa Carlos Paz)**

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versants**

---

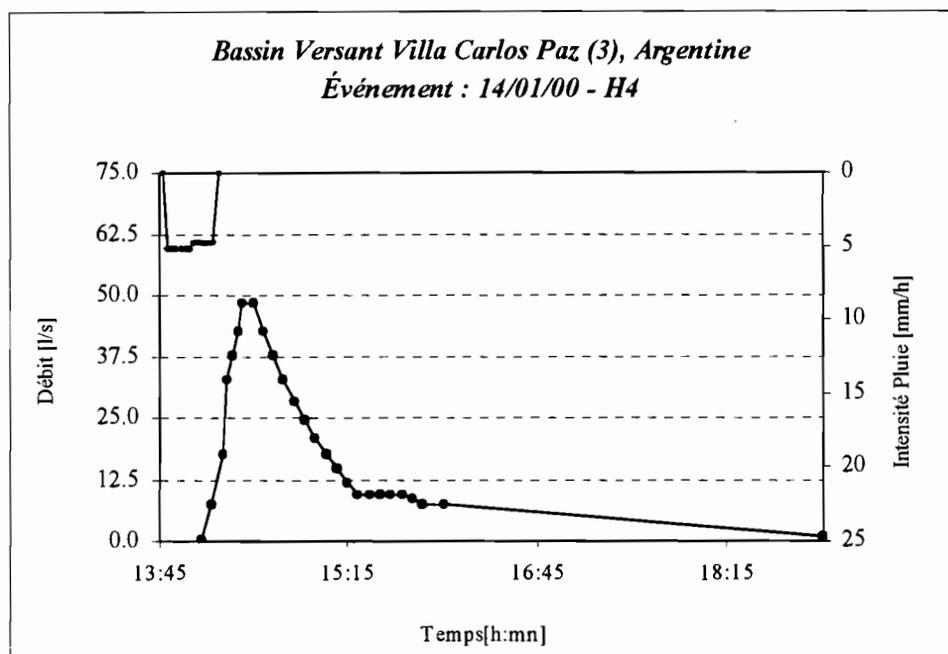


Figure V.A.49. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

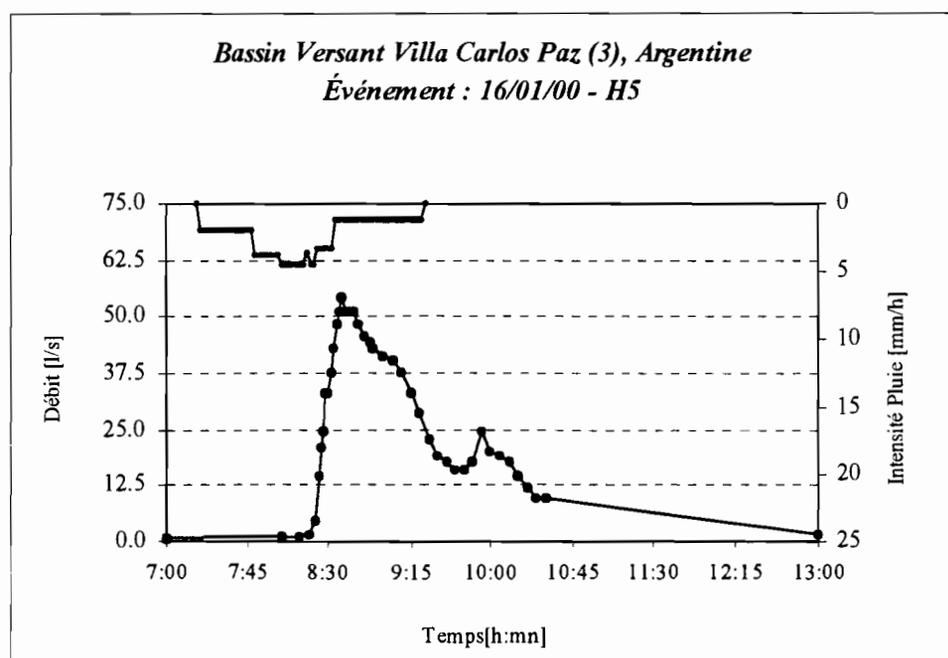


