

Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
B.P. 369
Ouagadougou (Burkina-Faso)

ASSAINISSEMENT PLUVIAL URBAIN

EN AFRIQUE DE L'OUEST

Modélisation du ruissellement

(Rapport final)

M. DESBORDES*, C. BOUVIER**

***Laboratoire d'Hydrologie et Modélisation**
Université de Montpellier 2
34095 Montpellier Cedex 2

**** ORSTOM**
2051 av. du Val de Montferrand
B.P. 5045
34032 Montpellier Cedex 1

Etude financée par le Fonds d'Aide et de
Coopération de la République Française

SEPTEMBRE 1990

SOMMAIRE

	page
I.INTRODUCTION.....	5
II.ASPECTS GENERAUX DE L'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES EN AFRIQUE DE L'OUEST	7
II.1 CROISSANCE DEMOGRAPHIQUE EN MILIEU URBAIN AFRICAIN.....	7
II.2 LES AMENAGEMENTS ACTUELS	8
II.2.1 La conception actuelle des ouvrages de drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest.....	8
II.2.2. Contraintes de fonctionnement des ouvrages en Afrique de l'Ouest.....	11
II.2.3. Conclusions.....	12
II.3. PERSPECTIVES DES AMENAGEMENTS DU DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES DANS LES VILLES D'AFRIQUE DE L'OUEST.....	17
II.3.1. De l'évacuation directe aux techniques "alternatives"	17
II.3.2. Conclusions.....	18
III.OUTILS DE SIMULATION DU RUISSELLEMENT PLUVIAL URBAIN EN AFRIQUE.....	19
III.1. OUTILS DERIVES DE LA FORMULE RATIONNELLE	19
III.2. OUTILS S'APPUYANT SUR DES CONCEPTS EMPRUNTES A L'HYDROLOGIE DES ESPACES NATURELS.....	20
III.3. OUTILS DE SIMULATION DES HYDROGRAMMES	23

IV.DONNEES ET EXPERIMENTATIONS	24
IV.1. DONNEES HYDRO-PLUVIOMETRIQUES	26
IV.2. SIMULATION DU RUISSELLEMENT.....	27
IV.3. URBANISATION ET OCCUPATION DES SOLS	31
IV.3.1. Classification des modes d'occupation des sols.	31
IV.3.2. Influence des modes d'occupation des sols sur les écoulements et leur modélisation.....	37
IV.3.3. Calcul des coefficients d'occupation des sols.	37
IV.4. CONCLUSIONS	42
V.MODELISATION DE LA FONCTION DE PRODUCTION.....	44
V.1. SCHEMATISATION DES PERTES AU RUISSELLEMENT.....	44
V.2. MODELES DE PRODUCTION.....	44
V.3. PRINCIPAUX RESULTATS DU CALAGE DES MODELES.....	48
V.4. INTERPRETATION DES PARAMETRES DE PRODUCTION.....	49
VI.MODELISATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT.....	53
VII.CONCLUSIONS	60
REFERENCES.....	64
ANNEXE	69

I. INTRODUCTION

Les conclusions du séminaire organisé du 20 au 25 mai 1985, par le CIEH, à Niamey, et consacré à l'assainissement dans les pays de l'Afrique de l'Ouest et du Centre, indiquaient que de nouveaux aspects de ce dernier domaine nécessitaient une approche spécifique, et ne pouvaient donc se satisfaire d'un simple "transfert de technologie ou de savoir-faire" (1)*.

Ces conclusions recommandaient, notamment, la réalisation d'un programme régional d'études et d'expérimentation dont certains points étaient plus particulièrement liés au ruissellement pluvial urbain. Il s'agissait des points suivants :

- 9 - Maîtrise des eaux pluviales et aménagement de bassins versants
- 15 - Typologie de l'habitat et ruissellement urbain
- 16 - Choix de la période de retour à retenir en fonction du type d'aménagement
- 17 - Exploitation des données sur le ruissellement urbain du CIEH.

A l'issue du séminaire fut alors émise l'idée de la constitution d'un groupe de travail pluridisciplinaire sur le thème de la maîtrise du ruissellement pluvial dans les villes de l'Afrique du Centre et de l'Ouest (2).

Après diverses discussions et contacts en vue de la constitution de ce groupe de travail, il fut décidé de procéder à un phasage progressif des opérations. La première étape fut mise en oeuvre dès 1987 par une convention à deux niveaux. Le premier associait le CIEH et l'ORSTOM, le second l'ORSTOM et le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique (LHM) de l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc.

La convention, dont le but général était "l'étude du ruissellement des eaux pluviales et de l'assainissement en milieu urbain africain", prévoyait la réalisation d'actions spécifiques par le biais d'avenants les précisant. La première de ces actions concernait des essais de modélisation du ruissellement pluvial dans les villes africaines, s'appuyant en particulier sur les observations, d'ores et déjà réalisées dans certaines d'entre elles, à la demande du CIEH.

Le présent rapport résume l'ensemble des travaux réalisés dans cette première action, ainsi que les principaux résultats obtenus. Le lecteur trouvera des informations plus détaillées dans la thèse de Monsieur Christophe BOUVIER, Chercheur à l'ORSTOM, thèse dont ces travaux ont été l'objet (3)* et jointe en annexe au présent rapport. Seront ainsi successivement présentés au titre des travaux de cette première action :

- une réflexion générale sur le drainage des eaux pluviales en Afrique de l'Ouest ;

* Les chiffres entre parenthèses renvoient aux références in fine.

- une analyse critique des outils disponibles pour la simulation du ruissellement pluvial urbain dans cette même région ;
- un exposé des données utilisées, de leur critique en vue de l'exploitation et des campagnes de mesures complémentaires en préalable de cette exploitation ;
- un résumé des essais de modélisation et des principaux résultats opérationnels obtenus à l'issue de l'exploitation des données disponibles.

II. ASPECTS GENERAUX DE L'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES URBAINES EN AFRIQUE DE L'OUEST (pp.17-38)*

II.1 CROISSANCE DEMOGRAPHIQUE EN MILIEU URBAIN EN AFRIQUE

La maîtrise du ruissellement pluvial urbain a été l'une des préoccupations du CIEH depuis une vingtaine d'années. En préalable au séminaire de Niamey de 1985, cet organisme avait fait établir, par un certain nombre de sociétés spécialisées et d'experts, un bilan général de l'assainissement urbain dans le contexte africain (4).

Ce bilan, repris d'ailleurs lors du séminaire de Niamey (1), pouvait être considéré comme relativement préoccupant au regard des perspectives de développement des agglomérations africaines. Il indiquait, en effet, qu'à cette époque, les infrastructures d'assainissement, de même que les éléments institutionnels, administratifs ou réglementaires y ayant trait, étaient, à de rares exceptions près, en situation de retard par rapport à la croissance des secteurs urbanisés ou en voie d'urbanisation. Cette situation de retard était encore plus flagrante quant à la maîtrise du ruissellement pluvial.

Loin de s'être stabilisée, la situation semble s'être aggravée depuis cette date et les perspectives de croissance des populations urbaines, résumées dans les tableaux 1 et 2 ci-après démontrent clairement l'ampleur du problème.

Tableau 1 : Rapports de croissance démographique de la population urbaine dans le monde, entre 1970 et 2000.

Europe	1,5	Asie de l'est	2,7
Amérique du Nord	1,7	Amérique latine	3,1
URSS	1,8	Asie du sud	3,3
Océanie	1,9	Afrique	4,2

* Les pages entre parenthèses renvoient à la thèse jointe en annexe.

Tableau 2 : Pourcentages de population urbaine dans les pays sahéliens.

Pourcentages d'urbanisation	1980	1985	2000
Burkina-Faso	7,4	10,1	12,9
Mali	18,6	24,3	30,0
Mauritanie	24,6	34,0	43,0
Niger	11,9	17,2	23,3
Sénégal	30,8	33,5	40,0

Le tableau 1, issu de prospectives de l'UNESCO (5), montre l'importance des taux de croissance des populations urbaines, attendus pour l'Afrique. Des travaux plus récents et concernant la seule zone sahélienne (6), indiquent des taux de croissance annuelle moyenne plus modérés (de l'ordre de 2 à 3 %) mais recouvrant des situations locales présentant des taux annuels de 5 à 10 %. Selon les sources de l'ONU, l'Afrique subsaharienne devraient ainsi compter, d'ici l'an 2000, 60 villes de plus de 500 000 habitants.

De tels taux de croissance nécessitent non seulement l'établissement de schémas d'urbanisme cohérents et évolutifs, mais aussi de choix d'équipements d'infrastructure particulièrement souples. En matière d'assainissement urbain, et plus particulièrement d'évacuation des eaux pluviales, on peut s'interroger sur l'opportunité de transfert de concepts et de techniques élaborées dans des contextes, climatiques, socio-économiques, et de taux de croissance très éloignés de ceux rencontrés en Afrique.

II.2 LES AMENAGEMENTS ACTUELS (pp. 19-38)

II.2.1. La conception actuelle des ouvrages de drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest

Dans la totalité des villes d'Afrique de l'Ouest, l'hygiène et l'élimination des nuisances liées à l'eau sont à l'origine du concept actuel des ouvrages de drainage, basé sur l'évacuation rapide des écoulements.

Cette conception correspond à celle qui prévalait jusque dans les années 70-80 dans les pays industrialisés, et a la plupart du temps été transposée directement dans les pays africains, historiquement liés politiquement, économiquement et techniquement à l'Europe en particulier.

Elle conduit à construire des ouvrages organisés sous formes de réseaux convergeant vers l'exutoire. Les ramifications des réseaux sont, en termes d'aménagement, hiérarchisées à 3 niveaux :

tertiaire, pour les ouvrages assurant le drainage des bâtiments ou des pâtés de maison,



1. YOPOUGON - Bassin n°6

2. NIAMEY - Bassin n°5

3. LOME - Bassin n°1



- secondaire, à l'échelle d'un quartier,
- primaire, pour les principaux collecteurs qui recueillent les écoulements à l'échelle d'un bassin de plusieurs dizaines, voire centaines, d'hectares.

Les types d'ouvrages réalisés dépendent principalement de leur modernité et des ressources financières des villes concernées. Leurs caractéristiques présentent les variantes suivantes :

- canaux, conduites ou thalwegs naturels,
- ouvrages à ciel ouvert (photos 1 et 3), recouverts de dalettes ou enterrés (photo 2),
- parois cimentées, empierrées ou naturelles,
- capture des écoulements par grilles de fonte, bouches verticales ou capture naturelle.

La plupart des ouvrages datent de la colonisation et sont constitués par des collecteurs à ciel ouvert. Les équipements les plus modernes sont davantage orientés vers le drainage souterrain. L'orientation des collecteurs est généralement calquée sur celle des voiries. Pour la quasi-totalité des villes, les réseaux de drainage des eaux pluviales et des eaux usées sont les mêmes (réseaux unitaires).

Le lecteur intéressé par les caractéristiques des aménagements en Afrique de l'Ouest en trouvera une description plus détaillée dans les rapports réalisés par le BCEOM (4) et le BETURE-SETAM (4).

II.2.2 Contraintes de fonctionnement des ouvrages en Afrique de l'Ouest (pp. 21-27)

Si le choix du concept hygiéniste est a priori raisonnable dans une région où persistent de nombreuses maladies liées à la présence de l'eau, le fonctionnement des réseaux est soumis à des contraintes qui sont à l'origine des problèmes rencontrés actuellement.

a) Contraintes climatiques

A égalité de probabilité d'apparition, les intensités moyennes maximales des averses tropicales, sur des durées de 15 minutes à 1 heure, critiques en Hydrologie Urbaine, sont de 2 à 4 fois supérieures à celles des averses des pays tempérés. Dans une conception d'évacuation rapide des ruissellements, sans stockage temporaire, les débits en résultant sont également dans des proportions voisines. Pour un même niveau de protection, les investissements nécessaires seront donc considérablement plus élevés en Afrique qu'en Europe et ceci d'autant plus que le contexte économique africain peut donner lieu, toutes proportions gardées, à des coûts absolus majorés par rapport à l'Europe. En valeur relative, rapportés au niveau

économique général, ces coûts peuvent devenir excessivement lourds, même s'ils relèvent de sources de financements sous forme d'aide au développement.

b) Contraintes liées au mode de croissance de l'urbanisation

Le mode d'évacuation gravitaire rapide par réseau de collecte structure l'espace et manque de souplesse d'adaptation à un milieu urbain à croissance rapide et souvent anarchique. Sauf à prévoir un surdimensionnement initial des ouvrages principaux, engendrant de mauvais fonctionnements hydrauliques et un renchérissement d'ouvrages déjà coûteux, et nécessitant en outre des plans d'urbanisme très stricts, la technique classique du réseau véhiculant les eaux sur de grandes distances semble très mal adaptée au contexte africain.

c) Contraintes liées au transport solide

Outre un comblement progressif des ouvrages de collecte des eaux à ciel ouvert (voire souterrains) par des dépôts de toute sorte constitués de rejets divers par des usagers souvent non conscients des nuisances qu'ils engendrent (photographies 4 et 5), de nombreuses agglomérations connaissent un transport solide élevé résultant de l'érosion éolienne ou hydraulique de surfaces importantes non revêtues de végétation (photographie 6).

Ces transports solides conduisent localement à des charges d'entretien que la collectivité ne peut supporter. Là encore, la technique du réseau est mal adaptée à la résolution de ce problème. Le transport de solides, sur des distances importantes dans des collecteurs à ciel ouvert, ou, a fortiori, enterrés, est particulièrement difficile à maîtriser. L'expérience des pays industrialisés, dans lesquels le transport solide dans les égouts urbains est souvent moindre, montre que les "pièges" à sédiments à l'entrée des collecteurs (bouches d'égout) ou sur leur parcours (chambre à sable) sont d'une efficacité très contestable. Les coûts d'extraction de sable sont très élevés (de 1 500 à 3 000 F/m³ selon une étude de l'AGHTM). Seuls les ouvrages de stockage des eaux, comme les bassins de retenue des eaux pluviales, sont relativement efficaces (7). Dans certaines régions africaines, la lutte à l'amont des réseaux contre l'érosion des sols pourrait se révéler beaucoup plus intéressante que l'usage dans les collecteurs de dispositifs coûteux aux modes de fonctionnement encore très mal connus et nécessitant des frais d'entretien non négligeables.

II.2.3. Conclusions

Les différents points évoqués précédemment insistent sur quelques contraintes de fonctionnement des ouvrages classiques dans l'environnement physico-climatique des villes africaines. A caractéristiques de



4. YOPOUGON - Hors bassin

5. NIAMEY - Hors bassin



6. YOPOUGON - Bassin n°4



bassins et à période de retour égales, ces ouvrages présentent dans les villes africaines des dimensions plus importantes, une durée de fonctionnalité plus courte et des contraintes d'entretien plus lourdes que dans les villes des pays industrialisés.

Dans le cas général, les dépenses à engager pour le drainage des eaux pluviales sont incompatibles avec la part de budget disponible et les priorités fixées pour les autres aménagements urbains. Actuellement, la plupart des grandes villes africaines ont dépassé leur taille critique, du point de vue du drainage classique, et se trouvent dans une impasse :

- . soit accepter globalement un niveau de protection inférieur, en calibrant les ouvrages à partir de fréquences plus faibles que celles utilisées actuellement pour ramener leurs dimensions à une taille abordable,
- . soit procéder de façon différentielle à des aménagements destinés à protéger plus ou moins certaines zones, en fonction de leur intérêt économique ou social.

Les problèmes posés par ces stratégies ne peuvent être négligés. La fréquence des dégâts occasionnés par le ruissellement pluvial urbain est à la mesure du rythme de la croissance urbaine en Afrique. Ce n'est sans doute pas un hasard qu'une ville comme Djibouti ait été sinistrée à 70 % (voir figure 1) après un événement pluvieux dont la fréquence n'est peut-être pas aussi rare qu'on pourrait le croire. On peut s'attendre dans les prochaines années à la répétition de catastrophes de ce genre, et, pour résoudre le problème, peut-on encore penser qu'il suffit de remonter son pantalon et d'attendre que tout sèche au soleil ? Les villes africaines, qui ont cessé d'être des gros villages, ne s'accommodent plus guère de cette philosophie.

4 Le Monde ● Mardi 11 avril 1989 ●●●

Afrique

DJIBOUTI : 8 morts et 150 000 sans-abri

Des pluies diluviennes ont dévasté la capitale

La ville de Djibouti est sinistrée à 70% après les pluies diluviennes qui se sont abattues, depuis jeudi 6 avril, sur tout le pays. Le bilan provisoire s'établit à huit morts et au moins cent cinquante mille sans-abri. Un plan d'urgence a été décrété et une cellule de crise, placée sous l'autorité du ministre de l'intérieur, a été mise en place.

Le niveau des eaux a atteint jusqu'à 1,70 mètre dans les quartiers les plus bas de la ville; des casernes et l'hôpital militaire français ont été inondés. Entre le 5 et le 8 avril, il est tombé à Djibouti 185 millimètres de pluie, alors que la moyenne annuelle des précipitations est de 130 à 150 millimètres.

L'armée et la police djiboutiennes, aidées par les forces françaises stationnées à Djibouti, continuent leurs opérations d'assistance aux populations sinistrées, rassemblant les sans-abri dans vingt-trois

centres, sous des tentes, dans les mosquées, les casernes et les écoles de la capitale. La ville a été découpée, pour les besoins de la cause, en trois zones d'intervention.

L'armée et la police djiboutiennes ont installé des cuisines roulantes et des moto-pompes dans les quartiers les plus touchés qui disparaissent sous les eaux. La plupart des véhicules militaires ont été mis à la disposition de la cellule de crise.

Aide française

Réuni en séance extraordinaire sous la présidence du chef de l'Etat, M. Hassan Gouled Aptidon, le gouvernement a lancé un « appel à l'aide de la communauté internationale et des pays amis ». C'est ainsi que le gouvernement français, « afin de manifester sa solidarité agis-

sante », a envoyé samedi par avion « d'importants moyens » de secours et de lutte contre les inondations. Ces moyens comprennent notamment vingt moto-pompes avec le matériel d'accompagnement, des rations alimentaires et un détachement et vingt et un marins et sapeurs-pompiers, ainsi que des tentes et des couvertures.

Cette aide s'ajoute à celle des forces françaises stationnées sur place. Celles-ci, dans les premières soixante-douze heures de la catastrophe, ont pu sauver de la mort grâce à des hélicoptères plus de soixante-dix personnes.

Des pluies torrentielles sont aussi tombées sur plusieurs régions de l'ouest du Yémen du Sud, notamment sur le gouvernorat et de Shabwa. Ces inondations auraient déjà fait plus de dix-huit morts et près de cinquante mille sinistrés.

Figure 1

II.3. PERSPECTIVES DES AMENAGEMENTS DU DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES DANS LES VILLES D'AFRIQUE DE L'OUEST (pp. 28-37)

Le paragraphe précédent souligne les limites actuelles des ouvrages de drainage basés sur le concept hygiéniste de l'évacuation rapide. L'accroissement démographique prévu dans les villes africaines revêt dans ce contexte une importance accrue, et il convient d'en étudier sans tarder les conséquences. Dans ces perspectives, les solutions à proposer doivent porter sur plusieurs niveaux de prise en compte des problèmes urbains :

- tout d'abord, et à brève échéance, il importe de répondre à des demandes exprimées de façon de plus en plus fréquente en matière d'aménagements ponctuels, adaptés aux conditions socio-économiques locales ;
- parallèlement, et sans doute à plus longue échéance, il convient d'analyser les interactions du drainage des eaux pluviales avec l'ensemble des problèmes urbains. Du point de vue de la gestion de la ressource en eau d'abord, l'alimentation en eau potable ou domestique, l'alimentation-exploitation-pollution de la nappe, la pollution du milieu récepteur et le traitement des eaux usées sont autant de domaines à prendre en compte pour définir les systèmes de drainage. Sur un plan plus général ensuite, la nature et la localisation de l'urbanisation comporte également des implications réciproques sur les possibilités de drainage des eaux pluviales.

II.3.1. De l'évacuation directe aux techniques dites "alternatives"

Les villes des pays industrialisés se sont progressivement tournées, depuis les années 70, vers le concept de rétention de l'écoulement pluvial. Cette évolution a été dictée par le mode de développement de ces villes, et l'impossibilité des systèmes classiques de maintenir un niveau de protection équivalent, pour des raisons aussi bien économiques que techniques. L'intérêt des ouvrages basés sur la rétention ou le retardement de l'écoulement réside d'une part dans le fait qu'ils atténuent les débits à évacuer et d'autre part qu'ils peuvent être insérés ponctuellement dans les réseaux classiques déjà existants. Ils conduisent ainsi à une diminution de la charge des réseaux et améliorent leur flexibilité. Ces qualités leurs confèrent donc un intérêt certain pour résoudre les problèmes des villes africaines (5).

Ces aménagements sont basés sur le stockage temporaire ou l'infiltration des ruissellements. Au demeurant, s'ils connaissent de très nombreuses applications dans les pays industrialisés, il serait sans doute illusoire de procéder à leur transposition directe dans le contexte urbain africain. Qu'il s'agisse de l'environnement sanitaire, socio-économique ou culturel, ces aménagements nécessitent une approche et des expérimentations spécifiques.

En Afrique de l'Ouest, il n'existe malheureusement que très peu de réalisations portant sur l'expérimentation de ces divers systèmes. Le séminaire organisé en 1985 par le CIEH autour des problèmes de conception des projets d'assainissement et de dimensionnement des ouvrages reste à ce jour le document le plus complet résumant les diverses propositions d'aménagements alternatifs en Afrique.

La perception du rôle des ouvrages alternatifs par les usagers est sans nul doute un des points essentiels de leur réussite. Le traitement "à la parcelle", ou "au quartier", c'est-à-dire, une certaine individualisation de l'assainissement des agglomérations peut être, en Afrique, l'évolution d'une technique appliquée collectivement dans les pays industrialisés (8).

Au-delà de la simple maîtrise du ruissellement pluvial, les ouvrages alternatifs de stockage et d'infiltration des eaux pluviales, comme la réutilisation des eaux usées domestiques ou industrielles, peuvent également être abordés sous l'angle de la gestion et de la protection des ressources en eau, essentielles dans certaines régions africaines.

II.3.2. Conclusions

La recherche de solutions alternatives à l'évacuation directe des eaux devrait permettre de faire face à certains problèmes d'assainissement des agglomérations africaines.

Cette recherche ne peut se satisfaire des seules voies déjà explorées dans les pays industrialisés. De même il n'est sans doute pas possible d'imaginer de solution "universelle" dans une région aussi vaste que l'Afrique du Centre et de l'Ouest. Comme le remarque KNAEBEL, la diversité des problèmes appelle la diversité des solutions (8).

L'essentiel des recherches reste à entreprendre in situ, c'est là, à notre avis, un enjeu d'importance pour un organisme comme le CIEH. Les recherches à entreprendre devraient porter non seulement sur les aspects techniques des ouvrages à mettre en place mais également sur leur environnement sanitaire et leur perception économique ou culturelle par les différents groupes sociaux.

III. OUTILS DE SIMULATION DU RUISSELLEMENT PLUVIAL URBAIN UTILISES EN AFRIQUE (pp. 39-75)

L'analyse de l'influence de l'urbanisation sur le cycle de l'eau en milieu urbain, comme le calcul des ouvrages destinés à la maîtrise du ruissellement pluvial, nécessitent l'emploi d'outils de simulation des mécanismes hydrologiques et hydrauliques adaptés à la complexité des processus et des ouvrages étudiés.

Une critique bibliographique a mis en évidence le très faible nombre de travaux consacrés à la modélisation du ruissellement pluvial africain, jusque dans un passé très récent. Il existe d'ailleurs un certain lien de corrélation entre cette faiblesse et l'intérêt manifesté, jusqu'à ce jour, pour la technique de l'assainissement pluvial.

Historiquement, qu'il s'agisse, d'ailleurs, des pays de la zone francophone ou de la zone anglophone, les ingénieurs oeuvrant dans des territoires placés sous le contrôle d'administrations de pays européens ont importé les outils de calculs correspondant aux concepts, aux normes techniques et réglementaires de ces pays, mais aussi, souvent, à leurs conditions climatiques et socio-économiques. C'est seulement récemment que quelques rares études ont visé à définir l'adéquation de ces outils au contexte africain, voire à en réaliser une adaptation.

III.1. OUTILS DERIVES DE LA FORMULE RATIONNELLE (pp. 45-51 et 59-64)

Ils constituent la quasi totalité des outils employés jusqu'ici en Afrique. Ceci n'a d'ailleurs rien d'exceptionnel dans la mesure où l'on estime qu'au niveau mondial, plus de 90 % des projets de réseaux d'évacuation du ruissellement pluvial urbain sont encore calculés à l'aide de ces outils.

La méthode rationnelle a été proposée et développée en Europe à la fin du 19^e siècle. Elle conduit à l'estimation, en un point d'un réseau donné, du débit maximum de ruissellement. Elle autorise, par suite, le calcul des dimensions de l'ouvrage permettant l'évacuation directe, sans stagnation, de ce débit, conformément au concept hygiéniste de l'assainissement, également proposé à la même époque.

La méthode est fondée sur le désormais classique concept de temps de concentration des bassins versants et de leurs réseaux d'écoulement. Sa version probabiliste, particulièrement intéressante pour le calcul des ouvrages en terme de risque de défaillance s'écrit :

$$Q_p(T) = k \cdot C \cdot i(T, t_c) \cdot A \quad (\text{Eq. 1})$$

dans laquelle $Q_p(T)$ est le débit de pointe de période de retour T en un point donné du réseau ; k , un coefficient dépendant des unités choisies (voire censé prendre en compte divers effets dynamiques comme l'amortissement des écoulements ou la distribution spatiale des précipitations) ; C , le "coefficient de ruissellement" ; $i(t_c, T)$, l'intensité moyenne de précipitation sur la durée du temps de concentration t_c et de période de retour T ; A , la surface drainée à l'amont du point de calcul du débit.

Cette formule, très globale, masque la complexité des processus hydrologiques. Elle assure une trop grande confiance aux projeteurs, qui en oublient, généralement, cette complexité. Elle suppose en outre un nombre élevé d'hypothèses qui ne sauraient être vérifiées dans toutes les situations rencontrées. Elle se présente sous des écritures diverses, comme la formule de CAQUOT en France, comportant un certain nombre de paramètres numériques, résultats d'expérimentations réduites, dans des conditions d'urbanisation et de climats européens, très éloignés de ceux rencontrés en Afrique.

Ses points faibles majeurs résident dans l'estimation du temps de concentration t_c et du coefficient de ruissellement C qui peut revêtir un caractère aléatoire dans les cas de surfaces non imperméabilisées, raccordées au réseau (cas fréquent en urbanisation africaine).

Quelques adaptations aux bassins versants africains ont été proposées. Elles concernent notamment l'estimation du temps de concentration (9) (10). De même a-t-on pu procéder à quelques vérifications expérimentales de ces adaptations (9) (10) (11). En règle générale, les vérifications semblent indiquer que la méthode rationnelle sous-estime les débits de pointe observés. Il s'agit là d'un résultat en contradiction avec les mécanismes théoriques que la méthode implique. En effet, ces mécanismes supposent un transfert sans amortissement du ruissellement et, par suite, dans l'hypothèse où les autres hypothèses seraient satisfaites, la méthode rationnelle devrait théoriquement surestimer les débits.

Les causes de cette sous-estimation sont multiples ; la principale semblerait être la sous-estimation des coefficients de ruissellement des bassins versants africains en raison de la contribution fréquente des surfaces non revêtues et non végétalisées.

III.2. OUTILS S'APPUYANT SUR DES CONCEPTS EMPRUNTES A L'HYDROLOGIE DES ESPACES NATURELS (pp. 67-73)

En raison des spécificités climatiques (fortes intensités de pluie) et urbaines (faible pourcentage d'imperméabilisation) des bassins des villes de l'Afrique de l'Ouest, les surfaces non revêtues contribuent potentiellement à l'écoulement. Ce constat a été à l'origine de l'application en milieu urbain de concepts empruntés à l'hydrologie des espaces naturels.

En premier lieu, quelques études ont ainsi porté sur l'évaluation des coefficients de ruissellement de probabilité donnée, en fonction du mode d'occupation des sols (12) (19).

En second lieu, LE BARBE (11) a proposé une modélisation de la fonction de production des bassins versants (détermination de la part des précipitations contribuant au ruissellement) fondée sur une distinction des surfaces en fonction de leur mode de raccordement au réseau d'écoulement. La figure 2 ci-après schématise le modèle de LE BARBE. Les quatre types de surfaces sont ainsi :

- . C1, les surfaces imperméables directement reliées au réseau, dont le ruissellement parvient intégralement à l'exutoire du bassin,
- . C2, les surfaces imperméables non reliées au réseau, dont le ruissellement transite par des sols naturels,
- . C3, les surfaces naturelles recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméables, dont les ruissellements cumulés subissent des pertes par infiltration et par stockage superficiel avant de parvenir à l'exutoire,
- . C4, les surfaces naturelles ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméables, dont le ruissellement subit également des pertes par infiltration et par stockage superficiel avant de parvenir à l'exutoire.

Les principales étapes de la transformation de la pluie en débit conçue par Le Barbé sont :

- . le calcul de la lame infiltrée $INFT(T_p)$, fonction de la durée du corps de l'averse,
- . le calcul de la lame stockée $STO(R)$, fonction de la quantité disponible au ruissellement après infiltration R , et d'un état de remplissage initial du réservoir,
- . le calcul de l'opérateur de transfert, $K(T_p)$, fonction décroissante de la durée du corps de l'averse.

Comme les modèles dérivés de la formule rationnelle, le modèle de LE BARBE conduit au calcul du seul débit de pointe. Il comprend en outre un nombre important de paramètres qui ne peuvent être déterminés sans observations préalables. Il ne peut donc être utilisé au stade des projets d'aménagement sans approximations grossières.

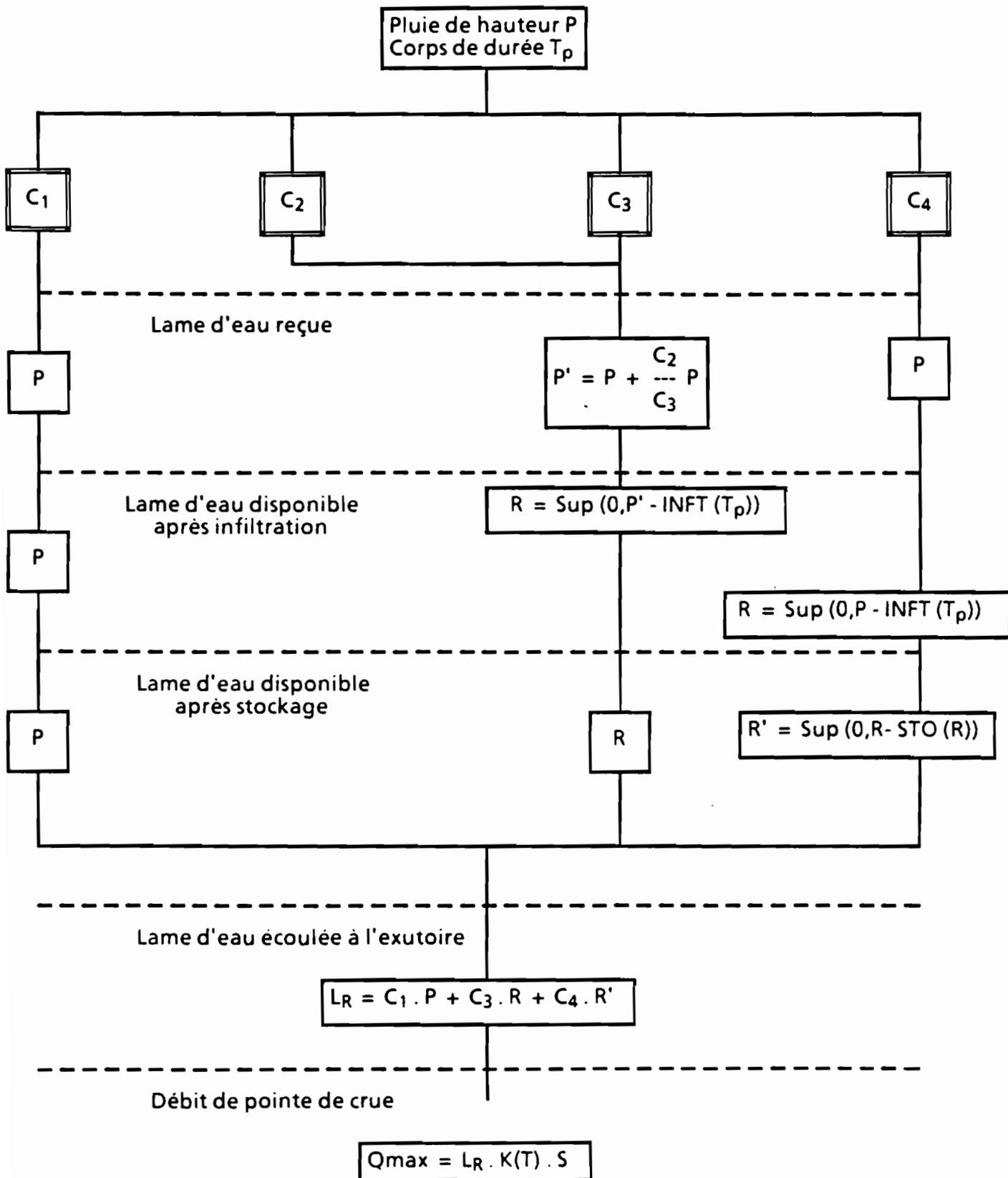


Fig-2 - PRODUCTION ET TRANSFERT DU MODELE DE LE BARBE

III.3. OUTILS DE SIMULATION DES HYDROGRAMMES (pp. 52-57 et 65-66)

Comme indiqué au paragraphe II, l'assainissement des agglomérations relève aujourd'hui, d'une approche environnementaliste. Cette approche suppose que les multiples et complexes liaisons entre la ville et l'eau soient analysées.

Au demeurant, cette approche ne peut être opérationnelle sans outils autorisant une certaine simulation de ces relations complexes. Les outils présentés dans les paragraphes III.1. et III.2. ci-dessus ne permettent que l'obtention du seul débit de pointe de ruissellement, donnée totalement insuffisante pour concevoir des ouvrages répondant au concept environnementaliste de l'assainissement. La simulation des hydrogrammes complets (voire des flux polluants) est nécessaire pour définir de tels ouvrages.

Les modèles de simulation des processus de ruissellement sont relativement récents. Ils ont été très peu testés dans le contexte des agglomérations africaines. Les principaux travaux sur le sujet ont été réalisés par SIGHOMNOU (10) qui a étudié l'adéquation des modèles de réservoirs linéaires développés en France (14). Ces travaux ont montré la nécessité d'un calage des paramètres des modèles dans le contexte africain, calage qui a fait l'objet des recherches de C. BOUVIER qui seront exposées dans les paragraphes suivants.

IV. DONNEES ET EXPERIMENTATIONS (pp. 77-176)

Les données de base sont constituées par les campagnes de mesure du ruissellement effectuées de 1977 à 1984 pour le compte du CIEH, dans 6 villes africaines. Elles ont été complétées par diverses observations réalisées par l'ORSTOM entre 1986 et 1988.

La figure 3 ci-après localise les campagnes de mesure du ruissellement et leur durée. Ont ainsi été réalisées les campagnes suivantes par :

. **l'ORSTOM**

- à Ouagadougou de 1977 à 1979
- à Niamey de 1978 à 1980 et en 1987
- à Lomé de 1977 à 1979
- à Yopougon de 1983 à 1984
- à Cotonou en 1979

. **la Direction Nationale de l'Hydraulique et de l'Equipement du MALI**

- à Bamako de 1978 à 1980, en 1982 et en 1984

. **la Direction des Ressources en Eau du BENIN**

- à Cotonou en 1978

. **le BCEOM**

- à Yopougon (bassin n° 6) en 1983 et 1984

Ces mesures de ruissellement ont été complétées par des campagnes de simulation de pluie pour juger de l'aptitude au ruissellement des sols des bassins versants étudiés et des visites de terrain pour analyser les modes d'occupation des sols. Ces diverses opérations ont fait l'objet de 8 rapports intermédiaires, disponibles auprès du CIEH. Il s'agit :

- de 4 rapports relatifs aux campagnes de simulation de pluie sur les sites de Niamey en 1986, Ouagadougou, Lomé et Yopougon en 1987,(15) (16) (17) (18) ;

- de 3 rapports de synthèses sur l'ensemble des sites étudiés et portant sur les données hydropluviométriques (19), les mesures expérimentales de ruissellement sous pluies simulées (20) et les modes d'occupation des sols des bassins versants (21) ;
- d'un rapport de mesure du ruissellement à Niamey en 1987 (22).

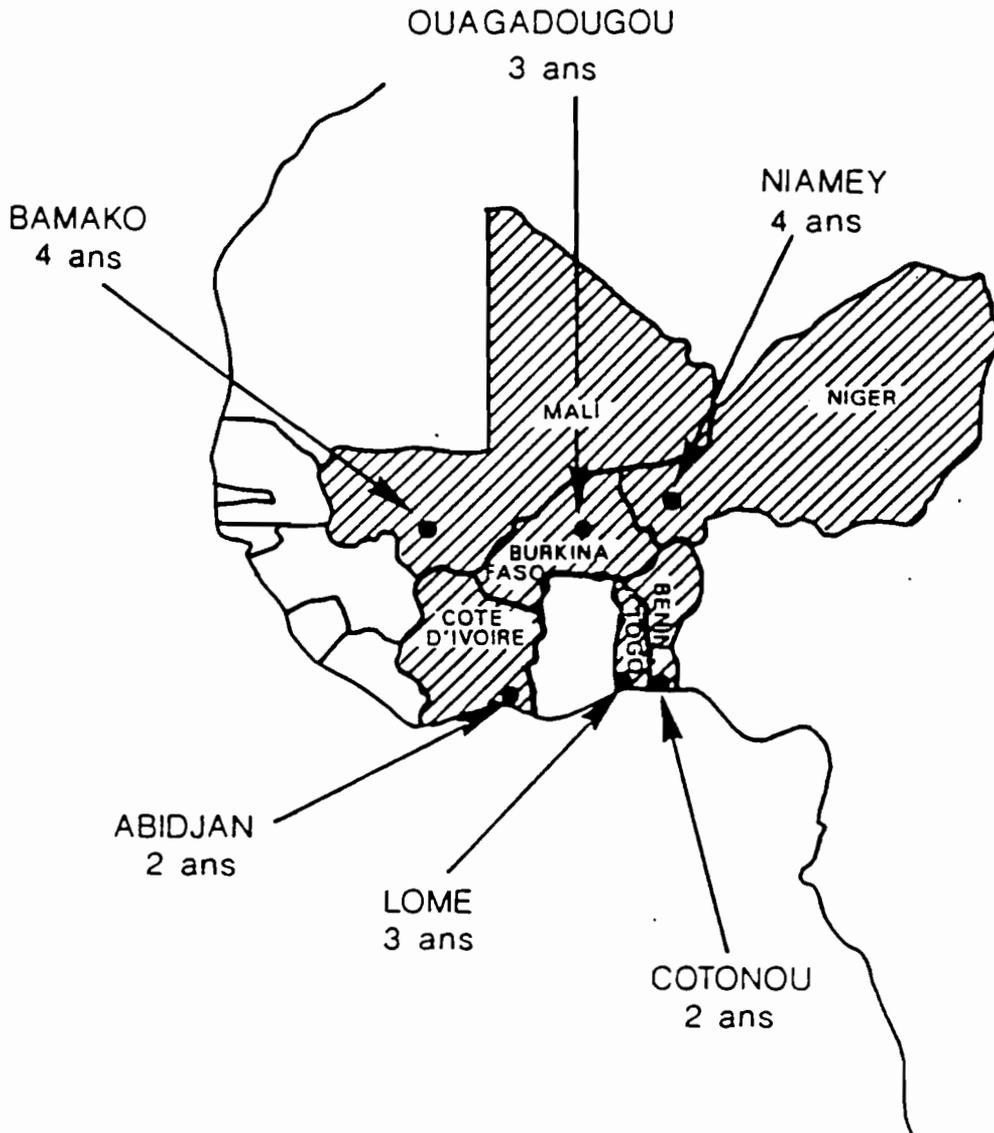


Fig-3-

IV.1. DONNEES HYDRO-PLUVIOMETRIQUES (pp. 83-106)

Un important travail préalable de dépouillement et de critique des données disponibles a conduit à ne retenir que 11 bassins versants sur les 25 potentiellement utilisables. Ce résultat met clairement en évidence les difficultés d'obtention de données fiables en milieu urbain africain, notamment en raison des conditions générales d'écoulement dans les collecteurs pluviaux (transport solide très important, dépôts et déchets divers, etc.). Le tableau 3 ci-dessous récapitule les caractéristiques principales des bassins versants retenus et des échantillons d'événements averse-crue correspondants :

Tableau 3 : Caractéristiques des bassins versants retenus et des échantillons averse-crue.

Site	N°	A (ha)	IMP (%)	Pente (m/km)	Nombre d'événements	P mm	P ₂ mm	Kr %	Kr/IMP
Lomé	1	80	23	11	31	46-78	86	49	2,1
Yopougon	1	184	27	14	65	55-80	88	27	1,0
Yopougon	5	175	38	11	61	67-85	88	76	2,0
Yopougon	6	22	57	10	26	37-79	88	80	1,4
Yopougon	7	1110	21	11	26	30-51	88	25	1,2
Ouagadougou	1	48	10	11	22	27-36	70	51	5,1
Ouagadougou	2	173	25	7	26	24-38	70	50	2,5
Niamey	1	72	27	8	19	29-50	60	30	1,1
Niamey	2	42	31	10	15	22-60	60	46	1,5
Niamey	3	73	21	7	14	19-41	60	26	1,2
Niamey	4	124	21	11	14	25-40	60	42	2,0

avec :

A, superficie du bassin,

IMP, coefficient d'imperméabilisation du bassin,

P, gamme de variation des 5 plus grandes hauteurs de pluie observées,

P₂, hauteur de la pluie de période de retour 2 ans,

Kr, coefficient de ruissellement médian calculé sur les 5 plus grosses pluies.

En raison de leur moindre qualité, les données des bassins de Cotonou et de Bamako n'ont pu être exploitées.

Les bassins retenus sont faiblement imperméabilisés (à l'exception du bassin 6 du Yopougon) comme il est fréquent dans l'urbanisation africaine.

Le nombre d'événements utilisables par bassin est relativement peu élevé (15 à 60). Le rendement médiocre des campagnes de mesure s'explique par les sérieuses difficultés rencontrées dans la mesure des ruissellements et que l'on peut résumer à :

- délimitation délicate des aires drainées au point de mesure (défaillance des joints de capture du ruissellement, obstructions, débordements, etc.) ;
- difficulté d'étalonnage précis des stations de mesure des débits en raison d'un transport solide important ou de vitesse d'écoulement élevés.

Enfin, la valeur médiane des rapports entre coefficient de ruissellement K_r et coefficient d'imperméabilisation IMP est de l'ordre de 2, et montre que les surfaces imperméabilisées ne peuvent à elles seules expliquer la totalité du ruissellement. D'autre part, la variabilité de ces rapports, de 1 à 5, indique que les coefficients de ruissellement observés ne peuvent être reliés de façon simple aux coefficients d'imperméabilisation.

IV.2. SIMULATION DU RUISSELLEMENT (pp. 107-146)

Les bilans volumétriques des campagnes de mesure précédentes semblant indiquer une contribution non négligeable des surfaces non imperméabilisées, il a été décidé d'étudier l'aptitude au ruissellement de ces surfaces sous pluies simulées.

La figure 4 ci-après schématise le simulateur de pluie élaboré par l'ORSTOM et utilisé lors des campagnes.

Des intensités de 40, 80 et 120 mm/h ont été utilisées sur des durées de 15 minutes à 1 heure selon un protocole expérimental destiné à étudier le ruissellement sur des sols secs et très humides.

Le tableau 4 ci-dessous donne les coefficients minimum et maximum résultant d'essais sur des parcelles représentatives des types de sols des bassins versants étudiés. Ces coefficients sont rapportés à des hauteurs de pluie de 40 mm.

Tableau 4 : Coefficients de ruissellement mesurés sur parcelles, en %.

	Parcelle	1	2	3	4	5	6
Niamey	Sol sec	27	67	83	72	71	62
	Sol humide	64	93	92	85	84	82
Ouagadougou	Sol sec	85	81	78	77	81	75
	Sol humide	95	98	93	92	91	97
Yopougon	Sol sec	76*	86	93	**	0	84
	Sol humide	95	92	95	74	21	86
Lomé	Sol sec	46	50	50	37	27	0
	Sol humide	84	87	78	36	86	0

* rapporté à une pluie de 30 mm

** manquant

Exception faite des sols couverts de végétation (parcelle 5 du Yopougon) et des sols très sableux (parcelle 6 à Lomé), les résultats du tableau 4 indiquent une très bonne aptitude au ruissellement des sols nus rencontrés dans les villes étudiées. Il s'agit là d'un résultat fondamental pour la modélisation du ruissellement urbain et radicalement opposé à ceux observés dans les agglomérations des pays industrialisés de la zone tempérée.

Les pertes au ruissellement, déterminées expérimentalement, sont schématisées sur les figures 5 à 8 ci-après. Pour l'ensemble de parcelles étudiées, ces pertes suivent un schéma hortonien classique, caractérisé par une décroissance très rapide des pertes après mouillage et imbibition des surfaces. Les pertes initiales sur sol sec ou humide sont faibles et de l'ordre de 1 à 5 mm. Les régimes permanents, correspondant à une certaine saturation des sols et à des intensités d'infiltration variant de 1 à 13 mm/h suivant la nature et les conditions d'humidité des sols, apparaissent au bout de temps relativement courts et de l'ordre de 15 à 30 minutes.

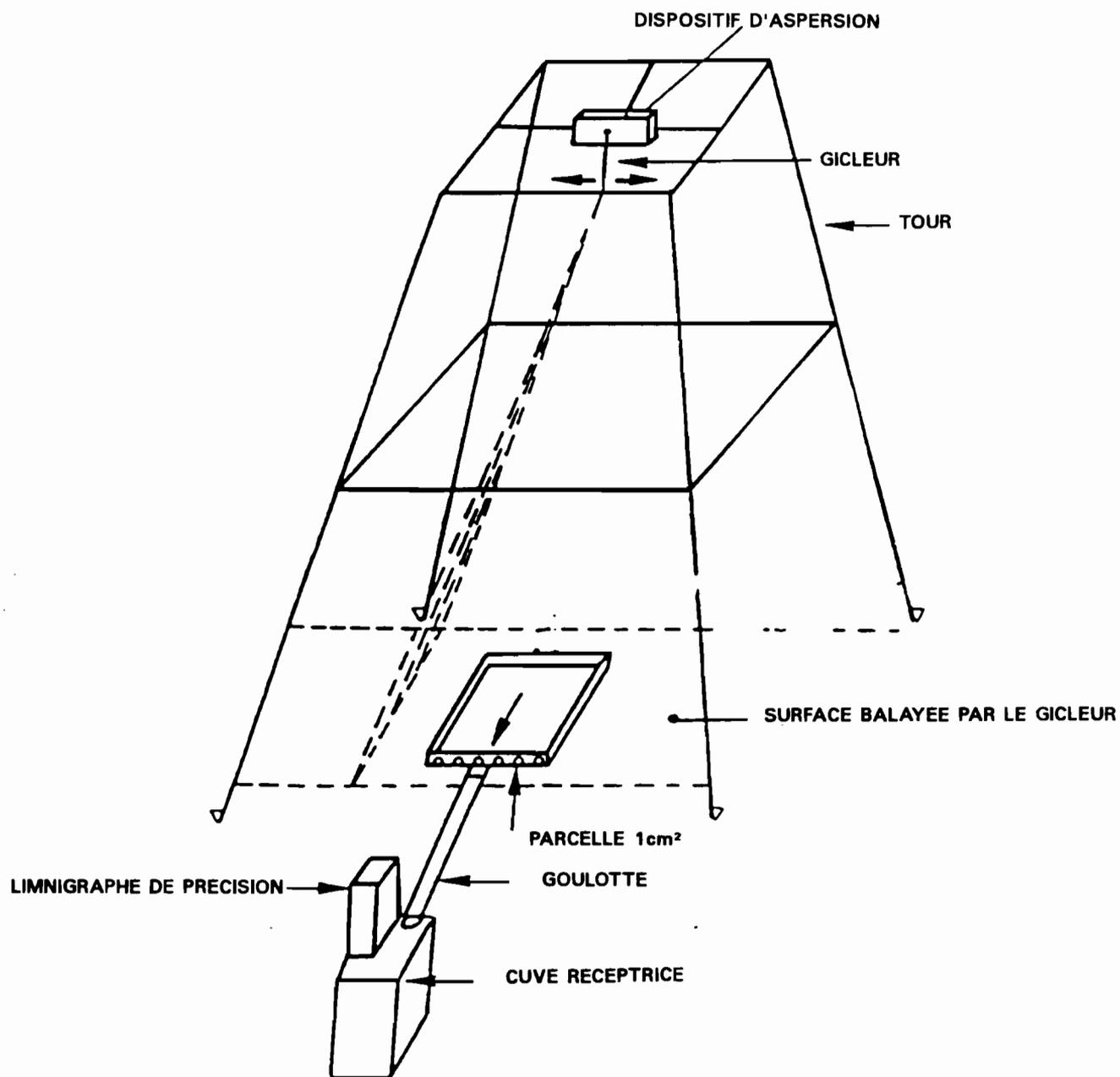


Fig-4 - SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DU SIMULATEUR DE PLUIE (d'après B.THEBE)

Figure 5 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols sablo-argileux de NIAMEY

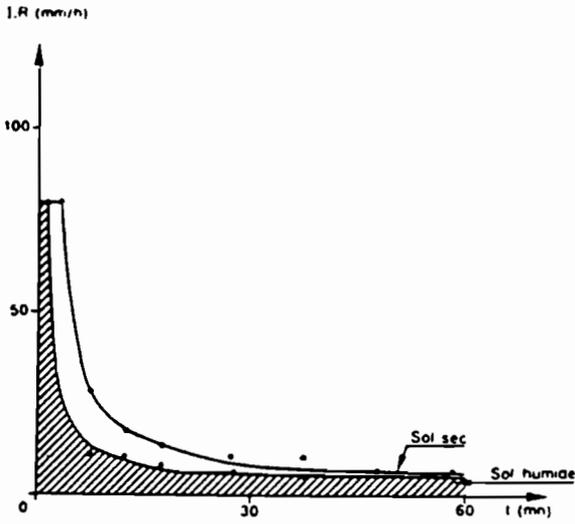


Figure 6 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols sablo-argileux de OUAGADOUGOU

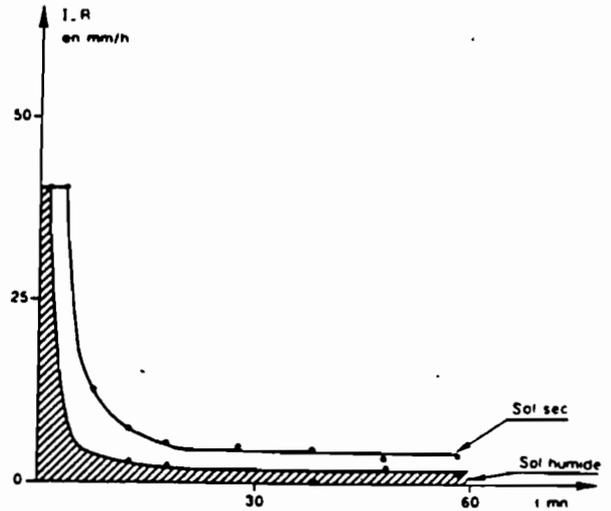


Figure 7 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols sablo-argileux de YOPOUGON

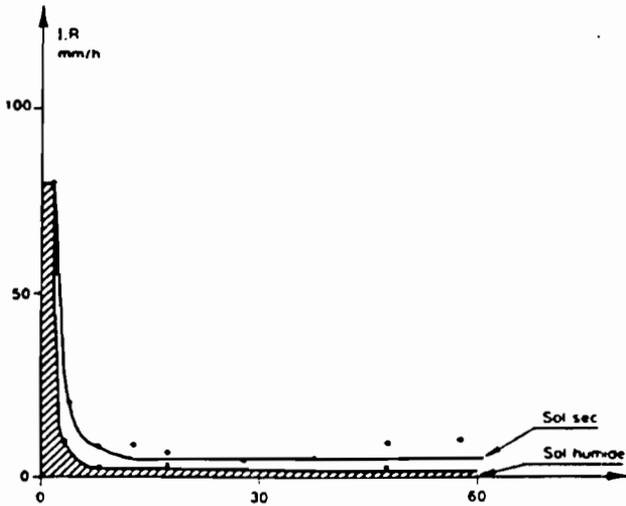
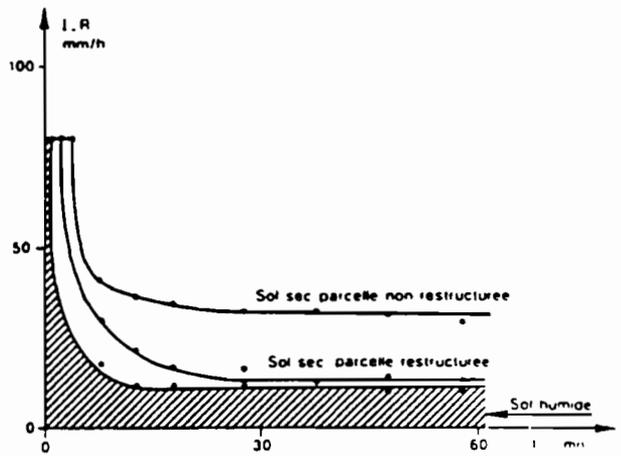


Figure 8 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de LOMÉ



IV.3. URBANISATION ET OCCUPATION DES SOLS (pp. 147-176)

IV.3.1. Classification des modes d'occupation des sols (pp. 148-153)

Pour caractériser les modes d'occupation des sols des bassins versants étudiés, 7 types d'habitats ont été retenus.

Il s'agit de :

- T1 : terrains nus sans ou avec peu de constructions ;
- T2 : zones d'habitat non loti, habitat souvent précaire et non contrôlé, dont les équipements en matière de réseaux (voiries, drainage et autres) sont généralement très peu développés ;
- T3 : zones d'habitat dense loti, constituées de maisons de petite taille, en dur et généralement couvertes de tôle ondulée, situées dans des concessions encloses. Ce type d'habitat est aussi parfois appelé habitat traditionnel par opposition aux types d'habitat suivants, plus modernes ;
- T4 : zones d'habitat dense loti, de construction récente, correspondant aux grands ensembles immobiliers qui se développent actuellement dans la plupart des capitales africaines ;
- T5 : zones industrielles, situées en périphérie des villes et constituées de bâtiments de grande taille (hangars, entrepôts) au milieu de vastes terrains ;
- T6 : zones commerciales, situées dans les parties centrales des villes et caractérisées par un taux d'occupation du sol important ;
- T7 : zones résidentielles et administratives, comportant un couvert végétal important sous forme arborée ou herbacée ;

Le tableau 5 ci-après donne les pourcentages des divers types d'occupation des sols pour 22 bassins versants. Seul le type T2 (habitat précaire de type spontané) n'est pas représenté. Bien qu'il s'agisse d'un type désormais très fréquent dans les villes africaines, il n'a pu être pris en compte dans les campagnes de mesure faute de pouvoir disposer de sites fiables pour la mesure des débits de ruissellement. En effet, dans les zones d'habitat non contrôlé, les équipements sont quasiment inexistantes, il est alors très difficile de déterminer précisément les aires drainées en un point de passage d'un écoulement. En outre, les études entreprises visaient à mettre au point des outils de projet dans le cadre d'un urbanisme contrôlé. On peut

donc espérer que ces zones d'habitats précaires soient amenées à se résorber ou se structurer progressivement.

Tableau 5 : Représentation des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux.

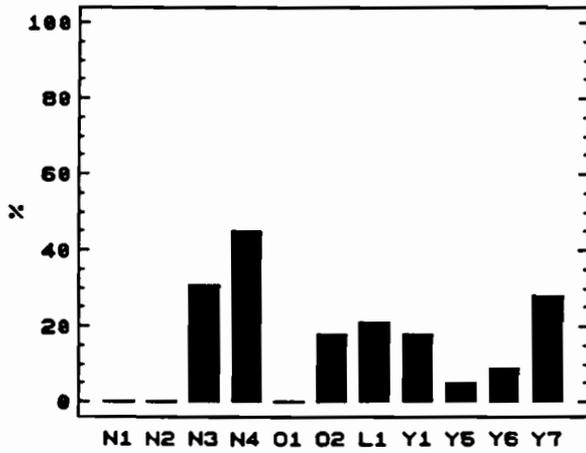
Ville	Bassin	T1 %	T3 %	T4 %	T5 %	T6 %	T7 %
Niamey	n°1 (*)	0	85	0	0	15	0
	n°2 (*)	0	93	0	0	7	0
	n°3 (*)	31	69	0	0	0	0
	n°4 (*)	45	55	0	0	0	0
	n°5	0	48	0	0	52	0
Ouagadougou	n°1 (*)	0	100	0	0	0	0
	n°2 (*)	18	82	0	0	0	0
	n°3	6	56	0	0	6	32
Bamako	n°1	0	36	0	0	64	0
	n°2	37	16	0	0	47	0
	n°3	0	25	0	0	75	0
	n°4	47	10	0	0	43	0
Lomé	n°1 (*)	21	79	0	0	0	0
	n°2	0	100	0	0	0	0
	n°3	0	100	0	0	0	0
Cotonou	n°1	0	100	0	0	0	0
	n°2	0	100	0	0	0	0
	n°3	0	63	0	0	37	0
Yopougon	n°1 (*)	18	49	0	33	0	0
	n°5 (*)	5	41	54	0	0	0
	n°6 (*)	9	0	91	0	0	0
	n°7 (*)	28	10	19	43	0	0

(*) bassins finalement retenus pour l'exploitation des mesures hydro-pluviométriques.

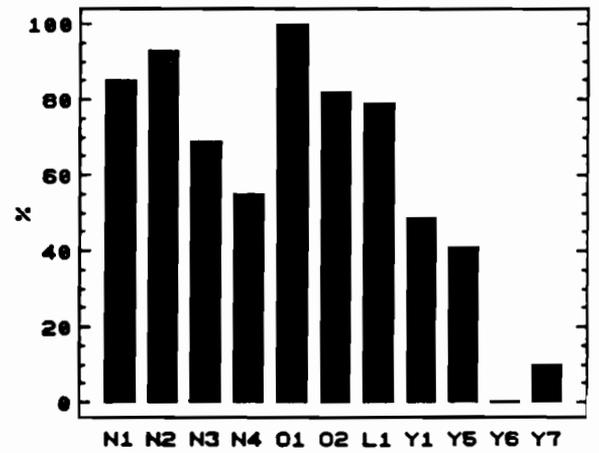
La figure 9 présente les pourcentages des divers modes d'occupation des sols des 11 bassins versants dont on a modélisé les ruissellements. Ainsi apparaît-il que l'habitat traditionnel (T3) est la catégorie la plus représentée (photo 7 premier plan et photo 8). L'habitat dense moderne (T4) n'est représenté que sur les bassins de Yopougon (photo 1) de même que les zones industrielles (T5) (photo 9).

La figure 10 récapitule les divers types d'occupation des sols des bassins versants expérimentaux retenus.

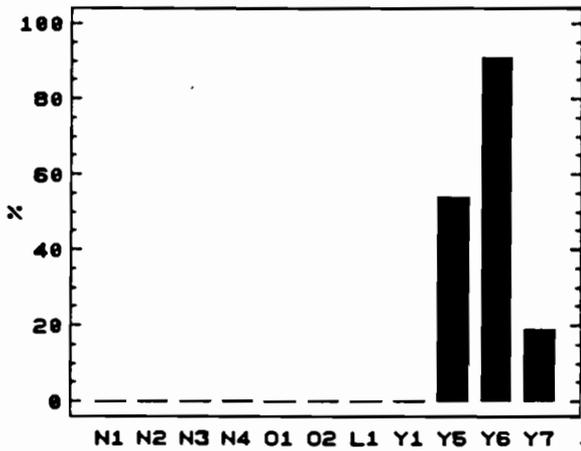
ZONE NON URBANISEE T1



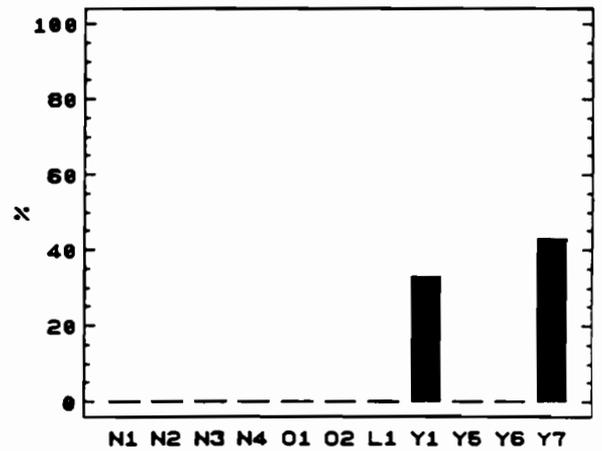
HABITAT TRADITIONNEL T3



HABITAT DENSE MODERNE T4



ZONE INDUSTRIELLE T5



ZONE COMMERCIALE T6

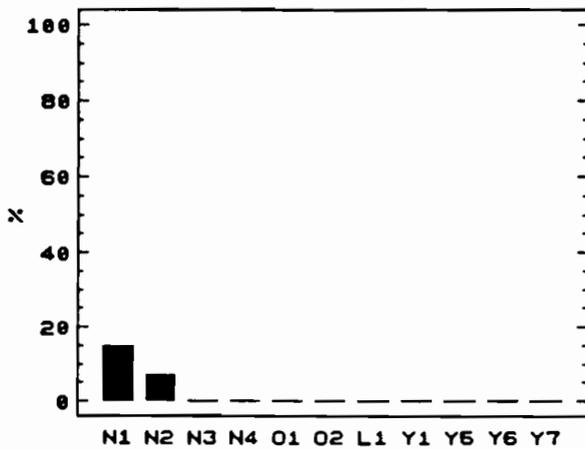
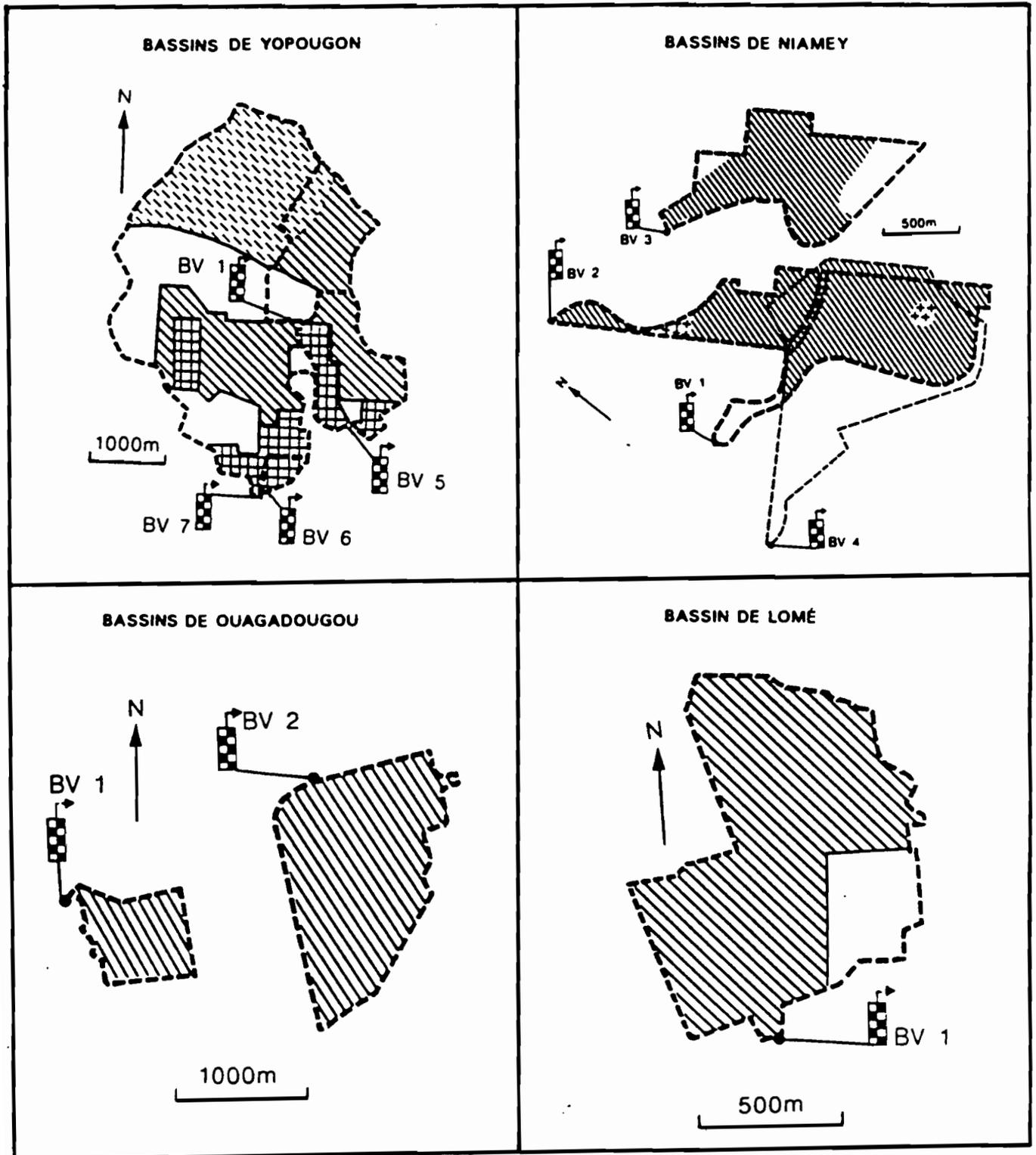
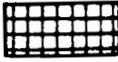
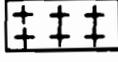


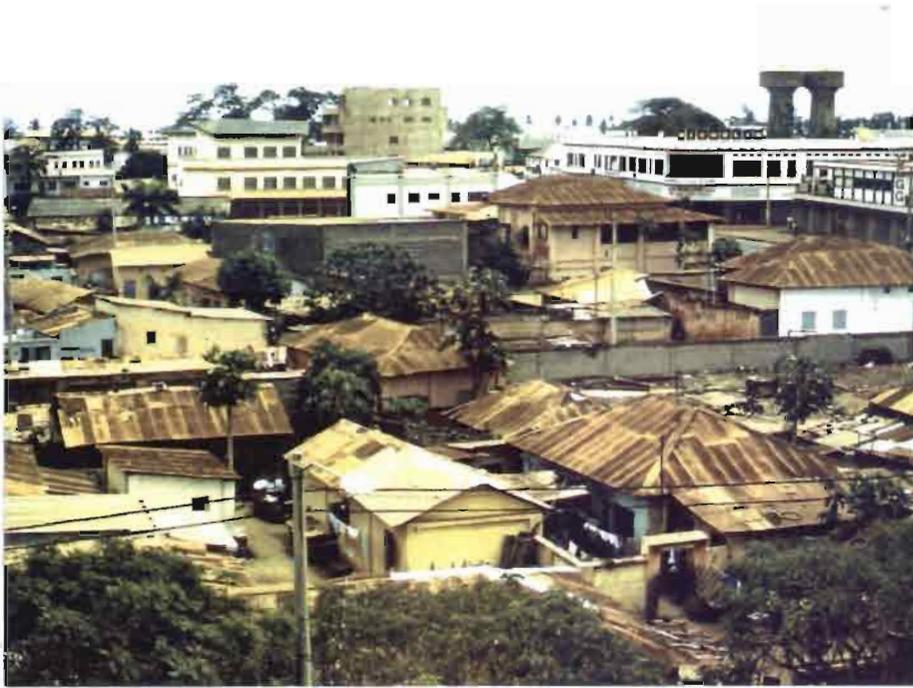
Figure 9 : Représentativité des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux

Fig-10 - REPARTITION DES TYPES D'URBANISATION SUR LES BASSINS EXPERIMENTAUX



LEGENDE

- | | | |
|--|---|--|
|  T 1
<i>Terrains nus ou peu construits</i> |  T 4
<i>Habitat moderne</i> |  T 6
<i>Zone commerciale</i> |
|  T 3
<i>Habitat traditionnel</i> |  T 5
<i>Zone industrielle</i> |  <i>Limite de bassin</i> |



7. LOME - Hors bassin

8. NIAMEY - Bassin n°2



9. YOPOUGON - Bassin n°1



IV.3.2. Influence des modes d'occupation des sols sur les écoulements et leur modélisation (pp. 154-158)

En Europe, il est fréquent de considérer que seules les surfaces imperméabilisées reliées directement au réseau d'écoulement contribuent au ruissellement de façon significative (concept de "surfaces actives"). La figure 11 ci-après montre les cheminements de l'eau en habitat traditionnel africain : elle fait apparaître l'imbrication parcellaire des surfaces imperméabilisées et non revêtues. Dans ces conditions, la production et le transfert de l'écoulement peuvent être non seulement influencés par les différents types de surfaces, mais aussi par leurs dispositions respectives les unes par rapport aux autres. Nous avons à cet effet adopté le système schématisé par la figure 12, et constitué par :

les surfaces imperméabilisées :

- directement reliées au réseau, IMP1
- dont l'écoulement transite sur des surfaces non revêtues nues, IMP2(nu),
- dont l'écoulement transite sur des surfaces recouvertes de végétation, IMP2(veget),

les surfaces non revêtues nues :

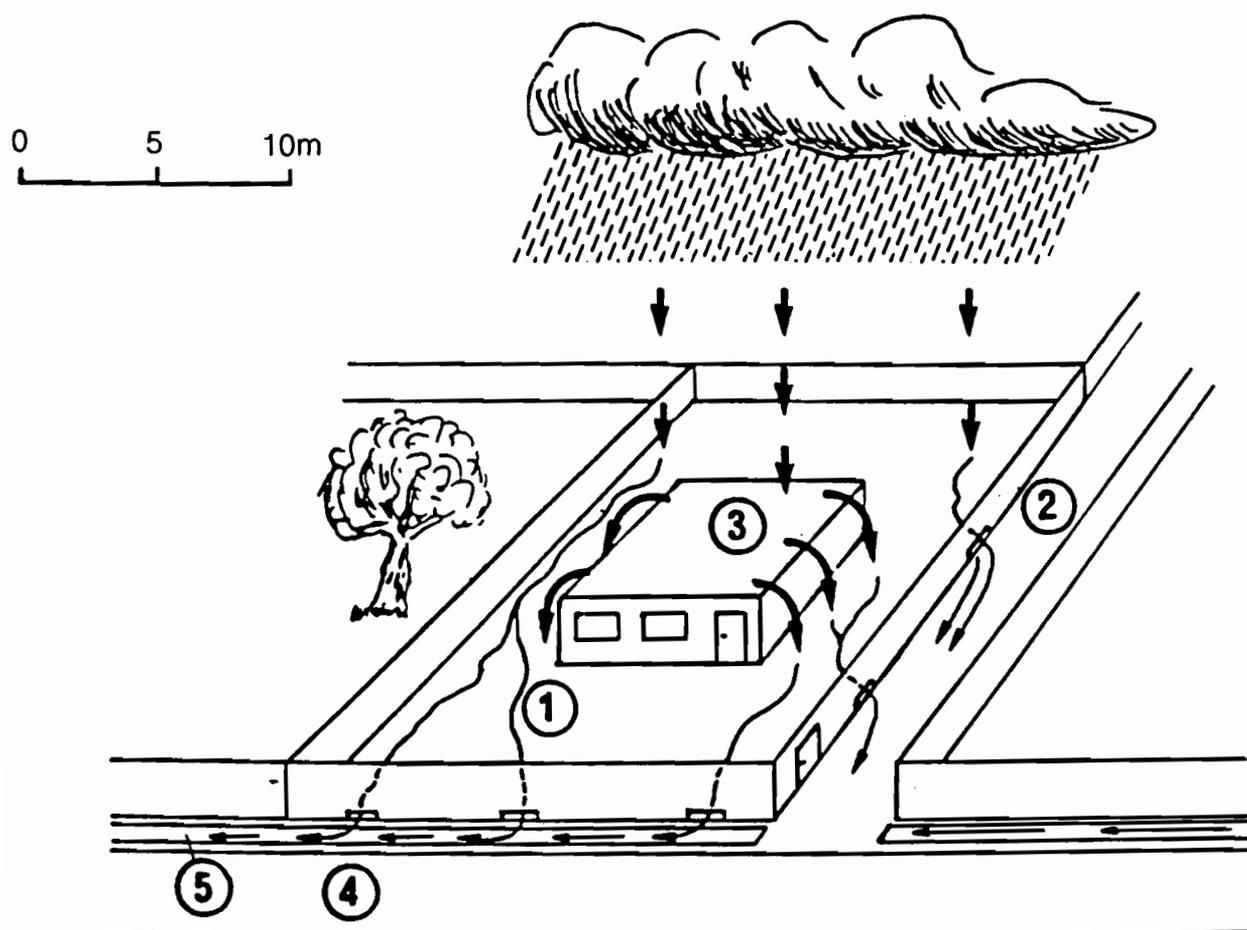
- recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(nu),
- ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(nu)

les surfaces recouvertes de végétation :

- recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(veget).
- ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(veget).

IV.3.3. Calcul des coefficients d'occupation des sols (pp. 159-169)

Les différentes surfaces drainantes définies précédemment peuvent être associées à des caractères urbains identifiables sur photographie aérienne (tableau 6).



1 et 2 : surfaces non revêtues

3 et 4 : surfaces imperméabilisées

5 : collecteur

Fig-11 - SCHEMA D'UNE CONCESSION EN ZONE D'HABITAT TRADITIONNEL

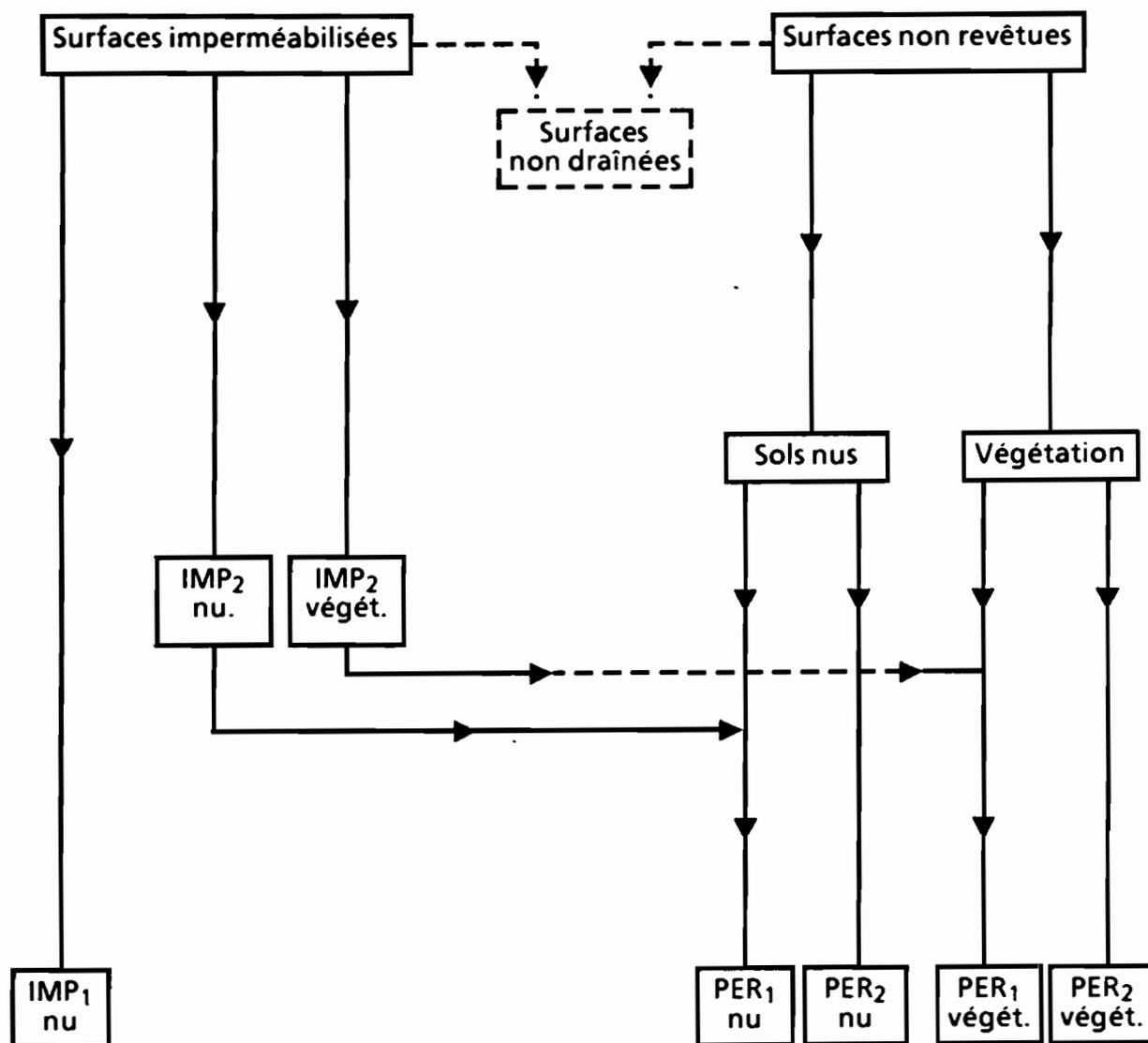


Fig-12 - CLASSIFICATION DES SURFACES DRAINANTES

SUR LES BASSINS URBAINS EXPERIMENTAUX

Tableau 6 : Correspondances entre bâti-états de surface et classification des surfaces drainantes, en fonction de la typologie d'urbanisation.

Bâti-état de surface	Surface drainante	Type d'urbanisation
Voiries goudronnées	IMP1	Tous types d'urbanisation
Voiries non goudronnées	PER1(nu)	T2 à T7
	PER2(nu)	T1
Toitures	IMP1	T4, T5, T6
	IMP2(nu)	T2, T3
	IMP2(veg)	T2, T7
Cours	IMP1	T4
	PER1(nu)	T3
	PER1(veget)	T7
Grands espaces	PER2(nu) ou PER2(veget)	Tous types d'urbanisation

Les coefficients correspondants (tableau 7) ont été calculés par plusieurs méthodes. La méthode de sondage statistique (pp. 161-164) développée pour les besoins de l'étude offre finalement le meilleur rendement.

Tableau 7 : Coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes.

Bassin	IMP1	IMP2	IMP2	Total	PER1	PER2	Total	PER1	PER2	Total		
		nu	veg.			nu		nu			veg.	veg.
	%	%	%		%	%		%	%		%	%
Niamey 1	3	24	0	27	60	13	73	0	0	0		
Niamey 2	3	28	0	31	60	9	69	0	0	0		
Niamey 3	3	18	0	21	50	29	79	0	0	0		
Niamey 4	4	17	0	21	38	41	79	0	0	0		
Niamey 5	9	26	0	35	35	35	30	0	0	0		
Ouaga 1	3	7	0	10	60	30	90	0	0	0		
Ouaga 2	3	22	0	25	60	15	75	0	0	0		
Ouaga 3	-	-	>0	25	-	-	-	>0	-	>0		
Bamako 1	1	17	0	18	22	60	82	0	0	0		
Bamako 2	1	16	0	17	20	63	83	0	0	0		
Bamako 3	3	25	0	28	37	37	74	0	0	0		
Bamako 4	1	14	0	15	18	67	85	0	0	0		
Lomé 1	3	20	0	23	63	14	77	0	0	0		
Lomé 2	-	-	0	18	-	-	82	0	0	0		
Lomé 3	-	-	0	27	-	-	73	0	0	0		
Cotonou 1	-	-	0	29	-	-	71	0	0	0		
Cotonou 2	-	-	0	26	-	-	74	0	0	0		
Cotonou 3	-	-	0	30	-	-	70	0	0	0		
Yopougon 1	10	17	0	27	19	6	25	0	48	48		
Yopougon 5	22	16	0	38	33	3	36	0	26	26		
Yopougon 6	56	0	0	56	38	0	38	0	6	6		
Yopougon 7	5	16	0	21	17	7	24	0	55	55		

IV.4. CONCLUSIONS (pp. 173-176)

Les informations accumulées lors des diverses campagnes de mesure constituent un ensemble unique pour ce qui est de l'Hydrologie en milieu urbain africain, et dont on peut penser qu'il constituera la référence pour les études et recherches à venir.

Sans doute le rendement des campagnes de mesure du ruissellement pourrait-il sembler modeste puisque 11 bassins sur 25 ont franchi le cap de la critique des données. Que l'on ne s'y trompe pas pour autant, il s'agit là d'un excellent résultat, compte tenu des difficultés rencontrées et comparativement à d'autres campagnes exécutées dans des environnements à priori plus favorables.

On notera, en particulier, une bonne couverture générale en pluviographes et pluviomètres qui pourrait autoriser dans le futur, certaines études sur la distribution spatio-temporelle des averses africaines.

La figure 13 résume les principales caractéristiques des bassins versants retenus.

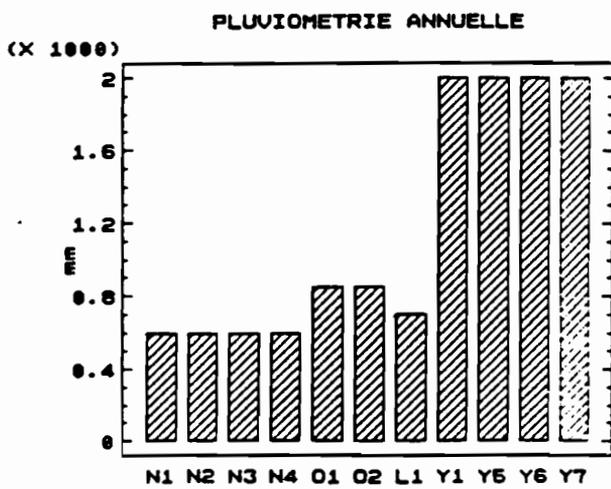
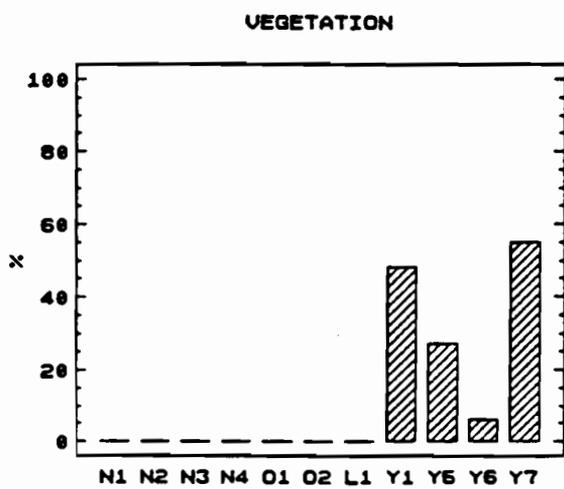
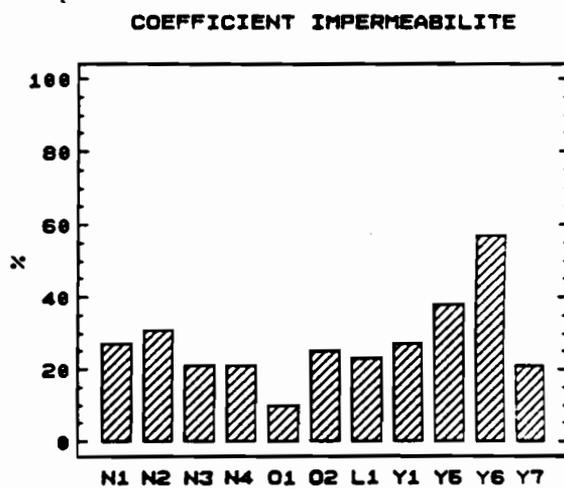
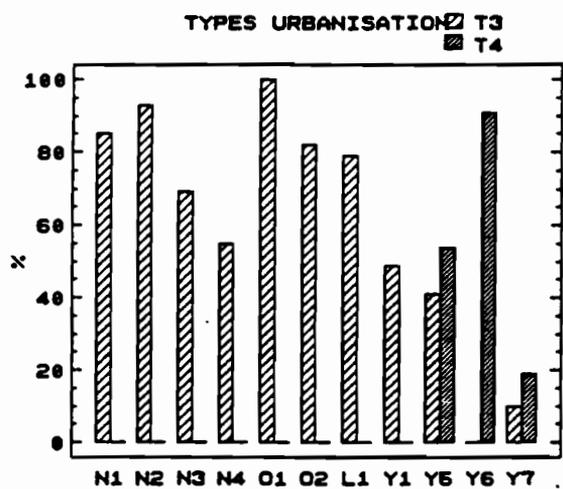
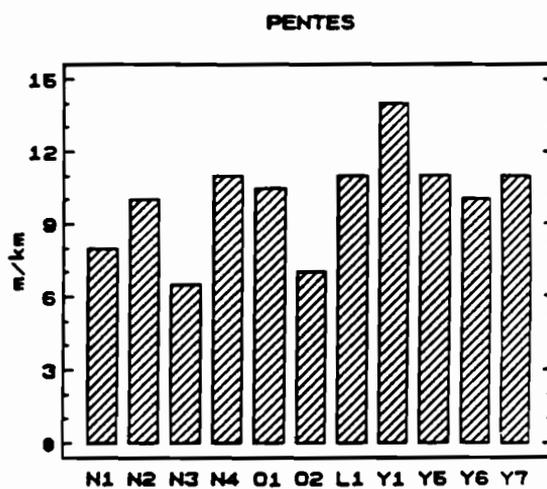
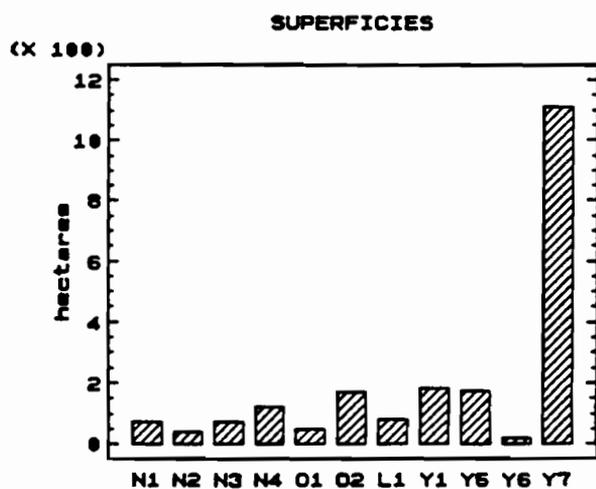


Fig-13 - RESUME DES PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DES BASSINS EXPERIMENTAUX

V. MODELISATION DE LA FONCTION DE PRODUCTION (pp. 177-249)

Par "fonction de production" on entend la fraction des précipitations qui alimente le ruissellement superficiel. En Hydrologie Urbaine, il est coutume de considérer la fraction des précipitations parvenant au réseau de collecte.

V.1. SCHEMATISATION DES PERTES AU RUISSELLEMENT (pp. 181-188)

Deux schémas ont été testés, initialement proposés par DESBORDES (14).

Le premier, présenté sur la figure 14a, comprend une perte initiale STO, correspondant au mouillage des sols et remplissage des dépressions, et une perte continue constante INF. Ce schéma approche assez bien les courbes expérimentales de pertes déterminées sous pluies simulées (voir figures 5 à 8).

Le second (figure 14b) comprend une perte initiale STO et une perte continue proportionnelle à l'intensité de l'averse. Le coefficient de proportionnalité, noté 1-COEF, est tel que :

$$1 - \text{COEF} = 1 - R/(P\text{-STO}) \quad (\text{Eq. 2})$$

équation dans laquelle R est le volume du ruissellement (exprimé en lame d'eau), P la hauteur de pluie "brute" et STO le volume des pertes initiales.

Afin de prendre en compte le rôle joué par la succession d'épisodes pluvieux, on a également introduit une variation du paramètre de pertes initiales STO en fonction de la durée de temps sans pluie. Ainsi, entre les épisodes pluvieux j-1 et j, séparés par une durée DT (heures) sans pluie, a-t-on admis la relation :

$$\text{STO } j = \text{STO } (j-1) \times \text{Exp}(- \text{DESTO} \times \text{DT}) \quad (\text{Eq. 3})$$

où DESTO est un paramètre d'ajustement, dit coefficient de déstockage.

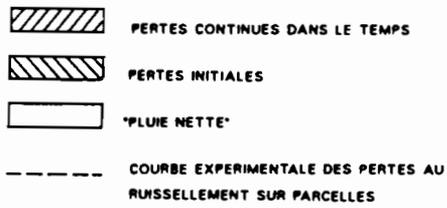
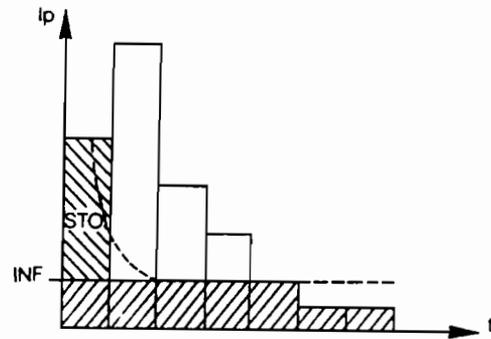
V.2. MODELES DE PRODUCTION (pp. 189-194)

Trois modèles de production ont été testés, fondés sur la nature des surfaces et leurs modes de liaison.

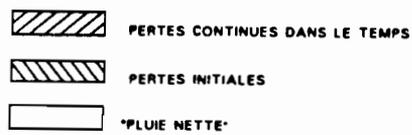
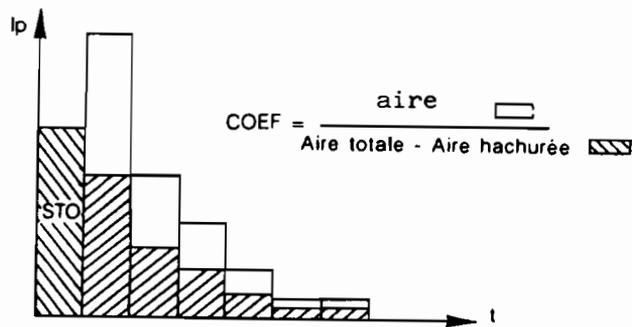
- Le niveau 0, dans lequel le bassin est considéré dans son ensemble sans individualisation des surfaces.

Figure 14 : SCHEMAS DE PRODUCTION. Représentation des pertes à l'écoulement.

a



b



- Le niveau 1, dans lequel la réponse du bassin est supposé résulter des apports de 2 sous-bassins fictifs, l'un correspondant aux surfaces imperméabilisées ou revêtues, l'autre aux surfaces non revêtues.
- Le niveau 2 correspondant à une partition plus fine des surfaces actives du bassin, et telle que présenté à la figure 12 précédente.

Conformément aux essais sous pluies simulées, les surfaces couvertes de végétation (aires gazonnées des zones résidentielles, grands espaces non bâtis) ont été supposés ne pas contribuer au ruissellement de façon significative. Il s'agit là d'une hypothèse qui ne vaut que dans le cadre de l'étude. Sous des précipitations exceptionnelles, il est probable que ces types de surface pourraient donner lieu à des ruissellements non négligeables. Une telle situation pourrait faire l'objet d'une attention spéciale dans les cas d'aménagements urbains à l'aval de vastes zones pentues couvertes de végétation.

La figure 15 ci-après détaille la modélisation du schéma de production de niveau 2. Le tableau 8 ci-dessous donne les diverses partitions de surfaces pour les 3 niveaux de modélisation. Dans ce tableau, le paramètre S du niveau 0 est le pourcentage de surface active du bassin.

Tableau 8 : Valeurs numériques des coefficients d'occupation des sols.

N°	Bassin	NIVEAU 0	NIVEAU 1		NIVEAU 2			
		S	IMP	PER	IMP1	IMP2	PER1	PER2
		%	%	%	%	%	%	%
1	Niamey 1	100	27	73	3	24	60	13
2	Niamey 2	100	31	69	3	28	60	9
3	Niamey 3	100	21	79	3	18	50	29
4	Niamey 4	100	21	79	4	17	38	41
5	Ouaga 1	100	10	90	3	7	60	30
6	Ouaga 2	100	25	75	3	22	60	15
7	Lomé 1	100	23	77	3	20	63	14
8	Yopougon 1	52	27	25	10	17	19	6
9	Yopougon 5	74	38	36	22	16	33	3
10	Yopougon 6	94	56	38	56	0	38	0
11	Yopougon 7	45	21	24	5	16	17	7

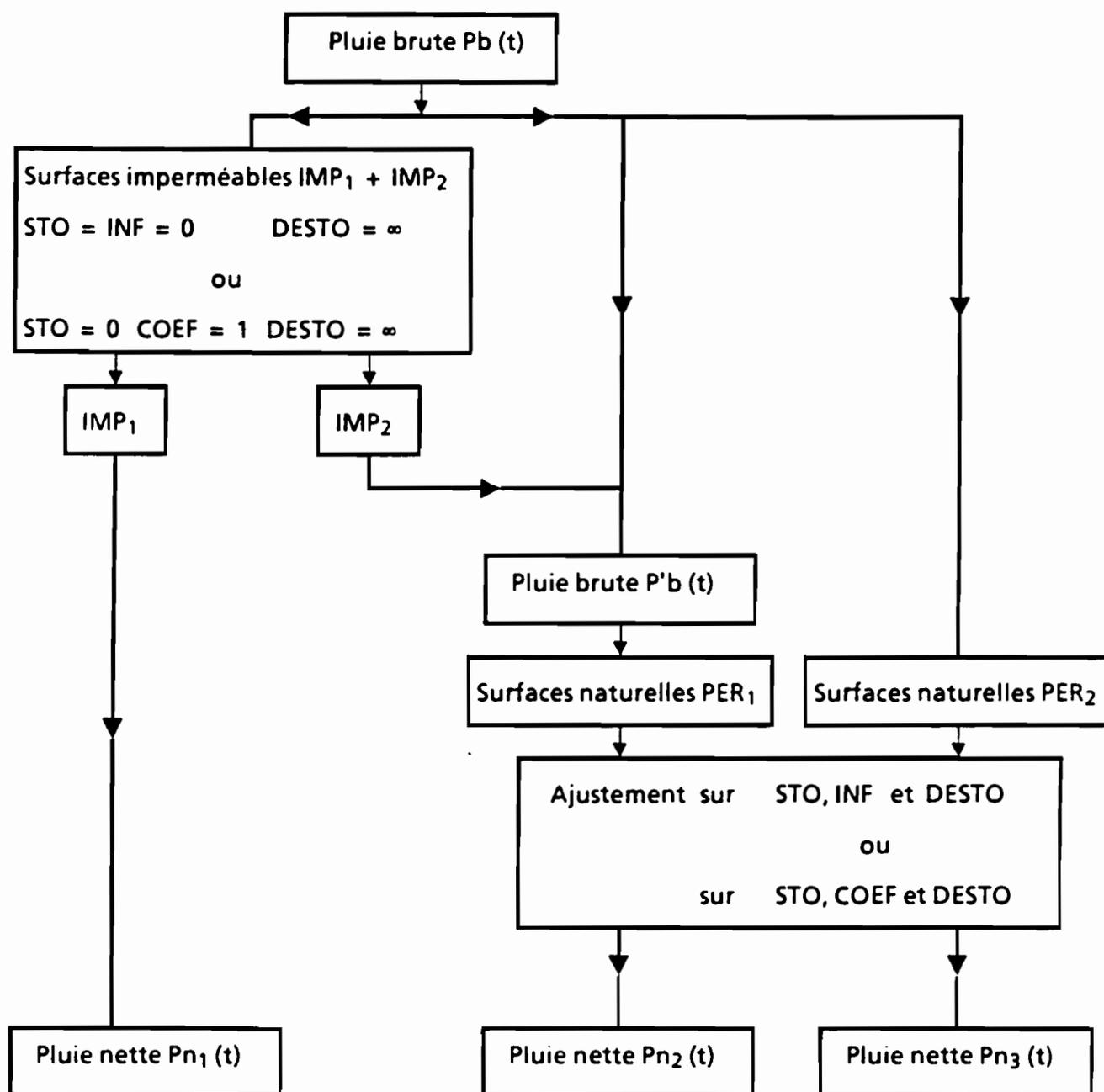


Fig-15 - APPLICATION DU SCHEMA DE PRODUCTION AU NIVEAU 2

V.3. PRINCIPAUX RESULTATS DU CALAGE DES MODELES (pp. 199-214 et 230-235)

Les différents schémas de perte et les divers niveaux de partition des surfaces ont été testés sur les données expérimentales retenues. La qualité des modélisations a été appréciée à l'aide d'une fonction d'écart quadratique total, EQT, soit :

$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (Lro_j - Lrc_j)^2}}{\sum Lro_j} \quad (\text{Eq. 4})$$

équation dans laquelle Lro_j est la lame ruisselée observée lors de l'événement j , sur un bassin versant expérimental donné, et Lrc_j la lame calculée à l'aide de l'un des schémas de perte et de niveau de modélisation.

Les figures 16 et 17 ci-après résument les résultats obtenus pour l'ensemble des bassins.

Figure 16 : Schéma de production I.

Influence des partitions du bassin sur les critères.

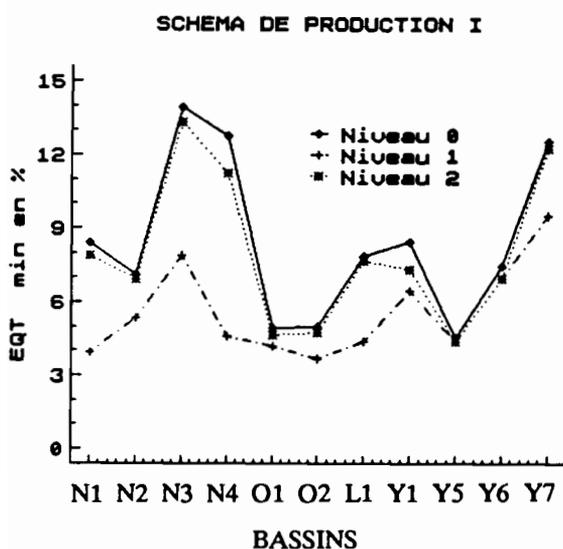
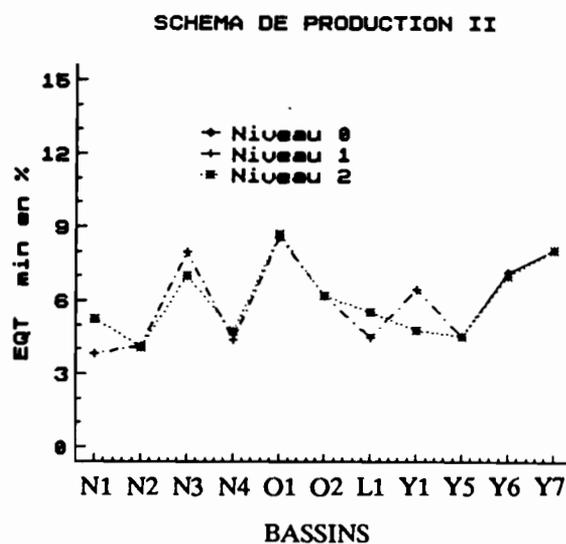


Figure 17 : Schéma de production II.

Influence des partitions du bassin sur les critères.



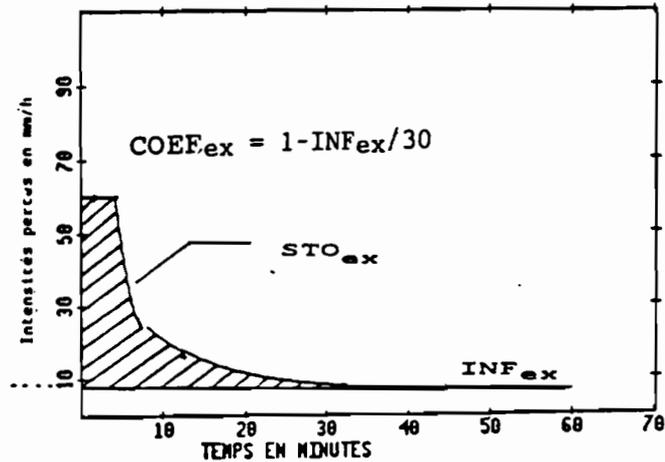
Il ressort de ces résultats que le niveau 1 (simple distinction entre surfaces imperméabilisées et non revêtues actives) convient bien aux deux schémas de production testés, dont les performances sont sensiblement équivalentes dans ces conditions.

Par ailleurs, la prise en compte de l'historique des événements pluvieux (paramètre DESTO de l'équation 3) n'a pas apporté de modifications significatives.