Figure V.A.50. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

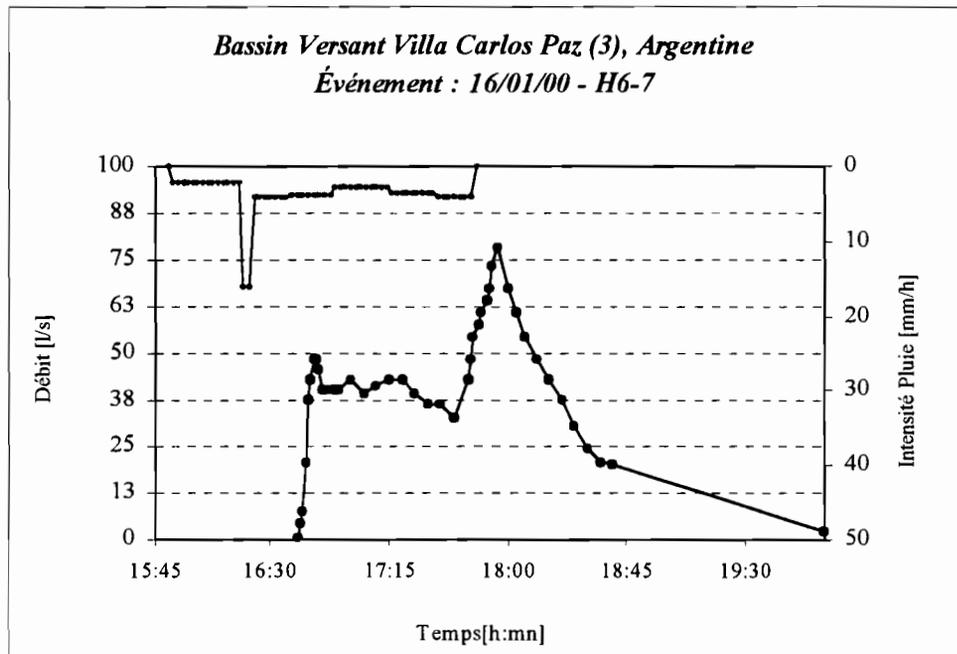


Figure V.A.51. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

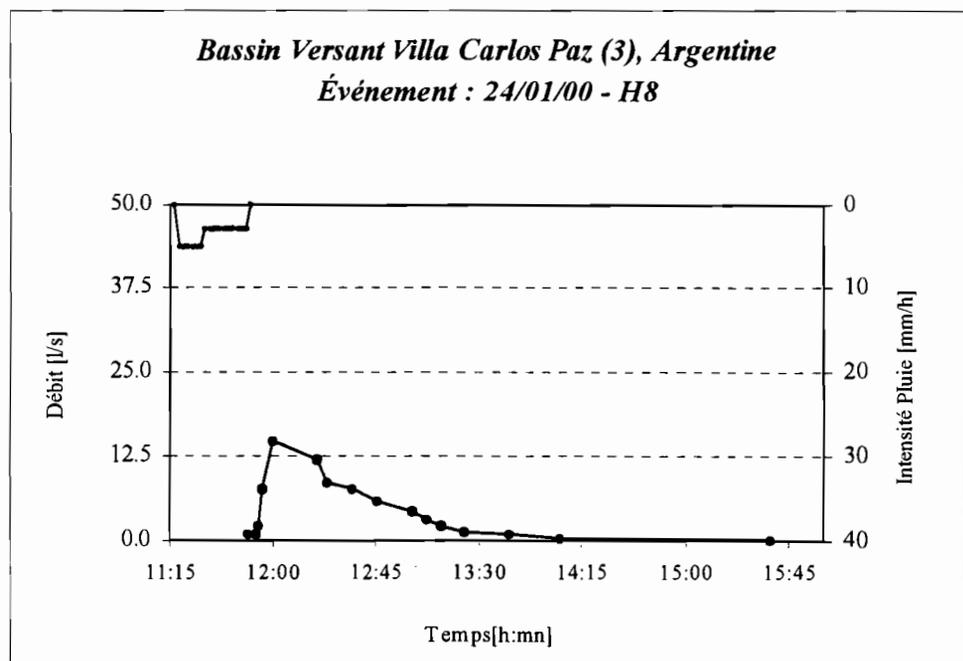


Figure V.A.52. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