V.4. INTERPRETATION DES PARAMETRES DE PRODUCTION (pp. 227-251)

Une analyse fine de la structure de la fonction d'écart (équation 4) des divers bassins expérimentaux a autorisé l'établissement de relations simples entre les paramètres STO, INF et COEF des modèles de production et leurs homologues expérimentaux présentés sur la figure 18 ci-dessous.

Figure 18 : Interprétation des courbes expérimentales des pertes à l'écoulement



Plus précisément, cette analyse s'est basée sur (pp. 215-226) :

- . le découpage, pour chaque bassin, de l'échantillon initial en deux sous-échantillons indépendants,
- . l'étude de la variabilité du critère EQT sur chaque demi-échantillon, en fonction des variations des paramètres de production,
- . la construction et la minimisation d'un nouveau critère EQTC défini par $EQTC = \text{Sup}(EQT_1, EQT_2)$, où les indices 1 et 2 désignent les deux sous-échantillons indépendants,
- . la détermination d'un domaine de jeux de paramètres de production admissibles, pour lesquels l'écart du critère EQTC à sa valeur minimale ne dépasse pas un seuil fixé.

Les figures 19 et 20 ci-après montrent ainsi, pour les 2 schémas de pertes retenues, les variations de EQTC pour chaque bassin, ainsi que la position (matérialisée par un rond noir) des points expérimentaux résultant d'essais sous pluies simulées (voir tableau 9).

Bassins	STO _{ex} mm	INF _{ex} mm/h	COEF _{ex}
Niamey	8	7	0,77
Ouagadougou	5	4	0,87
Yopougon	7	3	0,90
Lomé	8	13	0,57

Tableau 9 : Valeurs expérimentales des paramètres des schémas de production I et II.

L'interprétation des figures montre que les pertes au ruissellement mesurées sur parcelles sont inférieures à celles qui interviennent à l'échelle du bassin versant. Mais, pour l'ensemble des bassins, il a pu être établi des relations simples et univoques entre les pertes à l'échelle du bassin, paramétrisées par STO, INF ou COEF, et les références expérimentales mesurées par simulation de pluie, STO_{ex}, INF_{ex} et COEF_{ex} :

$$STO = 1,7 \text{ STO}_{ex} \quad (\text{eq 5})$$

$$INF = 1,7 \text{ INF}_{ex} \quad (\text{eq 6})$$

$$COEF = \text{COEF}_{ex}/1,7 \quad (\text{eq 7})$$

relations testées sur le domaine

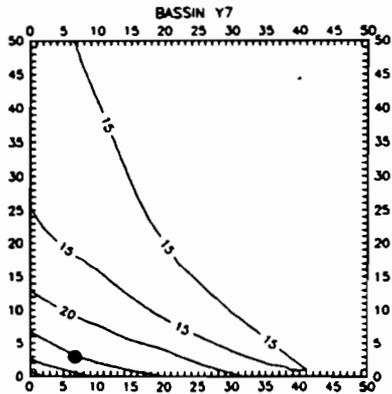
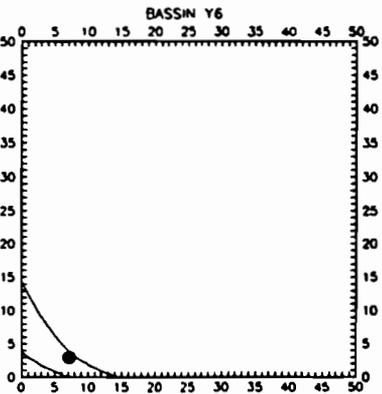
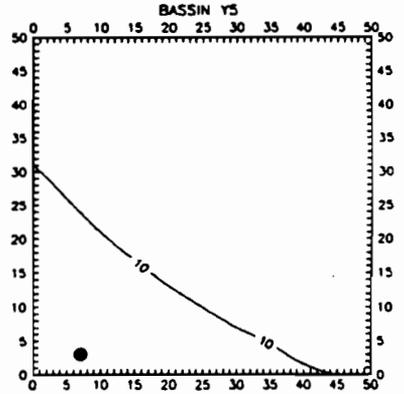
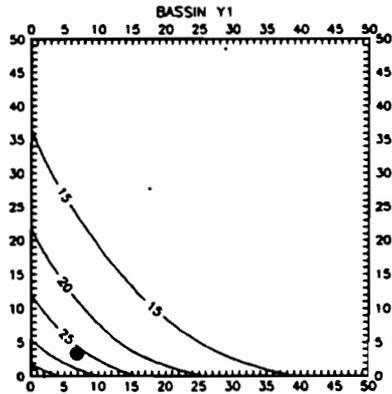
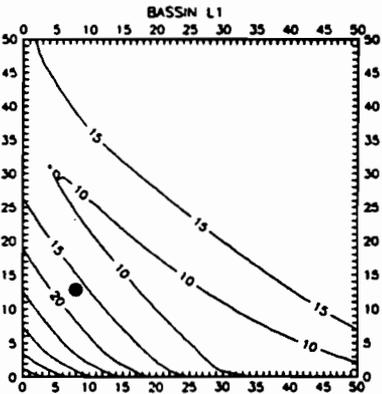
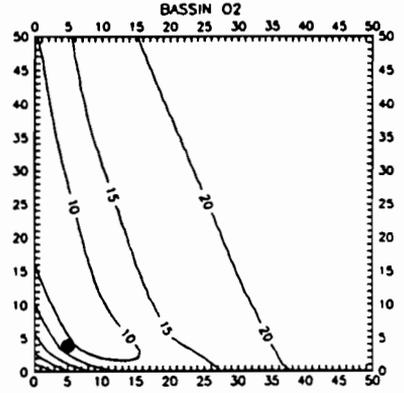
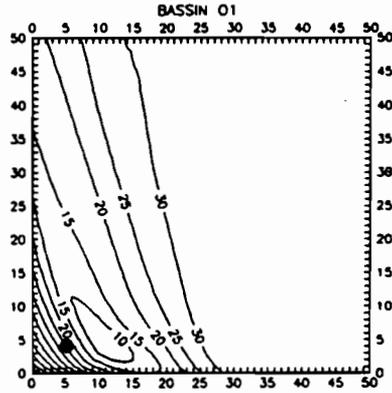
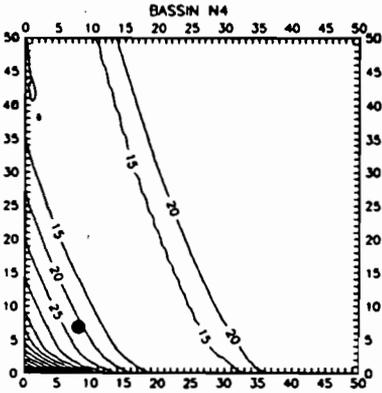
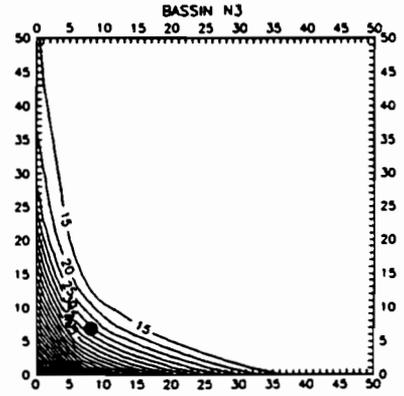
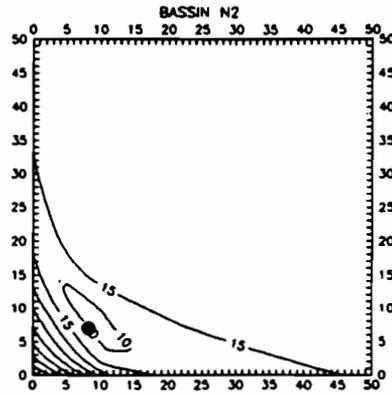
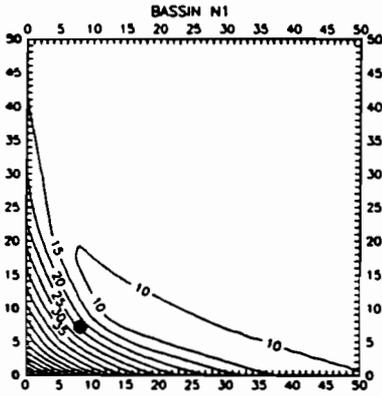
$$5 < \text{STO}_{ex} < 8 \text{ mm} ; 3 < \text{INF}_{ex} < 13 \text{ mm/h} ; 0,57 < \text{COEF}_{ex} < 0,9$$

Pour au moins 7 des bassins sur 11, l'utilisation de ces relations pour déterminer les paramètres des schémas de production permet d'obtenir dans la reconstitution des lames ruisselées une précision inférieure à 10 %, au sens du critère EQTC, et inférieure à 25 %, au sens d'un critère EATC, basé sur les écarts arithmétiques et défini par :

$$\text{EATC} = \text{Sup}(\text{EAT}_1, \text{EAT}_2) \quad \text{où 1 et 2 désignent deux demi-échantillons indépendants}$$

et

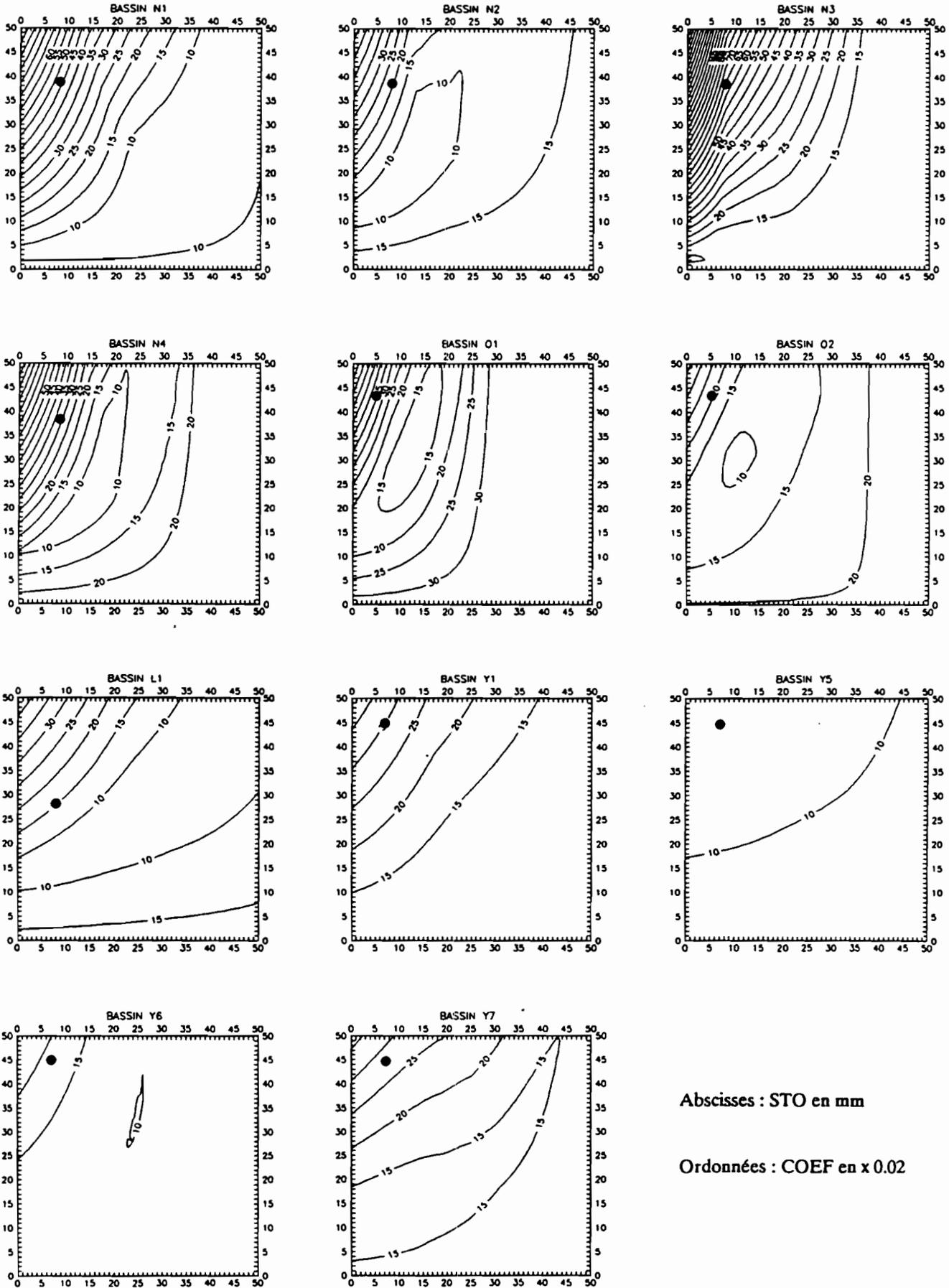
$$\text{EAT} = \frac{\sum |L_{ro_j} - L_{rc_j}|}{\sum L_{ro_j}}$$



Abscisses : STO en mm

Ordonnées : INF en mm/h

Fig-19 - SCHEMA DE PRODUCTION | VARIATIONS DU CRITERE EQTC



Abscisses : STO en mm

Ordonnées : COEF en x 0.02

Fig-20 - SCHEMA DE PRODUCTION II VARIATONS DU CRITERE EQTC

VI. MODELISATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT (pp. 195-196 et 252-277)

La "fonction de transfert" simule l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire d'un bassin versant donné à partir du hyétogramme de pluie nette issu de la fonction de production.

Au regard des recherches antérieures en Hydrologie Urbaine, un modèle simple a été testé, celui du "réservoir linéaire" (14). Ce modèle conduit à la formulation de l'hydrogramme $Q(t)$ de ruissellement suivante :

$$Q(t) = Q(t_0).exp(-(t-t_0)/K) + A. \int_{t_0}^t i_n(t-\tau).1/K.exp(-\tau/K).d\tau$$

dans laquelle :

$Q(t_0)$ est le débit à l'instant initial t_0 et résultant d'une averse précédente, A la surface du bassin versant, $i_n(t)$ la pluie nette et K le paramètre de transfert du modèle, homogène à un temps.

Le modèle du réservoir linéaire a été appliqué à chacun des schémas de production définis au paragraphe V.1. Le calage a été opéré par minimisation de l'écart quadratique total sur les débits de pointe. Le tableau 10, ci-après, donne les valeurs optimisées du paramètre K , pour les divers bassins et les 2 schémas de production (Modèles I et II).

Bassin	Modèle I K en x5 mn	Modèle II K en x5 mn	Rapport II/I
N1	4,4	4,3	0,98
N2	1,8	1,3	0,72
N3	3,2	3,2	1,0
N4	3,0	2,0	0,67
O1	5,9	4,0	0,68
O2	6,2	4,1	0,66
L1	7,6	5,0	0,66
Y1	6,7	7,3	1,09
Y5	2,6	2,7	1,04
Y6	2,1	1,6	0,76
Y7	7,3	6,8	0,93

Tableau 10 : Valeurs optimales du paramètre K

L'écart entre les valeurs des paramètres est important pour certains bassins attestant du rôle joué par le schéma de production retenu. Ce rôle dépend de la structure des averses comme en témoigne l'exemple de

la figure 21 ci-après. Dans ce dernier cas, le schéma de production II conduit à un abattement important des intensités les plus élevées conduisant à la formation des débits de pointe des bassins expérimentaux. On notera cependant que ce rôle s'estompe avec l'importance de la pluie. Pour des fréquences assez rares, en mode projet, le rôle du schéma de pertes peut devenir secondaire.

En terme de reproduction de la structure générale des hydrogrammes les modèles testés sont relativement performants comme en témoignent les exemples des figures 22 et 23 correspondant aux épisodes ayant donné lieu aux plus forts débits de pointe observés.

Une analyse de la précision de la reproduction des hydrogrammes en fonction de la nature de l'occupation des sols conduit à préconiser le schéma de perte I pour les bassins faiblement urbanisés (IMP < 15 %) sans couvert végétal, et le schéma II pour les autres bassins.

Il a été possible d'établir des relations de prédétermination du paramètre K par régression multiple soit :

- pour le Modèle II (IMP > 15 %)

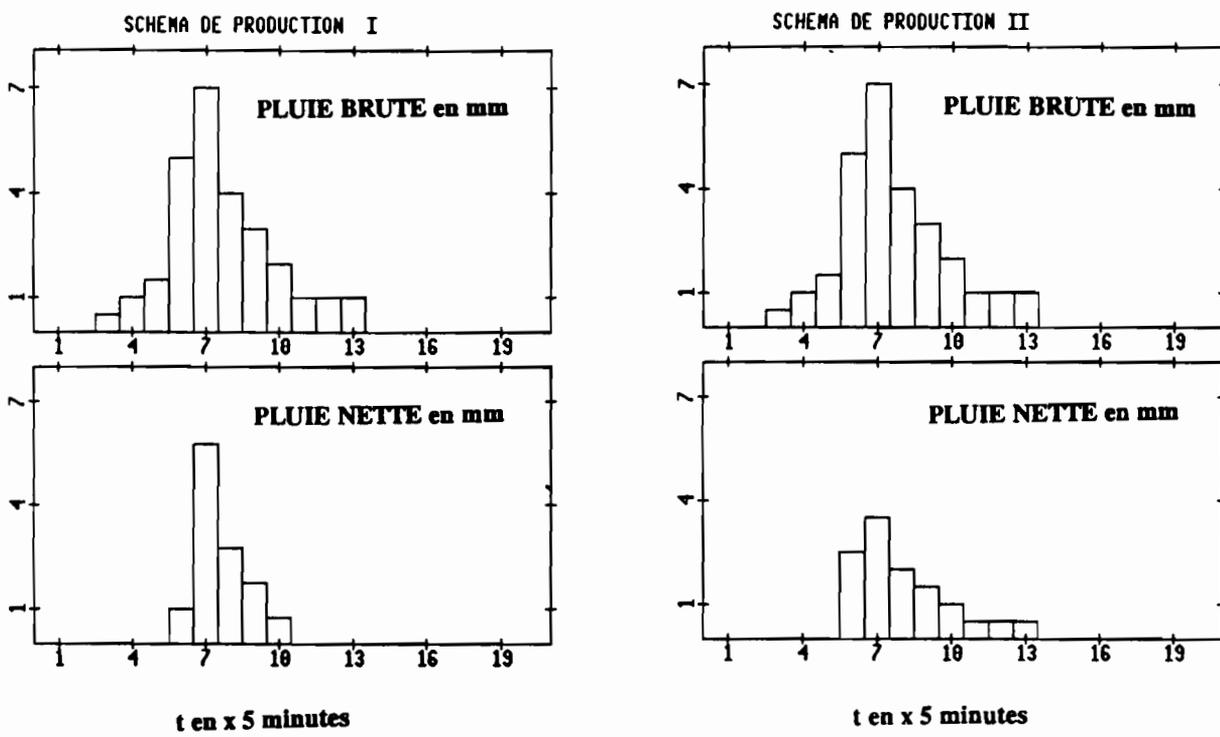
$$K = 0,45 \times A^{0,30} \times IMP^{-0,45} \times p^{-0,39} \quad (\text{Eq 9})$$

- pour le Modèle I

$$K = 0,68 \times A^{0,30} \times IMP^{-0,45} \times p^{-0,39} \quad (\text{Eq. 10})$$

K étant exprimé en unités de 5 minutes, A étant en hectares, IMP étant le coefficient d'imperméabilisation, et p la pente moyenne en %.

Fig-21 Influence des schémas de production I et II sur la forme de la pluie nette.



-Fig-22 - Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle I.

— Débit observé
 - - - - Débit calculé

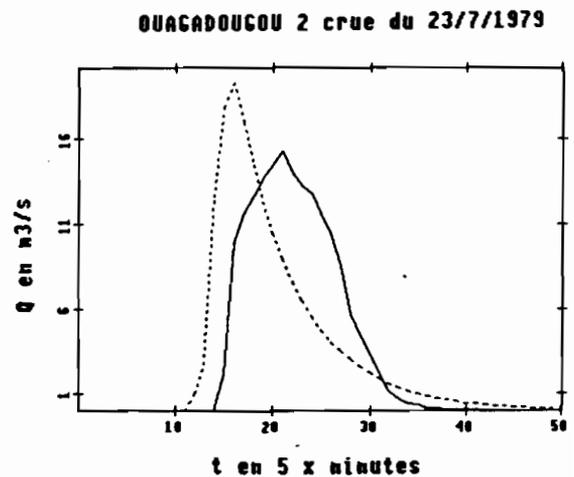
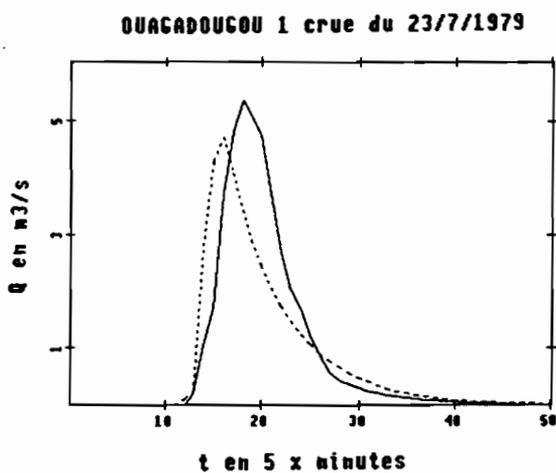
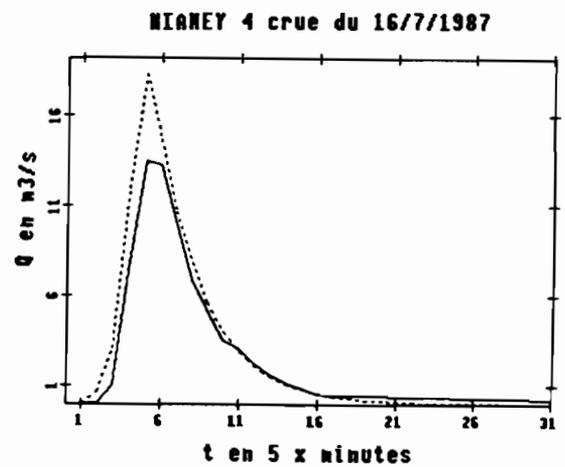
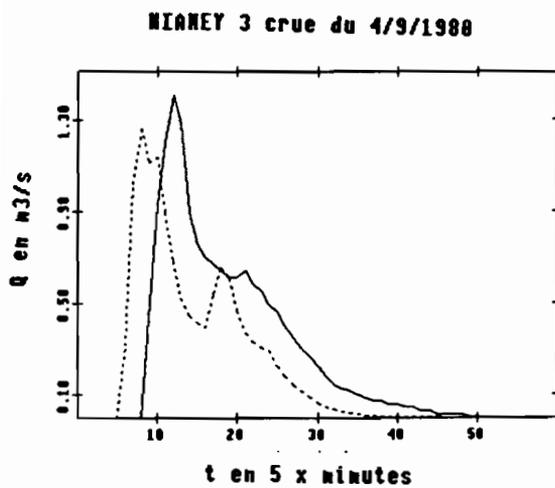
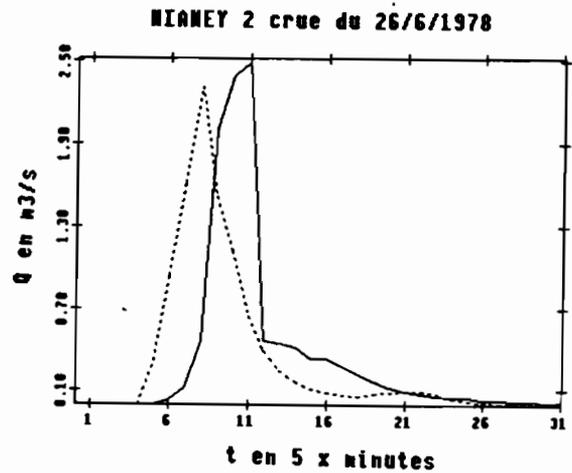
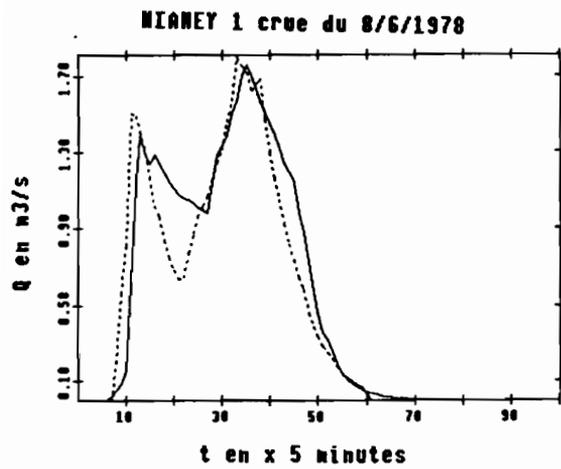


Fig-22- Suite

— Débit observé

- - - Débit calculé

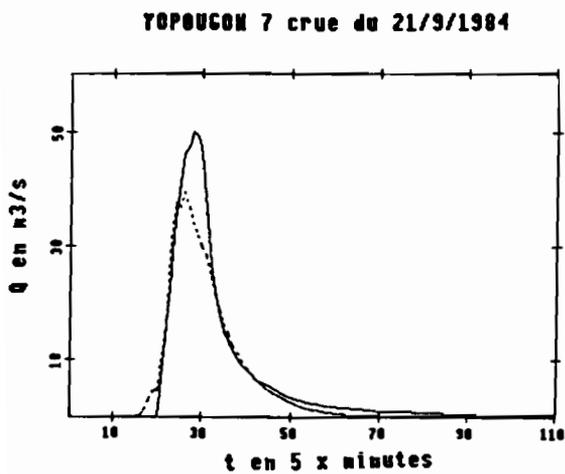
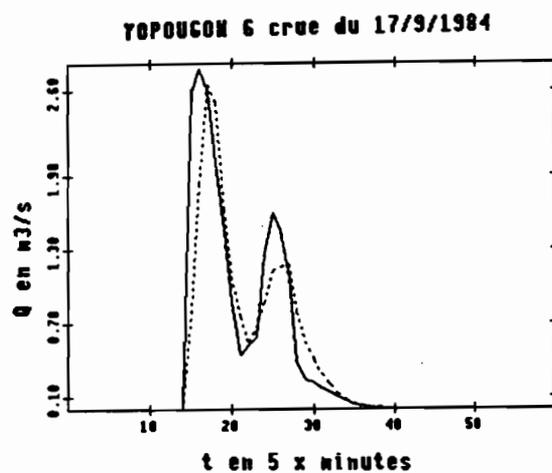
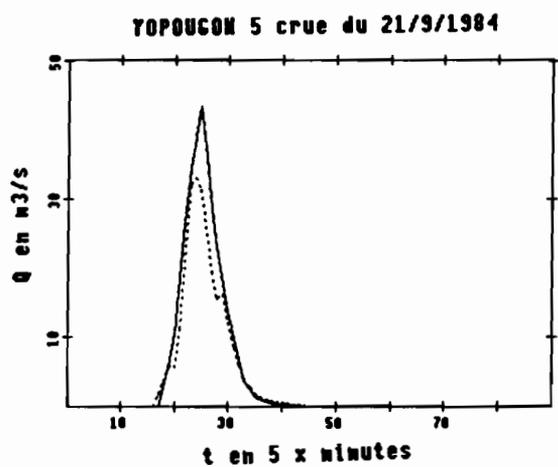
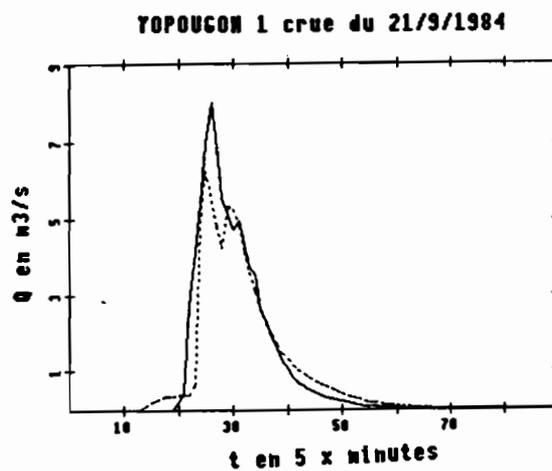
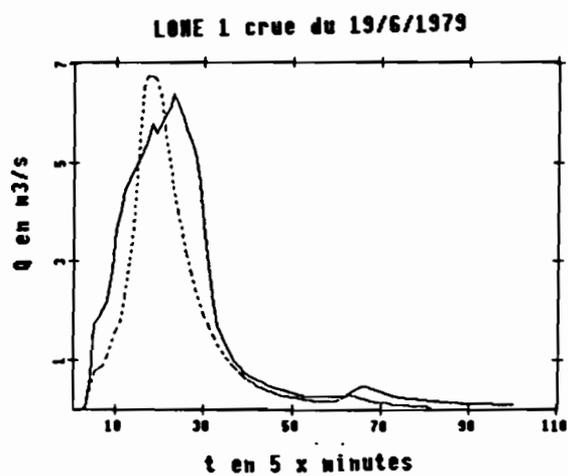


Fig-23 - Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle II.

— Débit observé
 ---- Débit calculé

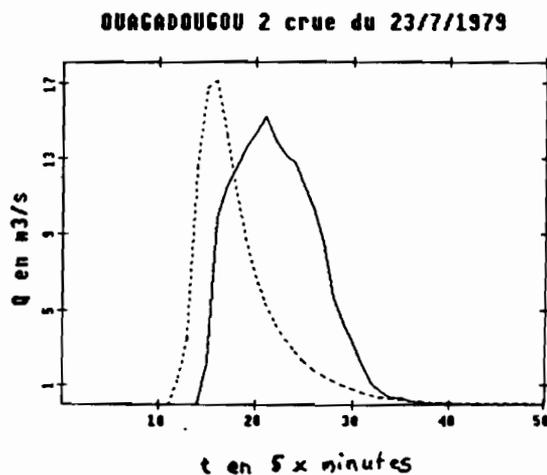
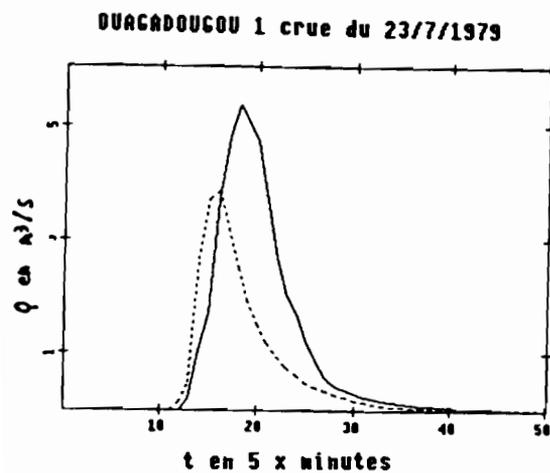
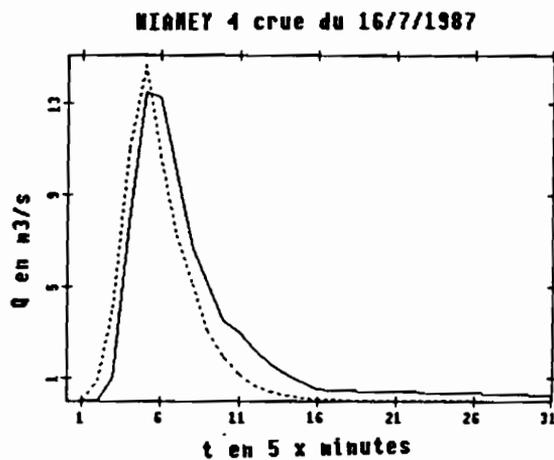
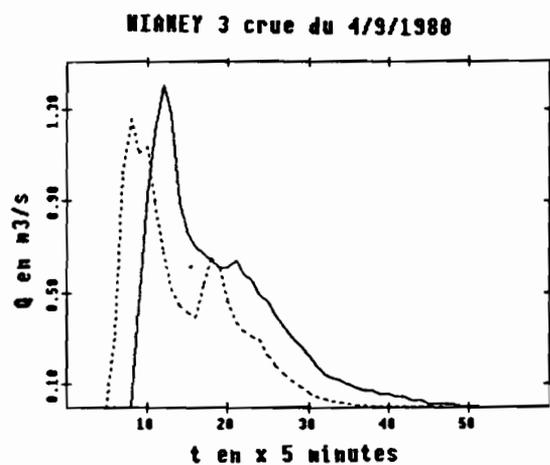
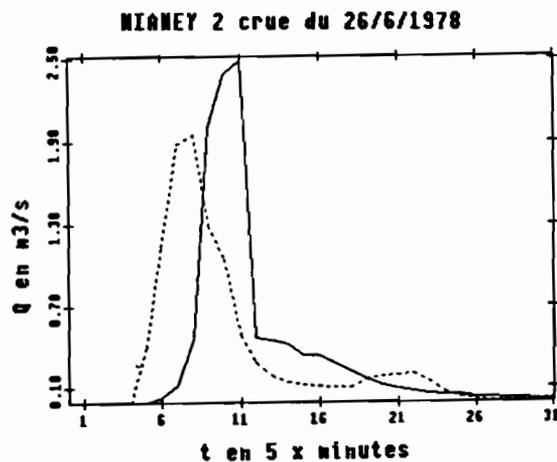
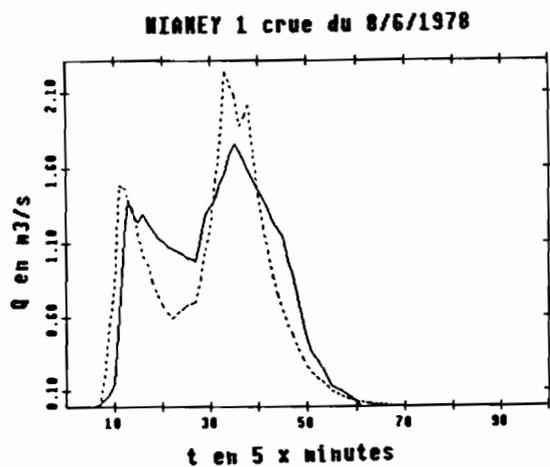
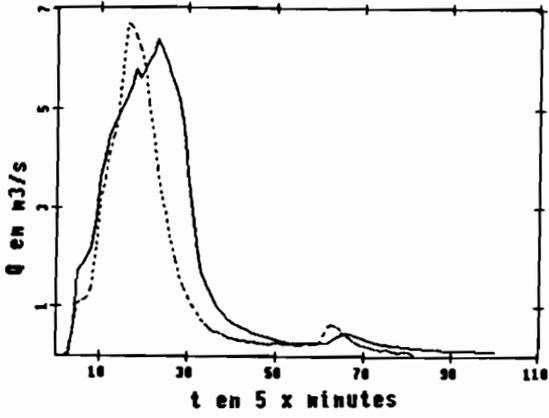


Fig-23 Suite

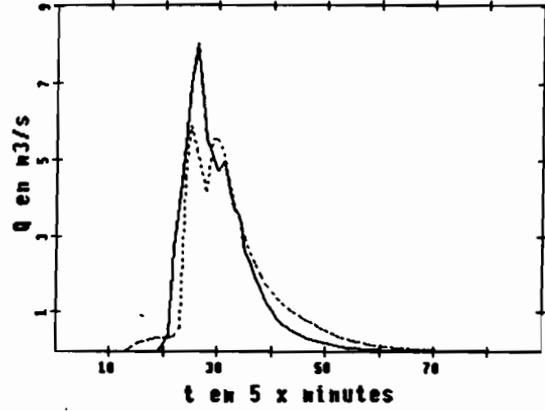
— Débit observé

---- Débit calculé

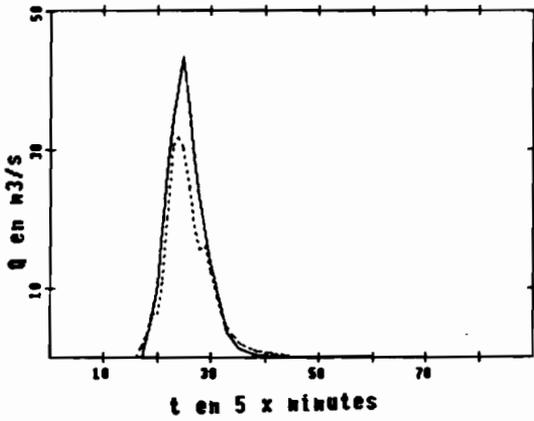
LONE 1 crue du 19/6/1979



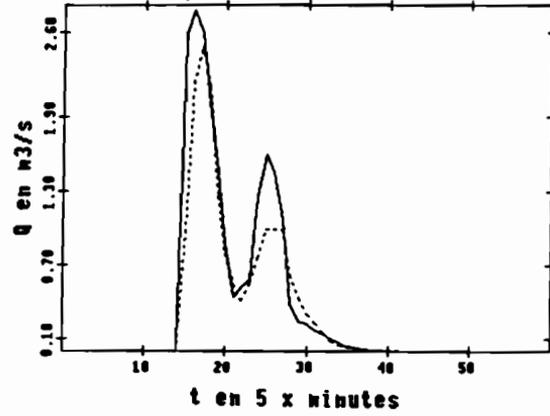
YOPOUCON 1 crue du 21/9/1984



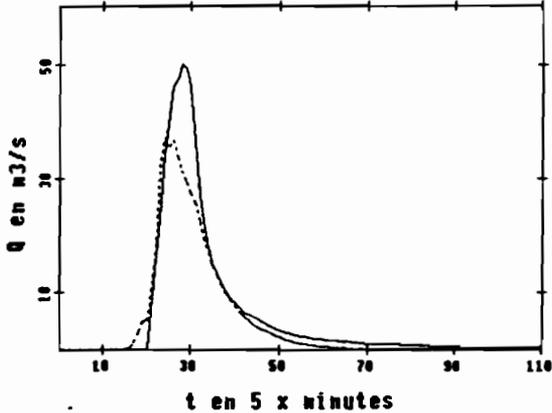
YOPOUCON 5 crue du 21/9/1984



YOPOUCON 6 crue du 17/9/1984



YOPOUCON 7 crue du 21/9/1984



VII. CONCLUSIONS (pp. 275-282)

Les travaux réalisés sur le ruissellement pluvial urbain dans le cadre de la Convention CIEH/ORSTOM, avec le concours du LHM de l'Université de Montpellier II ont conduit à des résultats particulièrement intéressants et que l'on peut résumer aux éléments principaux suivants :

- Les conditions climatiques, la nature des sols et les modes d'urbanisation rencontrés en Afrique de l'Ouest nécessitent une approche spécifique de la modélisation des processus hydrologiques sur les bassins versants urbains. Sans préjuger, pour l'instant, des modes d'assainissement souhaitables dans cette région du globe, on peut dire que les outils d'évaluation du ruissellement pluvial, élaborés dans les pays industrialisés sont très mal adaptés au contexte africain.

- La spécificité des apports pluviaux des bassins versants urbains africains tient dans le mode d'occupation du sol et dans la contribution non négligeable au ruissellement d'importantes étendues de sols non revêtues. Cette contribution a, en particulier, été testée in situ, sur des parcelles expérimentales et sous des pluies simulées. Elle a également été démontrée par l'analyse des données de 11 bassins versants expérimentaux localisés dans 4 villes africaines.

- L'analyse des données des bassins versants expérimentaux a permis la mise au point d'un modèle de ruissellement opérationnel qui pourra désormais être utilisé pour un calcul plus précis des ouvrages de maîtrise du ruissellement pluvial. Ce modèle est d'un emploi très simple et ses règles et limites d'utilisation sont les suivantes :

Règles d'utilisation :

Coefficients d'occupation des sols : le dépouillement, réalisé de préférence à partir de photographies aériennes, doit caractériser les proportions respectives de surfaces revêtues, surfaces couvertes de végétation, surfaces nues.

Paramètres de production : les paramètres que nous recommandons d'utiliser pour évaluer la contribution au ruissellement des surfaces nues sont exprimés par les relations suivantes :

Modèle I	$STO = 1,7 \cdot STO_{ex}$	$INF = 1,7 \cdot INF_{ex}$
Modèle II	$STO = 1,7 \cdot STO_{ex}$	$COEF = COEF_{ex} / 1,7$

où STO_{ex} , INF_{ex} et $COEF_{ex}$ sont des valeurs expérimentales déduites des mesures réalisées au simulateur de pluie, effectuées dans les conditions précisées au chapitre 4. En l'absence de mesures expérimentales, on

pourra choisir forfaitairement des valeurs de STO_{ex} , INF_{ex} , $COEF_{ex}$ respectivement égales à 5 mm, 5 mm/h et 0,83 : ces valeurs sont très voisines de celles que nous avons mesuré expérimentalement sur 3 des 4 sites étudiés. Pour le quatrième site, celui de Lomé, ces valeurs forfaitaires conduiraient à surestimer les volumes ruisselés, ce qui va dans le sens de la sécurité.

Paramètres de transfert : les paramètres que nous recommandons d'utiliser pour reconstituer les hydrogrammes de crue sont exprimés par les relations suivantes :

$$\text{Modèle I} \quad K = 0,68 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39}$$

$$\text{Modèle II} \quad K = 0,45 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,395}$$

où A représente la superficie du bassin, en hectares, IMP le coefficient d'imperméabilisation, en rapport, et p la pente du bassin en %.

Caractéristiques des averses : l'utilisateur reste libre de simuler un événement de projet de son choix. Il est également possible de simuler à partir de longues chroniques d'averses les chroniques de débit correspondantes, et d'en déduire la distribution statistique des débits de pointe de crue. Nous disposons à cet effet de plusieurs chroniques d'averses représentatives de la variété des régimes de précipitations rencontrés en Afrique de l'Ouest.

Limites d'utilisation des modèles :

L'analyse réalisée dans cette troisième partie fait apparaître un certain nombre de restrictions à l'utilisation de ces modèles. Il est bon tout d'abord de préciser les limites des caractéristiques des bassins qui interviennent dans les relations de prédétermination établies pour l'utilisation de ces modèles en mode projet :

$$\begin{array}{lll} 5 < STO_{ex} < 8 \text{ mm} & 3 < INF_{ex} < 13 \text{ mm/h} & 0,57 < COEF_{ex} < 0,90 \\ 8 < p < 15 \text{ m/km} & 0,10 < IMP < 0,55 & 22 < A < 1110 \text{ ha} \end{array}$$

Certains points méritent une attention toute particulière avant d'envisager l'utilisation des modèles en dehors de ces limites :

pour les modèles proposés, le ruissellement du bassin est borné inférieurement par la contribution des surfaces revêtues. Pour cette raison, le choix d'une valeur de perméabilité

maximale est impératif : au delà de cette valeur, et notamment si les surfaces revêtues ne sont pas reliées directement au réseau, on peut craindre que le ruissellement évalué par les modèles soit nettement surestimé par rapport au ruissellement réellement observé. C'est le cas en particulier des bassins dont les surfaces couvertes de végétation interceptent de l'eau en provenance des surfaces revêtues, type zones résidentielles, pour lesquelles l'application des modèles au niveau 2 serait sans doute plus satisfaisante.

- la gamme des superficies réellement représentative de l'échantillon des bassins étudiés est de l'ordre de 20 à 200 hectares. La valeur de 1110 hectares, superficie du bassin n°7 de Yopougon, est très supérieure, et les résultats obtenus sur ce bassin ne peuvent constituer une validation satisfaisante,
- les formules de prédétermination du paramètre de transfert sont établies pour des conditions moyennes de densité de drainage et de longueur des collecteurs, et nécessitent que soient calculés des indicateurs plus précis de la densité de drainage et du cheminement de l'écoulement sur le bassin,
- l'usage du modèle I, basé sur des pertes initiales et continues constantes pour la production, est exclusivement réservé aux bassins faiblement imperméabilisés, caractérisés par un coefficient d'imperméabilisation inférieur à 15 %. La formule de prédétermination de K n'est valable qu'à cette condition.
- l'application des modèles supposent que les zones étudiées soient convenablement drainées. On vérifiera que la rétention de l'écoulement soit faible au niveau des toitures d'une part, des cours de concessions d'autre part. On s'assurera également qu'il n'existe pas d'endorisements localisés sur les bassins étudiés.

Bien que dès maintenant opérationnels, les modèles mis au point n'en restent pas moins perfectibles. En particulier, d'autres campagnes expérimentales pourraient être entreprises tirant profit, en matière de métrologie, des expériences passées et visant à explorer d'autres types d'habitats, de sols ou de climats que ceux étudiés jusqu'ici.

Plus encore, dans l'hypothèse où un développement du contrôle du ruissellement par des techniques alternatives à l'évacuation directe (stockage, infiltrations) réalisées à faible échelle (concession, quartier) verrait le jour, il conviendrait de juger de l'adéquation des modèles à reproduire les ruissellements de ce mode d'aménagement.

Enfin, il conviendrait d'introduire au plus vite ces outils de simulation du ruissellement dans une chaîne informatisée de modélisation, comparable à celle d'ores et déjà utilisée dans les pays industrialisés. Le plus simple serait, semble-t-il, d'introduire les modèles mis au point dans un logiciel existant comme TERESA, MOUSE, etc. Ainsi, les projeteurs pourraient-ils disposer d'un outil moderne permettant d'étudier les conséquences de l'urbanisation sur le cycle hydrologique et de mettre en évidence certaines erreurs de développement urbain avant qu'elles ne se transforment en catastrophe ... naturelle !

REFERENCES**(1) CIEH, 1985**

Séminaire International sur l'assainissement urbain en Afrique de l'Ouest et du Centre ; Compte-Rendu
56 p.

(2) DESBORDES M., 1985

Compte-rendu de Mission à Niamey ; LHM juin 1985

(3) BOUVIER C., 1989

Contribution à l'étude du ruissellement en Afrique de l'Ouest. Application à la simulation des écoulements
sur petits bassins urbains. Thèse de Doctorat, Université de Montpellier II.

(4) CIEH, 1984-1985

Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain - 4 rapports : Aspect
Technique BCEOM, 1984, 338 p ; Rapport de Missions, 67 p ; Etude de l'Entretien des Ouvrages, 162 p. ;
Aspects institutionnels et financiers, 67 p., 1985, Beture-Setame.

(5) DESBORDES M., SERVAT E., 1986

Pour une approche spécifique de l'Hydrologie Urbaine en Afrique, in l'Eau, la Ville et le Développement,
pp. 145-150, ISTED.

(6) MARCHAL J.Y., LERICOLLAIS A., GREGOIRE E., PONCET Y., BERNUS E., SALEM G., 1989

Le Sahel, Géographie Universelle, Ed. Flammarion, Paris.

(7) TORNO MC, MARSALEK J., DESBORDES M., 1986

Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series, Series G. Ecological Sciences, 890 p., Ed Springer Verlag, Berlin.

(8) KNAEBEL G., CADILLON M., JOLE M., RIOUFOL R., 1986

Que faire des villes sans égouts ? 199 p., SEDES, Paris.

(9) LEMOINE L., MICHEL C., 1972

Essai d'adaptation à l'Afrique Tropicale des méthodes classiques de calcul du débit des ouvrages d'assainissement urbain, 35 p., CIEH.

(10) SIGHOMMOU D., 1986

Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique Tropicale. Cas de Yopougon (Côte d'Ivoire), Thèse de Doctorat, 254 p., Université des Sciences, Montpellier.

(11) LE BARBE L., 1982

Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou. Essai d'interprétation théorique. Recherche d'une méthode d'évaluation de la distribution des débits de pointe de crue à l'exutoire des bassins urbains, Cahiers ORSTOM, Série Hydrologie, Vol. 19, n° 3, pp. 135-204.

(12) HERBAUD J., 1966

Etude du ruissellement en zone urbaine à Brazzaville. Le bassin du Makélékélé, 37 p., CIEH.

(13) HERBAUD J., 1966

Etude du ruissellement en zone urbaine à Niamey. Les bassins versant du Gounti-Yena, CIEH.

(14) DESBORDES M., 1974

Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial. Thèse DI, 224 p., Université de Montpellier II.

(15) BOUVIER C., GATHELIER R., GIODA A., 1986

Campagne de simulation des pluies en milieu urbain. Niamey, 19 p., ORSTOM, Montpellier.

(16) BOUVIER C., DELFIEU J.M., JANEAU J.L., 1987

Campagne de simulation de pluies en milieu urbain, Ouagadougou, 16 p., ORSTOM, Montpellier.

(17) BOUVIER C., MAILLAC P., SEGUIS L., SMAOUI A., JANEAU J.L., 1987

Campagne de simulation de pluies en milieu urbain, Lomé, 20 p., ORSTOM, Montpellier.

(18) BOUVIER C., BERTHELOT M., JANEAU J.L., 1987

Campagne de simulation de pluies en milieu urbain, Yopougon, 16 p., ORSTOM, Montpellier.

(19) BOUVIER C., 1988

Recueil de données hydro-pluviométriques sur bassins urbains africains, 26 p., CIEH-ORSTOM, Montpellier.

(20) BOUVIER C., JANEAU J.L., 1988

Simulation de pluie en milieu urbain, 53 p., CIEH-ORSTOM, Montpellier.

(21) BOUVIER C., THEBE B., 1988

Urbanisation et occupation des sols dans les villes d'Afrique de l'Ouest, 47 p., CIEH-ORSTOM, Montpellier.

(22) BOUVIER C., 1988

Les bassins urbains de Niamey. Campagne 1987, 25 p., CIEH-ORSTOM.

RESUME

Dans le contexte de l'évolution rapide des villes africaines, les problèmes de drainage des eaux pluviales se posent de façon particulièrement aiguë. Les travaux présentés dans cette étude font d'abord le point sur ces problèmes, en termes d'aménagement d'une part, en termes de modèles de ruissellement d'autre part. Les techniques alternatives de drainage des eaux pluviales, basées sur la rétention de l'écoulement, semblent intéressantes, non seulement sur le plan du drainage, mais encore sur le plan de la gestion globale de la ressource en eau. Pour les modèles, leurs difficultés d'application dans le contexte urbain africain, sont dues en partie au rôle que jouent les surfaces non revêtues dans la production et le transfert de l'écoulement sur les bassins, et ont motivé une analyse approfondie du ruissellement sur un échantillon de 11 bassins expérimentaux, répartis sur quatre grandes villes africaines. La partie descriptive de cette étude porte d'abord sur les mesures du ruissellement réalisées d'une part sur les bassins, d'autre part sur des parcelles de 1 m², représentatives des sols non revêtus, soumises à des pluies simulées. La description du milieu porte ensuite sur les modes d'occupation des sols rencontrés dans les villes africaines, et leur influence potentielle sur les conditions de ruissellement. Plusieurs modèles ont été testés pour représenter l'écoulement mesuré à l'exutoire des bassins, et se basent sur différentes combinaisons de concepts de production et de transfert appliqués à différentes partitions spatiales des bassins. Deux modèles ont finalement été retenus, qui prennent en compte l'importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues non revêtues : les paramètres de production et de transfert de ces modèles sont reliés aux mesures expérimentales du ruissellement réalisées sur parcelles, aux caractéristiques de pente et d'occupation des sols des bassins.