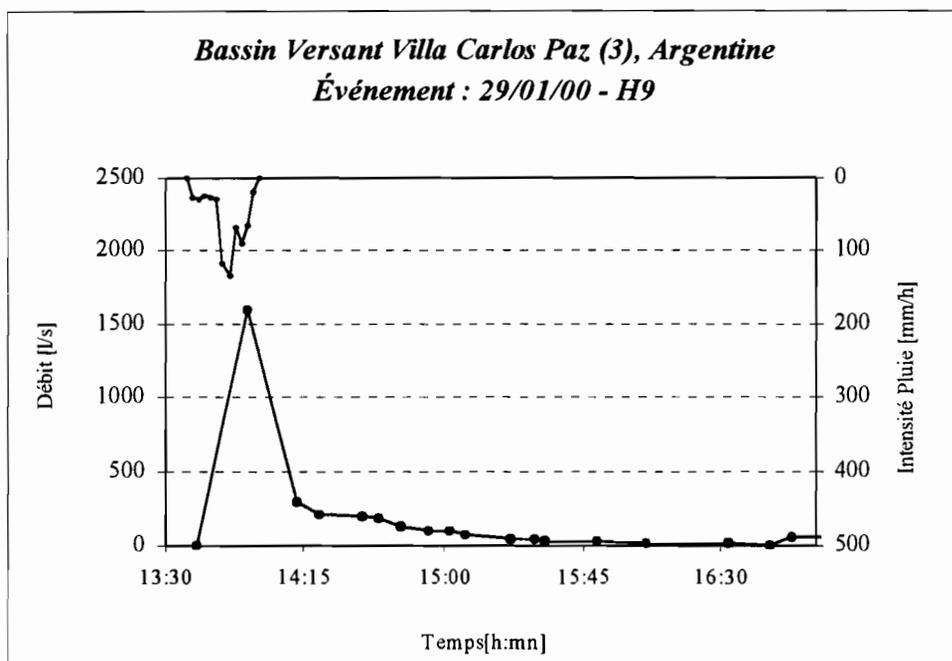


Figure V.A.53. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

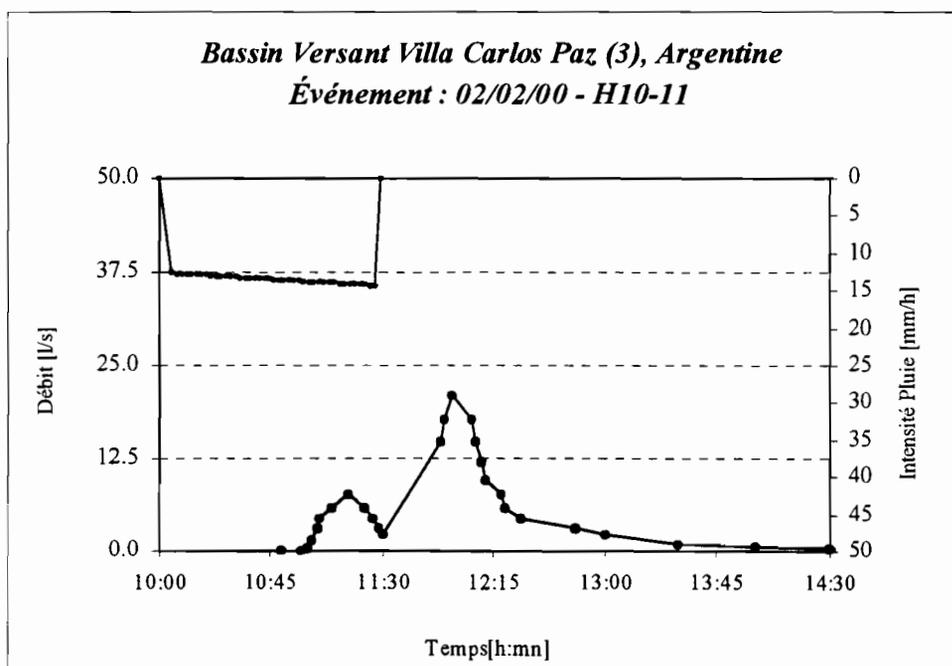


Figure V.A.54. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

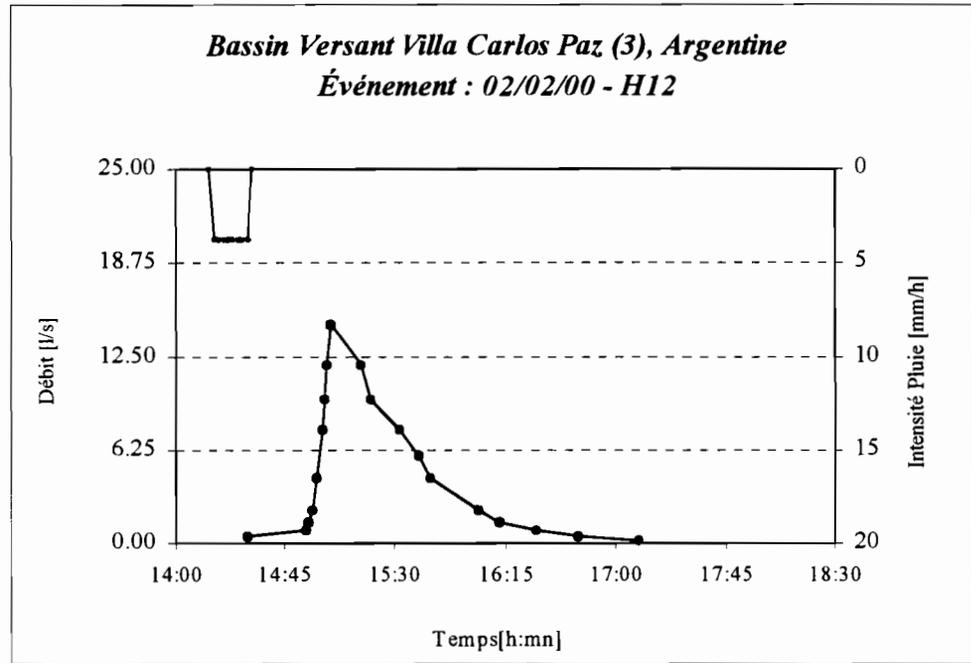