Cette étude contribue à la connaissance hydrologique du milieu urbain africain, encore peu étudié. Elle fournit aux aménageurs un outil adapté aux spécificités des bassins africains (imperméabilisation, précipitations, densité de drainage), qui permet, par simulation des écoulements, de tester les performances des divers ouvrages de drainage existant ou projetés.

MOTS-CLES : Afrique de l'Ouest, hydrologie urbaine, techniques alternatives, simulation de pluie, occupation des sols, modèles pluie-débit, production, transfert.

ABSTRACT

While the african cities are growing up very quickly, stormwater drainage becomes one of the major problems that occure in the urban environment. This study first deals with these problems, according to drainage designing on one hand, and runoff modelling on the other hand. The design of the stormwater drainage might be turned in runoff retention, instead of quickly removal. The runoff models, that are mainly developed to be used in the industrialized countries, do not fit the case of the african watersheds : for these ones, runoff is found to be greatly influenced by the contibution of the natural grounds. So, a further investigation was led to accurate the runoff features on the african catchments, and was performed from 11 experimental watersheds, scattered among four big cities of Western Africa. First are described the experimental measurements of the rainstorms and the discharges that were observed on those watersheds. Then are described the runoffs collected by rain simulation from some one squared-meter plots, which are typical of the various kinds of the natural grounds encountered on the watersheds. Furthermore are described the urbanisation features of those catchments, and the effects they may have on runoffs and discharges.

Several models have been tested to compute the storm runoffs and discharges measured at the outlets of the catchments : these models are built with different combinations of production and discharge concepts, applied on different sub-units of the catchments. Two of them were finally chosen, and take into account the important runoff contribution of the natural grounds : the parameters are bound with the runoffs measured from the experimental plots, with the slope and the land-use proportions of the watersheds.

This study leads to a better knowledge about the urban catchments in Western Africa, and supplies an operating method for designing and planning of the stormdrainage systems in Western Africa.

KEYWORDS : Western Africa, Urban hydrology, Alternative technics, rain simulation, land-use coefficients, runoff models, production, discharge.

PLAN	Page
Résumé / Mots clés.....	3
Abstract / Keywords.....	5
Plan	7
Avant-propos	9
Introduction	11
Première partie : Généralités sur le drainage des eaux pluviales en Afrique de l'ouest	15
1. Aspects techniques des aménagements de drainage des eaux pluviales en Afrique de l'ouest.....	19
2. Généralités sur la nature et l'utilisation des modèles de ruissellement en milieu urbain.....	39
Deuxième partie : Description des bassins expérimentaux.....	77
3. Les données hydro-pluviométriques	83
4. Etude expérimentale des caractéristiques hydrodynamiques des surfaces naturelles.....	107
5. Urbanisation et occupation des sols.....	147
Troisième partie : Modélisation des écoulements	177
6. Définition des concepts.....	181
7. Analyse des concepts.....	199
8. Choix d'un protocole de validation	215
9. Détermination et interprétation des paramètres de production.....	227
10. Détermination et interprétation du paramètre de transfert.....	252
Conclusions.....	283
Bibliographie	287
Sommaire détaillé	297
Liste des tableaux.....	305
Liste des figures.....	308
Liste des photographies.....	311
Annexes.....	313

La réalisation de cette étude a fait l'objet d'une convention passée entre :

- le Comité Interafricain d'Etude Hydrauliques (CIEH)

- l'Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en
Coopération (ORSTOM)

- le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de l'Université de Montpellier
(LHM)

dans le cadre d'un contrat financé par le Fonds d'Aide et de Coopération de la
République Française, et référencé sous le n°223/C/DPL/86/160.

AVANT-PROPOS

C'est au terme de mon affectation à Niamey, en 1985, que je me suis engagé dans la voie de l'hydrologie urbaine. Cette orientation particulière, au sein d'un organisme plus traditionnellement porté sur les problèmes du monde rural, ne s'explique pas autrement que par un concours de circonstances : en collaboration avec le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de l'Université de Montpellier et le Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques, l'ORSTOM souhaitait entreprendre la synthèse des mesures de ruissellement recueillies en milieu urbain africain vers la fin des années 70. Cette tâche me fut confiée, et les travaux présentés dans cette étude, réalisée à Montpellier de 1986 à 1989, s'inscrivent dans le cadre de la convention passée entre les trois organismes.

J'avoue encore préférer les charmes bucoliques d'une paisible rivière à ceux (?) d'un collecteur de ruissellement urbain. C'est cependant un milieu particulièrement riche et varié qu'il m'a été donné de découvrir, tant sur le plan technique de l'hydrologie que sur le plan plus vaste des multiples disciplines impliquées dans la résolution des problèmes urbains. Loin de me décourager, cette étude renforce au contraire mon intérêt pour ces problèmes, et la preuve en est ma prochaine affectation à Mexico.

Je tiens ici à remercier les personnes qui m'ont suivi, encouragé et assisté dans la réalisation de ces travaux. Mes remerciements vont en premier lieu aux membres du jury :

Monsieur Claude Bocquillon, professeur à l'Université des Sciences de Montpellier et directeur du Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, qui a accepté la présidence de ce jury,

Monsieur Michel Desbordes, Maître de Conférences à l'Université des Sciences de Montpellier, et Monsieur Frédéric Moniod, Directeur de Recherches à l'ORSTOM, qui m'ont guidé et conseillé tout au long de ses travaux et m'ont fait l'honneur d'en être les rapporteurs,

Monsieur Bernard Chocat, Maître de Conférences à l'INSA de Lyon, et Monsieur Bernard Pouyaud, Directeur de Recherches à l'ORSTOM, qui ont accepté de juger ce travail.

Je leur suis sincèrement reconnaissant de m'avoir fait profité de leur expérience et de leurs précieux conseils, qui m'ont fait regretter de ne pas leur avoir présenté ces travaux de façon plus continue. C'est là l'un des enseignements, et non des moindres, de cette thèse.

Je tiens également à remercier ceux sans qui ce travail n'aurait pu aboutir :

Tout d'abord, l'ensemble des chercheurs et des techniciens qui ont réalisés, dans des conditions particulièrement difficiles, les mesures de ruissellement sur les bassins expérimentaux étudiés : A. Afouda,

G. Alé, Y. Borel, A. Casenave, P. Chevallier, G. Dubée, J. Etienne, R. Gathelier, A. Gioda, N. Guiguen, P. Haran, M. Hoepffner, J. Hoorelbeck, J.M. Lapetite, L. Le Barbé, A. Mahieux, B. Millet, Y. Moyon, Y. Pepin, F. Sakly, D. Sighomnou, J.P. Thiébaux, L. Vodji, K.A.Womé. Parmi eux, je souhaite plus particulièrement rendre hommage à Luc Le Barbé, qui a jeté les bases théoriques sur lesquelles je me suis appuyé pour la modélisation du ruissellement.

L'ensemble des hydrologues, qui ont assuré la réalisation des mesures de ruissellement sur parcelles à l'aide du simulateur de pluie : M. Berthelot, J.M. Delfieu, R. Gathelier, A. Gioda, P. Maillac, L. Seguis, A. Smaoui. Jean Louis Janeau a apporté son point de vue de pédologue à ces mesures.

Ces campagnes de mesures ont pu se dérouler dans les meilleures conditions grâce à la bienveillance des responsables hydrologues locaux : Bernard Billon à Niamey, Jean-Marie Lamachère à Ouagadougou, Alain Casenave à Lomé et Pierre Chevallier à Adiopodoumé. Je les en remercie également.

Bernard Thébé est le principal artisan du dépouillement des coefficients d'occupation des sols par sondage statistique. Ses conseils ont été précieux pour affiner cette méthodologie.

Gilbert Jaccon, responsable du Laboratoire d'Hydrologie de Montpellier, a bien voulu m'accueillir et mettre à ma disposition les puissants moyens du laboratoire. A lui comme à ses prédécesseurs, MM. Moniod et Pouyau, qui sont maintenant mes responsables scientifiques au titre de l'unité de recherche et du département, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance : je leur sais gré du temps qu'ils m'ont laissé pour me familiariser avec le milieu urbain et avec les problèmes de l'hydrologie, dans un environnement humain et technique particulièrement riche. J'adresse mes remerciements à toute l'équipe du Laboratoire d'Hydrologie, et plus particulièrement à J.F. Boyer, J. Caner, J.P. Debuiche, C. Dieulin, Y. L'Hote, J.C. Marcourel, P. Raous, J. Razanamiadana, N. Rouché, M.Travaglio.

Les conseils et les questions de Pierre Ribstein, animé de préoccupations voisines des miennes, ont été autant d'éléments déterminants dans la progression de ce travail. Je dois également beaucoup à Thierry Lebel et François Delclaux, pour le dynamisme dont ils font preuve dans le développement des outils informatiques. L'encouragement amical de Jean-Marie Fritsch m'a été des plus bénéfiques. Tout aussi appréciables furent les échanges développés au contact de J. Albergel, P. Chevallier, M. Hoepffner et E. Servat.

Enfin, le soutien affectif que m'ont apporté Natalie, Victor et l'ensemble de mes proches constitue sans nul doute la contribution essentielle à la réalisation de cette thèse : le temps que je lui ai consacré m'a parfois éloigné d'eux, et je ne peux faire moins que leur dédier cet ouvrage.

INTRODUCTION GENERALE

Les travaux présentés dans le cadre de cette thèse sont consacrés aux problèmes du drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest, et sont plus particulièrement orientés vers la connaissance des mécanismes hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages.

Cette connaissance ne peut être exhaustive : il serait probablement irréaliste de s'attacher à décrire de façon absolue dans le temps et dans l'espace les mécanismes du ruissellement pluvial. La connaissance visée ne représente généralement qu'une approche schématique, convenant à la résolution de problèmes particuliers au moyen de modèles appropriés.

Les ouvrages de drainage pluvial constituent l'un de ces problèmes, et leur dimensionnement s'appuie sur la modélisation de la transformation de la pluie en débit. Ces ouvrages se fondent sur des conceptions d'aménagement diverses, dont les principales actuellement en vigueur sont basées respectivement sur l'évacuation rapide et sur la rétention partielle de l'écoulement. Chacune de ces conceptions met en jeu des caractéristiques d'écoulement distinctes, et conduit à des modèles de ruissellement également distincts.

Ces conceptions sont elles-mêmes déterminées par le contexte plus général de l'ensemble des problèmes du développement urbain. Le drainage des eaux pluviales y figure au même titre que le traitement des eaux usées, l'alimentation en eau potable, la santé et le confort des habitants, le transport et la circulation, les problèmes d'équipements divers tels que électricité, téléphone etc... Ces problèmes ne peuvent être considérés dans leur ensemble de façon indépendante. Certains sont directement reliés par leurs aspects techniques (réseaux d'assainissement des eaux usées et de drainage des eaux pluviales par exemple). D'autres sont liés par des impératifs d'ordre socio-économique, fixant les priorités respectives de chacun de ces problèmes : doit-on développer en priorité les réseaux de drainage des eaux pluviales, ou les raccordements privés au réseau de distribution d'eau, ou encore les branchements téléphoniques ou électriques ?

La réponse à ce genre de question est évidemment très complexe et suppose que l'on puisse établir des fonctions d'objectifs précises, destinées à quantifier les besoins des usagers et les contraintes représentées par ces équipements, pour établir une planification globale du développement urbain.

Sans approfondir ce qui dépasse largement le cadre de cette thèse, nous voulons cependant souligner qu'une réflexion portant sur l'adéquation des modèles hydrologiques de ruissellement pluvial ne peut être dissociée d'une réflexion plus générale sur la fonction et la perception du drainage des eaux pluviales en milieu urbain.

Cette démarche est actuellement suivie dans les pays industrialisés, comptant maintenant une communauté scientifique importante en hydrologie urbaine, et une production non moins importante d'études et de travaux sur le sujet. Elle correspond à une préoccupation croissante relative à la protection de l'environnement, et confère désormais au drainage des eaux pluviales un aspect structurant du développement de l'urbanisation.

Dans les pays en voie de développement, et plus particulièrement en Afrique de l'Ouest, le drainage des eaux pluviales ne constitue pas une priorité affirmée. Pour cette raison parmi d'autres, il n'existe que très peu d'études synthétiques portant sur ce thème, et les ouvrages techniques réalisés résultent de la transposition directe d'un savoir faire éprouvé dans les pays industrialisés, donnant la plupart du temps des résultats décevants.

Or, si l'on considère la dynamique actuelle de l'extension des villes africaines, on peut s'interroger sur les conséquences d'une telle lacune, non seulement en matière de protection contre les inondations, mais aussi sur l'ensemble des problèmes liés à l'eau dans la ville de manière plus générale. Il semble donc opportun d'analyser plus profondément les causes d'échec et les perspectives encore ouvertes aux systèmes actuels de drainage des eaux pluviales, en tenant compte des spécificités du milieu urbain africain .

Les travaux présentés dans cette étude ont cette ambition. Ils s'articulent autour de trois parties distinctes :

après avoir précisé les caractéristiques démographiques des villes africaines, la première partie traite des aspects techniques des aménagements et des modèles, et de leur adéquation au milieu urbain africain. Nous examinerons les possibilités d'évolution de ces aménagements dans les perspectives du développement de l'urbanisation des villes africaines. Puis, nous préciserons les directions vers lesquelles doivent être développés les modèles de ruissellement pour être utilisés de façon opérationnelle pour le dimensionnement des ouvrages ;

la deuxième partie rassemble l'ensemble des données acquises en milieu urbain à l'occasion de cette étude. Nous décrivons d'abord les données hydro-pluviométriques, et souligneront la difficulté des mesures expérimentales en milieu urbain. Nous présenterons ensuite les études réalisées pour caractériser le ruissellement des surfaces naturelles, dont la contribution au ruissellement est potentiellement beaucoup plus importante dans les villes d'Afrique de l'Ouest que dans les villes des pays industrialisés. Nous décrivons enfin les types d'urbanisation et d'occupation des sols rencontrés sur les bassins étudiés ;

la troisième partie porte sur la mise au point des modèles que nous avons choisis pour représenter les écoulements en milieu urbain africain. Nous chercherons d'abord à savoir

des différents modèles choisis, et essaierons, pour les meilleurs d'entre eux, de préciser leur mode d'utilisation pour des bassins non jaugés.

PREMIERE PARTIE :
GENERALITES SUR LE DRAINAGE DES EAUX
PLUVIALES EN AFRIQUE DE L'OUEST

ANNEXE

**CONTRIBUTION A L'ETUDE
DU RUISSELLEMENT URBAIN EN AFRIQUE DE L'OUEST
APPLICATION A LA SIMULATION DES ECOULEMENTS
SUR PETITS BASSINS URBAINS**

(THESE DE DOCTORAT)

Par Christophe BOUVIER

INTRODUCTION : Le contexte démographique des villes africaines

Le milieu urbain représente par définition une concentration d'activités et de populations, dont l'importance conditionne la complexité des divers équipements à mettre en oeuvre. En matière de drainage des eaux pluviales, tout comme dans de nombreux domaines, les problèmes et les pratiques sont souvent déterminés par la dimension de l'agglomération, et diffèrent considérablement d'une ville comprenant quelques milliers d'habitants à une mégalopole en comptant plusieurs millions.

C'est pourquoi nous avons voulu, avant d'évoquer les problèmes propres au drainage des eaux pluviales, présenter les caractéristiques générales de la démographie des villes d'Afrique de l'Ouest.

Bien que relativement récent en Afrique de l'Ouest, le phénomène d'urbanisation connaît actuellement un développement très rapide, alimenté par une grave crise économique et par la persistance de la sécheresse. Les rapports de croissance démographique de la population urbaine des différentes régions du monde entre 1970 et 2000, établis par l'UNESCO et cités par Desbordes et Servat (1986), sont indiqués dans le tableau 1-1 :

Tableau 1-1 : Rapports de croissance démographique de la population urbaine dans le monde, entre 1970 et 2000.

Europe	1,5	Asie de l'est	2,7
Amérique du Nord	1,7	Amérique latine	3,1
URSS	1,8	Asie du sud	3,3
Océanie	1,9	Afrique	4,2

D'après ces chiffres, la population des villes africaines devraient quadrupler entre 1970 et 2000, ce qui correspond à un taux d'accroissement annuel de 5% .

D'autres sources concernant les villes sahéliennes (Marchal et al., 1989) confirment ces chiffres, et indiquent que les taux moyens annuels de croissance sont deux fois plus importants en milieu urbain qu'en milieu rural. Malgré cette différence, les pourcentages d'urbanisation prévus restent relativement faibles jusqu'en 2000, comme le montre le tableau 1-2 :

Tableau 1-2 : Pourcentages d'urbanisation des pays sahéliens.

Pourcentages d'urbanisation	1980	1985	2000
Burkina-Faso	7,4	10,1	12,9
Mali	18,6	24,3	30,0
Mauritanie	24,6	34,0	43,0
Niger	11,9	17,2	23,3
Sénégal	30,8	33,5	40,0

Cependant, même si la population urbaine reste globalement minoritaire, il faut tenir compte de ce que les taux d'accroissement les plus importants sont observés pour les plus grandes villes. Ainsi, l'Afrique subsaharienne comptera 60 villes de plus de 500.000 habitants en l'an 2000, selon les sources de l'ONU citées par la Banque Mondiale.

La rapidité de l'augmentation des populations et des superficies occupées justifie la mise en place de schémas d'urbanisme particulièrement cohérents et évolutifs. En outre, le développement incontrôlé de l'urbanisation, phénomène qui se manifeste peu dans les pays industrialisés, nécessite que soient prises en compte dans l'établissement de ces schémas les spécificités du milieu. L'objet de cette première partie consiste à dégager quelques recommandations allant dans ce sens, concernant les aménagements et les modèles correspondants.

CHAPITRE 1

ASPECTS TECHNIQUES DES AMENAGEMENTS DE DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES EN AFRIQUE DE L'OUEST

INTRODUCTION :

Nous traiterons dans ce chapitre la question des aménagements utilisés actuellement en Afrique de l'Ouest pour le drainage des eaux pluviales. Après les avoir décrits rapidement, nous verrons quels sont les principaux problèmes qu'ils rencontrent, et quelles sont les perspectives qui leur sont ouvertes.

1.1 GENERALITES SUR LES AMENAGEMENTS ACTUELS

1.1.1 La conception actuelle des ouvrages de drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest

Dans la totalité des villes d'Afrique de l'Ouest, l'hygiène et l'élimination des nuisances liées à l'eau sont à l'origine du concept actuel des ouvrages de drainage, basé sur l'évacuation rapide des écoulements.

Cette conception correspond à celle qui prévalait jusque dans les années 70-80 dans les pays industrialisés, et a la plupart du temps été transposée directement dans les pays africains, historiquement liés politiquement, économiquement et techniquement à l'Europe en particulier.

Elle conduit à construire des ouvrages organisés sous formes de réseaux convergeant vers l'exutoire. Les ramifications des réseaux sont, en termes d'aménagement, hiérarchisées à 3 niveaux :

tertiaire, pour les ouvrages assurant le drainage des bâtiments ou des pâtés de maison,



YOPOUGON-Bassin n°6

NIAMEY - Bassin n°5

LOME - Bassin n°1



- secondaire, à l'échelle d'un quartier,
- primaire, pour les principaux collecteurs qui recueillent les écoulements à l'échelle d'un bassin de plusieurs dizaines, voire centaines, d'hectares.

Les types d'ouvrages réalisés dépendent principalement de leur modernité et des ressources financières des villes concernées. Leurs caractéristiques présentent les variantes suivantes :

- canaux, conduites ou thalwegs naturels,
- ouvrages à ciel ouvert (photos 1 et 3), recouverts de dalettes ou enterrés (photo 2),
- parois cimentées, empierrées ou naturelles,
- capture des écoulements par grilles de fonte, bouches verticales ou capture naturelle.

La plupart des ouvrages datent de la colonisation et sont constitués par des collecteurs à ciel ouvert. Les équipements les plus modernes sont davantage orientés vers le drainage souterrain. L'orientation des collecteurs est généralement calquée sur celle des voiries. Pour la quasi-totalité des villes, les réseaux ont été construits à l'origine pour l'évacuation des eaux pluviales, et reçoivent également les rejets d'eaux usées (réseaux unitaires).

Le lecteur intéressé par les caractéristiques des aménagements en Afrique de l'Ouest en trouvera une description plus détaillée dans les rapports réalisés par le BCEOM (1984) et le BETURE-SETAM (1985).

1.1.2 Contraintes de fonctionnement des ouvrages en Afrique de l'Ouest

Si le choix du concept hygiéniste est a priori raisonnable dans une région où persistent de nombreuses maladies liées à la présence de l'eau, le fonctionnement des réseaux est soumis à des contraintes qui sont à l'origine des problèmes rencontrés actuellement.

1.1.2.1 Contraintes liées aux régimes climatiques

Les averses tropicales présentent des intensités beaucoup plus élevées que celles des pays à climat tempéré. Le tableau 1-3 compare les intensités maximales de pluie obtenues sur des durées de 5, 15 et 30 minutes, pour des périodes de retour de 2 ans.

Tableau 1-3 : Comparaison des intensités de pluies maximales en zones tropicales et tempérées.

	I ₅ mm/h	I ₁₅ mm/h	I ₃₀ mm/h
Niamey	160	110	79
Ouagadougou	184	128	92
Abidjan	171	142	104
Montpellier	126	69	48
Paris	82	41	27

Pour évacuer les écoulements correspondants à ces averses, les dimensions des ouvrages de drainage devraient donc être en Afrique de l'Ouest plus importantes que dans les pays tempérés, toutes choses égales par ailleurs.

A titre indicatif, nous avons calculé, à l'aide de la formule de Caquot (1), les valeurs décennales des débits de pointe à évacuer pour deux bassins identiques, l'un situé à Paris et l'autre à Abidjan, de superficies et de pentes respectivement égales à 100 hectares et 1%. Nous avons successivement fixé les coefficients d'imperméabilité des sols à 30% et 60% .

Les valeurs des débits décennaux obtenus sont indiquées en m³/s dans le tableau 1-4 :

Tableau 1-4 : Comparaison des débits décennaux à Paris et Abidjan

	Paris	Abidjan
C = 30%	3,22	8,28
C = 60%	7,40	18,9

$$(1) \quad Q_{10}(\text{Paris}) = 1.43 \cdot p^{0,29} \cdot A^{0,78} \cdot C^{1,20} \quad (\text{Desbordes,1974})$$

$$Q_{10}(\text{Abidjan}) = 2.97 \cdot p^{0,268} \cdot A^{0,802} \cdot C^{1,19} \quad (\text{Sighomnou,1986})$$

avec p pente du bassin en m/m, A superficie en ha, C coefficient d'imperméabilisation en rapport, Q₁₀ débit de pointe décennal en m³/s

Ces valeurs sont deux fois et demie plus élevées à Abidjan qu'à Paris pour l'un ou l'autre des coefficients d'imperméabilité choisis.

1.1.2.2 Contraintes liées à la croissance de l'urbanisation

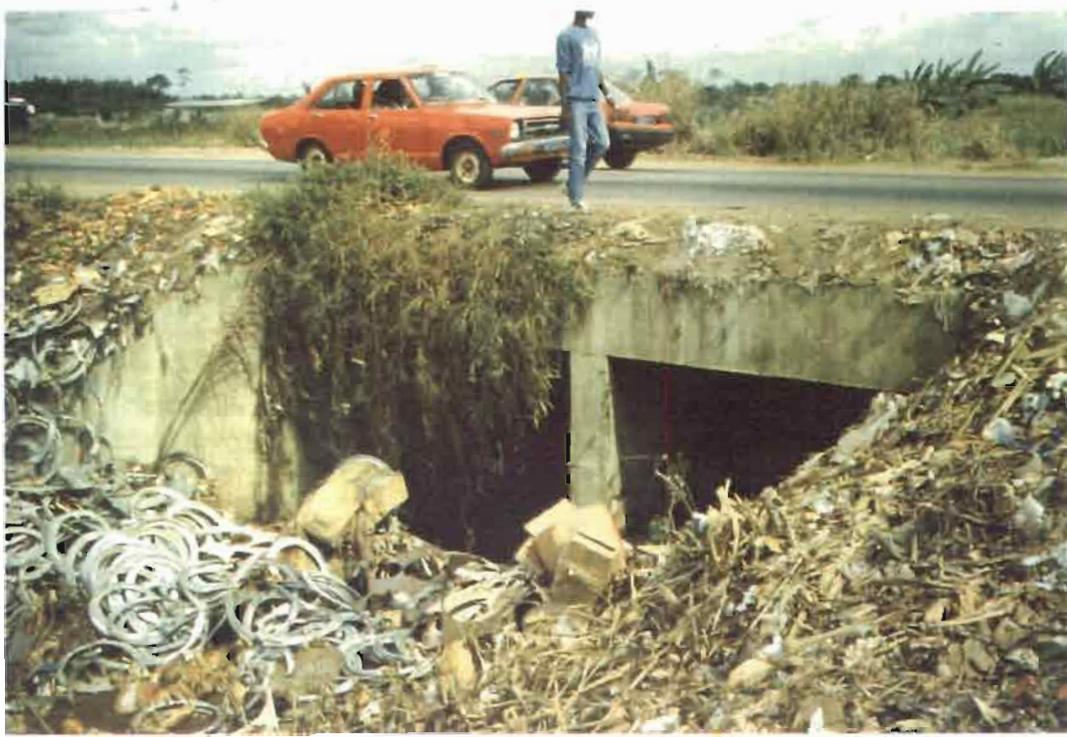
Le milieu urbain étant caractérisé par une évolution profonde et rapide, il convient de réfléchir sur les possibilités d'adaptation des ouvrages aux situations nouvelles. Dans ce contexte, il faut noter que la conception linéaire du drainage conduit à des aménagements totalement figés, qui exigent pratiquement d'être agrandis, voire remplacés, pour une capacité d'évacuation supérieure. Il est donc très important de tenir compte de l'évolution du paysage urbain pendant la durée de fonctionnement prévue de l'ouvrage. Il est certes difficile de prévoir exactement les formes que prendra le développement de l'urbanisation en Afrique de l'Ouest, mais on peut distinguer 2 tendances principales :

- les zones périphériques présentent un tissu urbain encore très lâche et une occupation des sols inférieure à 30%, et connaîtront dans les prochaines années une imperméabilisation croissant à un rythme au moins comparable à celui de la démographie

- les zones centrales des agglomérations sont le plus souvent des zones d'urbanisation denses, à développement modéré. Ces zones sont cependant souvent situées pour des raisons historiques près de l'exutoire, et doivent supporter l'accroissement de ruissellement provenant de la périphérie.

Ainsi, si l'on considère un ouvrage réalisé pour fonctionner pendant 10 ans (ce qui est particulièrement court pour ce type d'ouvrage) sur un bassin urbanisé à 30%, il est préférable de le calibrer pour une configuration urbaine présentant une urbanisation de l'ordre de 45% (5% d'accroissement moyen annuel) en zone tropicale, et de 33% (1,2% d'accroissement moyen annuel) en zone tempérée.

Ces chiffres, malgré leur caractère approximatif, illustrent le fait que pour fonctionner correctement pendant la même durée qu'en zone tempérée, la taille des ouvrages doit être initialement plus importante en zone tropicale. C'est donc là, en plus de l'influence des précipitations, une cause supplémentaire exigeant le surdimensionnement des ouvrages classiques.



↑
4

YOPOUGON - Hors bassin

NIAMEY - Hors bassin

5 →

YOPOUGON - Bassin n°4
6

↓



1.1.2.3 Contraintes liées au transport solide

Le fonctionnement hydraulique des ouvrages est très souvent perturbé par un comblement progressif dû aux dépôts solides de toutes sortes. Dans une certaine mesure, ces dépôts sont constitués par le rejet d'ordures ménagères ou d'objets encombrants (pneus, matelas, carcasses métalliques...) dans les collecteurs à ciel ouvert (photos 4 et 5). Ces pratiques demandent à ce que soient développées non seulement des techniques d'entretien appropriées, mais aussi des actions portant sur la sensibilisation des usagers au fonctionnement des réseaux. Du point de vue de l'aménagement, les réseaux enterrés constituent également un bon moyen de limiter le rejet des objets encombrants.

Ceci étant dit, la pente, souvent faible, et l'abondance des surfaces naturelles sur les bassins urbains africains, favorisent l'atterrissement et la sédimentation des particules fines dans les ouvrages (photo 6). Le BETURE-SETAME (1985) cite des valeurs de vitesse minimales de 0,60 m/s au dessous desquelles il y a risque de dépôt et de sédimentation. Cette contrainte fixe une limite supérieure aux dimensions des collecteurs. Pour les raisons que nous avons évoquées précédemment, cette limite est en fait fréquemment non dépassée, et il n'est pas rare d'observer une sédimentation importante dans les plus gros collecteurs. La construction de gros ouvrages, nécessaires à l'évacuation des débits particulièrement importants en zone tropicale, peut donc avoir des effets contraires à ceux attendus, et pose de cette façon un problème technique que l'on peut difficilement résoudre avec les aménagements classiques autrement que par une intensification de l'entretien des réseaux.

1.1.3 Le coût du drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest

Les différents points évoqués précédemment insistent sur quelques contraintes de fonctionnement des ouvrages classiques dans l'environnement physico-climatique des villes africaines. A caractéristiques de bassins et à période de retour égales, ces ouvrages présentent dans les villes africaines des dimensions plus importantes, une durée de fonctionnalité plus courte et des contraintes d'entretien plus lourdes que dans les villes des pays industrialisés.

Sans en dresser une liste exhaustive, ces aspects illustrent assez bien les problèmes de fonctionnement des ouvrages dus à une transposition directe de techniques éprouvées dans les pays industrialisés. Si le concept hygiéniste du drainage des eaux pluviales trouve pleinement sa justification en Afrique de l'Ouest, où l'eau est un milieu particulièrement propice aux développements de foyers infectieux, il ne faut pas perdre de vue que ce concept conduit à des aménagements dont les coûts d'investissement et de maintenance sont particulièrement lourds à supporter, ce qui conduit le plus souvent à les ignorer.

A titre d'exemple, la ville de Niamey (Niger) a entrepris la construction d'un réseau enterré de 1985 à 1987. L'équipement d'un bassin d'une superficie de 50 hectares dans le centre ville a coûté environ 7000 kFF, soit 140 kFF par hectare. La construction d'un dallot de 1,20m x 1,20m coûte 2 kFF par mètre linéaire, sans compter les ouvrages annexes nécessaires (chiffres communiqués par le Ministère de l'Urbanisme du Niger). Ceci étant dit, ces travaux ont été financés sur des fonds de coopération, dont le volume représente un cas relativement isolé dans l'ensemble des villes africaines, à l'exception d'Abidjan, et, à un degré moindre, de Dakar.

Dans le cas général, les dépenses à engager pour le drainage des eaux pluviales sont incompatibles avec la part de budget disponible et les priorités fixées pour les autres aménagements urbains. Actuellement, la plupart des grandes villes africaines ont dépassé leur taille critique, du point de vue du drainage classique, et se trouvent dans une impasse :

- . soit accepter globalement un niveau de protection inférieur, en calibrant les ouvrages à partir de fréquences plus faibles que celles utilisées actuellement pour ramener leurs dimensions à une taille abordable,
- . soit procéder de façon différentielle à des aménagements destinés à protéger plus ou moins certaines zones, en fonction de leur intérêt économique ou social.

Les problèmes posés par ces stratégies ne peuvent être négligés. La fréquence des dégâts occasionnés par le ruissellement pluvial urbain est à la mesure du rythme de la croissance urbaine en Afrique. Ce n'est sans doute pas un hasard qu'une ville comme Djibouti ait été sinistrée à 70 % (voir figure 1-1) après un événement pluvieux dont la fréquence n'est peut-être pas aussi rare qu'on pourrait le croire. On peut s'attendre dans les prochaines années à la répétition de catastrophes de ce genre, et, pour résoudre le problème, peut-on encore penser qu'il suffit de remonter son pantalon et d'attendre que tout sèche au soleil ? Les villes africaines, qui ont cessé d'être des gros villages, ne s'accrochent plus guère de cette philosophie.

Quelles sont, dès lors, les voies à explorer pour sortir de l'impasse ? C'est la question à laquelle le paragraphe suivant essaie de répondre.

DJIBOUTI : 8 morts et 150 000 sans-abri

Des pluies diluviennes ont dévasté la capitale

La ville de Djibouti est sinistrée à 70 % après les pluies diluviennes qui se sont abattues, depuis jeudi 6 avril, sur tout le pays. Le bilan provisoire s'établit à huit morts et au moins cent cinquante mille sans-abri. Un plan d'urgence a été décrété et une cellule de crise, placée sous l'autorité du ministre de l'intérieur, a été mise en place.

Le niveau des eaux a atteint jusqu'à 1,70 mètre dans les quartiers les plus bas de la ville; des casernes et l'hôpital militaire français ont été inondés. Entre le 5 et le 8 avril, il est tombé à Djibouti 185 millimètres de pluie, alors que la moyenne annuelle des précipitations est de 130 à 150 millimètres.

L'armée et la police djiboutiennes, aidées par les forces françaises stationnées à Djibouti, continuent leurs opérations d'assistance aux populations sinistrées, rassemblant les sans-abri dans vingt-trois

centres, sous des tentes, dans les mosquées, les casernes et les écoles de la capitale. La ville a été découpée, pour les besoins de la cause, en trois zones d'intervention.

L'armée et la police djiboutiennes ont installé des cuisines roulantes et des moto-pompes dans les quartiers les plus touchés qui disparaissent sous les eaux. La plupart des véhicules militaires ont été mis à la disposition de la cellule de crise.

Aide française

Réuni en séance extraordinaire sous la présidence du chef de l'Etat, M. Hassan Gouled Aptidon, le gouvernement a lancé un « appel à l'aide de la communauté internationale et des pays amis ». C'est ainsi que le gouvernement français, « afin de manifester sa solidarité agi-

sante », a envoyé samedi par avion « d'importants moyens » de secours et de lutte contre les inondations. Ces moyens comprennent notamment vingt moto-pompes avec le matériel d'accompagnement, des rations alimentaires et un détachement et vingt et un marins et sapeurs-pompiers, ainsi que des tentes et des couvertures.

Cette aide s'ajoute à celle des forces françaises stationnées sur place. Celles-ci, dans les premières soixante-douze heures de la catastrophe, ont pu sauver de la mort grâce à des hélicoptères plus de soixante-dix personnes.

Des pluies torrentielles sont aussi tombées sur plusieurs régions de l'ouest du Yémen du Sud, notamment sur le gouvernorat et de Shabwa. Ces inondations auraient déjà fait plus de dix-huit morts et près de cinquante mille sinistrés.

Fig-1-1

1.2 PERSPECTIVES DES AMENAGEMENTS DU DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES DANS LES VILLES D'AFRIQUE DE L'OUEST

Le paragraphe précédent souligne les limites actuelles des ouvrages de drainage basés sur le concept hygiéniste de l'évacuation rapide. L'accroissement démographique prévu dans les villes africaines revêt dans ce contexte une importance accrue, et il convient d'en étudier sans tarder les conséquences. Dans ces perspectives, les solutions à proposer doivent porter sur plusieurs niveaux de prise en compte des problèmes urbains :

- tout d'abord, et à brève échéance, il importe de répondre à des demandes exprimées de façon de plus en plus fréquente en matière d'aménagements ponctuels, adaptés aux conditions socio-économiques locales ;

- parallèlement, et sans doute à plus longue échéance, il convient d'analyser les interactions du drainage des eaux pluviales avec l'ensemble des problèmes urbains. Du point de vue de la gestion de la ressource en eau d'abord, l'alimentation en eau potable ou domestique, l'alimentation-exploitation-pollution de la nappe, la pollution du milieu récepteur et le traitement des eaux usées sont autant de domaines à prendre en compte pour définir les systèmes de drainage. Sur un plan plus général ensuite, la nature et la localisation de l'urbanisation comporte également des implications réciproques sur les possibilités de drainage des eaux pluviales.

C'est à ces différents niveaux que nous nous placerons pour évoquer ce que l'on peut attendre d'une approche différente du drainage des eaux pluviales.

1.2.1 Intérêt des techniques dites "alternatives"

Les villes des pays industrialisés se sont progressivement tournées, depuis les années 70, vers le concept de rétention de l'écoulement pluvial. Cette évolution a été dictée par le mode de développement de ces villes, et l'impossibilité des systèmes classiques de maintenir un niveau de protection équivalent, pour des raisons aussi bien économiques que techniques. L'intérêt des ouvrages basés sur la rétention ou le retardement de l'écoulement réside d'une part dans le fait qu'ils atténuent les débits à évacuer et d'autre part qu'ils peuvent être insérés ponctuellement dans les réseaux classiques déjà existants. Ils conduisent ainsi à une diminution

de la charge des réseaux et améliorent leur flexibilité. Ces qualités leur confèrent donc un intérêt certain pour résoudre les problèmes des villes africaines.

Les techniques dites "alternatives" correspondant à cette conception du drainage ont fait l'objet de nombreux rapports et publications : on en trouvera un échantillon représentatif dans les compte-rendus des principales conférences consacrées à l'hydrologie urbaine (IAHR, 1984), (IAHR,1987), (UNESCO,1988). Nous en résumons l'essentiel dans ce qui suit.

Les aménagements sont principalement basés sur le stockage et l'infiltration d'une partie de l'écoulement :

- . tout à fait en amont, la réalisation de toitures terrasses, éventuellement engravillonnées, élimine ou retarde une partie de l'écoulement en provenance des bâtiments;
- . le ruissellement des voiries (trottoirs, routes, parkings, etc..) peut être diminué par l'utilisation de matériaux poreux, ou de pavés étudiés à cet effet;
- . dans le réseau, la présence de retenues artificielles atténue la violence des débits de pointe de crue; ces retenues peuvent être utilisées en dehors des épisodes pluvieux, à des fins ludiques (terrains de tennis, de football, espaces de loisirs);
- . sur le bassin, la présence de tranchées d'infiltration permet de limiter ponctuellement le ruissellement, si les caractéristiques du sol s'y prêtent;

D'autres techniques consistent à ralentir simplement la vitesse de l'écoulement, en disposant les collecteurs en biais par rapport aux lignes de plus grande pente.

Enfin, les techniques les plus élaborées traitent en temps réel le drainage des eaux pluviales, en disposant d'un réseau de capteurs de précipitations télétransmis, et de la possibilité d'intervenir sur le remplissage et la vidange d'un système de bassins de rétention. Cette dernière technique permet d'exploiter au maximum la flexibilité des systèmes.

En Afrique de l'Ouest, il n'existe malheureusement que très peu de réalisations portant sur l'expérimentation de ces divers systèmes. Le séminaire organisé en 1985 par le CIEH autour des problèmes de conception des projets d'assainissement et de dimensionnement des ouvrages reste à ce jour le document le plus complet résumant les diverses propositions d'aménagements alternatifs en Afrique.

Heberling (1985) y souligne l'influence de la disposition des collecteurs par rapport aux lignes de plus grande pente sur l'importance des débits à évacuer. Il propose d'en tenir compte pour dessiner l'extension future des agglomérations, et donne un exemple de schéma directeur pour la ville de Tahoua, ville

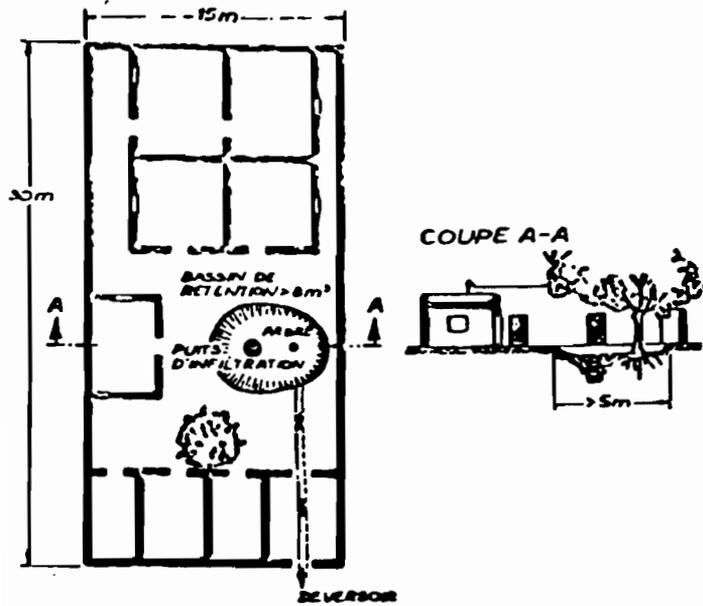
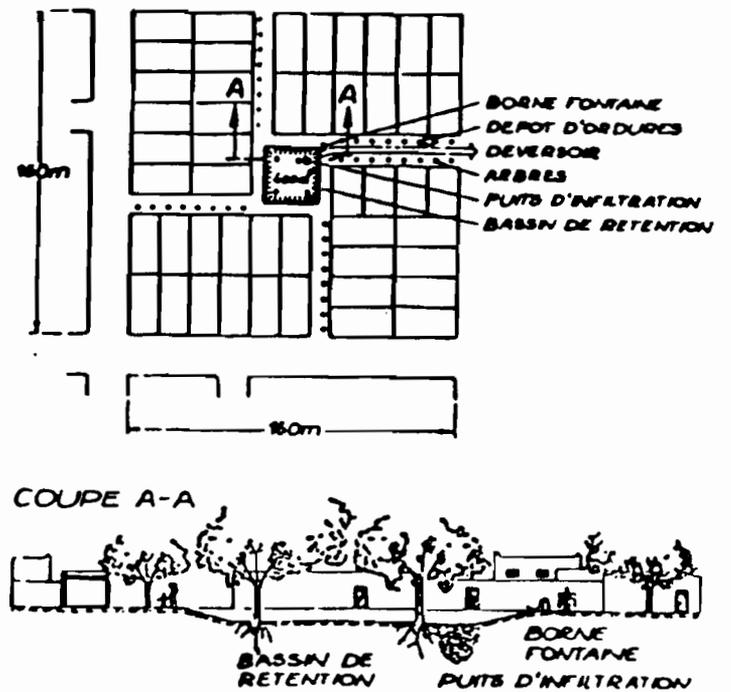


Fig-1-2

Bassins de retenue
ou d'infiltration à
l'échelle de la
parcelle

Fig-1-3
Bassins de retenue
ou d'infiltration à
l'échelle du quartier



secondaire du Niger comptant environ 50.000 habitants.

Herz (1985) imagine différents systèmes de rétention et d'infiltration des eaux pluviales en zone d'habitat traditionnel africain (figures 1-2 et 1-3). Il évoque également la possibilité de purifier les eaux stagnantes par introduction de plantes aquatiques dans les bassins de rétention de plus grande taille.

Maikibi (1985) préconise d'utiliser les voiries comme systèmes de drainage. Il propose de mettre en place à cet effet des rues pavées susceptibles de mieux résister à l'érosion du ruissellement. Ce matériau a également pour avantage d'être fabriqué sur place pour un coût avantageux. Le système a effectivement été expérimenté à Tahoua.

Le thème des aménagements alternatifs est également traité par Knaebel et al.(1986) dans un ouvrage intitulé "Que faire des villes sans égouts ?". L'alternative y dépasse d'ailleurs le simple aspect technique des aménagements, et étend sa signification jusqu'à la prise en charge et la gestion de ces aménagements par les collectivités locales, supplantant ainsi les administrations centrales. Knaebel cite un exemple de contrôle du ruissellement pluvial par la population du quartier de Kisenso, à Kinshasa, basée sur la rétention des eaux en provenance des toitures et sur le développement de la végétation pour favoriser l'infiltration et diminuer l'érosion du sol.

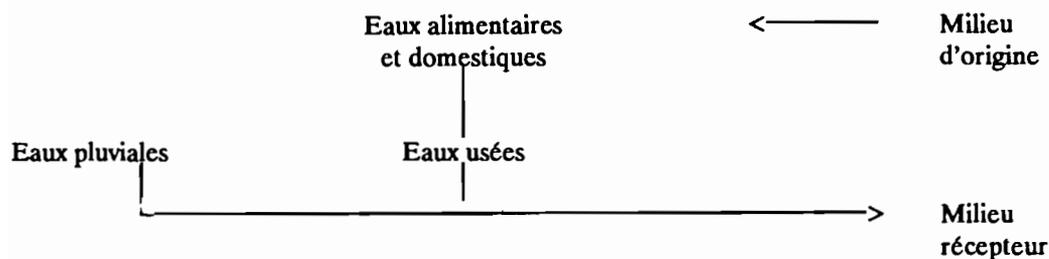
Ces quelques exemples illustrent les possibilités que l'on peut mettre en oeuvre à brève échéance pour répondre aux besoins particuliers des villes africaines. Les ouvrages ou méthodes ainsi proposés ne sont pas cependant sans inconvénient, et leurs auteurs sont les premiers à en convenir. Le problème du traitement des eaux stagnantes doit par exemple être étudié avec un soin particulier. Ils n'en constituent pas moins le point de départ d'une stratégie sans doute mieux adaptée aux spécificités du phénomène urbain africain, et ouvre à ce titre une voie de recherche et d'aménagement importante qu'on souhaiterait voir se développer dans les prochaines années.

1.2.2 La réutilisation des eaux pluviales

Au delà des systèmes ponctuels que nous avons évoqués dans le paragraphe précédent, l'introduction d'ouvrages basés sur la rétention de l'écoulement doit s'inscrire dans le cadre plus large de la gestion de la ressource en eau. En Afrique Tropicale, où la ressource est souvent peu abondante, il n'est pas mauvais de rappeler que toutes les techniques permettant une meilleure exploitation de la ressource doivent être considérées avec le plus grand intérêt.

En schématisant, le problème de la gestion globale de la ressource en eau en milieu urbain consiste à minimiser les contraintes de fonctionnement d'un système représenté sur la figure 1-4 :

Figure 1-4 : Schématisation du circuit de l'eau en milieu urbain



Dans ce circuit interviennent successivement :

- un milieu d'origine, représentant la potentialité d'alimentation en eau. Suivant les cas, il s'agit d'un fleuve, d'un lac ou d'un réservoir de barrage, ou bien d'une nappe,
- un système d'adduction en eau potable et en eau domestique par écoulement gravitaire ou par pompage,
- un système d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées, séparatif ou unitaire,
- un milieu récepteur, vers lequel sont acheminées les eaux pluviales et les eaux usées. Suivant les cas, il s'agit d'un fleuve, d'un lac ou d'un réservoir de barrage, d'une lagune ou de la mer,

Les contraintes de fonctionnement de ce circuit peuvent être représentées par :

- la quantité et la qualité de la ressource du milieu d'origine,
- le coût d'exploitation de cette ressource et de son adduction,
- le coût d'exploitation de l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées,
- la qualité du milieu récepteur et la conservation de ce milieu.

Dans la situation actuelle, on peut considérer que l'ordre d'apparition de ces différentes étapes reflète assez bien les priorités fixées, l'accent principal étant mis sur l'alimentation en eau. Dans ce dernier domaine et malgré les efforts qui y sont consacrés, les problèmes ne sont pas rares, de façon permanente ou intermittente :

- . à Niamey, des difficultés d'alimentation se sont produites lors des étiages "historiques" du Niger en 1984 et 1985.
- . à Abidjan, à la même époque, l'insuffisance des retenues de barrages n'a pas permis d'assurer la distribution régulière de l'eau et de l'électricité pendant plusieurs mois.
- . à Ouagadougou, les réservoirs des 3 barrages situés à proximité de la ville sont les exutoires des eaux pluviales et des eaux usées. Ils connaissent actuellement de graves problèmes de pollution et assurent de plus en plus difficilement une partie de l'alimentation en eau de la ville.

Pour les deux premiers exemples, il est certain que la persistance de la sécheresse actuelle joue un rôle important dans les perturbations observées. Mais, d'une façon générale, la diminution de la ressource locale est étroitement liée au développement de la population et de l'urbanisation, et s'explique par :

- . l'augmentation de la consommation en eau,
- . l'augmentation de l'imperméabilisation des sols limitant la recharge de la nappe,
- . l'accroissement des eaux usées comportant des risques de contamination de la ressource proche.

Les conséquences de cette évolution se traduisent par la nécessité d'aller chercher "plus d'eau plus loin", et entraînent une augmentation des coûts de l'exploitation et de l'adduction de la ressource. Certaines villes ont déjà mis en place des réseaux d'adduction d'eau provenant de plusieurs dizaines, voire centaines, de kilomètres (Dakar et le lac de Guiers), mobilisant la plus grande partie du budget consacré aux problèmes de l'eau.

Dans ce contexte, les ouvrages de rétention de l'écoulement que l'on peut proposer pour résoudre les problèmes de drainage trouvent des prolongements intéressants :

- . la récupération individuelle ou collective des eaux pluviales pour l'alimentation en eau domestique produirait une diminution de la consommation d'eau transportée,

le traitement et la réinjection des eaux superficielles dans la nappe permettraient d'intensifier ou de maintenir son exploitation locale.

Par ces pratiques, la réutilisation de la ressource en eau conduirait à diminuer non seulement les coûts des réseaux de drainage, mais aussi ceux, encore plus lourds, des systèmes d'adduction et d'alimentation en eau. En récupérant les eaux pluviales, les habitants eux-mêmes bénéficieraient d'un abaissement de leurs dépenses consacrées à leurs besoins en eau.

Le problème qui reste posé concerne la salubrité de ces ouvrages et la protection de la santé des habitants, à des échelles ponctuelle et globale. Il est évident que la faisabilité d'un tel système nécessite de développer une importante infrastructure destinée à assurer le traitement des eaux stockées ou infiltrées. L'aspect économique du problème revient à savoir si les économies escomptées sur les équipements de drainage et d'adduction permettent de réserver les crédits nécessaires pour mettre en place cette infrastructure. Dans l'affirmative, la conception du drainage associée à la réutilisation de la ressource conduirait, à niveau d'investissement égal pour l'ensemble des problèmes liés à l'eau, à un résultat global nettement plus satisfaisant.

Les réflexions que nous avons développées dans ce paragraphe constitue un exemple d'approche de l'assainissement, intégré à l'ensemble des problèmes de l'eau dans la ville. Il faut aller plus loin encore, et considérer réellement l'assainissement comme un élément structurant de l'urbanisation, au même titre que l'environnement sanitaire, socio-économique et les autres infrastructures urbaines. Sans prétendre que l'assainissement potentiel d'une zone doive déterminer son développement futur, il conviendrait néanmoins de prendre en compte ce facteur parmi les informations permettant d'établir, au stade du projet, le schéma directeur le plus adéquat.

CONCLUSIONS :

Dans les villes d'Afrique de l'Ouest, la gestion actuelle des problèmes de l'eau dans la ville ne permet pas de satisfaire l'ensemble des besoins exprimés par les pouvoirs publics ou les collectivités locales. En particulier, le drainage des eaux pluviales ne dispose pas de moyens suffisants pour garantir une protection efficace contre les inondations et les risques sanitaires qu'elles comportent.

Cet état de fait est dû à plusieurs facteurs :

- . des équipements dont la conception conduit à des investissements très lourds,
- . des budgets limités, consacrés en priorité au développement des réseaux d'adduction d'eau.

Dans la situation actuelle, et plus encore dans la perspective d'un taux d'accroissement démographique exceptionnellement élevé, cette gestion conduit à des risques importants, représentés par divers dommages économiques et sanitaires.

- . Les limites des aménagements basés sur l'évacuation rapide des écoulements doivent conduire à réfléchir sur les performances des techniques dites "alternatives", basées notamment sur la rétention de l'écoulement. Les aménagements dérivant de cette conception comportent théoriquement plusieurs avantages :

- . en matière de protection contre les inondations, ils peuvent être insérés ponctuellement dans les réseaux classiques de façon à diminuer la charge de ces réseaux,
- . en matière d'alimentation en eau, ils peuvent conduire à une diminution de la demande en eau domestique et une augmentation quantitative de la ressource locale, susceptible d'abaisser les coûts d'adduction.

Ces systèmes exigent cependant des développements importants dans le domaine du traitement des eaux stockées ou infiltrées. Ces développements semblent toutefois nécessaires à terme, quelle que soit la conception choisie en matière de drainage des eaux pluviales, pour garantir la salubrité et la conservation du milieu.

Les coûts d'investissement requis par des politiques de l'eau basées sur les schémas d'évacuation rapide ou retardée des eaux pluviales doivent donc être soigneusement étudiés, en sachant que le second offre a priori des niveaux de satisfaction nettement supérieurs.

Ceci étant dit, cette approche d'une meilleure politique de l'eau dans la ville, réalisée sous un angle résolument économique et sans doute prépondérant au départ, ne doit pas cacher la réalité d'autres facteurs déterminants.

De façon générale, dans une région aussi vaste que l'Afrique de l'Ouest, les problèmes posés sont aussi divers que le sont les caractéristiques géographiques, économiques et humaines. Comme le remarque Knaebel, la diversité des problèmes appelle la diversité des solutions.

Par ailleurs, sur le plan technique, les expérimentations d'ouvrages alternatifs en Afrique de l'Ouest sont peu nombreuses et font cruellement défaut. Il est donc difficile de se prononcer sur l'efficacité réelle de ces ouvrages en Afrique de l'Ouest. Quelques enseignements peuvent être tirés des expériences, maintenant relativement nombreuses, effectuées dans les pays industrialisés, qui ont infléchi leur politique de l'eau dans ce sens depuis le milieu des années 70. L'essentiel des recherches reste cependant à entreprendre "in situ", et doit porter par exemple sur :

les pathologies associées à l'eau en milieu urbain africain :

Ces pathologies, parmi lesquelles on peut distinguer les maladies à vecteur (paludisme, bilharziose, onchocercose) et les maladies d'origine virale (typhoïde, choléra, hépatite) sont bien connues en milieu rural. Par exemple, on sait que la qualité et la dynamique de l'eau sont déterminantes pour le développement des vecteurs : ainsi le vecteur du paludisme ne se développe qu'au voisinage d'eaux "propres" (d'origine essentiellement pluviale), le vecteur de la bilharziose dans les eaux stagnantes et le vecteur de l'onchocercose dans les eaux rapides. Ce type d'information donne un exemple intéressant des relations existant entre l'eau et la santé, que complètent quelques études réalisées en milieu urbain (Carnevale et al., 1986), (Salem, 1987).

la perception économique ou culturelle du drainage et de l'assainissement par les différents groupes sociaux :

Le développement accéléré de la population et les conditions économiques défavorables induisent un mode d'occupation des sols dit "spontané", dont la planification est particulièrement difficile à appréhender. L'expérience acquise par les sciences humaines dans la connaissance des pratiques informelles et non codifiées officiellement doit impérativement être prise en compte pour contrôler l'adéquation des mesures proposées. Plusieurs organismes ont travaillé dans ce sens en Afrique de l'Ouest, notamment l'ORSTOM et l'Université de Karlsruhe (RFA), ainsi que l'Institut d'Urbanisme de Paris, dans des régions différentes toutefois.

Enfin, sur un plan purement hydrologique, il paraît nécessaire de se doter d'outils de caractérisation spatio-temporelle des écoulements, performants et adaptés non seulement aux spécificités des bassins urbains africains et des ouvrages actuellement utilisés, mais aussi à l'évolution potentielle de ces bassins et de ces ouvrages. C'est à cet aspect du problème qu'est consacrée la suite de cette étude.

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LA NATURE ET L'UTILISATION DES MODELES DE RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

INTRODUCTION :

Le premier chapitre de cette étude a souligné d'une part la diversité des enjeux induite par la gestion de l'eau dans la ville, et d'autre part la position du drainage des eaux pluviales parmi ces enjeux et ses implications en matière d'aménagement.

A ces différentes orientations techniques correspondent les outils mis au point et utilisés par l'hydrologue pour caractériser les écoulements de façon spatio-temporelle. Nous nous proposons ici de faire le point sur ces outils :

- en décrivant d'abord de façon très générale les fonctions et les caractéristiques des principaux modèles de ruissellement urbain, et ensuite leur évolution historique dans les pays industrialisés,
- en analysant parallèlement les adaptations que ces modèles ont reçues pour être appliqués en Afrique de l'Ouest,
- en présentant les approches plus "naturalistes" répondant aux spécificités des bassins urbains des villes d'Afrique de l'Ouest.

Nous préciserons à l'issue de cette revue bibliographique les principales directions vers lesquelles doivent être développés les modèles de ruissellement urbain pour leur application en Afrique de l'Ouest.

2.1 GENERALITES SUR LES MODELES DE RUISSELLEMENT

La modélisation des phénomènes hydrologiques ayant donné lieu à une activité aussi importante qu'ancienne, il ne saurait être question d'en faire le tour dans les quelques lignes d'introduction que nous allons lui consacrons ici. Nous nous sommes efforcés d'en résumer les principaux aspects, qui permettront, du moins nous l'espérons, au lecteur de se familiariser avec les problèmes posés et la terminologie employée.

2.1.1 Justification des modèles

Définir précisément le terme de modèle est une aventure dans laquelle nous ne nous lancerons pas. Tout au plus associerons nous comme Desbordes (1984) la notion de modèle à une tentative de représentation plus ou moins précise et parfaite de ce qui est perçu, à un instant donné, comme la réalité.

En hydrologie, cette notion recouvre un grand nombre de domaines, depuis l'ajustement d'une distribution statistique à un échantillon jusqu'à la détermination de phénomènes de transformation de pluie en débit. On peut donc ne voir dans un modèle qu'une expression purement formelle qui, dans le cas d'un ajustement statistique, n'est limitée que par les axiomes de la théorie des probabilités, et, dans d'autres cas, peut être totalement arbitraire.

La notion de modèle n'est pas limitative en elle-même : les limites de la modélisation sont davantage représentées par l'objectif visé par le modèle, et le niveau de précision souhaité pour atteindre cet objectif.

En milieu urbain, ces objectifs sont par exemple représentés par :

- . la caractérisation de la ressource en eau, soit souterraine, soit superficielle,
- . l'analyse qualitative des écoulements et de la pollution qu'ils véhiculent,
- . l'évaluation de l'érosion des sols.
- . le dimensionnement des ouvrages de drainage des eaux pluviales, et c'est à cet aspect que nous nous intéresserons par la suite.

2.1.2 Objectifs des modèles d'assainissement pluvial

Les modèles d'assainissement pluvial, et plus généralement les modèles de transformation de la pluie en débit, peuvent être considérés comme des outils permettant de connaître les distributions spatiales et temporelles des écoulements. Ils sont censés, sous leur forme la plus élaborée, répondre à la triple question que se pose l'hydrologue : "L'écoulement, où, quand, et comment ?".

Par rapport à un point donné, on considèrera le système appelé bassin versant, qui régit les mécanismes de la transformation de la pluie reçue sur la surface correspondante en débit écoulé au point considéré. L'étude de cette transformation peut être résumée en 3 étapes distinctes (Desbordes, 1984), nécessitant de considérer (figure 2-1) :

- les précipitations, leurs caractéristiques ponctuelles et leurs variations spatiales sur le bassin,
 - le ruissellement sur des surfaces réceptrices élémentaires, ou bassins élémentaires, que nous étudierons plus particulièrement dans le cadre de notre étude,
 - la propagation de l'écoulement dans le réseau de drainage, pris dans le sens où il représente à l'échelle du bassin versant un milieu continu pouvant obéir aux lois de l'hydraulique.
- Chacune de ces étapes conduit à des modèles différents, dont l'assemblage permet ensuite de résoudre les problèmes de dimensionnement des ouvrages de drainage des eaux pluviales.

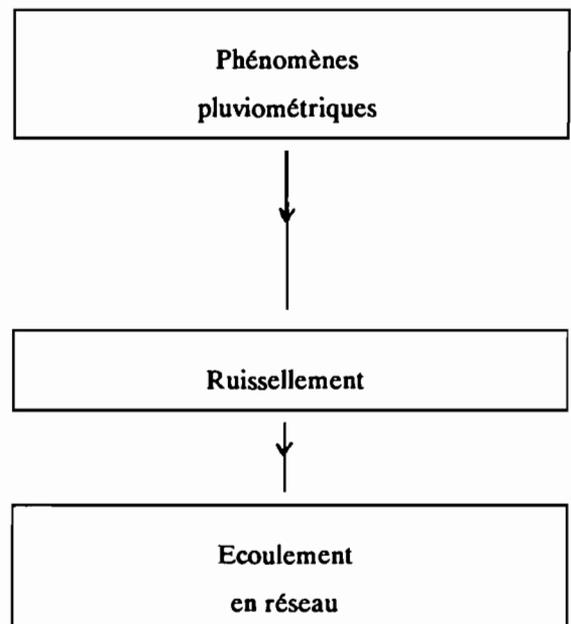


Figure 2-1 : Décomposition des étapes de la transformation pluie-débit

2.1.3 Caractéristiques des modèles de ruissellement

Les caractéristiques d'un modèle de ruissellement dépendent elles-mêmes de la conception de l'ouvrage, de ses tolérances de fonctionnement et bien évidemment, du bassin versant situé en amont de l'ouvrage. Ces caractéristiques font donc intervenir des choix, parmi lesquels nous citerons :

le choix des variables à reconstituer :

ce choix peut se limiter à la seule connaissance des débits de pointe de crue contre lesquels on veut se protéger pour un aménagement local. Cet objectif apparaît en revanche insuffisant si l'on veut prendre en compte la totalité du réseau de drainage, ou introduire dans ce réseau des ouvrages de rétention de l'écoulement, dont le fonctionnement requiert une connaissance approfondie de la dynamique et de la chronologie des crues. Pour ces objectifs, il convient de reconstituer la totalité de l'hydrogramme de crue et sa distribution dans le temps.

le choix des événements à reconstituer :

les conditions de ruissellement variant éventuellement en fonction des caractéristiques des événements pluvieux, on pourra ne s'intéresser qu'à une partie d'entre eux, en fonction de l'impact qu'ils sont jugés avoir sur le fonctionnement des ouvrages. Pour des ouvrages de rétention, pour lesquels il est nécessaire de préciser l'état initial de remplissage, on s'attachera à reconstituer l'intégralité de la chronique des événements.

le choix des concepts :

les concepts qui interviennent dans les modèles définissent la nature et la formalisation des mécanismes régissant la transformation de la pluie en débit en amont des ouvrages. Cette transformation est séparée le plus souvent en deux étapes distinctes :

- une première étape consistant à transformer la pluie brute en pluie nette, disponible pour le ruissellement. Cette transformation est appelée fonction de production du modèle.
- une deuxième étape réalisant la transformation de la pluie nette en débit, appelée fonction de transfert.

A chacune de ces deux étapes sont associés d'autres concepts définissant les variables explicatives du phénomène étudié et leurs relations avec les variables expliquées. Ces relations

sont non seulement influencées par ces différentes variables, mais aussi par le choix des échelles d'espace et de temps pour lesquelles on veut modéliser le phénomène.

le choix d'une échelle d'espace :

les facteurs et les mécanismes de transformation de la pluie en débit sont rarement homogènes dans l'espace, qu'il s'agisse par exemple des précipitations, des caractéristiques des états de surface ou du réseau de drainage. Ces hétérogénéités sont des éléments très limitants dans l'adéquation des concepts qui, dans leur très grande majorité, reposent explicitement ou implicitement sur la continuité des processus hydrologiques et des milieux dans lesquels ils se manifestent, ou dont les formulations s'inspirent de langages traduisant mal ces hétérogénéités.

Dans ces conditions, le choix de l'échelle d'espace associée à la transformation étudiée correspond généralement au choix d'une unité spatiale :

- soit suffisamment homogène du point de vue de l'ensemble des caractéristiques intervenant dans la transformation
- soit réalisant un lissage suffisant pour intégrer l'ensemble des discontinuités à l'échelle de cette unité.

le choix d'une échelle de temps :

les bassins urbains possèdent des superficies généralement réduites. Même si ces superficies dépassent parfois une centaine de kilomètres carrés dans le cas des plus grandes villes, les échelles d'espace les plus couramment utilisées pour analyser leur fonctionnement varient de quelques dizaines à quelques milliers d'hectares. Dans ces conditions, la réponse du bassin à une précipitation est très influencée par la chronologie et la distribution des intensités. Les hydrologues s'accordent à étudier la dynamique des crues en utilisant une discrétisation basée sur un pas de temps de 5, voire 2,5 minutes.

le choix de la finalité du modèle :

la mise au point d'un modèle correspond à diverses finalités qui interviennent directement sur les concepts utilisés. On considérera par exemple le modèle comme un outil d'analyse capable d'identifier les facteurs explicatifs du ruissellement, et/ou comme un outil de simulation destiné à être appliqué en dehors du domaine pour lequel il a été mis au point. Ces deux aspects complémentaires s'appuient chacun sur des techniques d'analyse différentes :

- * à des fins d'analyse, les hypothèses formulées doivent être testées par rapport à des phénomènes observés, et validées ou invalidées en fonction des résultats de la confrontation entre valeurs observées et valeurs calculées par le modèle,
- * à des fins de reproduction, les paramètres mis en jeu par ces hypothèses doivent pouvoir être reliés à des fonctions caractéristiques mesurables de l'environnement physico-climatique du phénomène.

La conjonction de ces deux approches constitue une limitation de la sophistication des concepts utilisés, en fonction des moyens météorologiques disponibles pour mesurer les références expérimentales auxquelles on souhaite relier les paramètres du modèle. Cette conjonction est néanmoins indispensable en milieu urbain, où l'on ne peut envisager de procéder à une campagne de mesures de ruissellement pour chacun des ouvrages prévus.

Tous ces aspects conduisent à une liste non exhaustive des caractéristiques interdépendantes qui doivent être soigneusement étudiées pour créer un modèle adapté à la réalisation d'un objectif fixé, avec une précision donnée. Chaque type d'application, chaque environnement physico-climatique nécessite d'élaborer suivant ces principes généraux des modèles adaptés. Nous indiquons ainsi dans le paragraphe suivant les principaux modèles qui ont été conçus pour répondre aux problèmes de drainage des eaux pluviales dans les villes des pays industrialisés.

2.2 NATURE ET EVOLUTION DES MODELES DE RUISSELLEMENT URBAIN APPLIQUES DANS LES PAYS INDUSTRIALISES

Comparés aux bassins situés en milieu naturel, les bassins urbains comportent deux particularités principales :

- une proportion plus importante de surfaces imperméables,
- un système de drainage plus dense, dont les caractéristiques géométriques sont connues et homogènes.

Ces particularités autorisent à penser que les lois qui régissent les écoulements sur ces bassins sont davantage du ressort de l'hydraulique que de l'hydrologie des espaces naturels. Ou du moins, que les mécanismes hydrologiques classiques comme l'infiltration et les problèmes connexes d'état d'humidité du sol et d'évapotranspiration jouent un rôle secondaire dans les bilans à l'échelle d'une unité hydrologique urbaine.

Dans les pays industrialisés, la plupart des auteurs ne prennent en compte que les surfaces imperméables pour expliquer le ruissellement urbain. D'autres vont plus loin encore, en ne considérant que les surfaces imperméables directement reliées au réseau de drainage.

Si ces principes peuvent être considérés comme la base de la modélisation du ruissellement urbain, la diversité des modèles est néanmoins importante et peut s'expliquer par l'évolution historique des techniques de calcul d'une part, et par l'émergence de nouvelles conceptions d'aménagement d'autre part. Nous indiquerons les différentes étapes de cette évolution, et les principaux modèles auxquelles elles ont conduit, choisis en fonction des développements qu'ils ont reçus pour être appliqués en Afrique de l'Ouest. Le lecteur intéressé par une description approfondie des modèles de ruissellement urbain trouvera des développements intéressants dans les travaux de Desbordes (1974,1984,1987).

2.2.1 La Formule Rationnelle et ses dérivés

1) Apparue pour la première fois vers la fin du 19ème siècle, la Formule Rationnelle a longtemps été la seule base de la modélisation du ruissellement urbain. Les modèles dérivés auxquels elle a conduit, le volume de recherche entrepris à leur sujet et le fait qu'ils soient encore parfois appliqués ponctuellement, ou systématiquement dans certaines régions, notamment en Afrique de l'Ouest, justifie que leur soient consacrés quelques développements dans le cadre de cette présentation.

La formule initiale s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- le volume ruisselé est proportionnel à la pluie brute, et ce coefficient de proportionnalité C , appelé coefficient de ruissellement, est constant pour l'ensemble des averses,
- il existe un "temps de concentration", caractéristique invariante du bassin, correspondant à la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné hydrauliquement de l'exutoire rejoigne ce dernier,
- pour une averse d'intensité constante i , le débit maximum ne sera observé à l'exutoire que si la durée de l'averse est supérieure au "temps de concentration" du bassin. Après cette durée, toute la surface du bassin participe au ruissellement, et le débit atteint son palier maximum (figure 2-2), égal au produit de l'intensité de la pluie nette par la superficie du bassin.

Dans ces conditions, le débit de pointe Q_p s'écrit :

$$Q_p = C \cdot i \cdot A$$

où C représente le coefficient de ruissellement, en rapport, i l'intensité constante de la pluie, en m/s, A la superficie du bassin en m^2 , et Q_p le débit de pointe de crue en m^3/s .

2) Les hypothèses de validité de cette formule étaient très limitatives, et ont donné lieu à de nombreuses modifications ou interprétations, survenant dans la première moitié du 20^{ème} siècle. Nous en décrivons les principales dans ce qui suit :

- *une averse présente rarement une intensité constante*. Si on admet que le coefficient de ruissellement C est constant, le débit maximum provoqué par une averse d'intensité variable sera égal à celui que provoquerait une averse d'intensité constante et égale à $\overline{i_{\max}}(tc)$, maximum de l'intensité moyenne de l'averse sur une durée égale au temps de concentration du bassin (figure 2-3). La formule s'écrit alors :

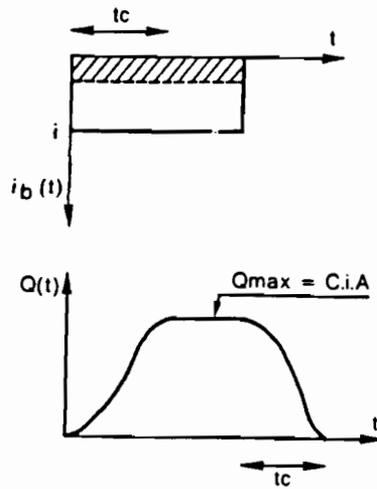
$$Q_p = C \cdot \overline{i_{\max}}(tc) \cdot A$$

- toujours dans l'hypothèse où le coefficient de ruissellement C n'est pas une variable aléatoire, la formule rationnelle se prête à une *interprétation statistique simple*, qui revient à considérer que l'intensité moyenne maximale sur le temps de concentration du bassin et le débit qui en résulte ont même fréquence d'apparition. La formule s'écrit dans ce cas :

$$Q_p(T) = C \cdot \overline{i_{\max}}(T,tc) \cdot A$$

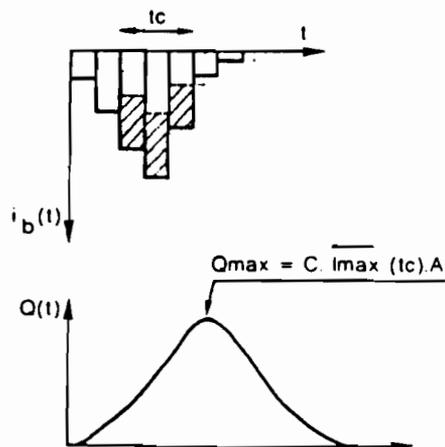
où T représente la période de retour de l'événement.

Fig. 2 - 2 : Application de la formule rationnelle pour une pluie d'intensité constante



 pluie nette d'intensité constante $C.i$

Fig. 2 - 3 : Application de la formule rationnelle pour une pluie d'intensité variable



 pluie nette intervenant dans la formation du débit de pointe

C'est sous cette forme statistique adaptée aux besoins de dimensionnement des ouvrages, calculée en fonction de risques de défaillance, que sont représentés le plus souvent les modèles dérivés de la formule rationnelle.

D'autres améliorations de la formule rationnelle ont porté sur :

- *l'abattement des précipitations* : à la mesure ponctuelle de la pluie est substituée une valeur moyenne étendue au bassin,
- *l'amortissement de la crue par effet de stockage temporaire dans le réseau* : une partie du volume ruisselé est mobilisée pour le remplissage du réseau et ne doit pas être pris en compte pour calculer le débit de pointe de crue,
- *la variation du temps de concentration en fonction du débit de pointe* : le temps de parcours de l'écoulement sur le plus long chemin hydraulique est fixe pour une crue donnée, mais peut varier d'une crue à l'autre.

La formule rationnelle a ainsi évolué vers l'expression :

$$Q_p(T) = k \cdot C \cdot \overline{i_{\max}(T, f(tc))} \cdot A \cdot \alpha$$

dans laquelle k (< 1) traduit l'effet d'écrêtement du réseau, α (< 1) l'abattement des précipitations, f la fonction de variation du temps de concentration.

Il est intéressant de citer à ce titre les travaux de Caquot (M.R.U., 1949), aboutissant à la formule qui porte son nom, utilisée principalement en France métropolitaine et en Afrique francophone :

- l'abattement spatial des précipitations est traduit par un facteur $A^{-\epsilon}$,
- l'effet d'écrêtement du réseau par un facteur $1/(\beta + \delta)$,
- le temps de concentration du bassin est déterminé par l'expression :

$$t_c = \mu(E) \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q_p^f$$

avec t_c temps de concentration du bassin en minutes, E allongement du bassin, rapport du plus long chemin hydraulique à la racine carrée de la superficie du bassin, $\mu(E)$, c , d , f coefficients numériques d'ajustement, I pente moyenne du bassin le long du parcours de l'eau en m/m, A en hectares et Q_p en l/s.

Par ailleurs, d'autres travaux réalisés sur la pluviométrie ont conduit à formuler l'intensité moyenne des précipitations en fonction de leur durée et de leur période de retour (courbes intensités-durées-fréquences). Les principales formules ont été proposées par :

- Montana $\overline{i_{\max}}(t,T) = a(T) \cdot t^{-b(T)}$
- Talbot $\overline{i_{\max}}(t,T) = a(T)/(t+b(T))$

avec i_{\max} en mm/mn, t en mn, et $a(T)$ et $b(T)$ coefficients d'ajustement.

Caquot, puis Koch (1954) et Desbordes (1974) s'en sont inspirés pour aboutir à la formule générale suivante :

$$Q_p(T) = k^{1/u} \cdot I^v/u \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \quad .$$

avec :

$$k = \frac{a(T) \cdot \mu(E) \cdot b(T)}{6(\beta + \delta)} \quad u = 1 - b(T) \cdot f \quad v = b(T) \cdot c \quad w = b(T) \cdot d + 1 - \epsilon$$

La formule comprend donc 9 paramètres d'ajustement :

- $a(T)$ et $b(T)$ sont des paramètres statistiques régionaux se rapportant à la pluviométrie,
- μ , c , d , f concernent le temps de concentration du bassin,
- β et δ traduisent l'effet de stockage du réseau,
- ϵ caractérise l'abattement de la pluie.

Les valeurs initialement proposées par Caquot étaient :

$$\begin{aligned} \mu(2) &= 0,93 & c &= -0,363 & d &= 0,366 & f &= -0,2 \\ \beta &= 0,85 & \delta &= 1 \\ \epsilon &= 0,178 \end{aligned}$$

La circulaire ministérielle C.G. 1333 (M.R.U.,1949) propose ainsi deux versions de la formule de Caquot, pour des bassins d'allongement moyen ($E=2$) :

l'une dite formule de Caquot pour Paris, établie à partir des travaux de Grisollet sur les averses de la région parisienne :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 1340 \cdot I^{0,30} \cdot C^{1,17} \cdot A^{0,75}$$

où I représente la pente du bassin, en m/m, C le coefficient de ruissellement du bassin, en rapport, A la superficie du bassin, en ha et $Q_p(10 \text{ ans})$ le débit de pointe décennal, en l/s.

l'autre dite formule de Caquot pour Montpellier, établie à partir des résultats obtenus par Godard sur la pluie à Montpellier :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 580 \cdot I^{0,16} \cdot C^{1,09} \cdot A^{0,82}$$

avec les mêmes symboles et unités.

Pour déterminer le débit de pointe de crue sur ces bassins, il suffit alors d'appliquer l'une de ces formules, après avoir précisé la superficie, la pente et le coefficient de ruissellement du bassin. Ce dernier, le plus délicat à déterminer, est assimilé à la proportion de surfaces imperméabilisées sur le bassin, dite coefficient d'imperméabilisation.

3) Avec le temps, d'autres développements de la formule rationnelle ont vu le jour. Contrairement à la tendance précédente, ces développements ont davantage porté sur le réajustement des paramètres intervenant dans les formules que sur l'introduction de nouveaux concepts.

Ces réajustements ont été réalisés à partir de mesures du ruissellement sur bassins expérimentaux (Normand, 1971). Desbordes (1974) constate que les paramètres proposés par Caquot conduisent dans l'ensemble à sous-estimer les débits de pointe de crue, et il propose les nouvelles valeurs suivantes :

$$\mu(2) = 0,65 \quad c = -0,41 \quad d = 0,507 \quad f = -0,287$$

$$\beta + \delta = 1,10$$

$$\epsilon = 0,05$$

Par ailleurs, sur la base d'études plus détaillée de la pluviométrie, le territoire métropolitain a été découpé en 3 régions homogènes, pour chacune desquelles la formule générale de Caquot a été adaptée. Une nouvelle circulaire ministérielle (M.I.,1977), publiée en remplacement de la circulaire ministérielle n° C.G. 1333 du 22 février 1949, propose à partir de l'ensemble de ces travaux les formules suivantes :

. pour la zone I, limitée au sud par une ligne joignant approximativement La Rochelle à Besançon :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 1430 \cdot I^{0,29} \cdot C^{1,20} \cdot A^{0,78}$$

. pour la zone II, contenant le Sud-Ouest, le Massif Central et les Hautes Alpes :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 1601 \cdot I^{0,27} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,80}$$

. pour la zone III, limitée au nord par une ligne passant par Carcassonne, Mende et Gap :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 1296 \cdot I^{0,21} \cdot C^{1,14} \cdot A^{0,83}$$

A côté de ces réajustements, des recherches ont également été développées pour fixer les limites d'application de la formule de Caquot et de ses adaptations :

- * l'approximation du coefficient de ruissellement du bassin par un coefficient constant n'est justifiée que dans la mesure où les surfaces imperméables exercent un rôle prépondérant. Un coefficient d'imperméabilisation minimum de 0,20 a donc été proposé pour satisfaire à cette approximation ;
- * l'application de la formule de Caquot suppose que les caractéristiques du bassin sont homogènes, notamment en ce qui concerne la pente et l'occupation des sols. En cas de groupement de sous-bassins de caractéristiques hétérogènes, il est possible d'évaluer des "paramètres équivalents" sur l'ensemble du bassin, d'après les recommandations de Desbordes et Raous (1975) ;
- * des limites de superficies et de pentes ont également été fixées comme suit :

$$A \leq 200 \text{ ha} \qquad 0,002 \leq I \leq 0,05 \text{ m/m}$$

En dehors de ces limites, les vérifications expérimentales montrent l'inadéquation de l'ajustement numérique proposé pour le modèle de Caquot, pour des raisons liées au non respect de la supériorité de la durée de l'averse par rapport au temps de concentration du

bassin, à l'hétérogénéité des caractéristiques de pentes et d'occupation des sols, à la dynamique du transfert de l'eau sur des bassins plats ou très pentus.

4) Conclusions

Les modèles rationnels présentent le grand avantage d'être très simples d'exploitation, et de s'appuyer sur une information fournie concernant les entrées pluviométriques du modèle.

Cela étant dit, ils comportent également l'inconvénient de ne reconstituer qu'un aspect des écoulements constitués par le débit de pointe de crue. Si cet aspect s'avère suffisant pour dimensionner un aménagement à l'aval d'une superficie restreinte, il ne permet pas d'étudier le fonctionnement général de réseaux d'assainissement, dans lesquels la propagation des écoulements nécessite une connaissance précise de la dynamique de la crue et de son hydrogramme complet.

Pour faire face précisément à des situations de plus en plus complexes en matière de réseaux, les chercheurs se sont alors penchés sur cet aspect de la reconstitution de l'hydrogramme complet de la crue. Les travaux développés dans ce domaine ont pu connaître leur essor grâce aux développements de l'informatique.

2.2.2 Les modèles de Desbordes

1) Les travaux de Desbordes (1974) s'inscrivent dans cette optique. Les deux modèles qu'il propose sont schématisés sur la figure 2-4 :

Pour chacun des modèles, les pertes à l'écoulement intervenant dans la fonction de production sont séparées en pertes initiales PI, survenant au début de l'averse et pour une durée limitée, et en pertes continues dans le temps, PC, survenant tout au long de la durée de l'averse.

Dans le premier modèle, les pertes initiales sont représentées par un volume PI, exprimé en mm, constant pour toutes les averses. Les pertes continues dans le temps sont représentées par une intensité PC, exprimée en mm/h, constante pour une averse donnée, mais pouvant varier d'une averse à l'autre.

Le deuxième modèle diffère du premier par le fait que les pertes continues dans le temps sont proportionnelles à l'intensité de l'averse, et représentées par un coefficient constant pour toutes les averses, PC.

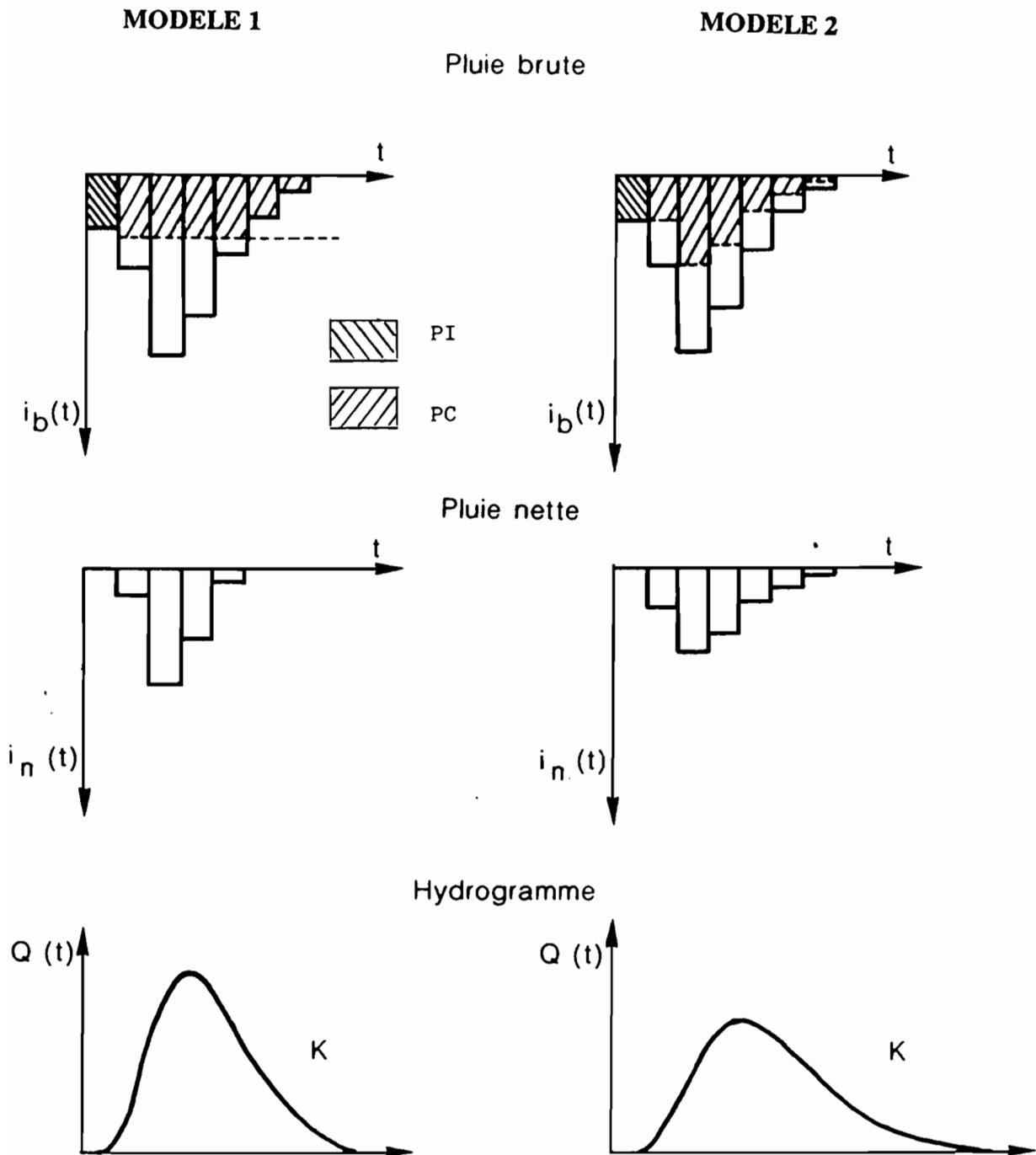


Fig-2-4 - MODELES DE DESBORDES

Ces deux schémas de production transforment le hyétogramme de la pluie brute, reçue sur le bassin, en hyétogramme de la pluie nette, disponible au ruissellement. Desbordes leur associe ensuite une fonction de transfert, dite de stockage à un réservoir linéaire, qui traduit l'effet d'amortissement et d'étalement de la crue sur le bassin. Cette fonction est définie par deux équations :

· l'équation de stockage $S(t) = K \cdot Q(t)$

· l'équation de continuité $dS/dt = i_n(t) - Q(t)$

où $S(t)$ est le stockage d'eau au temps t sur le bassin et dans son réseau élémentaire de drainage, $Q(t)$ le débit à l'exutoire au temps t , $i_n(t)$ l'intensité de la pluie nette sur le bassin au temps t , et K l'unique paramètre de la fonction de transfert.

La solution de cette équation différentielle conduit à l'équation de convolution classique de la théorie de l'hydrogramme unitaire

$$Q(t) = Q(t_0) \cdot \exp(-(t-t_0)/K) + \int_{t_0}^t i_n(t-\tau) \cdot 1/K \cdot \exp(-\tau/K) \cdot d\tau$$

avec Q débit à l'instant t , i_n intensité de la pluie nette à l'instant t , $Q(t_0)$ débit au temps initial t_0 , résultant d'une averse précédente terminée à $t=t_0$, et K unique paramètre du modèle.

Ce modèle est donc associé à un hydrogramme unitaire d'expression $h(t) = 1/K \cdot \exp(-t/K)$

Desbordes considère que le paramètre K est constant pour une averse donnée, mais varie éventuellement d'une averse sur l'autre. Il montre par ailleurs que K est égal à une durée séparant le centre de gravité du hyétogramme de la pluie nette et le centre de gravité de l'hydrogramme de ruissellement.

Après avoir testé les deux modèles sur les données provenant d'un échantillon de 6 bassins grenoblois, Desbordes conclut à la supériorité du modèle à pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse pour reconstituer les hydrogrammes.

Pour utiliser ce modèle en mode projet, c'est à dire sur des bassins qui n'ont pas été jaugés, il propose les règles suivantes :

- PI est compris entre 0,5 et 2 mm,
- PC doit être choisi comme étant égal au coefficient d'imperméabilisation du bassin, IMP,
- K peut être déterminé par la formule :

$$K = 5,07 \cdot A^{0,18} \cdot p^{-0,36} \cdot (1 + IMP)^{-1,9} \cdot Tp^{0,21} \cdot L^{0,15} \cdot Hp^{-0,07}$$

où A est la surface du bassin en ha, p sa pente moyenne en m/m, IMP le coefficient d'imperméabilisation des sols en rapport, Tp la durée de la pluie nette en mn, L la longueur du drain principal en m, Hp la hauteur de la pluie nette en mm, K étant exprimé en mn.

- Desbordes propose une autre relation plus simple, indépendante des caractéristiques de l'averse et de la longueur du drain principal, fournissant une valeur moyenne de K, \bar{K} , caractéristique du bassin :

$$\bar{K} = 5,3 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,38}$$

avec les mêmes symboles et unités que précédemment.

2) L'influence des surfaces naturelles sur les écoulements a également été étudiée par Desbordes (Desbordes et al., 1984). Si l'étendue ou la disposition des zones naturelles le justifie, leur contribution au ruissellement est alors déterminée séparément des zones urbanisées. Dans ce cas, la fonction de production du modèle distingue deux types de sol, peu perméables (nus, argileux) et semi-perméables (végétation peu dense, sablo-argileux). Pour chaque type de sol, elle fait intervenir des pertes initiales constantes (respectivement PI=3 mm et PI=6 mm), et des pertes par infiltration, représentées par un schéma de Horton :

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-k.t)$$

où f représente, en mm/h, l'intensité d'infiltration à l'instant t, en heures, f_0 , f_c et k étant des paramètres d'ajustement respectivement exprimés en mm/h, mm/h et h^{-1} .

Ces paramètres sont ajustés empiriquement pour deux régions climatiques différentes, Nord et Sud de la France, et leurs valeurs sont indiquées dans le tableau 2-1 :

Tableau 2-1 : Valeurs empiriques des paramètres du schéma de Horton, appliquées en France.

Région	Nord			Sud		
	f_0	f_c	k	f_0	f_c	k
Sols						
Peu perméables	35	5	0,3	40	5	0,33
Semi-perméables	43	15	0,26	51	15	0,23

La fonction de transfert est également modifiée et fait intervenir deux réservoirs linéaires en série, de même coefficient d'emmagasinement K , destinés à produire un amortissement et un étalement de l'onde de ruissellement plus important que celui fourni par la fonction de transfert appliquée aux surfaces imperméables. Des abaques établies empiriquement permettent la détermination en mode projet du coefficient commun K : ces abaques proviennent de synthèses régionales portant sur l'estimation des débits de pointe de crue de petits bassins ruraux (Normand et Veyrat, 1968), (Ministère de l'Agriculture, 1980).

3) Parmi les prolongements qu'ont connus les travaux de Desbordes et du Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier, figure le programme RERAM (CETE, 1971), mis au point conjointement par le LHM et le CETE d'Aix en Provence.

RERAM (abréviation de REseaux RAMifiés) permet de simuler le ruissellement obtenu à l'exutoire d'un bassin dont la superficie peut être découpée jusqu'en une centaine de sous-bassins élémentaires de tailles comprises entre 50 et 100 hectares

Pour chaque unité élémentaire, ce modèle comprend différents modules de gestion et de traitement des étapes de la transformation pluie-débit :

- des modules pluviométriques permettent d'une part de travailler avec des pluies observées ou des pluies fictives, dites de projet, et d'autre part de prendre en compte l'abattement spatial et le déplacement des précipitations ;

- des modules de ruissellement reprennent les modèles de Desbordes présentés plus haut. Le modèle retenu pour décrire le fonctionnement des zones urbanisées est un modèle de pertes

continues proportionnelles à l'intensité de l'averse; les pertes initiales y sont négligées et égales à 0 ;

des modules hydrauliques simulent la propagation des hydrogrammes donnés par les modules de ruissellement dans le réseau des collecteurs existants ou projetés, et leur transformation dans les points singuliers ou ouvrages de ce réseau.

RERAM fait partie d'une nouvelle génération de modèles, informatisés et incluant un ensemble de modules (pluviométrie, ruissellement, propagation dans le réseau) adaptés à la complexité actuelle des réseaux d'évacuation des eaux pluviales. Parmi ces nouveaux modèles, citons également :

- le programme CAREIDAS (Mazaudou et Nègre, 1982),
- le programme CERA (CETE, 1973),
- le programme SERAIL (Chocat, 1981),
- le programme SIREA (BCEOM, 1984).

Enfin, pour compléter ce panorama, signalons qu'apparaît maintenant une deuxième génération de programmes informatisés, bénéficiant des progrès réalisés par la micro-informatique, aussi bien au niveau de la convivialité que des performances numériques et graphiques des programmes. Les principaux produits actuellement sur le marché sont :

- MOUSE, conçu par un groupement de chercheurs et d'ingénieurs danois,
- WASP, élaboré par les anglais de l'Institut de Wallingford,
- TERESA, version portable de RERAM.

2.3.3 Conclusions

Pour faire face à la complexité croissante des réseaux d'assainissement, les modèles dérivés de la formule rationnelle ont été progressivement remplacés dans le courant des années 70 par des modèles plus détaillés permettant de reconstituer les hydrogrammes complets des crues. Les modèles les plus récents ont bénéficié des progrès réalisés par l'informatique, et offrent dans les pays industrialisés des performances satisfaisantes pour les objectifs fixés.

Ceci étant dit, les règles d'utilisation de ces modèles en mode projet restent déterminées d'une façon très empirique. L'hypothèse qui consiste à réduire la surface active d'un bassin urbain aux seules surfaces imperméabilisées convient à un mode particulier d'occupation des sols, qui est celui des villes des pays

industrialisés. Pour ces mêmes villes, la construction des réseaux de drainage se base sur des normes relativement homogènes, et les relations de prédétermination des opérateurs de transfert ont été étalonnées pour ces normes. D'autres hypothèses, qui font intervenir les régimes de précipitations, ont été établies pour des zones tempérées. Aussi, la transposition de ces modèles et des hypothèses sur lesquelles ils reposent n'est elle a priori pas évidente.

En Afrique de l'Ouest, les caractéristiques de l'urbanisation, du drainage et des précipitations ne semblent guère comparables à celles des villes des pays industrialisés. Plusieurs essais de modélisation des écoulements urbains ont été réalisés :

- . soit à partir de modèles mis au point pour les pays industrialisés et adaptés au contexte urbain de l'Afrique de l'Ouest : nous présenterons en particulier les travaux portant sur l'adaptation des modèles rationnels d'une part et des modèles de Desbordes d'autre part ;
- . soit à partir de concepts davantage inspirés de l'hydrologie traditionnelle des espaces naturels, que nous illustrerons par les travaux que Le Barbé a réalisé à Ouagadougou.

La description et les résultats de ces travaux font l'objet des paragraphes 2.3 à 2.5.

2.3 ADAPTATION DES MODELES RATIONNELS EN AFRIQUE DE L'OUEST

Dans leur grande majorité, les études de dimensionnement des ouvrages de drainage réalisées en Afrique de l'Ouest s'appuient sur les modèles dérivés de la formule rationnelle. Leur application, confiée à des bureaux d'études de nationalités diverses utilisant leur propre version de la formule, n'a pas toujours pris en compte les spécificités climatiques et urbaines des bassins africains, et s'est traduite la plupart du temps par des résultats décevants. Pour pallier à ces inconvénients, divers travaux de recherche ont porté sur le réajustement des paramètres intervenant dans les formules. Nous en présentons les principaux dans ce qui suit.

2.3.1 Description des modifications intervenant dans les modèles rationnels

1) Une première adaptation a été réalisée par Lemoine et Michel (1972). Par rapport aux valeurs proposées par Caquot, ces auteurs considèrent que :

une valeur de ϵ égale à 0,05, proposée par Rodier et Auvray (1965) pour les bassins naturels, est plus conforme à la réalité de l'abattement spatial des précipitations en Afrique de l'Ouest.

une meilleure approximation du temps de concentration des bassins est donnée par l'expression :

$$t_c = 1,1 \cdot A^{0,20} \cdot I^{-0,375} \quad \text{avec } t_c \text{ en mn, } A \text{ en ha, } I \text{ en m/m.}$$

Cette expression simplifiée est établie pour un débit de fréquence décennale. Elle est déduite de l'ajustement d'une relation de type $Q_p = K \cdot A^{-n}$ à des valeurs de ruissellement estimées par Rodier (1967) sur des bassins expérimentaux situés à Niamey.

D'autre part, Lemoine et Michel utilisent les premières études de synthèse sur la pluviométrie en Afrique de l'Ouest, réalisées par Brunet-Moret (1968), pour prendre en compte les spécificités des différentes régions climatiques de l'Afrique de l'Ouest. Ils proposent ainsi 4 formules :

pour la zone soudano-sahélienne :

$$\text{Niamey : } Q_p(10 \text{ ans}) = 795 \cdot C \cdot I^{0,19} \cdot A^{0,85}$$

$$\text{Sénégal : } Q_p(10 \text{ ans}) = 900 \cdot C \cdot I^{0,19} \cdot A^{0,85}$$

pour la zone côtière :

$$\text{Abidjan, Cotonou : } Q_p(10 \text{ ans}) = 1060 \cdot C \cdot I^{0,15} \cdot A^{0,87}$$

$$\text{Kumasi (Ghana) : } Q_p(10 \text{ ans}) = 1350 \cdot C \cdot I^{0,19} \cdot A^{0,85}$$

Q étant exprimé en l/s, C en rapport, I en m/m et A en ha.

Les valeurs de débits ainsi calculées ont été comparées aux mesures réalisées sur les bassins de Niamey (Herbaud, 1966b) et apparaissent encore sous-estimées. Ce constat pousse les auteurs à proposer une autre formule générale, ne prenant pas en compte l'effet d'écrêtement du réseau, et s'écrivant :

$$Q_p(T) = 0,166 \cdot 12^{b(T)} \cdot a(T) \cdot C \cdot I^{b(T)/2} \cdot L^{-b(T)} \cdot A^{0,95}$$

avec Q_p débit de pointe, en l/s, A superficie du bassin, en ha, C coefficient de ruissellement, en rapport, I pente moyenne du réseau sur le plus long chemin hydraulique, en m/m, L longueur du plus long chemin hydraulique, en hm, $a(T)$ et $b(T)$ coefficients des équations de Montana.

Cette expression est tirée de la formule rationnelle, dans laquelle les auteurs ont évalué le temps de concentration du bassin t_c par la relation :

$$t_c = 1,25 \cdot L \cdot I^{-0,5} \quad \text{avec } t_c \text{ en mn, } L \text{ en hm et } I \text{ en m/m.}$$

2) Sighomnou (1986) revient lui aussi sur l'expression de la formule de Caquot en Afrique de l'Ouest. A la différence de ses prédécesseurs, il dispose pour cette étude d'un volume de données beaucoup plus important. L'étude pluviométrique a notamment été enrichie et réactualisée par Le Barbe (1977), Puech et Chabi-Goni (1984) et plusieurs campagnes de mesures hydropluviométriques ont été réalisées à Niamey de 1978 à 1980, à Ouagadougou de 1977 à 1979 et à Abidjan-Yopougon de 1984 à 1985. A partir de ces dernières, Sighomnou procède à un réajustement des paramètres intervenant dans la formule de Caquot. Il considère que :

la valeur $\epsilon = 0,05$ proposée par Rodier et Auvray traduit convenablement l'abatement spatial des précipitations en Afrique Tropicale

la valeur $\beta + \delta = 1,40$, valeur moyenne calée à partir des événements observés, exprime mieux l'effet de stockage du réseau

le temps de concentration d'un bassin peut être calculé par la formule :

$$t_c = 0,34 \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,507} \cdot Q_p^{-0,287}$$

pour laquelle $\mu = 0,34$ a été ajustée à partir de l'échantillon des valeurs observées, les exposants restant identiques à ceux que propose Desbordes (1974).

A partir de ces valeurs, Sighomnou propose, pour Abidjan, l'expression :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 2970 \cdot I^{0,268} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,802}$$

2.3.2. Vérifications expérimentales des modèles rationnels

Plusieurs campagnes expérimentales de mesure du ruissellement ayant été réalisées en Afrique de l'Ouest à partir de 1957, les modifications et adaptations des modèles rationnels ont pu être confrontées à la réalité par leurs auteurs....ou par les auteurs suivants.

1) Lemoine et Michel (1972) ont ainsi comparé les valeurs auxquelles conduisaient leurs versions des formules de Caquot et rationnelle aux mesures expérimentales réalisées sur deux bassins de Niamey (tableau 2-2).

Les valeurs de référence de débit décennal obtenues sur ces bassins sont des estimations extrapolées fournies par Herbaud (1966b) à partir des mesures expérimentales de ruissellement. Elles sont égales à :

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 7 \text{ à } 9,5 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{pour le premier bassin}$$

$$Q_p(10 \text{ ans}) = 10 \text{ à } 13,5 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{pour le second}$$

Rodier (1967) note que ces extrapolations semblent cohérentes par rapport aux plus fortes valeurs observées pendant les 3 ans de mesures, respectivement égales à $5,84 \text{ m}^3/\text{s}$ sur le premier bassin et $8,4 \text{ m}^3/\text{s}$ (deux fois) sur le second, "qui ne sont sûrement pas décennales".

Tableau 2-2 : Comparaison des débits décennaux calculés sur des bassins de Niamey par Herbaud, par Lemoine et Michel.