Figure V.A.55. Événement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

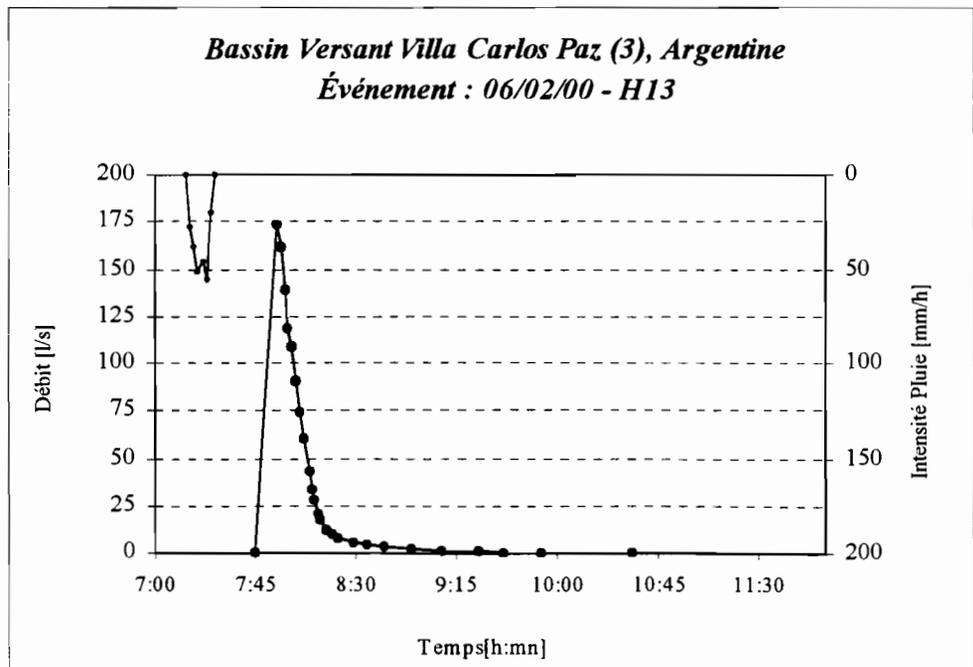


Figure V.A.56. Événement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

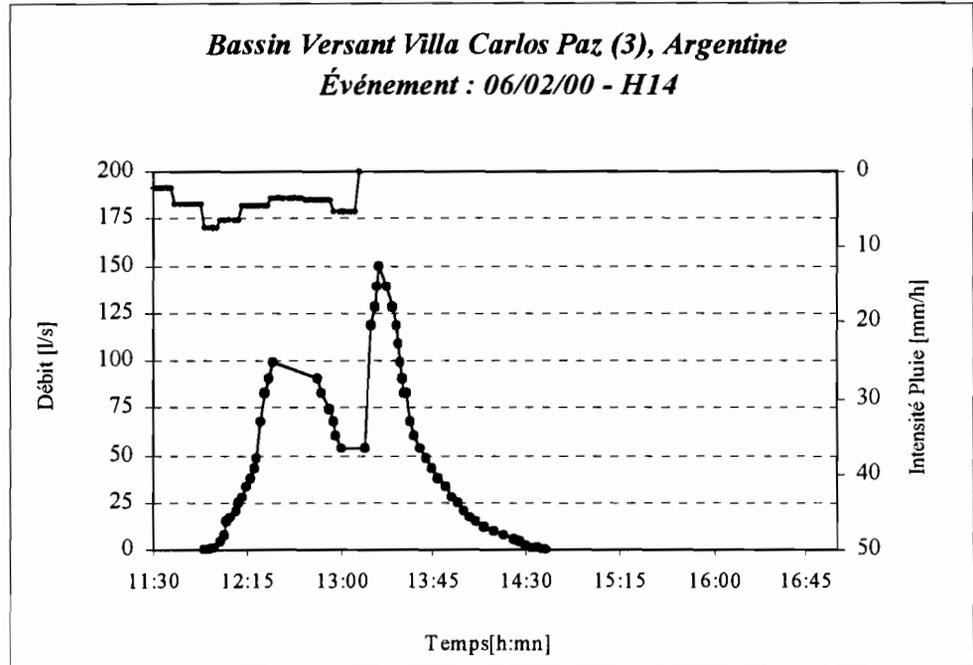