Débits décennaux	Bassin n°1	Bassin n°2
Observés	7 à 9,5	10 à 13,5
Formule de Caquot	5,0	10,8
Formule rationnelle	7,0	14,0

Les débits décennaux calculés par la formule rationnelle, qui ne tient pas compte de l'effet d'écrêtement du réseau, sont évidemment plus élevés que ceux obtenus par la formule de Caquot. Les valeurs "observées" sont bien encadrées par les deux formules sur le bassin n°2, mais sous-estimées sur le bassin n°1. Cette différence s'explique en partie par les coefficients de ruissellement utilisés par Lemoine et Michel dans l'application des formules. Ces coefficients, tirés également de l'étude de Herbaud, sont respectivement égaux à 55 et 70 % pour les deux bassins. Lemoine et Michel remarquent que la différence semble forte, dans la mesure où les plus fortes valeurs observées sont de 50 % sur les deux bassins. En choisissant une estimation de 60 % pour les coefficients de ruissellement des 2 bassins, les résultats seraient plus cohérents : les débits de fréquence décennale seraient sous-estimés par la formule de Caquot sur les 2 bassins, et approchés correctement par la version de la formule rationnelle proposée par les auteurs.

Lemoine et Michel soulignent, dans leurs conclusions, l'extrême importance du choix du coefficient de ruissellement du bassin sur les résultats et remarquent qu'ils n'ont aucun moyen de l'estimer sur un bassin non jaugé. La question qui reste posée, indépendamment des ajustements des différents paramètres intervenant dans la formule, est donc de pouvoir prédéterminer correctement ce coefficient de ruissellement. Les études ultérieures (Bouvier, 1988) montrent que pour ce type de bassin, la proportion de surfaces imperméabilisées ne dépasse guère 30 % : l'approximation utilisée en France, qui consiste à prendre pour coefficient de ruissellement la proportion des surfaces imperméables, ne pourrait être adoptée dans ce cas.

2) Le Barbé (1982), quant à lui, dispose des mesures expérimentales réalisées à Ouagadougou de 1977 à 1979 pour tester l'adéquation de la formule rationnelle sur les bassins étudiés.

Après avoir ajusté le modèle qu'il propose (voir 2.4.2) aux données expérimentales, il en déduit les valeurs de débits associés à différentes périodes de retour. Il calcule le coefficient de ruissellement C qu'il faudrait utiliser dans l'expression la plus simple de la formule rationnelle, $Q_p(T) = C.i(T, t_c).A$, pour retrouver les valeurs obtenues par l'ajustement de son modèle (tableau 2-3) :

Tableau 2-3 : Comparaison des résultats du modèle de Le Barbé et de la formule rationnelle sur les bassins de Ouagadougou.

Période de retour en années	Bassin n°1 (48 ha)		Bassin n°2 (173 ha)	
	Qp mm/h	C %	Qp mm/h	C %
0,2	15,9	51,3	20,7	66,8
0,5	29,0	68,4	33,2	78,3
1	38,6	77,0	43,3	86,4
2	48,4	84,3	53,3	92,9
3	54,3	88,4	59,5	96,9
5	61,1	92,3	66,8	100,9
10	70,3	97,2	77,1	106,6
20	79,4	101,4	87,1	111,2
50	91,6	106,9	102,0	119,0

Les valeurs de C augmentent avec les périodes de retour des débits étudiés, et dépassent 1 pour les plus fortes périodes de retour. Le coefficient C apparaît ainsi comme un simple coefficient d'ajustement, dont les valeurs sont sans rapport apparent avec les coefficients de ruissellement observés, de l'ordre de 40 à 50 % sur les deux bassins, et encore plus éloignées des coefficients d'imperméabilisation déterminés sur les bassins, respectivement égaux à 10 et 25 %.

Ceci étant dit, les différences constatées proviennent en partie des temps de concentration que Le Barbé a fixés pour appliquer la formule rationnelle sur les deux bassins. La valeur choisie, égale à une heure, est sans doute exagérée et pourrait être réduite. Les valeurs du coefficient C seraient alors moins élevées, et les écarts absolus entre C et les coefficients de ruissellement observés moins importants.

Indépendamment du choix de ce temps de concentration, c'est la variation du coefficient C qu'il nous semble important de souligner. Ces variations montrent que C ne peut être considéré comme étant constant, dès lors que t_c l'est aussi. L'un de ces deux paramètres devrait donc varier en fonction du débit de pointe, ce qui ne satisfait pas aux hypothèses sur lesquelles s'appuie la formule rationnelle. Il conviendrait alors de s'orienter vers la mise au point d'une formule de type Caquot qui, elle, suppose que le temps de concentration varie en fonction du débit de pointe de crue.

3) Les travaux de Sighomnou (1986) vont dans ce sens, et proposent à partir de données expérimentales de ruissellement recueillies à Niamey, Ouagadougou et Yopougon une nouvelle adaptation de la formule de Caquot.

Après avoir déterminé les réajustements des différents paramètres de la formule sur une partie de l'échantillon des débits de pointe observés, Sighomnou applique la formule ainsi modifiée aux événements n'ayant pas été utilisés pour l'ajustement. Il remarque alors que la comparaison entre débits observés et calculés est bonne, à condition de choisir pour C une valeur expérimentale du coefficient de ruissellement du bassin, parfois très supérieure au coefficient d'imperméabilisation.

Sighomnou extrapole ensuite la formule qu'il a calée sur les échantillons des débits observés pour l'évaluation des débits de période de retour décennale sur les bassins de Yopougon. La comparaison de ces débits, calculés en appliquant la formule avec les coefficients de ruissellement expérimentaux C, aux débits maximum observés sur les bassins est indiquée dans le tableau 2-4 :

Tableau 2-4 : Comparaison des débits décennaux calculés et observés à Yopougon

Bassin	1	5	6	7
Superficie (ha)	184	175	22	1110
C (%)	22	71	76	32
Débit décennal calculé (m ³ /s)	10,2	37,1	7,44	63,2
Débit maximum observé (m ³ /s)	7,96	42,0	6,37	61,6

A l'exception du bassin n°1, les débits décennaux sont finalement assez proches des valeurs maximales observées, voire dépassées. La formule aurait ainsi tendance à sous estimer les débits de pointe de fréquence décennale, même en l'utilisant avec un coefficient de ruissellement déterminé d'après les observations.

2.3.3 Conclusions

A l'issue de ces vérifications expérimentales, les difficultés d'application des modèles rationnels en Afrique de l'Ouest apparaissent être principalement liées à l'évaluation du coefficient de "ruissellement" intervenant dans les modèles. La valeur moyenne observée sur le bassin semble conduire à sous-estimer les débits de pointe. Le coefficient d'imperméabilisation du bassin, qui est utilisé de façon classique dans les pays industrialisés, est sur les bassins africains le plus souvent inférieur au coefficient de ruissellement observé, et

ne donnerait donc pas de meilleurs résultats. L'application des modèles rationnels à des bassins pour lesquels on dispose de mesures hydropluviométriques expérimentales n'est donc pas entièrement résolu, et il l'est encore moins, a fortiori, pour des bassins non jaugés.

Dans une certaine mesure, les difficultés d'évaluation du coefficient C reflètent la somme des incertitudes pesant sur les autres concepts intervenant dans les modèles rationnels : temps de concentration, effet d'écrêtement du réseau, abattement des précipitations. Par une démarche empirique analogue à celle qui a été développée dans les pays industrialisés, on pourrait peut-être aboutir à une meilleure utilisation de ces concepts.

Ceci étant dit, les modèles rationnels sont maintenant des outils insuffisants pour faire face à la complexité des réseaux actuels, et ne justifient plus que leur soient consacrés de tels développements. En outre, on peut se demander s'il n'existe pas d'autres causes d'échec à leur application en Afrique de l'Ouest. La structure particulière des averses tropicales semble poser un autre problème, que nous traitons dans le paragraphe suivant.

2.4 APPLICATION DU MODELE DE DESBORDES EN AFRIQUE DE L'OUEST

Les travaux de Sighomnou (1986) comportent également un essai de modélisation des écoulements des bassins de Yopougon, à partir de l'un des modèles proposés par Desbordes (1974). L'un des principaux intérêts de cette étude est d'évaluer plus précisément, pour l'Afrique de l'Ouest, la validité des règles d'utilisation proposées par Desbordes pour appliquer ce modèle dans les pays industrialisés.

Le modèle choisi par Sighomnou est associé au schéma de production représentant les pertes à l'écoulement comme étant la somme de pertes initiales constantes PI et de pertes continues dans le temps constantes PC (voir figure 2-4). En utilisant cette version des modèles de Desbordes, Sighomnou espère mieux cerner la réalité des pertes à l'écoulement sur les surfaces naturelles, représentées par exemple par des intensités d'infiltration qui se stabiliseraient rapidement à une valeur constante.

La fonction de transfert est celle du modèle dit à réservoir linéaire, également proposée par Desbordes.

Sighomnou procède de la même façon que Desbordes pour ajuster les paramètres du modèle :

la valeur PI est l'abscisse à l'origine de la droite de régression entre les lames ruisselées Lr et les pluies moyennes tombées sur le bassin Pm,

la valeur PC est calculée pour chaque averse, en divisant la valeur apparaissant dans le bilan Pm-Lr-PI, par la durée de l'averse mesurée après satisfaction des pertes initiales,

après avoir transformé le hyétogramme de la pluie brute en hyétogramme de pluie nette, Sighomnou procède alors au calcul du paramètre de transfert, égal à la durée séparant le centre de gravité du hyétogramme de la pluie nette du centre de gravité de l'hydrogramme de ruissellement, pour chaque événement observé.

En utilisant ces techniques de calage du modèle, Sighomnou obtient une reconstitution des débits de pointe de crue dont l'erreur relative maximale est inférieure à 30 % sur 80 % des événements, ce qui peut encourager à poursuivre les études.

Pour une utilisation du modèle en mode projet, Sighomnou note que les évaluations des pertes initiales PI qu'il obtient sur les bassins de Yopougon (1,3 ; 8,8 ; 3,8 ; 10,7 mm) sont assez différentes de celles que propose Desbordes pour les bassins urbains des pays industrialisés (0,4 à 2 mm).

Par ailleurs, Sighomnou compare les valeurs des paramètres de transfert qu'il a obtenu pour chaque événement aux valeurs que fournissent la relation proposée par Desbordes :

$$K = 5,07 \cdot A^{0,18} \cdot p^{-0,36} \cdot (1+IMP)^{-1,9} \cdot T_p^{0,21} \cdot L^{0,15} \cdot H_p^{-0,07}$$

Il trouve des écarts importants entre ces valeurs, et estime que la formule conduit à une surestimation du paramètre de transfert du modèle, de l'ordre de 100 % en moyenne.

En conclusion, l'avantage du modèle testé tient à sa relative simplicité et son aptitude à décrire les hydrogrammes de crue à partir d'un nombre réduit de 3 paramètres. Il nécessite cependant impérativement de faire appel à des mesures expérimentales pour effectuer le calage des paramètres. Tant pour la production que pour le transfert, le modèle ne peut être appliqué actuellement en mode projet.

2.5 MODELISATION DU RUISSELLEMENT URBAIN BASEE SUR DES CONCEPTS EMPRUNTES A L'HYDROLOGIE DES ESPACES NATURELS

En raison des spécificités climatiques (fortes intensités de pluie) et urbaines (faible pourcentage d'imperméabilisation) des bassins des villes de l'Afrique de l'Ouest, les surfaces non revêtues contribuent potentiellement à l'écoulement. Ce constat a été à l'origine de l'application en milieu urbain de concepts empruntés à l'hydrologie des espaces naturels.

2.5.1 Les études réalisées à Brazzaville et Niamey

La première étude consistante de ce type a été réalisée sur un bassin de Brazzaville au Congo (Herbaud, 1966a) : l'ensemble des données pluviométriques et hydrométriques recueillies de 1955 à 1957 sur le petit bassin du Makélékélé, d'une superficie de 308 hectares partiellement urbanisés, a permis d'estimer le débit de pointe de crue décennale à l'exutoire de ce bassin, en tenant compte principalement des caractéristiques des averses, de la nature du sol et de la pente du bassin.

Ces deux dernières caractéristiques conduisent à la détermination du coefficient de ruissellement décennal du bassin, par la méthode proposée par Rodier et Auvray (1965), exprimant ce coefficient en fonction de 5 classes de relief et de 5 classes de perméabilité du sol. Herbaud considère que l'urbanisation, qui intervient surtout par l'accroissement de la densité de drainage, semble avoir le même effet qu'une augmentation de la pente, qui classerait le bassin dans la catégorie supérieure.

Le débit de pointe décennal est ensuite calculé en multipliant le volume ruisselé correspondant à une pluie "décennale" par un coefficient déterminé expérimentalement d'après les mesures des volumes ruisselés et des débits de pointe de crue observés.

Pour compléter cette étude en zone tropicale, sept bassins urbains de superficie, de type de sol et de pente différents, ont ensuite été suivis à Niamey de 1963 à 1965 (Herbaud 1966b). Le volume des données recueillies a permis d'ajuster et d'extrapoler expérimentalement les coefficients de ruissellement, dont la détermination gagne en précision par rapport à l'utilisation de la méthode de Rodier et Auvray. Les conclusions de cette étude ont porté sur les influences de la superficie du bassin et du type d'habitat sur le débit spécifique, et proposent :

une hiérarchisation des coefficients de ruissellement en fonction du type d'urbanisation : par rapport au coefficient de ruissellement des zones résidentielles boisées (villas et jardins), celui

des zones urbaines à réseaux de caniveaux peu développés est 6 fois plus élevé, et celui des zones urbaines à réseaux de caniveaux bien développés 10 fois plus élevé ;

une estimation des débits spécifiques de crue décennale en fonction de la superficie des bassins, proposée pour une zone climatique comprenant Niamey, Bamako, Bobo-Dioulasso, pour des indices globaux de pente (dénivelée entre altitude 5% et 95%) compris entre 0,4 et 0,75 %, pour une densité de drainage artificiel (rapport de la longueur des collecteurs à la superficie du bassin) de l'ordre de 3,3 à 6,5 km/km², correspondant à des zones urbaines à réseaux de collecteurs bien développés :

$$A = 50 \text{ ha} \quad Q_s = 13 \text{ à } 17,5 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$$

$$A = 100 \text{ ha} \quad Q_s = 9 \text{ à } 12,5 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$$

$$A = 300 \text{ ha} \quad Q_s = 7 \text{ à } 10 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$$

2.5.2 Le modèle de Le Barbé

Dans une voie également située à mi-chemin entre l'hydrologie urbaine classique et l'hydrologie des espaces naturels, s'inscrit l'étude de Le Barbé, réalisée à partir des mesures hydro-pluviométriques recueillies sur 3 bassins de Ouagadougou, de 1977 à 1979.

Le Barbé propose de considérer pour chaque bassin les contributions au ruissellement de 4 sous-ensembles, représentées par :

C1, les surfaces imperméables directement reliées au réseau, dont le ruissellement parvient intégralement à l'exutoire du bassin,

C2, les surfaces imperméables non reliées au réseau, dont le ruissellement transite par des sols naturels,

C3, les surfaces naturelles recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméables, dont les ruissellements cumulés subissent des pertes par infiltration et par stockage superficiel avant de parvenir à l'exutoire,

C4, les surfaces naturelles ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméables, dont le ruissellement subit également des pertes par infiltration et par stockage superficiel avant de parvenir à l'exutoire.

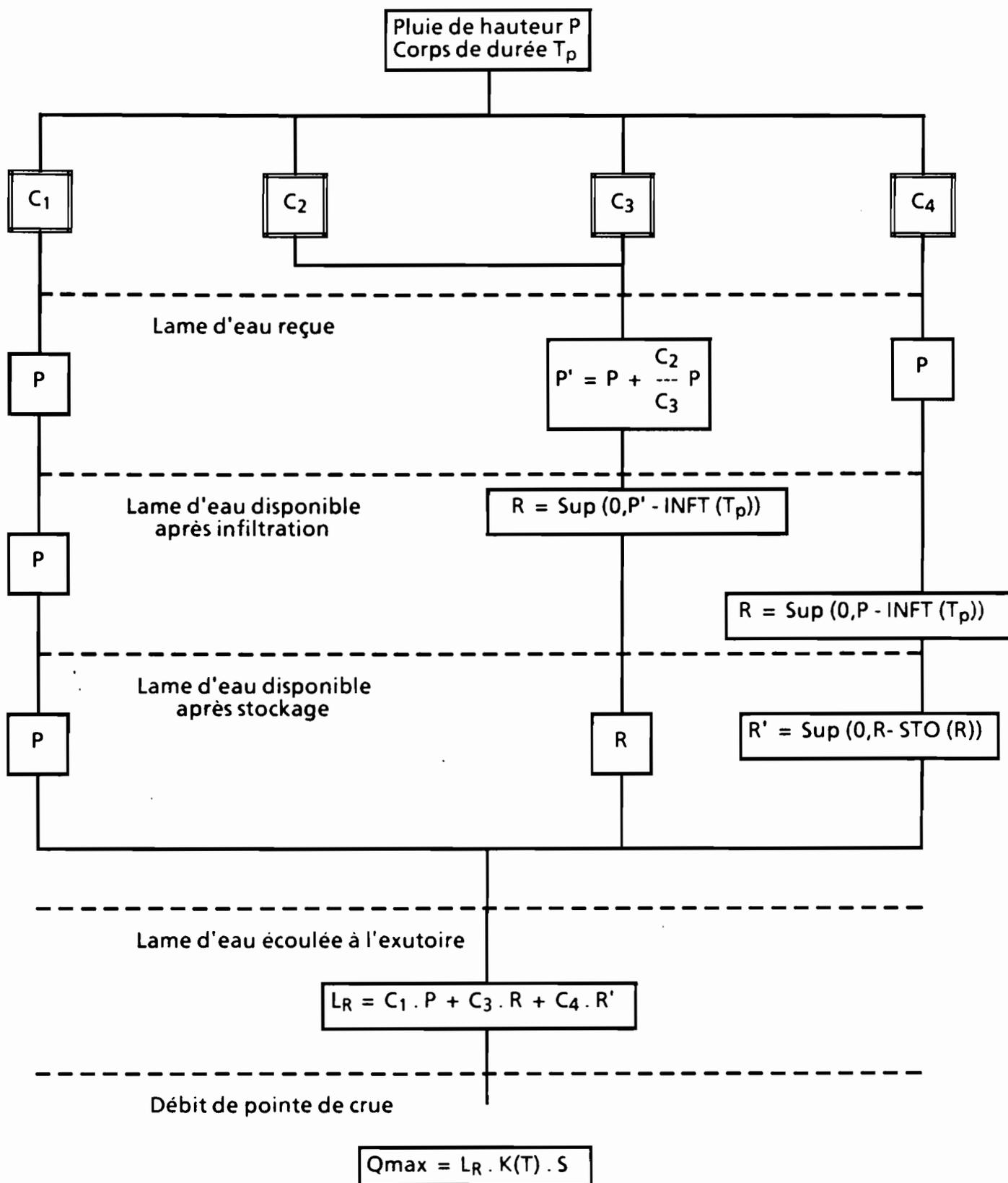


Fig-2-5 - PRODUCTION ET TRANSFERT DU MODELE DE LE BARBE

En fonction de cette partition de l'espace, Le Barbé conceptualise le fonctionnement hydrologique des bassins de la façon suivante (figure 2-5) :

1) pour la fonction de production :

a) Le Barbé distingue le corps et la traîne de l'averse, en fonction d'un seuil d'intensité fixé à 5 mm/h.

Pour chacune de ces parties de l'averse, il calcule une lame infiltrée sur les surfaces naturelles du bassin :

pour le corps de l'averse :

$$\text{INFT}_1 = a.T_p/60 + b(1-\exp(-c.T_p))$$

expression hortonnienne où T_p représente, en mn, la durée du corps de l'averse, et a, b et c sont des coefficients numériques d'ajustement, respectivement exprimés en mm.h^{-1} , mm et mn^{-1}

pour la traîne de l'averse :

$$\text{INFT}_2 = W.(P-P_c)$$

expression traduisant l'interception d'une partie de la traîne de l'averse par la portion ruisselante du bassin après la fin du corps de l'averse, où W représente un paramètre d'ajustement, P la hauteur de la pluie brute et P_c la hauteur du corps d'averse.

b) La lame infiltrée totale est égale à $\text{INFT} = \text{INFT}_1 + \text{INFT}_2$, et Le Barbé calcule par la suite la quantité disponible au ruissellement après infiltration, $R = P - \text{INFT}$.

c) La lame stockée $\text{STO}(R, \text{STOC}'_i)$ est une fonction de la quantité R disponible au ruissellement après infiltration, et de l'état initial du stock, STOC'_i . Elle n'est calculée que pour les surfaces naturelles C4 ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméables. Si l'averse survient sur un sol sec ($\text{STOC}'_i = 0$), la lame stockée est caractérisée par :

$$\begin{array}{ll} \text{STO} = \alpha.R & \text{si } R < R_0 \\ \text{STO} = \alpha.R_0 & \text{sinon} \end{array}$$

où α et R_0 sont des paramètres d'ajustement.

L'état initial du stock est calculé d'après la chronique des événements, par une relation faisant intervenir une fonction ds de décroissance du stock dans le temps :

$$STOC'_i = STOC_{i-1}.ds(Ta)$$

où $STOC_{i-1}$ représente l'état du stock à la fin de la pluie i-1, égal à $STOC'_{i-1} + STO_{i-1}$, et Ta la durée de ressuyage entre les averses i-1 et i.

La hauteur du stock initial, R_1 , est calculée par la relation :

$$R_1 = R_0 - STOC'_i$$

et l'expression générale de la lame stockée est :

$$\begin{aligned} STO &= \alpha \cdot R && \text{si } R < R_1 \\ STO &= \alpha \cdot R_1 && \text{sinon.} \end{aligned}$$

d) La lame ruisselée totale correspond au cumul des lames ruisselées provenant des diverses sous-ensembles C1, C2, C3 et C4, sachant que :

les pertes par infiltration ne concernent directement que les surfaces C3 et C4, et indirectement les surfaces C2, dans la mesure où le ruissellement qu'elles produisent est compté dans la hauteur d'eau reçue par C3, égale à $P.(1 + C2/C3)$;

les pertes par stockage ne concernent que les surfaces C4.

Le Barbé propose ainsi pour sa fonction de production quatre équations, en écrivant $C = C1 + C2$:

si	$R < -P.C2/C3$	$Lr = C1.P$
si $-P.C2/C3 < R < 0$		$Lr = C.P + C3.R$
si $0 < R < R_1$		$Lr = C.P + R.(1-C-(1-C-C3).\alpha)$
si $R_1 < R$		$Lr = C.P + (1-C).R - R_1.(1-C-C3).\alpha$

Ces quatre expressions correspondent aux quatre possibilités suivantes :

- . seules les surfaces imperméables directement reliées au réseau produisent du ruissellement,
- . à ce ruissellement s'ajoute une partie du ruissellement provenant des surfaces imperméables non reliées au réseau,
- . toutes les surfaces participent au ruissellement, sans que le stockage maximal soit atteint,
- . toutes les surfaces participent au ruissellement, avec dépassement de la capacité de stockage des surfaces naturelles C4.

La fonction de production comporte donc 10 paramètres indépendants :

- . 3 paramètres d'occupation des sols C1, C2, C3 ($C4 = 1 - C1 - C2 - C3$)
- . 4 paramètres liés à l'infiltration a, b, c et W
- . 3 paramètres liés au stockage α , R_0 et ds , dont le dernier impose au modèle de tenir compte de la chronologie des averses.

2) pour la fonction de transfert :

Le Barbé remarque que, compte tenu de la brièveté des averses tropicales, les modèles rationnels ne peuvent être appliqués que sur des bassins à "temps de concentration" très courts, pour que soit respectée l'une des hypothèses de base de ces modèles. Il y voit une condition très restrictive dans l'application de ces modèles, et propose de prendre en compte la durée de l'averse dans l'opérateur de transfert pour éventuellement limiter la surface du bassin qui contribue au débit de pointe.

a) Le Barbé suppose que les corps des pluies nettes de même durée possèdent des formes identiques. Sous cette hypothèse, il montre que l'équation de convolution classique peut se ramener à l'expression :

$$Q_p = L_r \cdot K(T_p) \cdot A$$

où K est une fonction décroissante de la durée du corps d'averse T_p , dans laquelle interviennent également la forme type des corps d'averses de durée T_p et la forme de l'hydrogramme unitaire du bassin.

b) A partir de cette expression, Le Barbé propose de déterminer la distribution des débits de pointe de crue par l'expression générale :

$$f(QMSP) = \int \frac{1}{K(Tp)} \cdot g(K(Tp)) \cdot h\left(\frac{QMSP}{K(Tp)} \mid K(Tp)\right) \cdot dK(Tp)$$

où QMSP est le débit spécifique maximal, g la distribution des K(Tp), et h la distribution conditionnelle de QMSP/K(Tp), c'est à dire Lr, connaissant K(Tp).

Après que l'on ait ajusté les fonctions de production et de transfert du modèle sur les données du bassin étudié, les distributions g et h peuvent être respectivement déduites de la distribution des hauteurs d'averses et de la distribution des durées d'averses connaissant leur hauteur.

3) Conclusions sur le modèle de Le Barbé

Pour résumer, le modèle développé par Le Barbé tente de résoudre les deux problèmes majeurs rencontrés lors de l'application des modèles rationnels en Afrique de l'Ouest :

- en premier lieu, il s'attache à obtenir une évaluation précise des coefficients de ruissellement, fondée sur des concepts résolument empruntés à l'hydrologie des espaces naturels;
- en second lieu, il prend en compte l'influence de la durée de l'averse sur la surface du bassin qui contribue au débit de pointe de crue.

Ces concepts remédient avantageusement aux défauts associés aux modèles rationnels, et permettent d'obtenir, à partir de mesures expérimentales de pluie et de débit réalisées sur le bassin étudié, une évaluation correcte des débits de fréquence rare. Les inconvénients du modèle restent liés à ce que, en l'absence de mesures, les paramètres ne peuvent être prédéterminés : le nombre et la nature des paramètres de production rend assez complexe leur interprétation et leur association avec des fonctions caractéristiques mesurables du bassin ou des précipitations. D'autre part, la reconstitution des débits reste limitée au seul débit de pointe de crue.

CONCLUSIONS :

De l'analyse présentée dans ce chapitre, il résulte que les fonctions des modèles de ruissellement urbain doivent satisfaire à 2 conditions principales :

- . la reconstitution de la totalité de l'hydrogramme de crue, nécessaire à la conception de réseaux de grande échelle, comme à l'introduction d'ouvrages basés sur la rétention de l'écoulement,
- . la possibilité de prédéterminer les paramètres du modèle, pour faciliter son application dans le milieu particulièrement évolutif qu'est le milieu urbain.

Ces conditions sont plus ou moins réunies pour les modèles appliqués dans les pays industrialisés. Ceux-ci ont bénéficié de nombreux travaux et études développés par une communauté scientifique maintenant importante.

Les modèles appliqués en Afrique de l'Ouest n'ont pas connu de tels développements. Les travaux ont été principalement axés sur l'adaptation des modèles rationnels, qui, pour des raisons liées principalement à la difficulté d'estimation du coefficient C intervenant dans ces modèles, ne nous paraissent pas pouvoir être appliqués convenablement. La reconstitution du simple débit de pointe de crue est par ailleurs un autre facteur limitatif de l'emploi de ces modèles.

Plus récemment, Sighomnou a ajusté sur les bassins de Yopougon une des versions des modèles que Desbordes avait mis au point pour des bassins situés dans les pays industrialisés, et parvient à obtenir une reconstitution satisfaisante des hydrogrammes de crue sur les bassins étudiés.

Parallèlement à ces travaux, ont été testés des modèles relevant davantage de l'hydrologie naturaliste, et parmi ceux-ci figure le modèle proposé par Le Barbé. Son approche rompt avec la limitation traditionnelle du ruissellement aux seules surfaces imperméables, et permet notamment d'obtenir une évaluation plus précise du coefficient de ruissellement du bassin. La fonction de transfert proposée résout également les problèmes posés par la brièveté des averses tropicales par rapport au "temps de concentration" des bassins, principale difficulté rencontrée dans l'application des modèles rationnels en Afrique de l'Ouest. Elle reste cependant limitée à la simple reconstitution du débit de pointe de crue.

Le problème qui reste posé pour appliquer ces modèles est de savoir quelles sont les valeurs des paramètres à utiliser dans ces modèles pour les appliquer sur des bassins pour lesquels on ne dispose pas de données hydro-pluviométriques :

. les travaux de Sighomnou réalisés sur les bassins de Yopougon font apparaître des différences notables entre les valeurs numériques des paramètres qu'il a obtenues respectivement par ajustement du modèle aux données expérimentales et par les relations proposées par Desbordes. Ces dernières, mises au point pour le cas des bassins des pays industrialisés, ne peuvent donc être utilisées, et les travaux de Sighomnou ne portent pas sur un nombre suffisant de bassins pour en proposer de nouvelles,

. les bassins pour lesquels ont été ajustés le modèle de Le Barbé sont également trop peu nombreux, en regard du nombre de paramètres mis en jeu, pour établir des relations significatives pour la prédétermination de ces paramètres.

Il apparaît finalement que les recherches en matière de modélisation ne doivent pas tant porter en Afrique de l'Ouest sur le choix de nouveaux concepts que sur les règles d'utilisation opérationnelle de concepts simples, peut-être déjà contenus en substance dans les travaux de Le Barbé et Sighomnou.

C'est là l'objectif que nous chercherons à atteindre, et pour y parvenir, nous disposons au départ de cette étude de données plus fournies, provenant d'un ensemble de campagnes de mesures réalisées entre 1977 et 1987. Les travaux que nous présenterons dans les parties suivantes sont constitués :

- . de la description des données recueillies, accordant un aspect important à ce qui peut caractériser les spécificités du milieu urbain africain,
- . de la mise au point de(s) modèle(s) prenant en compte ces spécificités, et pour le(s)quel(s) nous nous attacherons à proposer des règles permettant son (leur) utilisation en mode projet.

DEUXIEME PARTIE :

DESCRIPTION DES BASSINS EXPERIMENTAUX

INTRODUCTION :

Cette partie de l'étude est consacrée à la description des bassins expérimentaux pour lesquels ont été entreprises des campagnes de mesure du ruissellement. Ces campagnes ont été effectuées par l'ORSTOM :

à Ouagadougou de 1977 à 1979
à Niamey de 1978 à 1980 et en 1987
à Lomé de 1977 à 1979
à Yopougon de 1983 à 1984
à Cotonou en 1979

par la Direction Nationale de l'Hydraulique et de l'Équipement du Mali :
à Bamako de 1978 à 1980, en 1982 et en 1984.

par la Direction des Ressources en Eau du Bénin
à Cotonou en 1978.

par le BCEOM
à Yopougon en 1983 et 1984 (bassin n°6)

Les bassins étudiés proviennent donc de 6 villes d'Afrique de l'Ouest, dont la localisation est représentée sur la figure 3-1.

Nous allons successivement décrire dans cette deuxième partie :

- . les principales caractéristiques morphométriques des bassins expérimentaux, et les données hydro-pluviométriques qui y ont été recueillies (chapitre 3),
- . les caractéristiques hydrodynamiques des surfaces non revêtues que l'on rencontre sur les bassins expérimentaux, dont l'étude expérimentale a conduit à réaliser 4 campagnes de simulation de pluies (chapitre 4),
- . les modes et coefficients d'occupation des sols des différents états de surface, revêtus et non revêtus, représentés sur les bassins expérimentaux (chapitre 5).

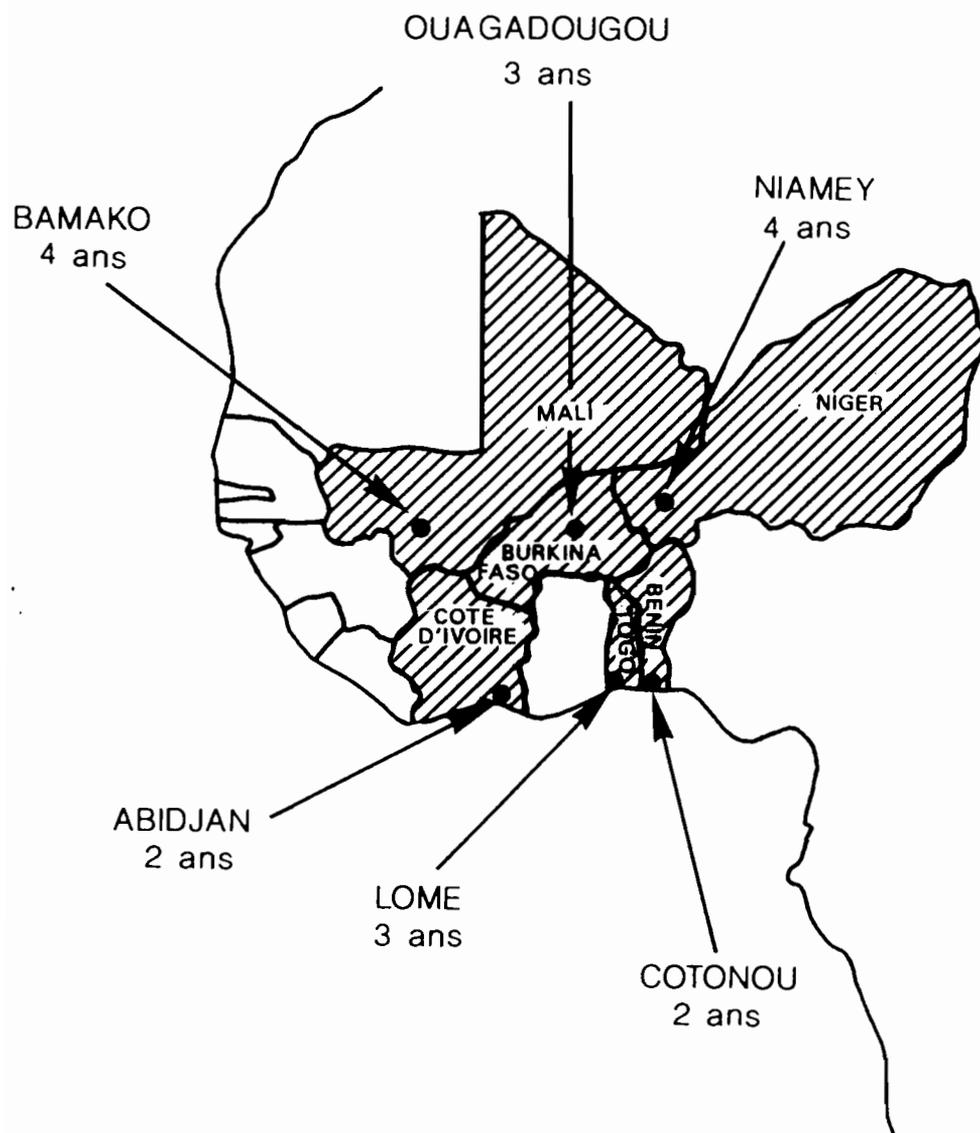


Fig-3-1 - SITUATION ET DUREE DES CAMPAGNES DE MESURES
HYDRO-PLUVIOMETRIQUES

Ces chapitres résument les principales conclusions des rapports de campagne ou de synthèse parus antérieurement, dont nous avons rassemblé les références dans une bibliographie particulière. Notre contribution dans ce domaine se traduit par 4 rapports de campagne de simulation de pluie (Bouvier et al., 1986, 1987a, 1987b, 1987c), 1 rapport de campagne de mesure de ruissellement urbain (Bouvier et al., 1988), 3 rapports de synthèse sur l'ensemble des sites étudiés, et portant sur les données hydro-pluviométriques (Bouvier, 1988), les mesures expérimentales de ruissellement sous pluies simulées (Bouvier et Janeau, 1988) et l'urbanisation et l'occupation des sols (Bouvier et Thébé, 1988).

CHAPITRE 3

LES DONNEES HYDRO-PLUVIOMETRIQUES

INTRODUCTION

Ce chapitre porte sur l'analyse des données hydro-pluviométriques recueillies sur l'ensemble des bassins expérimentaux. Après avoir décrit très généralement la nature et les modalités de traitement de ces données, nous indiquerons les principales caractéristiques de la morphométrie et de l'équipement hydro-pluviométrique des bassins, et résumerons pour chacun d'eux ce que l'on peut attendre des données, pour une exploitation ultérieure des modèles de ruissellement.

3.1 NATURE ET TRAITEMENT DES DONNEES

Sur l'ensemble des bassins expérimentaux situés à Niamey, Ouagadougou, Bamako, Lomé, Cotonou et Yopougon, les données hydrométriques et pluviométriques ont été acquises sous la forme d'enregistrements continus dans le temps. Certaines de ces données avaient déjà été saisies sur support magnétique lors d'études préliminaires, au Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM (données de Yopougon, Sighomnou, 1986) et au centre ORSTOM de Lomé (données de Lomé et Cotonou, Le Barbé, 1984 et 1985). Dans le cadre de cette étude, cette opération de saisie a été complétée au Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM pour les données restantes :

- soit directement à partir des enregistrements originaux quand nous en disposions (Niamey et Ouagadougou),

- soit à partir de tableaux de dépouillement figurant dans les rapports de campagne dans le cas contraire (Bamako)

Chaque échantillon a ensuite fait l'objet de deux traitements distincts, répondant à des objectifs différents :

- . un premier traitement pour obtenir les caractéristiques globales des événements averse-crue, destiné principalement à la critique et à l'analyse statistique des données,
- . un second traitement pour obtenir des fichiers de données concomitantes à pas de temps fixe, destiné à l'application des modèles de transformation pluie-débit.

3.1.1 Calcul des caractéristiques globales des événements averse-crue

EXCAR a été conçu pour les besoins de cette étude (Bouvier,1989), et calcule de façon concomitante les principales caractéristiques globales des événements averse-crue, à partir des données pluviométriques et hydrométriques saisies au Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM.

Les caractéristiques calculées sont :

P :	hauteur de l'averse, en mm
P_c :	hauteur du corps de l'averse, en mm (= hauteur totale des tranches du hyétogramme dont l'intensité dépasse 5 mm/h).
tp:	durée du corps de l'averse, en mn
ta:	durée de ressuyage, séparant le début de l'averse de la fin de la précédente, en h
IPA:	indice des précipitations antérieures, type Köhler, exprimé en mm :
	$IPA_i = (P_{i-1} + IPA_{i-1}) \cdot \exp(-0,5 \cdot ta/24)$
Qmax:	débit maximum en 5 minutes, en l/s
Imax:	intensité de pluie maximum en 5 minutes, en mm/h.
Vr:	volume ruisselé, en 10^3 m^3
Lr:	lame ruisselée, en mm
Kr:	coefficient de ruissellement, en %
tm:	temps de montée de la crue, décalage dans le temps entre le début et la pointe de la crue, en mn
te:	temps d'écoulement, en mn
tr:	temps de réponse du bassin, décalage dans le temps entre le début de l'averse et le début de la crue, en mn
LAG:	lag-time, décalage dans le temps entre les centres de gravité du hyétogramme de l'averse et de l'hydrogramme de crue, en mn.

Pour distinguer plusieurs types de pluie, une variable supplémentaire, COM, prend automatiquement les valeurs :

2 pour une pluie spatialement hétérogène sur le bassin, définie comme telle si on mesure un écart de plus de 25 % entre la hauteur recueillie à l'un des postes pluviographiques et la hauteur moyenne de l'averse,

8 pour une pluie à corps multiples, définie comme telle si, entre deux tranches d'averses d'intensité supérieures à 5 mm/h, il existe un intervalle de temps supérieur à 15 minutes au cours duquel l'intensité de la pluie ne dépasse pas 5 mm/h.

La notation en puissance de 2 est cumulative et permet d'établir de façon univoque chaque cas particulier pour la gestion ultérieure des données. Par exemple :

le code $10 = 8 + 2$ désigne une pluie hétérogène spatialement à corps multiples

Dans le cas où il existe plusieurs postes représentatifs sur le bassin, une option de EXCAR permet de calculer des valeurs moyennes des caractéristiques de pluie sur le bassin, obtenues à partir des valeurs ponctuelles pondérées par les coefficients de Thiessen relatifs à chacun des postes.

Les caractéristiques globales des événements averse-crue utilisés pour la mise au point des modèles de ruissellement ont été rassemblées dans l'annexe n°1.

3.1.2 Dépouillement à pas de temps fixe des données hydro-pluviométriques

La structure des fichiers utilisés permet de faire apparaître sur une même ligne un ensemble de données pluviométriques et hydrométriques correspondant à un pas de temps fixe choisi par l'utilisateur. Nous avons pour notre part travaillé à un pas de temps de 5 minutes, imposé par les superficies réduites des bassins étudiés et la rapidité des crues qui y surviennent.

Les caractéristiques de ces fichiers, ainsi que celles de la chaîne de traitement utilisée pour les constituer, sont décrites dans la notice du logiciel EXCAR, à laquelle on se reportera pour de plus amples détails.

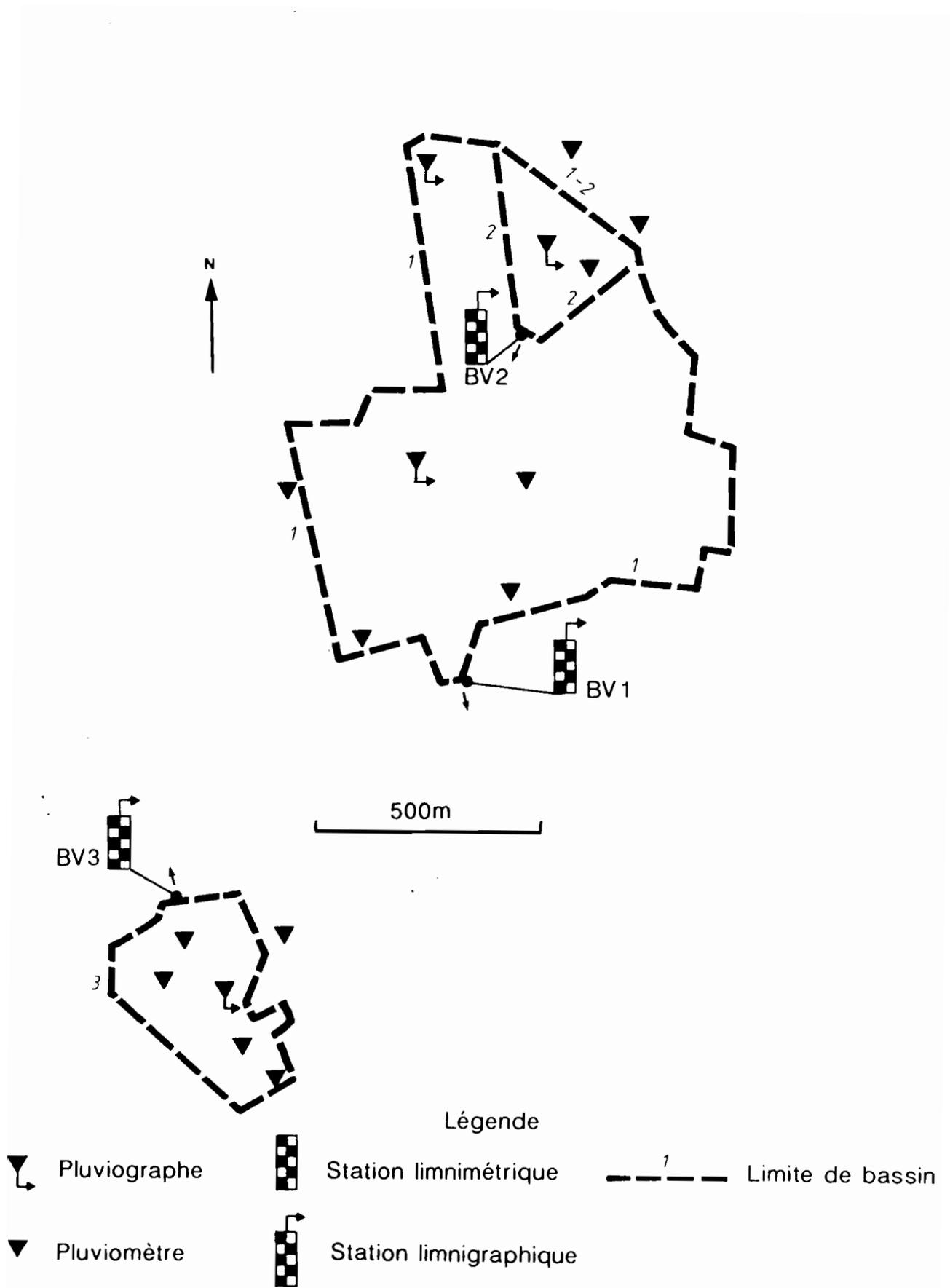


Fig-3-2 - SITUATION ET EQUIPEMENT DES BASSINS DE LOME

3.2 LES CARACTERISTIQUES DES BASSINS ET LA QUALITE DES DONNEES

3.2.1 Les bassins de Lomé

Trois années de mesures ont été réalisées à Lomé de 1977 à 1979 sur 3 bassins, dont les principales caractéristiques sont résumées dans le tableau 3-1 :

Tableau 3-1 : caractéristiques des bassins de Lomé

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	80	23	1,20	11,0
2	10	18	1,19	11,0
3	12	27	1,17	4,0

La figure 3-2 indique la situation de ces bassins et des appareils constituant leur équipement hydro-pluviométrique.

Les données qui peuvent donner lieu à une interprétation correcte du ruissellement se limitent à celles du bassin n°1 :

- sur le bassin n°2 , le mauvais entretien du collecteur est à l'origine de nombreux débordements et de coefficients de ruissellement anormalement faibles (Collectif, 1981).
- sur le bassin n°3, l'écoulement est perturbé par la remontée des eaux de la lagune au niveau de la station de jaugeage (Moyon, 1979) (Le Barbé et Womé, 1984).

Les données conservées sont de bonne qualité. Cependant, il existe peut-être un problème concernant les décrues, dont la cote de fin ne correspond généralement pas à un débit nul (détarage en décrue, ensablement de la gaine du limnigraphe ?).

Pour limiter cette incertitude, affectant principalement les crues à faible débit de pointe, nous recommandons de choisir un seuil minimum de débit de pointe pour sélectionner les événements destinés au calage des modèles : un seuil de 1 m³/s paraît convenable, et permet de conserver 33 événements.

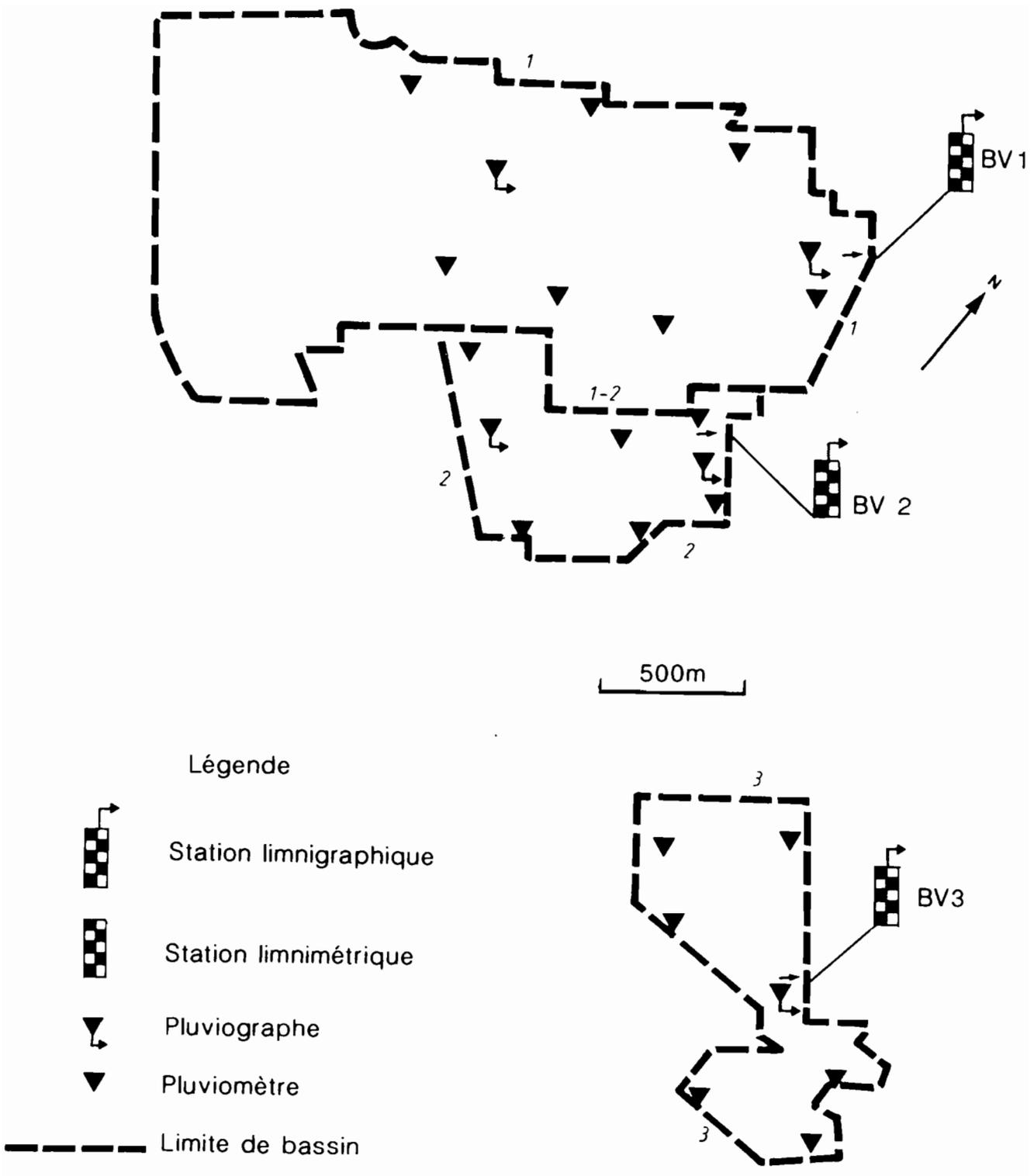


Fig-3-3 - SITUATION ET EQUIPEMENT DES BASSINS DE COTONOU

3.2.2 Les bassins de Cotonou

Deux années de mesures ont été réalisées à Cotonou de 1978 à 1979 sur 3 bassins, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 3-2.