Figure V.A.57. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

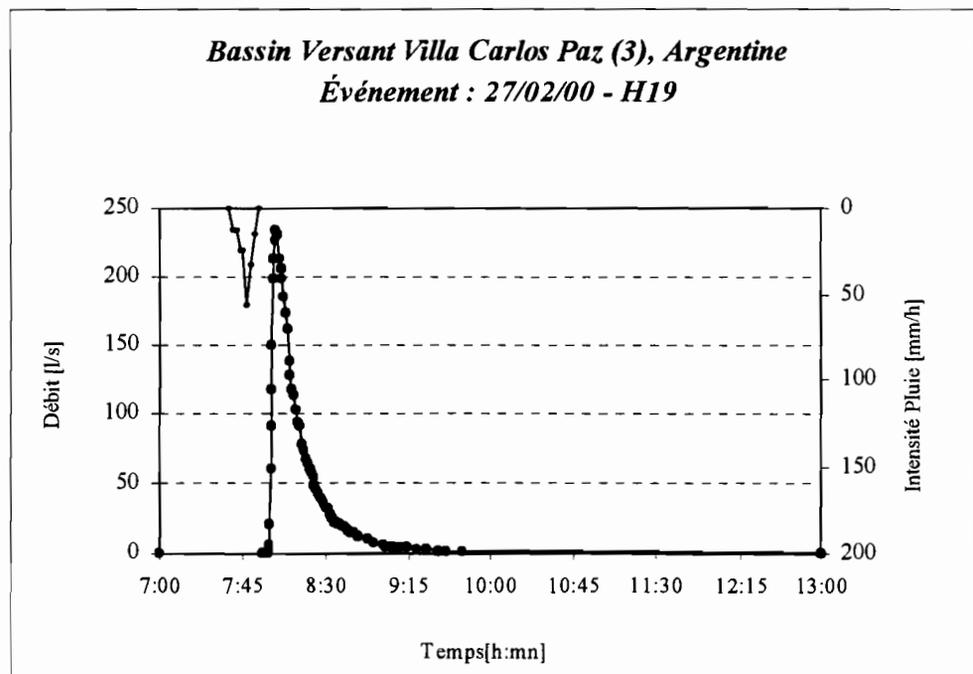


Figure V.A.58. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

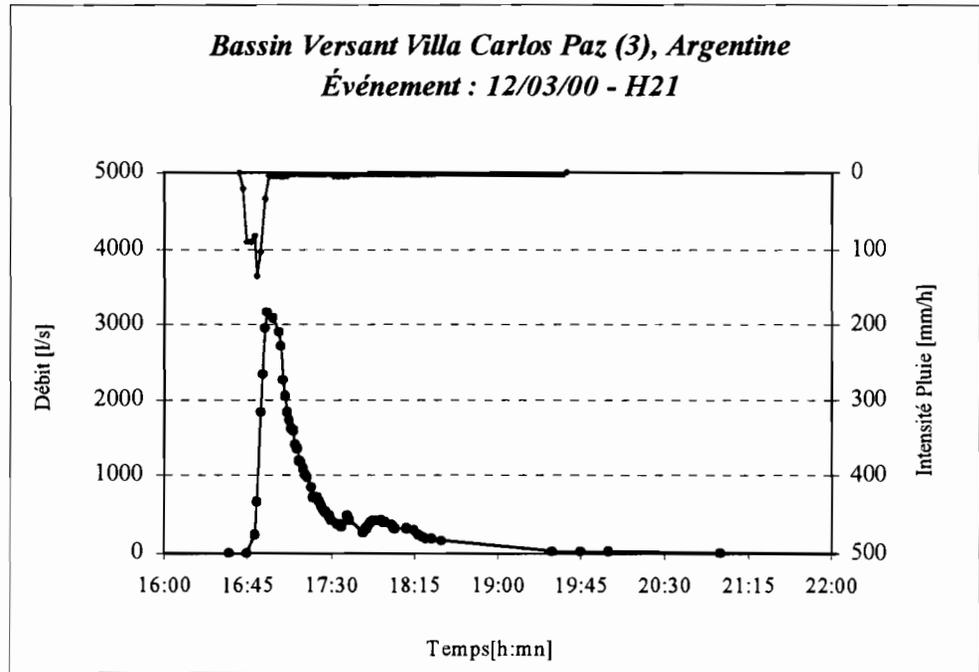


Figure V.A.59. Événement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

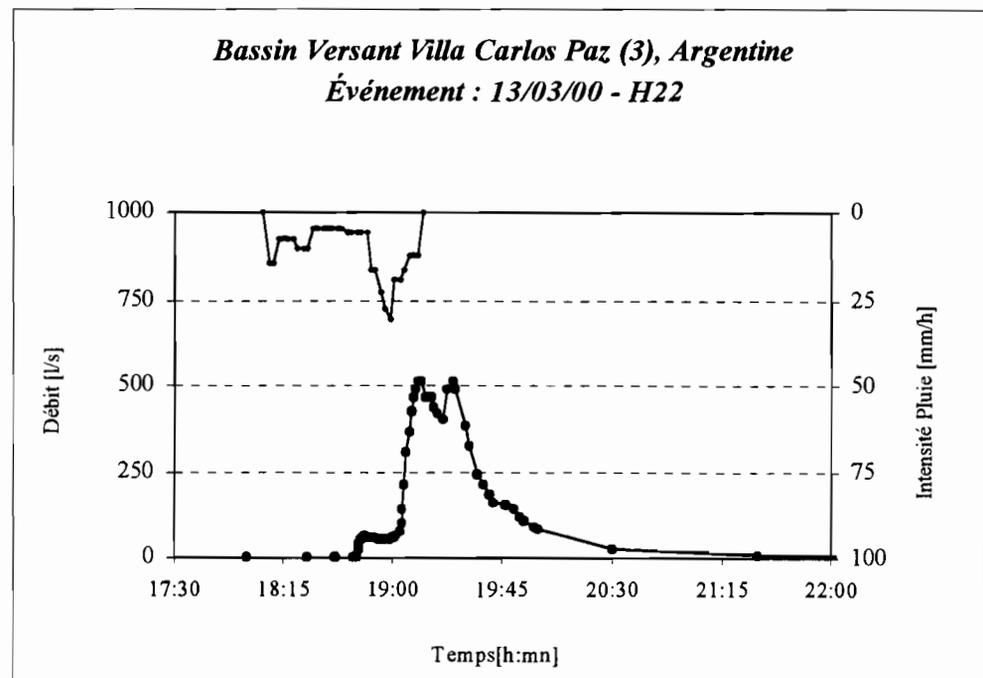


Figure V.A.60. Événement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

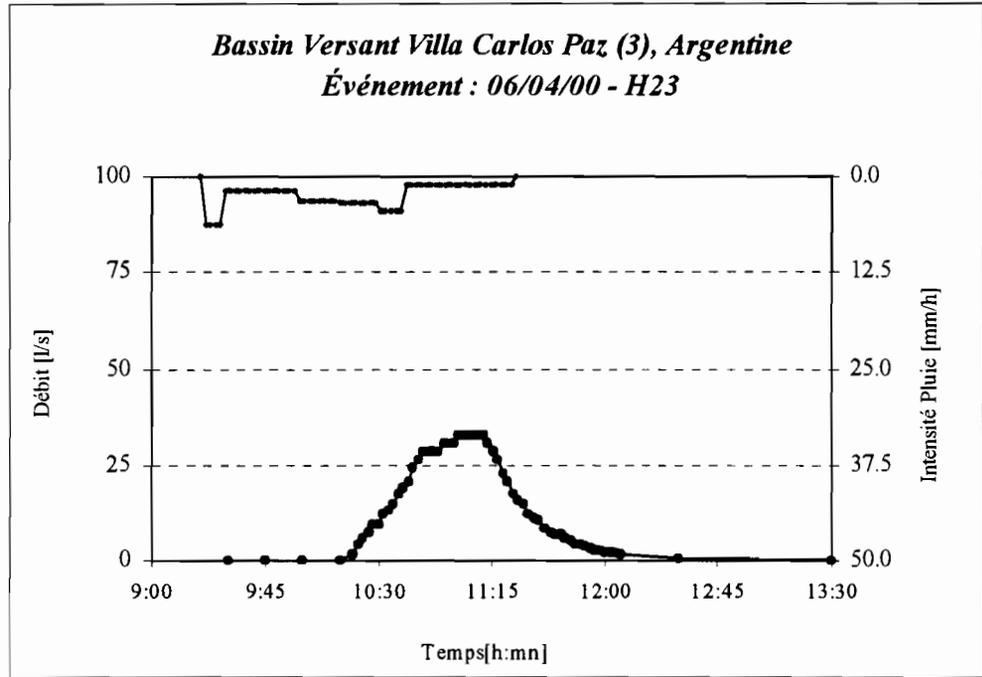


Figure V.A.61. Evénement « type Q-Q » enregistré à V.Carlos Paz (Bassin versant 3).