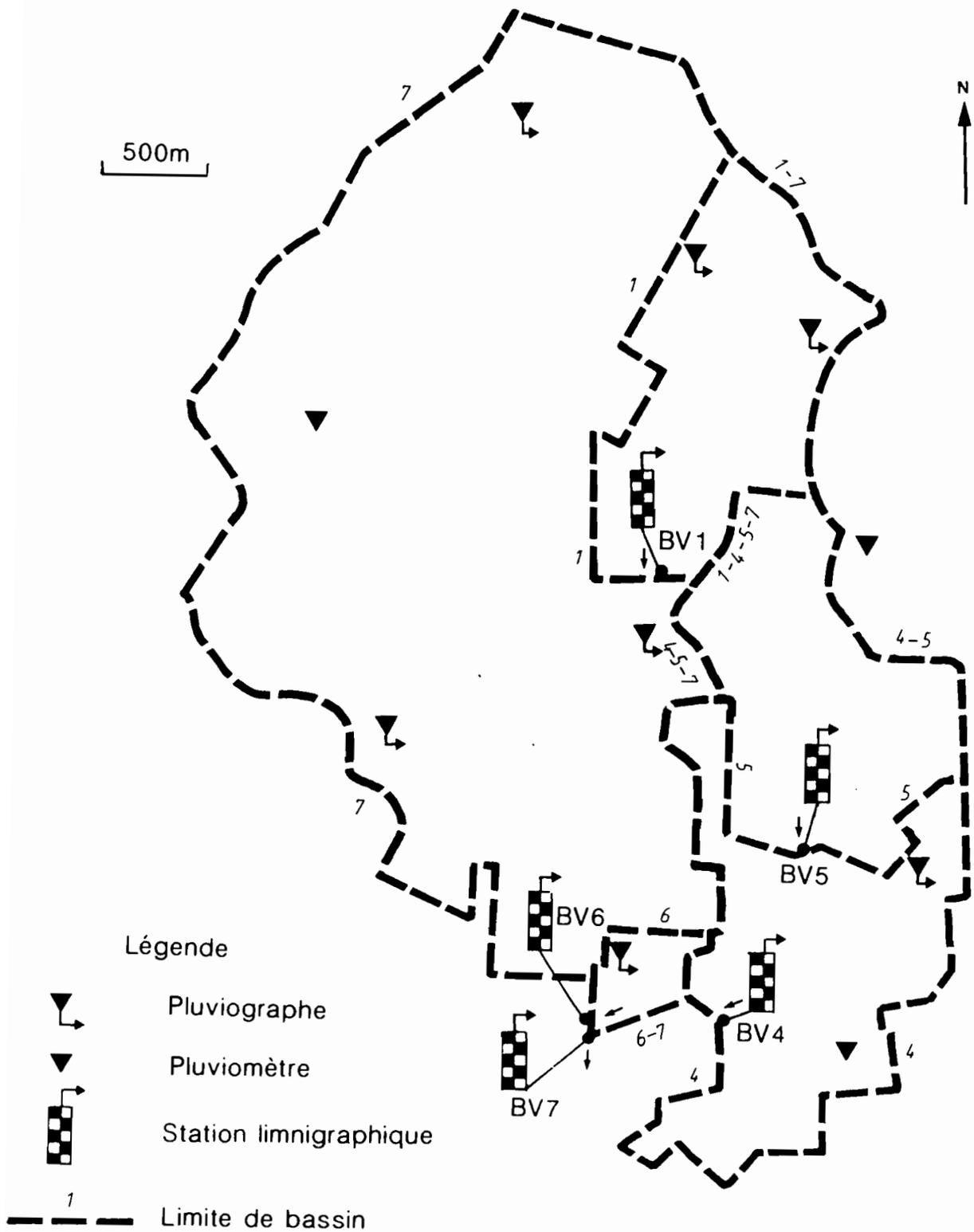
Tableau 3-2 : caractéristiques des bassins de Cotonou

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	230	29	1,26	7,0
2	48	26	1,38	3,0
3	42	30	1,59	4,0

La figure 3-3 indique la situation de ces bassins et des appareils constituant leur équipement hydro-pluviométrique.

Le mauvais état général du réseau de drainage et les problèmes de remontée de la nappe phréatique dans les collecteurs (Le Barbé et al., 1985) ne permettent pas de disposer d'une information suffisamment fiable pour envisager un calage correct des modèles de ruissellement. Ces données n'ont donc pas été retenues dans la suite de l'étude.

Fig-3-4 - SITUATION ET EQUIPEMENT DES BASSINS DE YOPOUGON



3.2.3 Les bassins de Yopougon

Deux années de mesures ont été effectuées à Yopougon-Abidjan de 1983 à 1984 sur un total de 7 bassins, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 3-3 :

Tableau 3-3 : caractéristiques des bassins de Yopougon

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	184	27	1,31	14,0
2	589	25	1,44	11,0
3	1080	30	1,33	11,0
4	381	60	1,51	7,0
5	175	38	1,27	11,0
6	22	57	1,37	10,0
7	1110	21	1,34	11,0

La figure 3-4 indique la situation de ces bassins et des appareils constituant leur équipement hydro-pluviométrique.

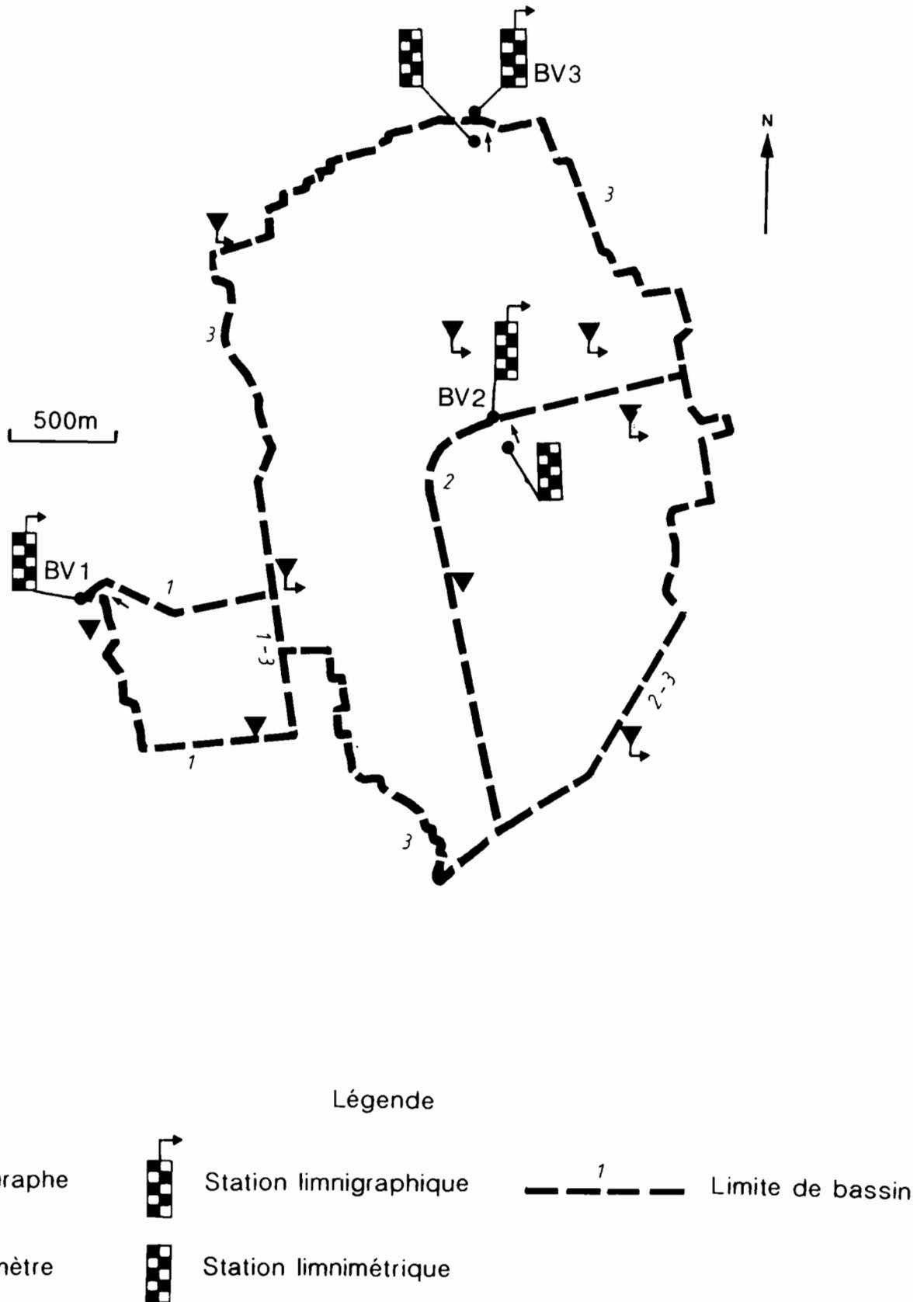
Seules les données du bassin n° 1, 5, 6 et 7 peuvent être interprétées en terme de ruissellement :

- les bassins n°2 et 3 ont été abandonnés en cours de campagne pour des raisons de difficultés d'étalonnage (Chevallier et al., 1984).
- le bassin n°4 n'a pu être également correctement étalonné et sa délimitation est peu fiable (Chevallier et al., 1984).

Sur les autres bassins, les commentaires suivants doivent être pris en compte pour expliquer ultérieurement leurs comportements hydrodynamiques respectifs :

le bassin n°1 est caractérisé par un réseau de drainage pratiquement inexistant sur sa partie amont. Malgré un pourcentage de surfaces imperméabilisées d'environ 15 %, cette partie contribue très faiblement au ruissellement total ;

Fig-3-5 - SITUATION ET EQUIPEMENT DES BASSINS DE OUAGADOUGOU



les données du bassin n°5 sont cohérentes dans leur ensemble. On observe cependant des valeurs de coefficient de ruissellement très élevées, dépassant parfois 100 %, que rien ne semble expliquer. Les limites du bassin sont peut-être mal connues ;

sur le bassin n°6, des débordements de l'écoulement hors des limites de ce bassin ont été observés lors des averses les plus importantes. D'autre part, le dépouillement des mesures hydro-pluviométriques fournit à plusieurs reprises des coefficients de ruissellement supérieurs à 100 %. Ces dépassements surviennent pour les plus fortes averses et pourraient être dues à des apports d'écoulements extérieurs au bassin lors de ces événements. Nous recommandons par conséquent de choisir un seuil de débit maximum pour sélectionner les événements destinés au calage des modèles, et limiter l'importance des débordements : un seuil de 3 m³/s élimine les 3 plus forts débits de pointe, et conserve 26 événements.

sur le bassin n°7, le lit du canal est relativement instable, en raison des dépôts sableux qui limitent la précision de l'étalonnage des basses eaux. Les enregistrements de crue sont normaux à partir de la grosse crue du 26 mai 1984 (Chevallier et al., 1984). Pour ce bassin de grande superficie, il a été en outre difficile d'obtenir des événements à la fois indépendants et en nombre suffisant pour procéder au calage ultérieur des modèles. Dans le découpage retenu, nous avons du finalement individualiser certaines pointes d'une même crue, même si les conditions initiales de chaque événement ainsi individualisé sont très différentes, et peuvent perturber la comparaison des écoulements correspondants.

3.2.4 Les bassins de Ouagadougou

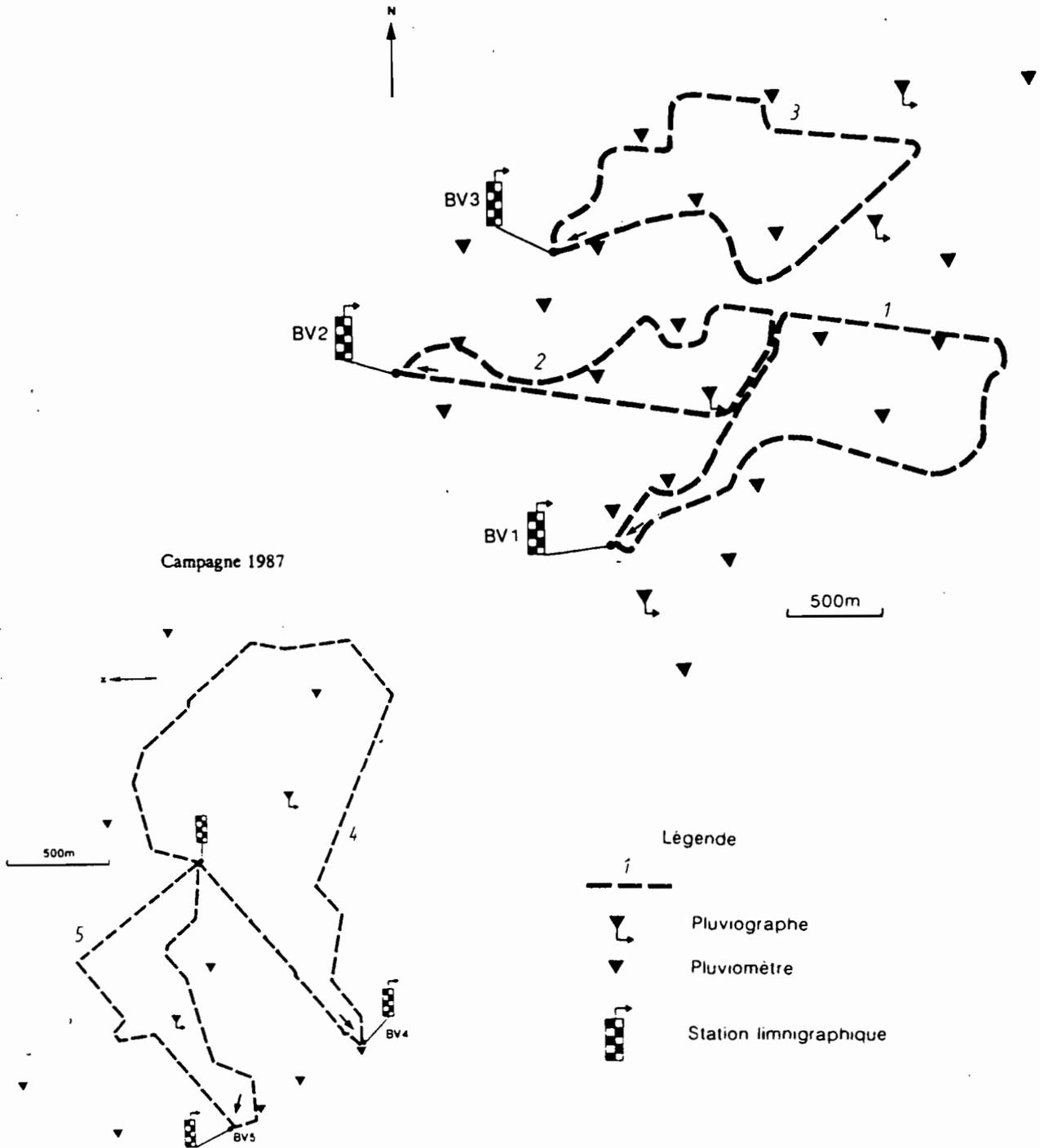
Trois années de mesures ont été réalisées à Ouagadougou de 1977 à 1979 sur 3 bassins, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 3-4 :

Tableau 3-4 : caractéristiques des bassins de Ouagadougou

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	48	10	1,25	10,5
2	173	25	1,26	6,9
3	520	25	1,27	7,0

Fig. 3 - 6 : Situation et équipement des bassins de NIAMEY

Campagne 1978 - 1980



La figure 3-5 indique la situation de ces bassins et des appareils constituant leur équipement hydro-pluviométrique.

Seules les données de l'année 1979 des bassins n°1 et 2 peuvent être interprétées en terme de ruissellement : le bassin n°3 n'a jamais pu être correctement étalonné, tout comme, pour des raisons diverses, les bassins n°1 et 2 en 1977 et 1978 (Le Barbé, 1980 a, 1980 b, 1980 c).

3.2.5 Les bassins de Niamey

Deux études distinctes ont été réalisées sur les bassins urbains de Niamey, de 1978 à 1980 sur les bassins 1 à 3, et en 1987 sur les bassins.4 et 5.

Les caractéristiques de ces bassins sont résumées dans le tableau 3-5. La figure 3-6 indique leur situation et celle des appareils constituant leur équipement hydro-pluviométrique.

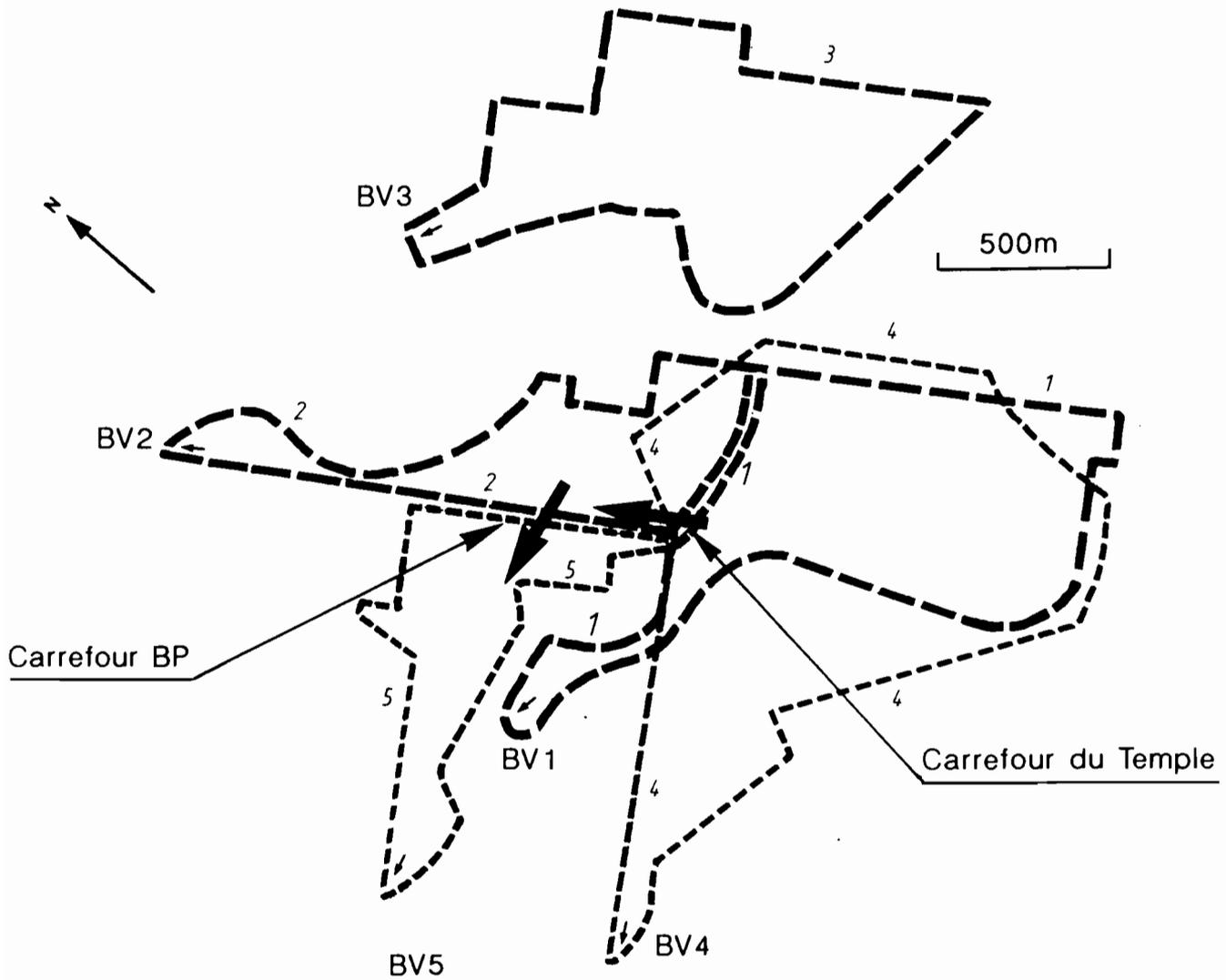
Tableau 3-5 : caractéristiques des bassins de Niamey.

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	72	27	1,65	8,0
2	42	31	1,82	10,0
3	73	21	1,50	6,5
4	124	21	1,36	11,4
5	32	35	1,88	9,5

3.2.5.1 Résultats de la campagne 1978-1980

Les données sont d'assez mauvaise qualité, due principalement à des problèmes de délimitation des bassins et d'étalonnage des stations.

Fig-3-7 - LOCALISATION DES DEBORDEMENTS DE L'ECOULEMENT
SUR LES BASSINS DE NIAMEY



- 2

Limite des bassins de la campagne 1978-1980
- Limite des bassins de la campagne 1987
- ←
Localisation du débordement

Sur le bassin n°1, les crues présentant les plus forts débits de pointe ont des coefficients de ruissellement anormalement faibles. Manifestement, l'écoulement s'est déversé hors des limites du bassin, notamment à l'endroit dit du Carrefour du Temple, en direction du bassin n°2 (figure 3-7). Pour limiter l'importance de ces débordements, nous recommandons de sélectionner les événements destinés au calage des modèles en fonction d'un seuil maximum de débit de pointe, choisi égal à 1,8 m³/s (25 événements).

Sur le bassin n°2, les coefficients de ruissellement mesurés sont comparativement beaucoup plus élevés que ceux obtenus pour le bassin n°1, alors que ces bassins ont des caractéristiques très semblables. Ceci s'explique en partie par les débordements de l'écoulement en provenance du BV1 au niveau du Carrefour du Temple. Cependant, comme sur le bassin n°1, les plus grosses averses ne donnent lieu qu'à un écoulement relativement faible, dû encore à des débordements, hors du bassin cette fois, observés en 1987 au niveau de l'endroit dit "Carrefour BP" (figure 3-7). Comme pour le bassin n°1, pour minimiser l'importance de ces débordements, nous recommandons de sélectionner les événements destinés au calage des modèles en choisissant un seuil de débit maximum égal à 2,6 m³/s (19 événements).

Sur le bassin n°3, les mesures de débit effectuées à l'exutoire du bassin n°3 ont apparemment été perturbées par une mise en charge à l'aval, qui provoque une remontée des eaux au niveau de la station, notamment en 1978. La relation hauteur-débit ne semble guère bi-univoque pour cette station, et, par la suite, nous n'avons retenu que les événements des années 1979 et 1980 pour lesquels le débit de pointe de crue ne dépasse pas 1,48 m³/s, plus grande valeur de débit jaugée.

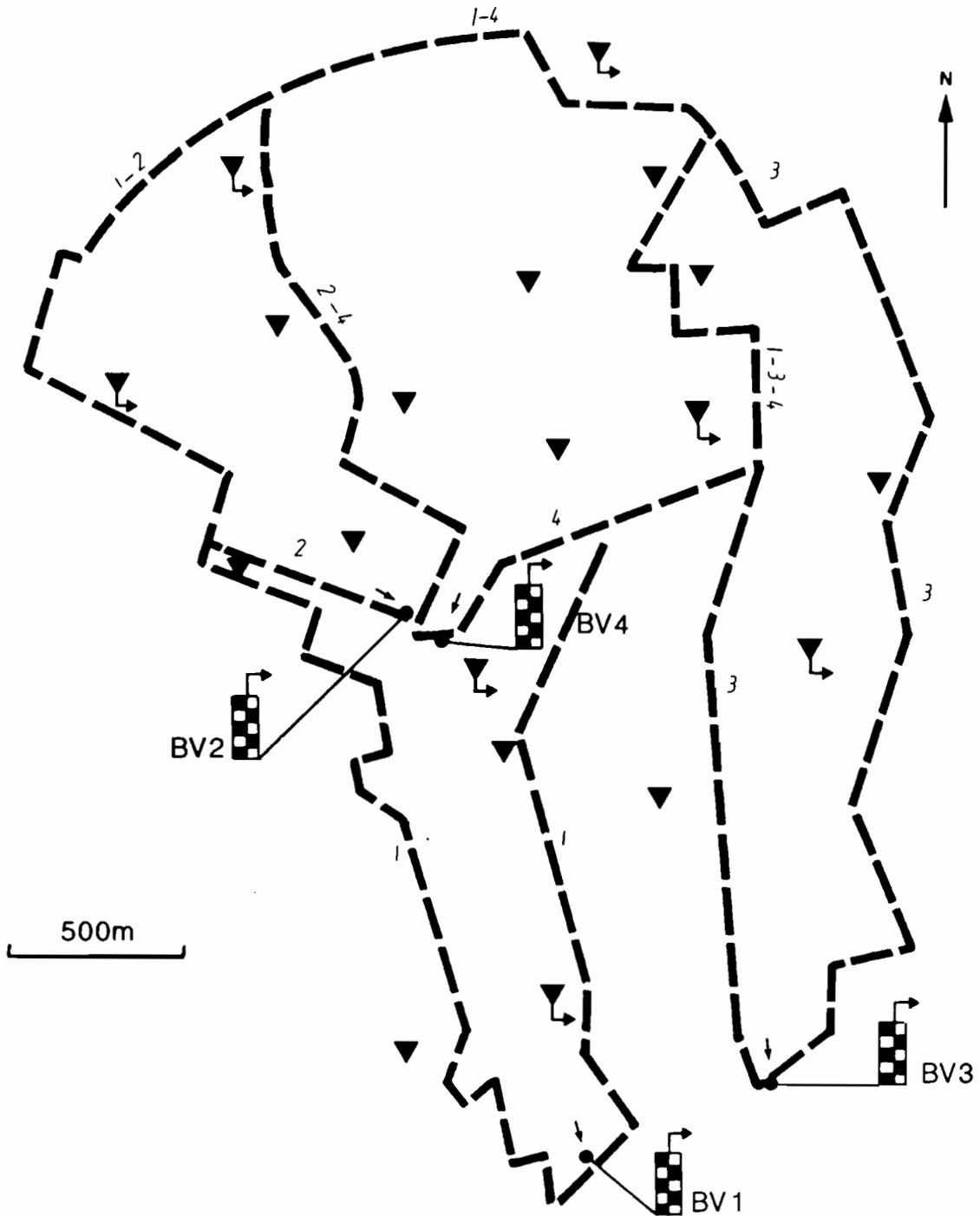
3.2.5.2. Résultats de la campagne 1987

Compte tenu :

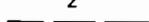
- de la qualité médiocre des résultats obtenus de 1978 à 1980,

- du développement des réseaux d'assainissement entrepris à Niamey de 1984 à 1986, qui a fait apparaître de nouveaux bassins a priori favorables à la réalisation de mesures de bonne qualité,

Fig 3-8 - SITUATION ET EQUIPEMENT DES BASSINS DE BAMAKO



Légende

- | | | | | | |
|---|--------------|---|------------------------|--|------------------|
|  | Pluviographe |  | Station limnigraphique |  | Limite de bassin |
|  | Pluviomètre |  | Station limnimétrique | | |

deux nouveaux bassins ont été équipés à NIAMEY en 1987 pour compléter les données recueillies de 1978 à 1980. L'un des deux bassins (n° 4) reprend une grande partie de l'ancien bassin n°1.

Sur le bassin n°4, les écoulements ont pu être correctement mesurés à l'exutoire. Malgré les nouveaux aménagements, des débordements se sont encore produits au niveau du Carrefour du Temple. Ces débordements ont été contrôlés par l'installation d'une station hydrométrique : ils ont donc été mesurés et estimés à un maximum de 10% du volume ruisselé total.

Sur le bassin n°5, l'impossibilité de délimiter correctement le bassin, et les difficultés d'étalonnage de la station, font que les données ne peuvent être utilisées pour le calage ultérieur des modèles de ruissellement.

3.2.6 Les bassins de Bamako

Quatre années de mesures ont été effectuées à Bamako de 1978 à 1980, et en 1982, sur 4 bassins, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 3-6.

Tableau 3-6 : caractéristiques des bassins de Bamako

Bassin	Superficie ha	Coefficient imperméabilisation %	Kc Gravelius	Pente moyenne m/km
1	202	26	1,62	6,0 (*)
2	65	16	1,67	9,0 (*)
3	76	27	1,89	4,0 (*)
4	104	15	1,42	9,0 (*)

(*) pente des collecteurs à l'exutoire

La figure 3-8 indique la situation de ces bassins et des appareils constituant leur équipement hydropluviométrique.

Les données recueillies sont de qualité très médiocre :

- . l'étalonnage de la station du bassin n°3 a été établi avec 4 jaugeages de basses eaux ;
- . pour les autres bassins, les étalonnages des stations ont été réalisés en 1984, soit de 2 à 4 ans après la fin des campagnes. Entre temps, les berges du canal de l'exutoire du bassin n°4 avaient été cimentées,
- . les lacunes de pluie ou de débit sont nombreuses, et la datation des événements pose également quelques problèmes,
- . les problèmes d'ensablement du lit des collecteurs sont particulièrement importants et ne peuvent être contrôlés en l'absence de jaugeage,
- . l'ensablement des gaines de limnigraphes ne permet pas de reconstituer les fins de crue.

Pour toutes ces raisons, nous avons renoncé à exploiter les mesures hydro-pluviométriques recueillies sur ces bassins.

CONCLUSIONS :

A l'issue de cette présentation des données pluviométriques et hydrométriques recueillies en milieu urbain africain, la qualité générale des données apparaît être très moyenne. Au maximum, 11 bassins peuvent être raisonnablement retenus pour la mise au point de modèles de ruissellement urbain. Parmi ces 11 bassins, certains présentent encore des défauts, liés principalement à leur délimitation incertaine, qu'il faudra garder à l'esprit lors des analyses ultérieures. Ils constituent néanmoins la base de travail minimum que nous avons voulu nous donner, et sont résumés dans le tableau 3-7 :

Tableau 3-7 : Liste des bassins retenus pour le calage des modèles de ruissellement

Ville	Bassin	Nombre événements	Observations
Niamey	1	19	Débordements ?
Niamey	2	15	Débordements + Apports extérieurs ?
Niamey	3	14	Débordements ?
Niamey	4	14	
Ouagadougou	1	22	
Ouagadougou	2	26	
Lomé	1	31	
Yopougon	1	65	Zone endoréique
Yopougon	5	61	Apports extérieurs ?
Yopougon	6	26	Apports extérieurs ?
Yopougon	7	26	Individualisation des pointes des crues complexes

Pour 25 bassins initialement suivis, le rendement est donc plutôt faible. Pour avoir nous-mêmes pratiqué ces mesures, nous avons pu nous rendre compte des difficultés rencontrées en milieu urbain. En considérant l'ensemble des campagnes réalisées, nous avons essayé de résumer ces difficultés pour en tirer les enseignements nécessaires.

Si les incertitudes métrologiques affectent aussi bien les mesures des précipitations que les mesures de ruissellement, ce sont ces dernières qui ont posé le plus de (gros) problèmes dans le cadre de cette étude.

Pour les mesures de ruissellement en milieu urbain, les incertitudes sont liées principalement à la délimitation des bassins, à l'étalonnage des stations et à la mesure des hauteurs d'eau :

la délimitation des bassins est particulièrement délicate pour des pentes de l'ordre de 1%, qui est celle de la grande majorité des bassins étudiés. La cause d'erreur la plus fréquente est liée à la défaillance des ouvrages de drainage et des ouvrages de capture de l'écoulement (grilles, avaloirs) par débordement ou obstruction. Nul doute que l'entretien de ces ouvrages limiterait ces risques, mais la précaution élémentaire consiste à reconnaître régulièrement ces limites en cours d'averse, et il est obligatoire, voire prioritaire, de disposer de personnel à cet effet. En cas de débordements relativement réduits, il est encore possible de les contrôler par des stations hydrométriques secondaires. Une autre solution, pour une échelle d'étude différente, consiste à aménager des micro-bassins de l'ordre de l'hectare, plus faciles à contrôler.

l'étalonnage des stations se heurte aux problèmes posés par un charriage important de matières solides, et par des vitesses d'écoulement très rapides dépassant couramment 5 m/s. Pour ces deux inconvénients, Le Barbé propose de recourir aux jaugeages chimiques. Pour les écoulements peu chargés, l'utilisation d'une perche coulissante montée sur chariot mobile, comme celle que nous avons réalisée à Niamey, est très satisfaisante. Compte tenu des caractéristiques géométriques des collecteurs, on peut aussi chercher à ajuster des formules hydrauliques de transformation hauteur-débit. Pour les collecteurs dont le lit est instable par suite de dépôts (exemple de Bamako), il ne reste qu'à multiplier les jaugeages...ou changer de station. Malheureusement, notamment lorsqu'il s'agit de réseaux enterrés, les sites possibles ne sont pas toujours aussi nombreux qu'on le souhaite.

la détermination des hauteurs d'eau pose le problème de l'appareillage. La solution classiquement utilisée sur les bassins étudiés a consisté à installer des limnigraphes à flotteur, avec des gaines encastrées dans la paroi du collecteur, condition indispensable à la mesure correcte des écoulements. L'utilisation de capteurs à pression devrait permettre de réduire notablement les travaux de terrassement nécessaires à l'installation d'une station. Les essais réalisés à Niamey (Bouvier et al., 1988) ont été décevants, mais sont imputables au type d'appareil choisi, et non au principe. Les capteurs Chloé devraient donner d'excellents résultats.

Les incertitudes liées aux mesures des précipitations relèvent davantage de la philosophie de la mesure que des défaillances des capteurs. Ceux-ci ont dans l'ensemble fonctionné correctement sur tous les bassins étudiés, moyennant des visites de contrôle régulières. Pour l'application des mesures pluviométriques au calage de modèles de transformation pluie-débit, le problème réside dans le passage d'une mesure ponctuelle à une mesure représentant la lame précipitée sur la totalité du bassin.

Au cours des campagnes présentées dans ce chapitre, ce problème a été contourné dans une certaine mesure par l'installation de réseaux de pluviographes et de pluviomètres sur chacun des bassins, dont la densité moyenne est de l'ordre de un pluviographe par cinquantaine d'hectares et de un pluviomètre par dizaine d'hectares. Cette disposition ne constitue cependant qu'une panacée en ce qui concerne l'étude de la variabilité spatio-temporelle des averses, et pourrait, dans un avenir que l'on souhaite proche, être considérablement enrichie par le développement des mesures de télédétection réalisée par les radars météorologiques. Il s'agit là d'une voie de recherche que les chercheurs commencent à explorer (Andrieu, 1986), (Delrieu et Creutin, 1989).

Le faible rendement des mesures réalisées au cours de la dernière décennie en Afrique de l'Ouest s'explique donc principalement par les problèmes hydrométriques rencontrés. Si les recommandations portent en partie sur le développement des capteurs, sur la nécessité d'entreprendre des reconnaissances sur le bassin, avant et pendant l'étude, et sur l'intérêt que représentent des travaux de nettoyage d'envergure du réseau, il faut néanmoins souligner que ces recommandations ne pourront totalement résoudre le problème. Il est clair que les opérations menées sur petits bassins versants, particulièrement en milieu urbain, nécessitent de mettre en oeuvre d'importants moyens humains, compétents et mobiles, pour faire face à la soudaineté et à l'irrégularité des crues. Ceci doit être pris en compte à l'avenir pour organiser de nouvelles mesures.

Avant de terminer ce chapitre, et pour préciser dans quelles directions nous avons orienté la description du milieu dans les chapitres suivants, nous nous sommes livrés à une rapide analyse des coefficients de ruissellement mesurés sur les bassins retenus. Nous avons comparé ces coefficients (K_r) aux coefficients d'imperméabilisation (IMP) des bassins, auxquels ils sont assimilés de façon classique dans les pays industrialisés. Les coefficients de ruissellement représentés dans le tableau 3-8 correspondent à des valeurs moyennes calculées à partir des 5 plus grosses pluies observées. Les gammes de hauteurs (P) dans lesquelles se trouvent ces pluies figurent également dans le tableau, et sont comparées à la hauteur de période de retour biennale (P_{2ans}).

La valeur médiane des rapports entre coefficients de ruissellement et d'imperméabilisation est de l'ordre de 2, et montre que les surfaces imperméabilisées ne peuvent à elles seules expliquer la totalité du ruissellement. D'autre part, la variabilité de ces rapports, de 1 à 5, indique que les coefficients de ruissellement observés ne peuvent être reliés de façon simple aux coefficients d'imperméabilisation. Le rôle particulier que semblent jouer les surfaces non revêtues doit par conséquent être soigneusement étudié, ce qui fait l'objet des chapitres suivants. Nous nous intéresserons ainsi à leurs caractéristiques hydrodynamiques (chapitre 4), puis à leur localisation et leur représentativité sur les bassins (chapitre 5).

Tableau 3-8 : Comparaison des coefficients de ruissellement et d'imperméabilisation des bassins.

Bassin	P mm	P _{2ans} mm	Kr %	IMP %	Rapport
Niamey 1	29-50	60	30	27	1,1
Niamey 2	22-60	60	46	31	1,5
Niamey 3	19-41	60	26	21	1,2
Niamey 4	25-40	60	42	21	2,0
Ouaga 1	27-36	70	51	10	5,1
Ouaga 2	24-38	70	50	25	2,0
Lomé 1	46-78	86	49	23	2,1
Yopougon 1	55-80	88	27	27	1,0
Yopougon 5	67-85	88	76	38	2,0
Yopougon 6	37-79	88	80	56	1,4
Yopougon 7	30-51	88	25	21	1,2

CHAPITRE 4

ETUDE EXPERIMENTALE DES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DES SURFACES NATURELLES

INTRODUCTION :

Les propos développés dans ce chapitre ont pour but de préciser les caractéristiques hydrodynamiques des surfaces naturelles, qui, nous l'avons vu, participent activement au ruissellement sur les bassins étudiés. Nous chercherons à obtenir une évaluation expérimentale de ces caractéristiques, à laquelle nous pourrons comparer les valeurs obtenues par le calage des modèles que nous choisirons ultérieurement.

Nous décrirons d'abord le dispositif expérimental de mesure du ruissellement sur des parcelles soumises à des pluies simulées. Nous préciserons également la variété des sols rencontrés sur les bassins étudiés, et la façon dont nous en avons tenu compte pour choisir les emplacements des parcelles.

Nous présenterons ensuite et analyserons les résultats obtenus relativement aux volumes ruisselés, et en retiendrons une première évaluation des facteurs explicatifs du ruissellement sur les parcelles situées en milieu urbain. Nous chercherons alors à détailler les différentes phases de l'hydrogramme de ruissellement, qui servira de modèle à l'élaboration de courbes représentatives de l'évolution des pertes à l'écoulement en fonction du temps.

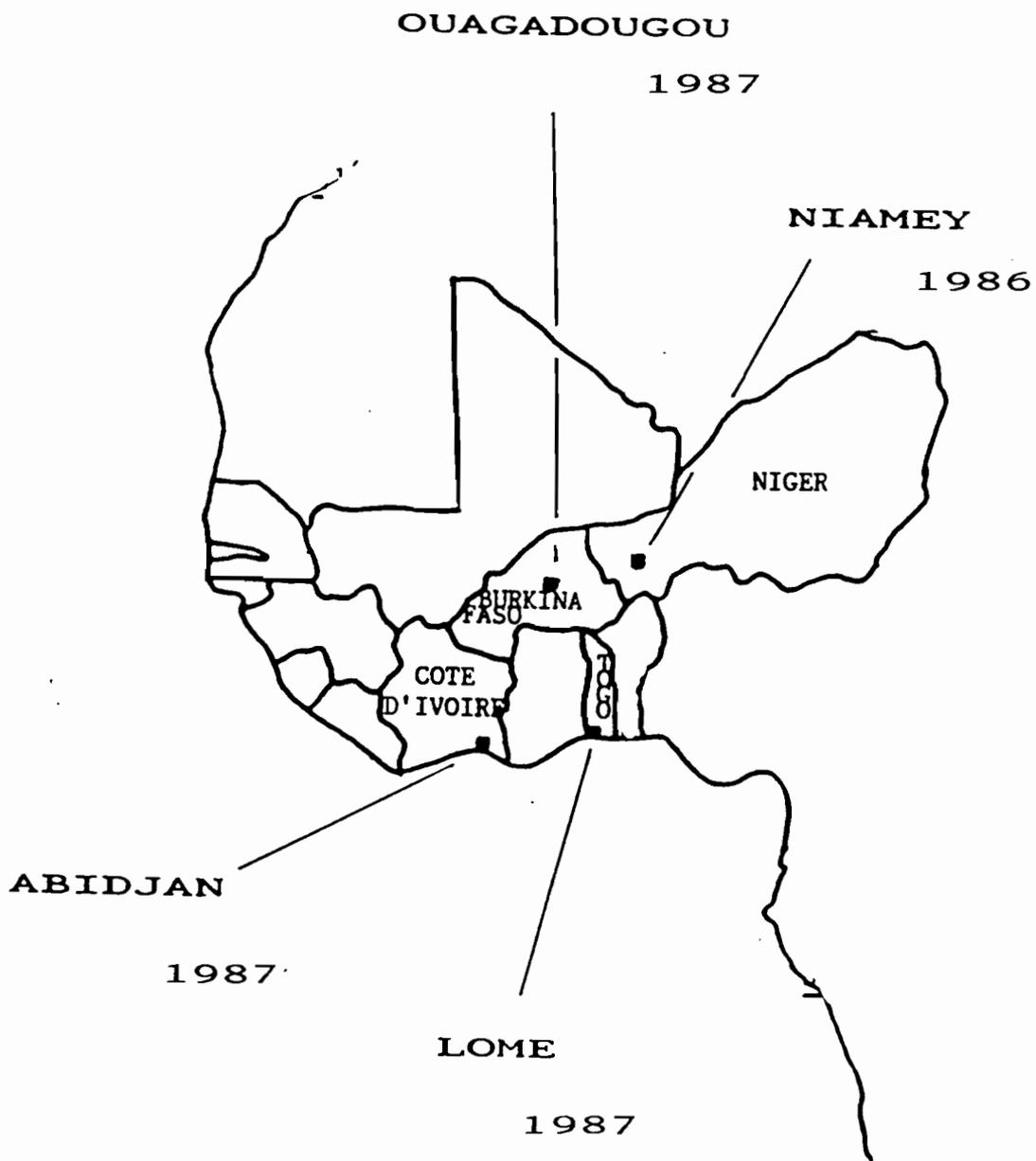


Figure 4-1 : Carte de situation des campagnes de simulation de pluies.

4.1 DEROULEMENT ET MISE EN OEUVRE DES CAMPAGNES

Quatre campagnes de simulation de pluies ont été réalisées à Niamey en 1986, à Ouagadougou, Lomé et Yopougon-Abidjan en 1987 (figure 4-1). Chacune des campagnes s'est déroulée en suivant des principes identiques, que nous présentons dans ce qui suit.

4.1.1. Description de l'appareillage

Le simulateur de pluie utilisé (figure 4-2) est le fruit d'une dizaine d'années d'expérimentations effectuées par l'ORSTOM, et, sous sa forme actuelle, permet de reproduire assez fidèlement les caractéristiques de l'averse :

- . *grosueur des gouttes d'eau* : l'asperseur est constitué par un gicleur produisant un jet dont la grosueur des gouttes est déterminée par le débit de la pompe d'alimentation en eau ;
- . *énergie cinétique des gouttes d'eau* : initialement conçu par des pédologues pour étudier l'érodibilité des sols, l'asperseur est placé sur un bâti d'une hauteur d'environ 5 m ;
- . *intensité de la pluie* : celle-ci est variable en fonction de l'angle de balayage de l'asperseur.

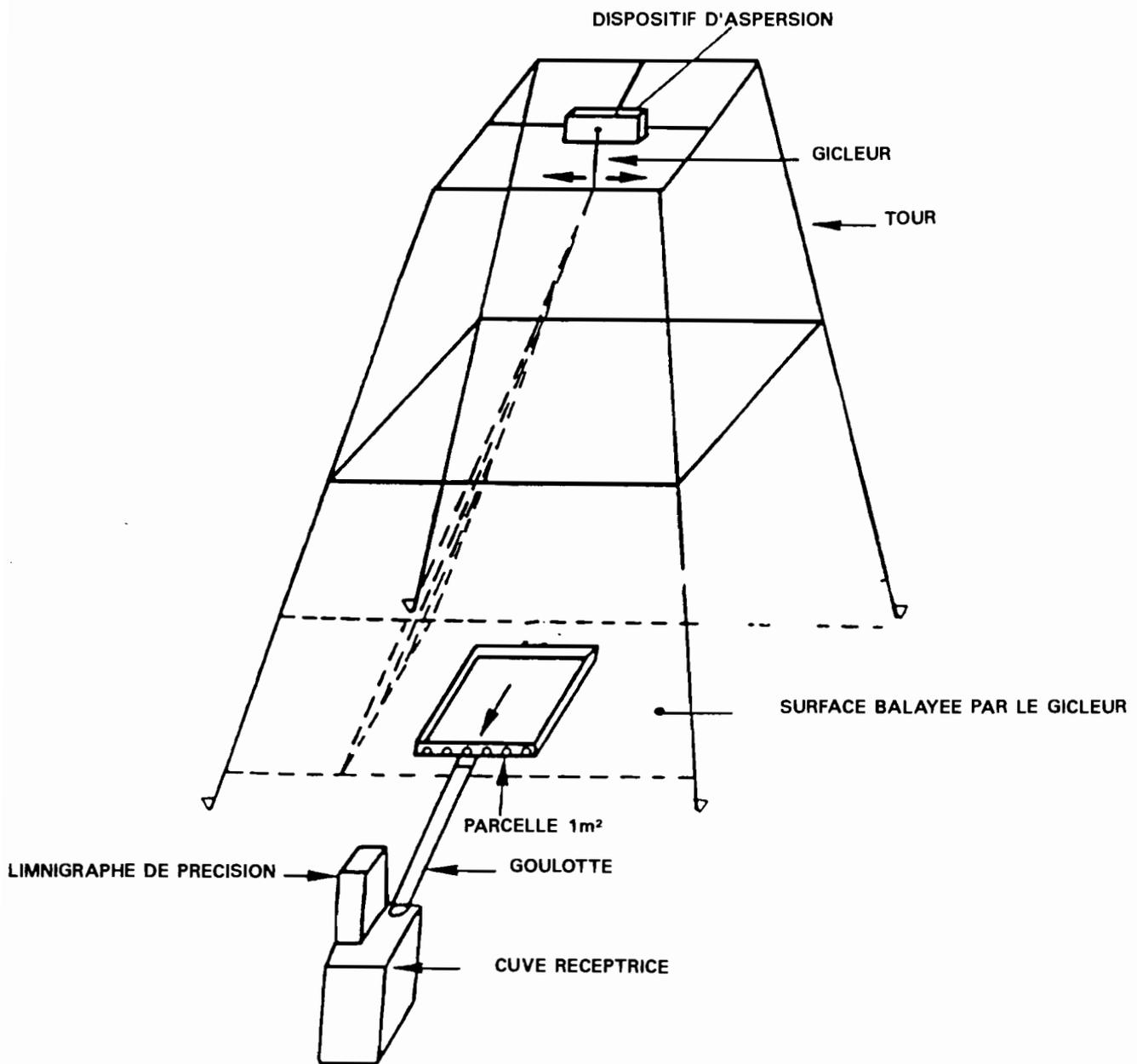
La pluie est concentrée sur une parcelle carrée de 1 m de côté, dont l'écoulement est recueilli sur la bordure aval, et dirigé vers une cuve dont les variations de niveau sont enregistrées par un limnigraphe.

4.1.2. Choix des protocoles

En regard des objectifs visés et de la nécessité de permettre la reproduction ultérieure de ces campagnes dans les meilleures conditions, nous nous sommes orientés vers un protocole simplifié susceptible d'apporter des réponses aux questions suivantes :

- . quelle est l'évolution de l'intensité d'infiltration au cours du temps et au bout de combien de temps le régime permanent est-il atteint ?
- . quelle est l'influence de l'intensité de la pluie sur l'intensité d'infiltration ?
- . quelle est l'influence de l'humidité du sol sur l'intensité d'infiltration ?

Fig-4-2 - SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DU SIMULATEUR DE PLUIE (d'après B THEBE)



La première question nous a conduit à initialiser la série d'essais sur chaque parcelle par une pluie d'intensité constante, de durée voisine de une heure. La date d'apparition du régime permanent ayant été observé à partir de cet essai, nous avons pu ensuite procéder aux essais suivants en simulant des pluies d'intensité variable afin de répondre à la deuxième question.

Quant au troisième point, nous avons choisi d'étudier les comportements hydrodynamiques dans des conditions extrêmes d'humidité des sols, pour évaluer en fonction des différences mesurées l'intérêt de procéder à l'étude des conditions intermédiaires. Cette façon de faire s'est traduite par une succession de pluies séparées par des temps de ressuyage relativement courts réalisés sur un même site et a permis de réduire :

- . les déplacements de l'appareil, toujours délicats en ville ;
- . la durée de la campagne de façon générale.

Plus précisément, le protocole peut être résumé ainsi, pour une parcelle donnée :

jour n°1 matin

pluie n°1

intensité n°1 pendant 1 heure

jour n°1 après-midi

pluie n°2

intensité n°1 pendant 30 minutes

intensité n°2 pendant 15 minutes

intensité n°1 pendant 15 minutes

jour n°2 matin

pluie n°3

intensité n°1 pendant 30 minutes

intensité n°2 pendant 15 minutes

intensité n°3 pendant 15 minutes

intensité n°1 pendant 15 minutes

La pluie n°1 renseigne sur le comportement hydrodynamique d'un sol initialement sec ; la pluie n°3 sur le comportement d'un sol présentant des conditions initiales d'humidité maximale. Tout en fournissant une expérience supplémentaire dont on exploitera les résultats, la pluie n°2 a pour rôle d'assurer une humectation du sol maximale, avant de procéder à la pluie n°3.

Les intensités de pluie choisies sont généralement 40 mm/h pour l'intensité n°1, 120 mm/h pour l'intensité n°2 et 80 mm/h pour l'intensité n°3. Ces valeurs, ainsi que les durées pendant lesquelles elles sont maintenues, sont cependant variables et on se reportera aux rapports de campagne pour trouver la compo-

mesures d'humidité pondérales. Ces prélèvements ont été effectués à une distance de 20 à 30 cm à l'extérieur du cadre de la parcelle.

Enfin, pour établir un pont entre la séquence type précédemment décrite et les conditions naturelles rencontrées en saison des pluies, nous avons réalisé un suivi plus long pour au moins une des parcelles (trois pluies supplémentaires espacées de 3 jours et une semaine, la première survenant sur un sol sec).

4.1.3. Description des parcelles étudiées

4.1.3.1 Généralités

Le choix des parcelles a été précédé d'une tournée de reconnaissance et de sondages réalisés à la tarière, pour établir une cartographie sommaire des sols rencontrés sur les bassins étudiés.

Le nombre de parcelles a été limité à six par ville, et suffit dans la plupart des cas à représenter la diversité des sols. Leur emplacement se situe généralement sur les bassins. Cependant, pour des raisons parfois pratiques, parfois administratives, ces emplacements peuvent se situer en dehors des bassins : dans ce cas, nous nous sommes assurés que le choix de ces parcelles était compatible avec ce que nous avons observé sur les bassins. Les parcelles ont été placées soit dans des cours d'habitation, soit dans des espaces dégagés, soit en bordure ou sur des voiries carrossables.