**Annexe II : Evénements enregistrés sur les trois bassins versants**

---

**Annexe III**

**MODELISATION ET ANALYSE DES INCERTITUDES**

**Application au bassin versant de Villa Carlos Paz**

### III.1. Analyse du comportement des différents schémas de modélisation de la fonction de production

#### - Modèle de pertes initiales, STO, et pertes continues constantes, INF (schéma 2) :

Dans le tableau III.1 on présente les valeurs optimales des deux paramètres de ce modèle (STO et INF) pour le découpage "A", à partir du calage individuel de chaque événement. En comparant les valeurs de ce tableau avec les valeurs équivalentes du schéma 1 (tableaux VIII.1 et VIII.2) on déduit que:

- l'ajout du paramètre STO ne modifie pas sensiblement le comportement du paramètre INF. Les valeurs optimales de ce dernier ressemblent dans tous les cas aux valeurs du coefficient Phi correspondantes;
- la valeur maximale du paramètre STO reste en relation avec la valeur des pertes initiales estimées au moyen du modèle linéaire de la figure VIII.9.

Dans les tableaux III.2 et VIII.3 sont présentées les valeurs des deux paramètres correspondants au calage de l'ensemble des événements pour les découpages "A", "B" et "C".

Tableau III.1. Résultat de la simulation par calage des paramètres STO et INF avec le découpage "A". Schéma 2. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement	Pluie Totale	Lame Obser.	Lame calc.	STO	Intervalle STO	INF	Intervalle INF	F.O.
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]
H4	2.00	0.308	0.315	1.20	1.00 ; 1.20	0.10	0.05 ; 0.10	0.047
H5	5.00	0.434	0.435	2.20	2.20 ; 3.20	0.10	0.05 ; 0.10	0.014
H6-7	7.00	0.590	0.590	1.20	1.18 ; 1.22	0.15	0.148 ; 0.152	0.006
H8	2.00	0.052	0.055	0.40	0.39 ; 0.41	0.15	0.148 ; 0.152	0.039
H9	21.29	4.454	4.448	4.80	4.79 ; 4.81	2.30	2.29 ; 2.32	0.007
H10	4.00	0.098	0.100	3.80	3.40 ; 3.80	0.05	0.05 ; 0.10	0.020
H12	1.00	0.060	0.060	0.60	0.60 ; 0.80	0.10	0.095 ; 0.11	0.260
H13	8.00	0.689	0.681	2.60	2.60 ; 3.80	1.35	1.345 ; 1.355	0.003
H14	8.00	0.866	0.870	2.00	2.00 ; 4.80	0.15	0.10 ; 0.15	0.006
H19	6.00	0.377	0.375	2.40	0.20 ; 2.40	1.50	1.47 ; 1.53	0.032
H21	26.00	9.366	9.360	1.20	0.60 ; 4.60	1.40	1.35 ; 1.43	0.001
H22	12.00	2.085	2.080	0.40	0.20 ; 0.40	0.45	0.43 ; 0.46	0.012
H23	5.04	0.184	0.184	0.20	0.20 ; 3.60	0.15	0.10 ; 0.15	0.021

Tableau III.2. Résultat du calage des paramètres STO et INF (schéma 2 ; découpage "A")

Critère (F.O.)		STO	Interv. STO	INF	Interv. INF	F.O.
Nro.	Equation	[mm]	[mm]	[mm/Δt]	[mm/Δt]	[ - ]
1	VIII.17	0.60	0.20 ; 0.80	1.60	1.58 ; 1.62	0.222
2	VIII.18	0.60	0.20 ; 0.80	1.80	1.78 ; 1.82	0.828
3	VIII.19	0.60	0.20 ; 0.80	1.60	1.58 ; 1.62	0.532
4	VIII.20	2.60	0.20 ; 2.60	1.40	1.40 ; 1.60	0.191
5	VIII.21	0.60	0.20 ; 1.20	1.60	1.40 ; 1.60	-0.545
6	VIII.22	4.00	1.40 ; 7.40	1.20	0.60 ; 1.40	1.001
7	VIII.23	0.60	0.20 ; 0.80	1.80	1.80 ; 2.00	0.804
9	VIII.25	9.20	9.00 ; 9.80	3.00	2.20 ; 3.00	0.979

Tableau III.3. Résultat du calage de STO et INF (schéma 2 ; découpage "B" et "C").

Critère (F.O.)		Découpage "B"			Découpage "C"		
		STO	INF	F.O.	STO	INF	F.O.
Nro.	Equation	[mm]	[mm/Δt]	[ - ]	[mm]	[mm/Δt]	[ - ]
1	VIII.17	0.50	2.50	-0.518	1.25	3.50	-0.518
2	VIII.18	0.00	2.25	0.891	0.00	3.00	0.872
3	VIII.19	0.50	2.00	0.667	0.25	3.75	0.645
4	VIII.20	0.50	2.75	0.220	0.25	3.75	0.221
5	VIII.21	0.50	2.00	-0.581	0.25	3.75	-0.603
6	VIII.22	0.75	2.00	1.009	2.00	2.75	0.997
7	VIII.23	0.00	2.25	0.843	0.00	3.00	0.831
9	VIII.25	1.00	2.00	0.940	0.00	4.25	0.954

- Modèle de pertes initiales, STO, et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse, COEF (schéma 3) :

Tableau III.4. Résultat de la simulation par calage des paramètres STO et COEF avec le découpage "C". Schéma 3. Bassin versant de Villa Carlos Paz ( $\Delta t = 2$  min).

Événement	Pluie Totale	Lame obser.	Lame calc.(*)	STO	Intervalle STO	COEF	Intervalle COEF	F.O.
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/ $\Delta t$ ]	[mm/ $\Delta t$ ]	[-]
H4	2.00	0.308	0.308	2.75	0.25 ; 2.75	0.30	0.30 ; 0.90	0.000
H5	5.00	0.434	0.434	4.25	3.75 ; 4.50	0.95	0.95	0.006
H6-7	7.00	0.590	0.591	5.00	3.75 ; 5.00	0.95	0.95	0.094
H8	2.00	0.052	-	-	-	-	-	-
H9	21.29	4.454	4.455	0.25	0.0 ; 1.00	0.85	0.85	0.001
H10	4.00	0.098	-	-	-	-	-	-
H12	1.00	0.060	-	-	-	-	-	-
H13	8.00	0.689	-	-	-	-	-	-
H14	8.00	0.866	0.866	2.00	1.75 ; 2.50	0.95	0.95	0.002
H19	6.00	0.377	-	-	-	-	-	-
H21	26.00	9.366	9.368	3.75	3.50 ; 4.25	0.65	0.65	0.001
H22	12.00	2.085	2.085	4.25	3.75 ; 4.50	0.85	0.85	0.006
H23	5.04	0.184	-	-	-	-	-	-

(\*): avec les valeurs de STO et COEF optimisées individuellement dans chaque événement.

## RESUME

En Argentine, comme dans d'autres pays d'Amérique Latine, un pourcentage important de la population habite en zones urbaines. La tendance est à l'augmentation de la taille des villes à cause de l'exode rural et de la croissance naturelle de la population. Le manque de planification et un retard par rapport à l'Europe Occidentale sur la prise de conscience pour mieux préserver l'environnement sont des facteurs qui contribuent à l'augmentation des problèmes hydrologiques dans les zones urbaines. Ils concernent aussi bien la quantité que la qualité de l'eau écoulee. Le manque général de données hydrologiques relatives aux bassins urbains et semi urbains est une limitation à la validation d'outils adaptés aux contextes locaux.

Le mémoire de thèse s'articule autour de trois points : (a) l'analyse et l'interprétation de la réalité de l'assainissement pluvial urbain en Argentine en perspective avec l'évolution historique mondiale de ce domaine ; (b) l'acquisition de données hydrologiques de trois bassins versants semi urbanisés appartenant à deux villes situées dans la région plate de la *pampa* et dans la région des *sierras pampeanas*, toutes les deux localisées dans le secteur central du pays où se trouve le plus grand nombre de villes moyennes d'Argentine, et (iii) l'étude de quelques aspects de modélisation mathématique de la transformation averse-crue, tout principalement ceux relatifs à l'analyse du rôle des surfaces imperméables et perméables dans la genèse des crues et à l'influence de quelques-unes des incertitudes liées aux résultats de la modélisation.

**Mots clés** : Hydrologie urbaine, modélisation, modèles globaux, incertitudes, Argentine.

## ABSTRACT

In Argentina, as in the others countries of the Latin America, an important percentage of the population live in urban areas. The increment of the size of the cities is a consequence of the migration process from the rural areas and the natural increment of the population. The lack of planning and a delay to Occidental Europe in the taking of conscience towards the preservation of the environment are the factors that contribute to the rise of the hydrologic problems in urban areas. They concerning to the quantity and the quality of the drained water. The lack of the hydrological data relatives to the urban and semi urban catchments limit the validation of the tool to the local condition.

The work of this thesis deal with three points : (a) the analysis and the interpretation of the panorama of the urban pluvial drainage in Argentina in comparing to the world historical evolution of this discipline ; (b) the acquisition of the hydrological data in three semi urbanised catchments belonged to two cities locate in the *pampa* plate region and the *sierras pampeanas* region, both locate in the central sector of the country where exits the more part of the medium size Argentinean cities, and (iii) the study of some aspects of the rain-discharge mathematical modelling, specially the relatives to the analyse of the role of the paved and unpaved surfaces in the genesis of the flood and the influence of some uncertainties associated to the results of the modelling.

**Mots clés** : Urban hydrology, modelling, lumped models, uncertainties, Argentine.