Chaque emplacement choisi a fait l'objet d'une description détaillée de l'état de surface et des différents horizons constituant le profil pédologique du sol. Les observations ont principalement porté sur, en partant de la surface (fig. 4-3) :

la couverture de la parcelle : couverture végétale ou dans le cas de sols nus, frange meuble superficielle non consolidée du sol ;

la croûte superficielle, horizon consolidé sous-jacent ;

le substratum, horizon inférieur homogène sur lequel repose les horizons supérieurs.

Figure 4-3 : Description du profil pédologique



Ces observations, notamment celle de la croûte superficielle, ont été complétées par l'utilisation de la méthodologie descriptive développée par Casenave et Valentin (1988). Les principes de cette méthodologie, ainsi que les caractéristiques des parcelles que nous avons étudiées, sont présentées dans l'annexe n°2.

Les parcelles ont également fait l'objet d'une analyse granulométrique sur les cinq premiers centimètres du sol, et d'une couverture photographique consacrée d'une part à l'aspect général de la parcelle avant et après la pluie, et d'autre part à des vues du profil pédologique (sur les dix premiers centimètres et sur les cinquante premiers centimètres).

4.1.3.2 Caractéristiques des parcelles choisies pour chaque site

Les caractéristiques pédologiques et géologiques des sites sur lesquels se sont déroulées les campagnes de simulation de pluie sont indiquées de façon très générale dans le tableau 4-1

Tableau 4-1 : Classifications pédologiques et géologiques des sites étudiés.

	(UNESCO,1971)	(C.P.C.S.,1967)
Niamey	Secondaire et tertiaire	Sols ferrugineux tropicaux non ou peu lessivés
Ouagadougou	Précambrien plissé	Sols ferrugineux tropicaux lessivés
Yopougon	Précambrien plissé	Sols ferralitiques faiblement et moyennement désaturés
Lomé	Secondaire et tertiaire	Association de sols ferrugineux tropicaux lessivés et de sols ferralitiques

Ces caractéristiques sont évidemment insuffisantes pour décrire la diversité locale des sols, notamment en milieu urbain, et les reconnaissances préalables auxquelles nous avons régulièrement procédé nous ont permis de fixer plus précisément pour chaque site le nombre et la nature des parcelles à étudier. Nous résumons ces observations dans ce qui suit.

OUAGADOUGOU

Sur les bassins expérimentaux étudiés par l'ORSTOM de 1977 à 1979 et sur l'ensemble de la ville, les sols sont nus, de composition sablo-argileuse, et la cuirasse latéritique affleure par endroits. Le couvert végétal

est très faible sur les bassins, voire inexistant. La quasi-totalité des sols présentent des croûtes superficielles, surmontées parfois d'une couverture meuble d'origine détritique, dont l'épaisseur ne dépasse guère 1 cm. Des horizons supérieurs latéritiques recouvrent généralement les voiries non goudronnées. Les 6 parcelles sont situées dans des cours de concession (1, 2, 6), sur des espaces dégagés (3, 4) et sur une piste carrossable (5).

NIAMEY

Sur les bassins expérimentaux étudiés par l'ORSTOM de 1978 à 1980, puis en 1987, les sols sont également nus, de composition sablo-argileuse. Le couvert végétal est faible à moyen sur les bassins, et se présente exclusivement sous forme arborée. La quasi-totalité des sols présente des croûtes superficielles, surmontées d'une couverture meuble d'origine détritique, dont l'épaisseur varie de 0 à 5 cm sur les bassins étudiés. Sur des parties périphériques de Niamey plus éloignées des bassins, l'épaisseur de cette couverture superficielle peut atteindre une dizaine de centimètres. Les voiries non goudronnées sont généralement surmontées d'horizons supérieurs latéritiques. Les six parcelles sont situées dans des cours de concession (1, 2 et 3), dans des espaces dégagés (5 et 6), sur une piste carrossable (4).

YOPOUGON

Sur les bassins expérimentaux étudiés par l'ORSTOM de 1984 à 1985, les sols rencontrés peuvent être répartis en première approximation en trois catégories, suivant leurs états de surface :

- . les sols nus, pour lesquels on observe toujours l'existence d'une pellicule plasmique (parcelles 1, 2, 3 et 6) ;
- . les sols recouverts de végétation de type herbacée (parcelle 5) ;
- . les sols cultivés (parcelle 4), correspondant à quelques lopins de culture de maïs relativement rares, étudiés plus par curiosité que pour leur représentativité sur les bassins.

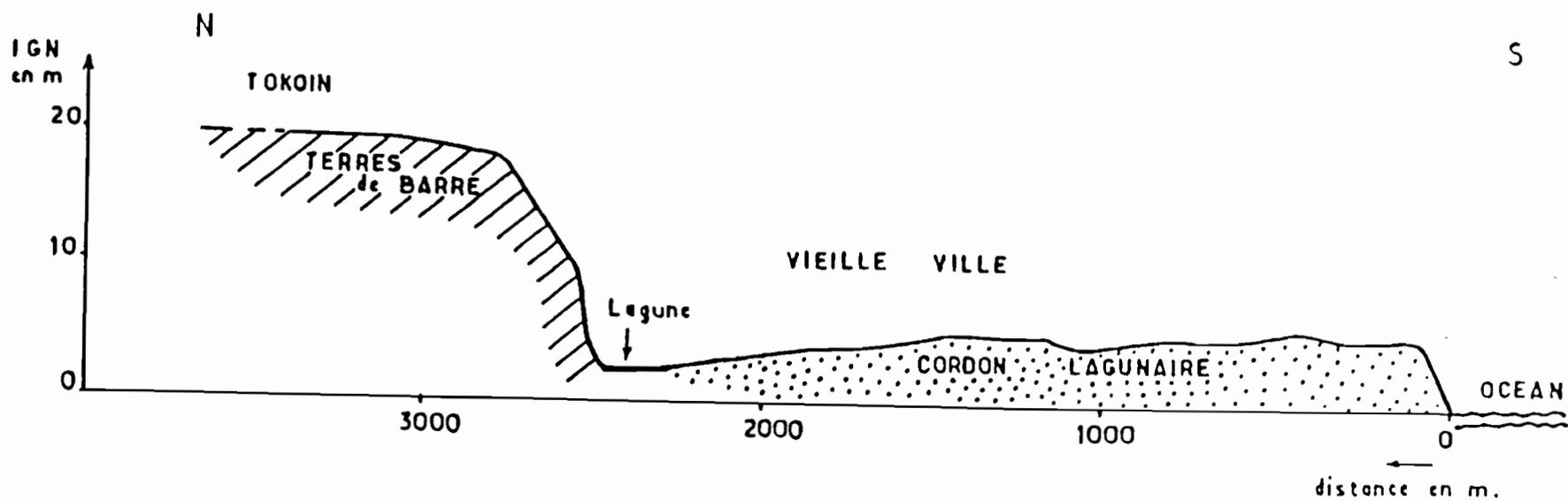
Les sols naturels sont sablo-argileux, et les voiries non goudronnées sont généralement surmontées d'horizons supérieurs latéritiques. Les parcelles sont situées dans des cours de concessions (1, 3 et 4), sur des espaces dégagés (5 et 6), en bordure d'une piste carrossable (2).

LOME

La ville de Lomé présente deux parties bien distinctes au niveau de la composition des sols (figure 4-4) :

- . la vieille ville qui s'étend sur les sols sableux du cordon lagunaire ;

Fig-4-4 - COUPE SCHEMATIQUE PEDOLOGIQUE DE LOME (d'après L LE BARBE)



- l'ensemble des quartiers plus récents, situés de l'autre côté de la lagune, qui s'étendent sur les sols sablo-argileux dits "terres de Barres".

Les bassins versants expérimentaux étudiés par l'ORSTOM de 1977 à 1979 se situent :

- sur les terres de Barres pour les bassins 1 et 2 (parcelles 1, 2, 3 et 4)
- sur le cordon lagunaire pour le bassin n° 3 (parcelles 5 et 6)

La végétation est peu importante sur ces bassins, et se rencontre exclusivement sous une forme arborée. Les voiries principales sont recouvertes d'un horizon supérieur latéritique. Les parcelles sont situées dans des cours de concession (2, 3 et 4), sur des espaces dégagés (5 et 6), et en bordure d'une piste carrossable (1).

4.2. COMPARAISON DES VOLUMES RUISSELES SUR LES PARCELLES

Afin d'établir une première évaluation des facteurs explicatifs du ruissellement sur parcelle, nous avons analysé les coefficients de ruissellement obtenus pour chaque expérience. Pour se placer dans des conditions analogues de hauteur de pluie, ces coefficients ont été calculés relativement à des averses de 40 mm, et définis par :

$$K_R = \frac{L(t_0) + D_R}{40}$$

où t_0 désigne la date à laquelle la pluie atteint 40 mm, L la lame ruisselée correspondante en mm, et D_R la quantité d'eau écoulée correspondant à la vidange de la parcelle après l'arrêt de la pluie en fin d'expérience, en mm.

Nous avons reporté dans le tableau 4-2 les valeurs minimales et maximales des coefficients ainsi calculés pour chacune des parcelles. Ces bornes correspondent respectivement à des conditions initiales minimales (pluie n°1 de la séquence) et maximales (pluie n°3) d'humidité du sol.

Tableau 4-2 : Coefficients de ruissellement mesurés sur parcelles, en %.

	Parcelle	1	2	3	4	5	6
Niamey	Sol sec	27	67	83	72	71	62
	Sol humide	64	93	92	85	84	82
Ouagadougou	Sol sec	85	81	78	77	81	75
	Sol humide	95	98	93	92	91	97
Yopougon	Sol sec	76*	86	93	**	0	84
	Sol humide	95	92	95	74	21	86
Lomé	Sol sec	46	50	50	37	27	0
	Sol humide	84	87	78	36	86	0

* rapporté à une pluie de 30 mm

** manquant

Nous avons interprété ces résultats en distinguant d'une part les sols couverts de végétation et d'autre part les sols nus.

1) Cas de la végétation :

Les sols recouverts de végétation de type herbacée constituent une partie importante des surfaces naturelles rencontrées sur les bassins de Yopougon. L'unique représentant que nous avons étudié pour ce type de sol (parcelle n°5 de Yopougon) ne donne lieu à un écoulement ($K_R=21\%$) que dans des conditions de précipitations exceptionnelles que l'on ne rencontre guère en saison des pluies. En tenant compte de résultats identiques obtenus par Casenave et Valentin (1988) sur des parcelles de même type situées en milieu rural, nous admettrons que les surfaces couvertes de végétation ne participent pas au ruissellement sur les bassins urbains africains.

2) Cas des sols nus

Les sols nus constituent les principaux états de surfaces rencontrés en milieu urbain et correspondent à la grande majorité des parcelles étudiées. Nous avons analysés leurs coefficients de ruissellement site par site.

A Niamey, toutes les parcelles ont été placées sur des sols nus. La parcelle n°1 a ruisselé plus faiblement que les autres : elle est située sur une fosse à banco récemment remblayée, et présente un profil pédologique particulier qui n'est guère représentatif des sols rencontrés sur les bassins. A l'exception de cette parcelle, les coefficients de ruissellement calculés varient peu, pour un état d'humidité du sol donné : de 62 à 83 % sur un sol initialement sec, et de 82 à 93 % sur un sol initialement très humide. Les valeurs médianes des coefficients de ruissellement sont respectivement égales à 71 % et 85 % dans des conditions extrêmes d'humidité du sol, ce qui permet d'évaluer à environ + 20 % l'accroissement relatif du ruissellement en fonction de l'humidité initiale du sol.

A Ouagadougou, toutes les parcelles ont également été placées sur des sols nus., qui présentent des comportements semblables. Les coefficients de ruissellement varient peu, pour un état d'humidité du sol donné : de 75 à 85 % sur un sol initialement sec, et de 91 à 98 % sur un sol initialement très humide. Les valeurs médianes sont respectivement égales à 80 et 94 %, et permettent d'évaluer à environ + 18 % l'accroissement relatif du ruissellement en fonction de l'humidité initiale du sol.

A Yopougon, les parcelles n°1, 2, 3 et 6 ont été placées sur des sols nus. Les coefficients de ruissellement y sont encore très semblables, pour un état d'humidité du sol donné : ils varient de 76 à 93 % sur des sols initialement secs, et de 86 à 95 % sur des sols initialement très humides. Les valeurs médianes sont respectivement égales à 85 et 93 %, et permettent d'évaluer à environ + 9 % l'accroissement relatif du ruissellement en fonction de l'humidité initiale du sol.

A Lomé, toutes les parcelles ont été placées sur des sols nus. A la différence des sites précédents, les coefficients de ruissellement sont sensiblement différents d'une parcelle à l'autre, et demandent une classification plus détaillée :

la parcelle n°6 correspond aux sols très sableux du cordon lagunaire et présente une frange superficielle meuble d'une épaisseur supérieure à 5 cm : le ruissellement y est toujours nul ;

la parcelle n°5 se trouve également sur le cordon lagunaire. La proportion d'argiles et de limons fins y est néanmoins importante, due à divers apports, et d'autre part, les mesures d'humidité pondérale réalisées avant la première pluie du protocole (tableau 4-3) ont mis en évidence une forte teneur en eau à une profondeur de l'ordre de 10 cm. L'accroissement du coefficient de ruissellement mesuré entre les pluies n°1 ($K_R=27\%$) et n°3 ($K_R=86\%$) s'explique ainsi principalement par la saturation en eau du sol, favorisée par la proximité de la nappe et la présence d'argiles. Cette parcelle illustre la complexité des mécanismes de ruissellement que l'on peut trouver dans des zones où la nappe est sub-affleurante. Telles que nous les avons pratiquées, les mesures sous pluies simulées sont alors insuffisantes pour espérer reproduire le fonctionnement hydrodynamique de ces sols dans les conditions naturelles d'une saison des pluies.

Tableau 4-3 : Humidités pondérales des sols mesurées avant la première pluie du protocole. Parcelles de Lomé, en %.

Parcelle	1	2	3	4	5	6
Profondeur (cm)						
0-5	0,63	0,29	3,82	18,34	4,34	2,35
10-15	1,61	-	4,63	-	18,75	-
15-20	-	-	-	19,14	12,52	2,78
20-25	-	-	4,58	-	-	-
30-35	-	-	-	-	23,46	4,43

la parcelle n°4 présente des caractéristiques analogues à la parcelle précédente, en ce qui concerne la composition granulométrique et les mesures d'humidité pondérale. Le coefficient de ruissellement mesuré lors de la pluie n°1 est également faible (37 %), mais, contrairement à la parcelle précédente, n'augmente pas au cours des pluies suivantes. Sans doute aurions nous observé cette augmentation en prolongeant la séquence des pluies : comme pour la parcelle précédente, nous ne pouvons que souligner l'insuffisance du protocole utilisé pour décrire la complexité du fonctionnement hydrodynamique des sols à zone saturée peu profonde.

les parcelles n°1, 2 et 3 correspondent aux sols dits de "terres de Barres", que l'on rencontre sur le plateau. Ces sols forment l'essentiel du bassin n°1, pour lequel nous disposons de mesures hydro-pluviométriques exploitables. Pour ces sols, les coefficients de ruissellement restent très voisins, pour un état d'humidité du sol donné : ils varient de 46 à 50 % sur un sol initialement sec, et de 78 à 87 % sur un sol initialement très humide. Les valeurs médianes sont respectivement égales à 50 et 84 %, et permettent d'évaluer à environ + 68 % l'accroissement relatif du ruissellement en fonction de l'humidité initiale du sol.

3) Conclusions

En regard des volumes ruisselés, les principales distinctions à établir pour obtenir des résultats homogènes relèvent principalement :

des états de surface (sols nus/végétation) et de la composition du sol (sables/argiles)

de l'humidité initiale du sol, due aux précipitations antérieures ou, pour des raisons généralement topographiques, à la faible profondeur de la zone saturée.

Dans ce dernier cas, les expériences réalisées ne peuvent suffire à préciser les mécanismes de ruissellement. Ceux-ci requièrent une méthodologie et une métrologie différentes et sans doute plus sophistiquées pour y parvenir, et dans le cadre de notre protocole, fixent ainsi une des limites de ce que nous pouvons prétendre connaître du fonctionnement hydrodynamique des sols au niveau de la parcelle.

Dans les autres cas, nous avons pu cerner plus précisément l'aptitude au ruissellement des différents sols étudiés :

les sols couverts de végétation ne produisent un écoulement que dans des conditions exceptionnelles que l'on ne rencontre guère en saison des pluies ;

les sols nus sableux du type "cordon lagunaire" ne produisent pas non plus d'écoulement ;

les sols nus sablo-argileux donnent lieu en revanche à un écoulement important. Pour un site donné et des conditions d'expériences identiques, ils ruissellent de façon très homogène, que l'on peut caractériser par les valeurs médianes des coefficients de ruissellement mesurés pour les deux états extrêmes d'humidité du sol (tableau 4-4)

Tableau 4-4 : Ruissellement médian mesuré sur sols nus sablo-argileux.

Site	Nombre de parcelles	K_R médian Sol sec %	K_R médian Sol humide %	Rapport
Niamey	5	71	85	+ 20 %
Ouagadougou	6	80	94	+ 18 %
Yopougon	4	85	93	+ 9 %
Lomé	3	50	84	+ 68 %

Les valeurs des coefficients de ruissellement sont effectivement élevées, et les sols nus sablo-argileux ne sauraient être négligés dans l'évaluation du ruissellement des bassins étudiés. D'autre part, les coefficients varient d'un site à l'autre, pour un état d'humidité du sol donné, et l'individualisation des sites, dans la mesure où ils présentent des caractéristiques pédologiques et géologiques propres, semble garantir une meilleure homogénéité des conditions de ruissellement. Le tableau 4-4 montre ainsi que les ruissellements les plus importants sont mesurés sur les sols de Ouagadougou et Yopougon, puis de Niamey, et enfin de Lomé. Pour ce dernier site, le ruissellement des parcelles sur sol sec est beaucoup moins important qu'ailleurs. Ce point particulier nécessite un complément d'analyse, auquel est consacré le paragraphe suivant.

d) Cas particulier des sols sablo-argileux de Lomé

Pour vérifier les conditions de ruissellement observées à Lomé sur un sol sablo-argileux initialement sec, un protocole complémentaire a été mis en oeuvre sur la parcelle n°1. Trois nouvelles pluies ont été réalisées, la première (pluie n°4) survenant un mois après la fin du protocole initial, les autres (pluies n°5 et 6) respectivement 5 et 6 jours après cette pluie. Dans ces conditions, les pluies n°4 et 5 reproduisent les conditions expérimentales de la pluie n°1, et la pluie n°6 celles de la pluie n°2. Nous avons représenté dans le tableau 4-5 les coefficients de ruissellement obtenus :

Tableau 4-5 : Coefficients de ruissellement mesurés sur la parcelle n°1 de Lomé - Protocole complet.

Pluie n°	1	2	3	4	5	6
K_R (%)	46	64	84	64	60	66

La comparaison est bonne pour les pluies n°2 et 6, qui surviennent toutes les deux moins d'un jour après une première pluie et interviennent dans des conditions expérimentales identiques.

Les coefficients de ruissellement des pluies survenant sur des sols secs sont également semblables pour les pluies complémentaires n°4 et 5. Ils sont cependant nettement plus élevés que pour la pluie n°1 du protocole, qui intervient pourtant dans les mêmes conditions expérimentales d'intensités de pluie et d'humidité minimale du sol : le volume ruisselé mesuré lors de la première pluie serait donc sous-estimé, dans un rapport de l'ordre de 70 %. D'autres indices, que nous présenterons lors de l'analyse détaillée des hydrogrammes de ruissellement, semblent effectivement montrer que pour les trois parcelles de Lomé, on assiste à une restructuration des sols après les premières pluies, et que les conditions de ruissellement qui prévalent en saison des pluies sur des sols initialement secs sont mieux traduites par les pluies n°4 et 5 que par la pluie n°1. En appliquant la correction de 70 % à la valeur médiane des coefficients de ruissellement mesurés sur sol sec sur les parcelles de Lomé, le coefficient médian passe de 50 à 70 %, et les sols sablo-argileux de Lomé ont un comportement alors très voisin de ceux de Niamey (70 et 71 % de ruissellement sur des sols initialement secs, 85 et 84 % sur sols initialement humides).

4.3. HYDRODYNAMIQUE DE LA PARCELLE

4.3.1. Rappels théoriques sur l'hydrogramme de ruissellement sur parcelle

L'hydrogramme de ruissellement obtenu sur des parcelles soumises à des pluies simulées a fait l'objet de nombreuses études en laboratoire ou sur le terrain. Lafforgue (1977), qui a utilisé un dispositif expérimental semblable au nôtre, se différenciant exclusivement par la taille de la parcelle (5 m x 10 m), en donne une description que nous résumons dans ce qui suit (figure 4-5).

Le temps a été porté en abscisse avec pour origine l'instant correspondant au début de la pluie.

En ordonnée sont portées en millimètres par heure les variations d'intensité des différents termes du bilan de surface qui sont :

- . la hauteur de pluie cumulée $P(t)$ à laquelle correspond l'intensité de pluie I ;
- . la lame d'eau ruisselée cumulée $L(t)$, à laquelle correspond l'intensité de ruissellement $R(t)$;
- . la lame d'eau infiltrée cumulée $W(t)$, à laquelle correspond l'intensité d'infiltration $F(t)$;
- . la lame d'eau stockée à la surface de la parcelle $S(t)$. Ce terme peut être considéré comme la somme de l'écoulement retenu en surface sous forme de flaques $S_f(t)$ d'une part, et de la hauteur moyenne de la lame d'eau en mouvement à la surface de la parcelle $D_m(t)$ (détention mobilisable) d'autre part.

L'hydrogramme de ruissellement (en trait plein sur la figure 4-5) est constitué, pour une averse d'intensité constante suffisamment longue, par quatre portions de courbe correspondant à des phases bien individualisées du processus : une phase d'imbibition ($R=0$), une phase transitoire (R croissant), une phase de régime permanent (R constant) et une phase de vidange (R décroissant vers 0).

a) Phase d'imbibition

En début de pluie, le ruissellement est nul pendant une durée t_i . Au cours de cette durée, les pertes à l'écoulement sont donc égales au volume de pluie précipité $P_i = P(t_i)$ et sont constituées par :

- . le remplissage des dépressions naturelles du sol (volume $S_i(t_i) = S_f$),
- . le volume infiltré $W(t_i)$,

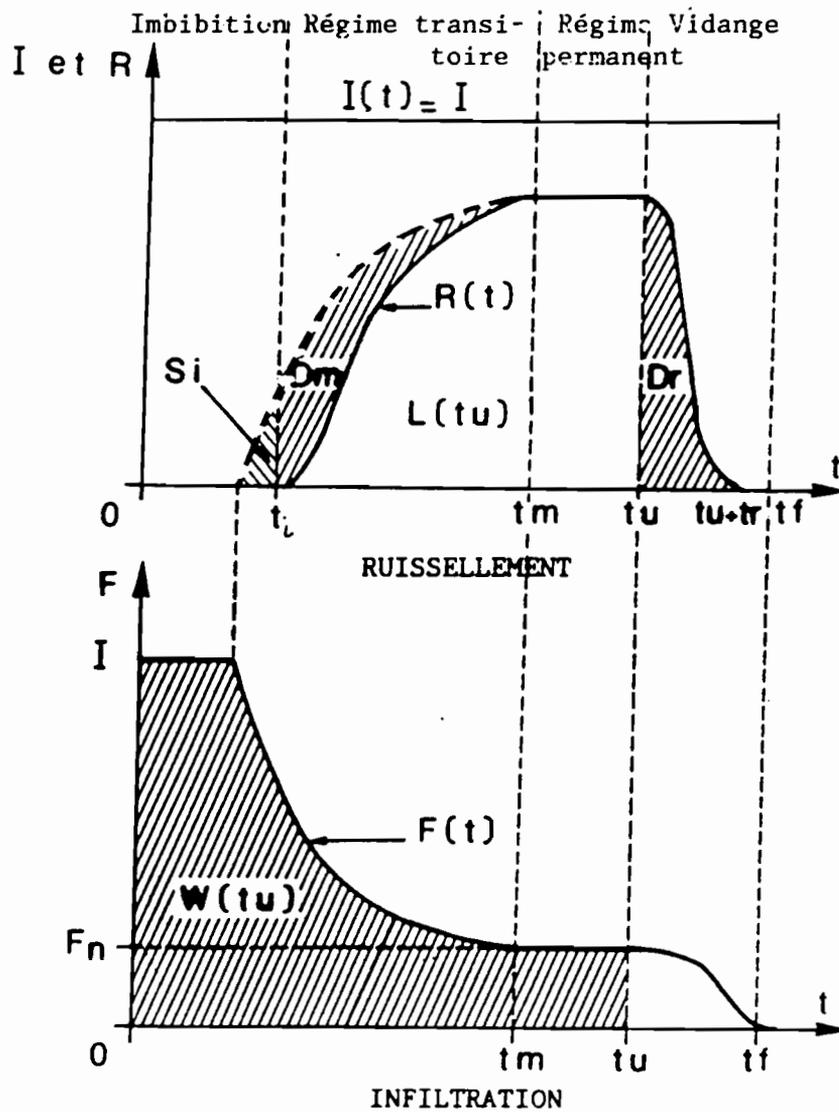


Figure 4-5 : Hydrogramme de ruissellement sous une pluie d'intensité constante

à un degré moindre, l'évaporation et l'interception par la végétation, que nous négligerons ici.

A un instant t , le bilan s'écrit au cours de cette phase :

$$I(t) - F(t) - \frac{dS_i(t)}{dt} = 0$$

b) Phase de régime transitoire

Au cours de cette phase dont la date de fin est notée t_m , les valeurs prises par l'intensité de ruissellement $R(t)$ résultent de la superposition de trois phénomènes variables :

- diminution continue de l'intensité d'infiltration $F(t)$;
- augmentation de la hauteur moyenne de la lame d'eau en mouvement à la surface de la parcelle $D_m(t)$;
- augmentation du stockage sous forme de flaques $S_i(t)$.

Ce que traduit le bilan suivant :

$$I(t) - R(t) - F(t) - \frac{dD_m(t)}{dt} - \frac{dS_i(t)}{dt} = 0$$

Les pertes à l'écoulement sont constituées par :

- le volume infiltré $W(t_m) - W(t_i)$
- le volume stocké $S_i(t_m) - S_i(t_i)$
- la détention mobilisable de surface $D_m(t_m) = D_m$, dont une partie sera restituée ultérieurement.

c) Phase de régime permanent

A l'instant t_m qui marque la fin du régime transitoire, le ruissellement se stabilise à une valeur constante R_x . Le système est alors en équilibre, et les pertes à l'écoulement ne sont représentées que par l'infiltration, dont l'intensité $F_n = I - R_x$ est constante.

d) Phase de vidange

Cette phase correspond à la vidange de la détention mobilisable de surface D_m après l'arrêt de la pluie.

La durée de cette phase, t_r , correspond à la durée écoulée entre l'instant d'arrêt de la pluie t_u , et l'instant d'arrêt du ruissellement t_f .

Au cours de cette phase, l'intensité de ruissellement $R(t)$ est égale à la variation du stock mobilisable $dD_m(t)/dt$, diminuée de l'intensité d'infiltration $F(t)$, qui s'exerce sur une fraction $\omega(t)$, décroissante avec le temps, de la surface de la parcelle, et de la rétention sous forme de flaques, $dS_i(t)/dt$. Ce que traduit le bilan suivant :

$$R(t) - \frac{dD_m(t)}{dt} + \frac{dS_i(t)}{dt} + \omega(t) \cdot F(t) = 0$$

En intégrant cette expression par rapport au temps entre t_u et t_f , on obtient la quantité d'eau qui s'écoule de la parcelle pendant la durée totale de la vidange (détention superficielle récupérable pour le ruissellement D_R), soit :

$$D_R = L(t_f) - L(t_u) = D_m + S_i(t_u) - S_i(t_f) + \int_{t_u}^{t_f} \omega(t) \cdot F(t) dt = 0$$

e) Conclusions

Cette description fine de l'hydrogramme de ruissellement a pour principal intérêt d'individualiser les différents mécanismes de la production et du transfert de l'écoulement à l'échelle de la parcelle. Dans la mesure où ces mécanismes dépendent eux-mêmes de caractéristiques de nature différente (par exemple, topographie pour le stockage superficiel, pente et rugosité pour la lame d'eau en mouvement à la surface de la parcelle, porosité pour l'infiltration), leur individualisation pourrait faciliter l'interprétation des différences de comportement d'une parcelle à l'autre. Ceci étant, la modélisation visée ultérieurement ne justifie pas une connaissance aussi fine des mécanismes, et l'absence nous voulu que la métrologie rudimentaire associée aux expériences nous l'eût interdite. Nous nous bornerons pour notre part à vérifier que les hydrogrammes que nous avons obtenus sont bien conformes au schéma proposé, et à en décrire les principales caractéristiques directement accessibles à la mesure que sont : P_i , t_m , F_n et D_R .

4.3.2 Pluie d'imbibition P_i

La pluie d'imbibition P_i est définie comme étant la quantité de pluie totalement interceptée (infiltration + stockage + évaporation) au début de l'averse. Elle est mesurée par le produit $I \cdot t_i$, où I désigne l'intensité de la pluie au début de l'expérience, et t_i l'instant d'apparition des premières gouttes à la sortie de la goulotte.

Le tableau 4-6 indique les bornes et les valeurs médianes des pluies d'imbibition mesurées sur les sols nus, en fonction des sites et des conditions initiales d'humidité du sol.

Tableau 4-6 : Pluies d'imbibition mesurées sur sols nus sablo-argileux.

Site	Nombre de parcelles	Pi (mm) Sol sec			Pi (mm) Sol humide		
		inf	sup	med	inf	sup	med
		Niamey	5	2,7	5,9	4,3	1,3
Ouagadougou	6	1,7	4,0	3,5	0,3	1,7	1,3
Yopougon	4	1,3	3,6	2,1	1,0	2,1	1,2
Lomé	3	3,4	8,0	4,7	0,6	2,0	0,7

4.3.3 Durée d'apparition du régime permanent t_m

La durée d'apparition du régime permanent est déterminée graphiquement à partir des enregistrements limnigraphiques. On peut évaluer la précision de la mesure à environ 5 minutes.

Le tableau 4-7 indique les bornes et les valeurs médianes des durées mesurées sur les sols nus, en fonction du site et des conditions initiales d'humidité du sol.

Les valeurs médianes s'échelonnent entre 15 et 30 minutes sur sol initialement sec, et entre 13 et 20 minutes sur sol initialement humide.

L'établissement du régime permanent est cependant complexe dans le cas des parcelles de Lomé : à la différence de ce qui a été observé à Niamey, Ouagadougou et Yopougon, il arrive que, après l'apparition d'un premier régime permanent, on assiste dans la suite de l'expérience à une chute brutale de l'infiltration et à l'apparition d'un nouveau régime permanent. Ce cas se produit notamment sur la parcelle n°2, au cours de la pluie n°1 : pour une intensité de pluie constamment égale à 80 mm/h, l'intensité d'infiltration se

stabilise autour de 31 mm/h de t=25 mn à t=45mn, puis chute à 21 mm/h de t=50mn à t=60mn. Les autres parcelles présentent à des degrés divers de semblables modifications des intensités d'infiltration. Ce comportement singulier confirme l'existence de modifications structurales du sol qu'avait fait apparaître l'analyse des volumes ruisselés des pluies complémentaires n°4 et 5 sur la parcelle n°1.

Tableau 4-7 : Durées d'apparition du régime permanent mesurées sur sols nus sablo-argileux.

Site	Nombre de parcelles	t_m (mn) Sol sec			t_m (mn) Sol humide		
		inf	sup	med	inf	sup	med
		Niamey	5	25	35	30	10
Ouagadougou	6	20	40	30	10	25	13
Yopougon	4	10	35	15	5	20	13
Lomé	3	25	40	35	5	25	20

4.3.4 Intensité d'infiltration en régime permanent

Après l'apparition d'un régime permanent d'écoulement, nous avons généralement procédé à des changements d'intensité de pluies pour étudier leur influence sur les valeurs de d'infiltration, qui représentent alors l'intégralité des pertes à l'écoulement. Les différentes intensités de pluie ont été maintenues pendant au moins quinze minutes, et les cinq premières minutes sont suffisantes pour que l'on voie s'établir un nouveau régime permanent.

Nous avons recensé le nombre de cas pour lesquels une variation de l'intensité de la pluie entraînait une variation de l'intensité d'infiltration : ces dernières apparaissent totalement indépendantes des premières, en signes et en valeurs absolues. Elles sont toujours inférieures à la précision que l'on peut attendre de la mesure, que l'on peut évaluer à plus ou moins 5 % de l'intensité de pluie délivrée par l'appareil.(par exemple, une intensité d'infiltration de 5 mm/h mesurée sous une intensité de pluie de 40 mm/h est connue à plus ou moins 2 mm/h près). Dans les limites de cette imprécision, l'intensité de la pluie ne paraît donc pas influencer les intensités d'infiltration mesurées en régime permanent.

Le tableau 4-8 indique les bornes et les valeurs médianes des intensités d'infiltration mesurées sur les sols nus sablo-argileux et obtenues après l'établissement d'un régime permanent. Ces valeurs apparaissent pour chaque classe déterminée en fonction du site géographique et des conditions initiales d'humidité du sol.

Tableau 4-8 : Intensités d'infiltration mesurées après apparition du régime permanent. Sols nus sablo-argileux.

Site	Nombre de parcelles	F _n (mm/h) Sol sec			F _n (mm/h) Sol humide		
		inf	sup	med	inf	sup	med
Niamey	5	3	10	6	1	6	4
Ouagadougou	6	4	6	5	1	2	1
Yopougon	4	4	7	4	1	6	2
Lomé	3	31*	31*	31*	7	11	11

* avant restructuration

4.3.5 Détection superficielle récupérable D_R

La détection superficielle récupérable est le volume de ruissellement récupéré après l'arrêt de la pluie et correspond donc à la vidange de la parcelle. Le tableau 4-9 résume les ordres de grandeur de cette quantité, mesurée sur les sols sablo-argileux. Les bornes et les valeurs médianes apparaissent pour chaque classe déterminée en fonction du site géographique et des conditions initiales d'humidité du sol.

Tableau 4-9 : Détections superficielles récupérables mesurées sur sols nus sablo-argileux.

Site	Nombre de parcelles	D _R (mm) Sol sec			D _R (mm) Sol humide		
		inf	sup	med	inf	sup	med
Niamey	5	0,3	0,7	0,5	0,4	0,9	0,5
Ouagadougou	6	0,3	1,8	0,7	0,4	1,0	0,7
Yopougon	4	0,5	0,9	0,6	0,4	0,8	0,7
Lomé	3	0,2	0,7	0,3	0,3	0,8	0,4

4.4 CONSTRUCTION DES COURBES REPRESENTATIVES DES PERTES A L'ÉCOULEMENT SUR LES SURFACES NATURELLES

De ce qui précède, il résulte que :

- 1) les sols nus sablo-argileux donnent lieu à un ruissellement important, et doivent être pris en compte au niveau de la modélisation des écoulements sur les bassins urbains africains ;
- 2) sur ces sols, le ruissellement est homogène pour des conditions initiales d'humidité du sol fixées et un site géographique donné.

Nous avons donc cherché à établir, pour chacune des classes ainsi déterminées, une représentation synthétique traduisant la dynamique des pertes à l'écoulement. Nous indiquons dans ce qui suit la méthode que nous avons suivie.

4.4.1 Méthodologie

Pour chaque classe, nous avons déterminé les valeurs médianes des pluies d'imbibition P_i d'une part, et des intensités de pertes à l'écoulement $I-R$ mesurées aux instants $t = 7,5 - 12,5 - 17,5 - 27,5 - 37,5 - 47,5 - 57,5$ minutes.

A partir de ces valeurs médianes, nous avons ajusté une fonction f traduisant les différentes phases de l'hydrogramme de ruissellement tel qu'il a été défini au paragraphe 4.3 :

$f(t) = I$ pour $0 < t < t_1$, intervalle de temps correspondant à la phase d'imbibition. I est la valeur médiane des intensités de pluie utilisées en début d'expérience, et t_1 est déterminé par l'expression $t_1 = P_i/I$, où P_i est égale à la valeur médiane des pluies d'imbibition ;

$f(t) = F_n + (F_0 - F_n)\exp(-k.t)$ pour $t > 7,5$, date à laquelle on peut estimer que les pertes à l'écoulement sont principalement constituées par l'infiltration. Les coefficients de cette portion de courbe sont déterminés par ajustement aux valeurs médianes expérimentales.

$f(t) = at^2 + bt + c$ pour $t_1 < t < 7,5$, intervalle de temps pendant lequel se superposent les mécanismes d'infiltration et de stockage superficiel. Les coefficients de cette portion de courbe sont fixés par des conditions de continuité en $t = t_1$ et $t = t_1 = 7,5$ et de dérivabilité en $t = t_1 = 7,5$. Ce qui conduit à résoudre le système suivant :

$$a = \frac{I-f(t_1)-f'(t_1).(t_i-t_1)}{(t_i-t_1)^2}$$

$$b = f'(t_1) - 2.t_1.a$$

$$c = f(t_1) - a.t_1^2 - b.t_1$$

La formulation algébrique de ces courbes peut faciliter leur utilisation dans les modèles et permet d'obtenir facilement par intégration par rapport au temps les valeurs cumulées des pertes à l'écoulement à un instant quelconque.

4.4.2 Détermination des valeurs médianes expérimentales

Les tableaux 4-10 à 4-13 résument les valeurs centrales et la dispersion des mesures expérimentales utilisées pour déterminer les courbes représentatives correspondant à des sols initialement secs et humides

Les coefficients de variation (V) de ces valeurs sont faibles, et confirment, que pour chaque classe, les caractéristiques hydrodynamiques des sols étudiés sont homogènes.

Le cas du ruissellement des sols de Lomé sur sol sec a fait l'objet d'un traitement complémentaire, prenant en compte la restructuration des sols intervenant après la première pluie du protocole. Pour les pluies n°1 et 4, correspondants respectivement à un sol initialement sec non restructuré et à un sol initialement sec restructuré, nous avons calculé les rapports entre les valeurs expérimentales mesurées. Ces rapports figurent dans le tableau 4-14 :

Tableau 4-14 : Rapports entre valeurs expérimentales mesurées pour les pluies n°1 et 4 de la parcelle n°1 de Lomé.

	P _i mm	(I-R) _{7,5} mm/h	(I-R) _{12,5} mm/h	(I-R) _{17,5} mm/h	(I-R) _{27,5} mm/h	(I-R) _{37,5} mm/h	(I-R) _{47,5} mm/h	(I-R) _{57,5} mm/h
Pluie n°1	8,0	38,5	33,0	32,0	32,0	32,0	30,8	29,6
Pluie n°4	4,9	29,0	20,5	16,0	16,0	13,5	13,0	13,0
4/1	0,61	0,75	0,58	0,48	0,50	0,42	0,42	0,44

En admettant que ces rapports soient représentatifs de la diminution des pertes à l'écoulement provoquée par la restructuration des sols de type "terres de barres", nous les avons appliqués aux valeurs médianes

Tableau 4.10 : Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Niamey

NIAMEY	HUMIDITE DU SOL MINIMALE					Pluie n° 1		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	5	5	4	4	4	3	4	5
Médiane	26,6	16,0	13,4	10,0	3,7	5,4	6,2	4,3
Moyenne	26,9	16,0	11,6	10,4	8,4	5,4	6,4	4,3
σ	9,3	3,4	3,5	4,6	2,9	2,6	3,1	1,1
$\sigma / \text{Moy.}$	0,4	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,3

NIAMEY	HUMIDITE DU SOL MAXIMALE					Pluie n° 3		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	5	5	5	5	5	5	5	5
Médiane	10,8	6,4	6,4	6,0	4,8	5,2	6,4	1,7
Moyenne	10,0	6,9	7,1	5,9	5,6	6,0	6,5	2,0
σ	3,4	3,5	3,4	3,4	3,1	3,1	3,2	0,8
$\sigma / \text{Moy.}$	0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	0,5	0,5	0,4

Tableau 4.11 : Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Ouagadougou

OUAGADOUGOU	HUMIDITE DU SOL MINIMALE					Pluie n° 1		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	5	5	5	6	6	6	6	6
Médiane	13,8	8,4	6,0	6,0	4,8	3,6	4,5	3,5
Moyenne	14,6	8,8	6,8	5,7	4,6	3,9	4,5	3,2
σ	4,0	2,1	1,7	1,5	2,2	1,4	0,9	0,9
$\sigma / \text{Moy.}$	0,3	0,2	0,3	0,3	0,5	0,4	0,2	0,3

OUAGADOUGOU	HUMIDITE DU SOL MAXIMALE					Pluie n° 3		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	6	6	6	6	6	6	6	6
Médiane	3,6	3,0	2,4	1,8	0	2,4	1,8	1,7
Moyenne	3,2	2,6	2,2	1,4	0,9	2,6	2,6	2,0
σ	1,8	1,7	1,6	1,2	3,3	2,8	3,8	0,8
$\sigma / \text{Moy.}$	0,6	0,7	0,7	0,9	3,7	1,1	1,5	0,4

Tableau 4.12 : Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Yopougon

YOPOUGON	HUMIDITE DU SOL MINIMALE					Pluie n° 1		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	4	4	4	3	2	1	1	4
Médiane	8,3	8,6	6,5	4,8	4,8	9,3 *	10,5*	2,1
Moyenne	8,6	7,9	7,4	5,7	4,8	9,3 *	10,5*	2,3
σ	3,7	2,2	3,9	2,5	0,8	-	-	1,1
V = σ /Moy	0,4	0,3	0,5	0,4	0,2	-	-	0,5

YOPOUGON	HUMIDITE DU SOL MAXIMALE					Pluie n° 3		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	4	4	4	4	4	4	3	4
Médiane	2,5	2,0	3,4	4,1	0,6	2,6	-0,3	1,7
Moyenne	2,7	3,8	3,7	4,4	1,0	3,0	3,2	1,8
σ	2,9	3,9	2,0	3,1	3,2	4,9	6,3	0,8
V = σ /Moy	1,1	1,0	0,5	0,7	3,2	1,6	2,0	0,4

* douteux

Tableau 4.13 : Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Lomé

LOME	HUMIDITE DU SOL MINIMALE					Pluie n° 1		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	3	3	3	3	3	3	3	3
Médiane	40,4	37,0	34,5	32,0	32,0	30,8	29,6	4,7
Moyenne	40,0	36,5	34,5	32,0	31,8	28,7	27,2	5,4
σ	1,3	1,2	1,5	0,6	0,3	3,9	5,6	2,4
V = σ /Moy	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,4

LOME	HUMIDITE DU SOL MAXIMALE					Pluie n° 3		
t (mn)	7,5	12,5	17,5	27,5	37,5	47,5	57,5	P _i
Effectif	3	3	3	3	3	3	3	3
Médiane	18,0	12,0	12,0	12,0	13,0	10,0	10,0	0,7
Moyenne	16,1	12,0	12,0	10,0	11,0	10,7	10,7	1,1
σ	3,5	4,0	4,0	5,3	6,2	4,0	4,0	0,8
V = σ /Moy	0,2	0,3	0,3	0,5	0,6	0,4	0,4	0,7

expérimentales déterminées sur les parcelles n°1, 2 et 3 pour la pluie n°1. Les valeurs obtenues, qui sont indiquées dans le tableau 4-15, ont servi à construire la courbe expérimentale des pertes à l'écoulement sur sol restructuré initialement sec.

Tableau 4-15 : Valeurs expérimentales médianes correspondant à la classe des sols restructurés initialement secs. Lomé.

P_i mm	(I-R) _{7,5} mm/h	(I-R) _{12,5} mm/h	(I-R) _{17,5} mm/h	(I-R) _{27,5} mm/h	(I-R) _{37,5} mm/h	(I-R) _{47,5} mm/h	(I-R) _{57,5} mm/h
2,9	30,3	21,5	16,6	16,0	13,4	12,9	13,0

4.4.3 Ajustement de la fonction représentative des pertes à l'écoulement

A partir des valeurs médianes déterminées précédemment, nous avons procédé à l'ajustement de la fonction f et obtenu les résultats suivants (t est en minutes et f en mm/h) :

NIAMEY

conditions minimales d'humidité du sol

$$\begin{aligned} f(t) &= 60 && \text{pour } 0 < t < 4,3 \\ f(t) &= 2,8 t^2 - 43,9 t + 197,4 && \text{pour } 4,3 < t < 7,5 \\ f(t) &= 6,7 + 44,7 \exp(-0,112.t) && \text{pour } 7,5 < t \end{aligned}$$

conditions maximales d'humidité du sol

$$\begin{aligned} f(t) &= 60 && \text{pour } 0 < t < 1,7 \\ f(t) &= 0,6 t^2 - 10,2 t + 155,5 && \text{pour } 1,7 < t < 7,5 \\ f(t) &= 5,7 + 67,1 \exp(-0,344.t) && \text{pour } 7,5 < t \end{aligned}$$

OUAGADOUGOU

conditions minimales d'humidité du sol

$$\begin{aligned} f(t) &= 40 && \text{pour } 0 < t < 5,3 \\ f(t) &= 4,7 t^2 - 72,6 t + 291,7 && \text{pour } 5,3 < t < 7,5 \\ f(t) &= 4,5 + 32,1 \exp(-0,167.t) && \text{pour } 7,5 < t \end{aligned}$$

conditions maximales d'humidité du sol

$$f(t) = 40$$

pour $0 \leq t < 2$

$$f(t) = 1,2 t^2 - 17,5 t + 70,5$$

pour $2 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 1,5 + 5,1 \exp(-0,106.t)$$

pour $7,5 \leq t$

YOPOUGON

conditions minimales d'humidité du sol

$$f(t) = 80$$

pour $0 \leq t < 1,6$

$$f(t) = 2,0 t^2 - 30,4 t + 123,4$$

pour $1,6 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 2,6 + 8,3 \exp(-0,167.t)$$

pour $7,5 \leq t$

conditions maximales d'humidité du sol

$$f(t) = 80$$

pour $0 \leq t < 0,9$

$$f(t) = 1,7 t^2 - 26,1 t + 102,1$$

pour $0,9 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 1,0 + 3,5 \exp(-0,028.t)$$

pour $7,5 \leq t$

LOME

conditions minimales d'humidité du sol (sol non restructuré)

$$f(t) = 80$$

pour $0 \leq t < 3,5$

$$f(t) = 2,28 t^2 - 35,02 t + 174,62$$

pour $3,5 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 30,1 + 18,3 \exp(-0,078.t)$$

pour $7,5 \leq t$

conditions minimales d'humidité du sol (sol restructuré)

$$f(t) = 80$$

pour $0 \leq t < 2,2$

$$f(t) = 1,31 t^2 - 22,07 t + 122,23$$

pour $2,2 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 13,4 + 50,0 \exp(-0,145.t)$$

pour $7,5 \leq t$

conditions maximales d'humidité du sol

$$f(t) = 80$$

pour $0 \leq t < 0,5$

$$f(t) = 0,86 t^2 - 15,73 t + 87,65$$

pour $0,5 \leq t < 7,5$

$$f(t) = 11,4 + 165,5 \exp(-0,429.t)$$

pour $7,5 \leq t$

Figure 4-6 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols sablo-argileux de NIAMEY

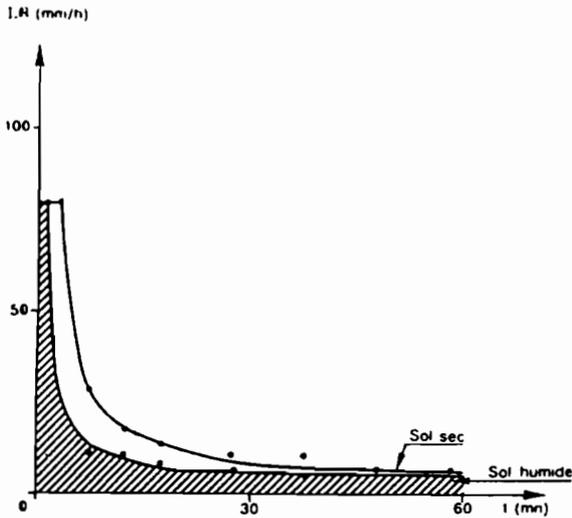


Figure 4-7 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols sablo-argileux de OUAGADOUGOU

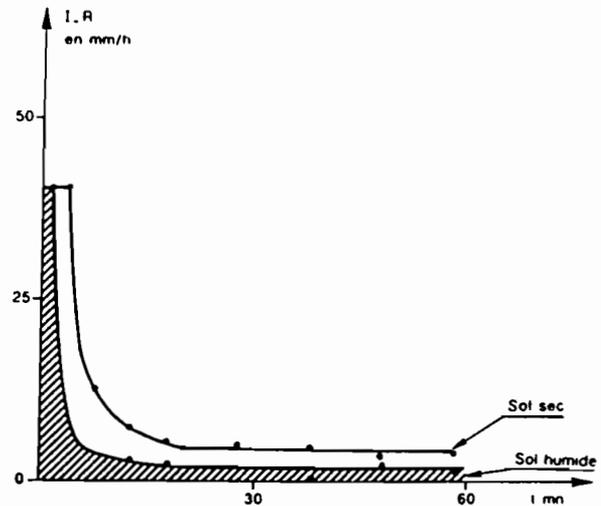


Figure 4-8 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols sablo-argileux de YOPOUGON

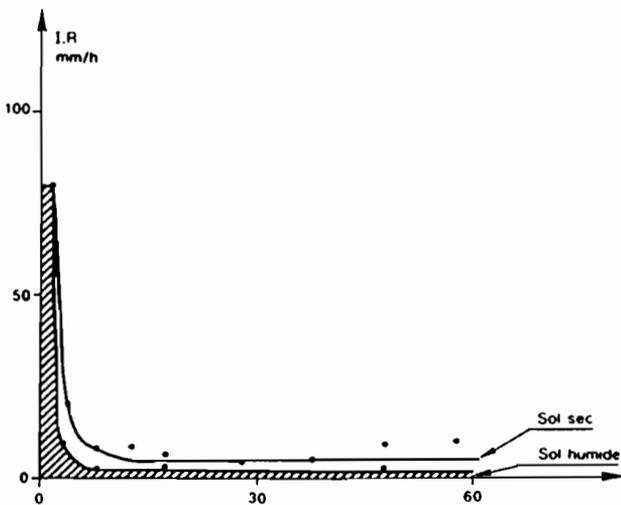
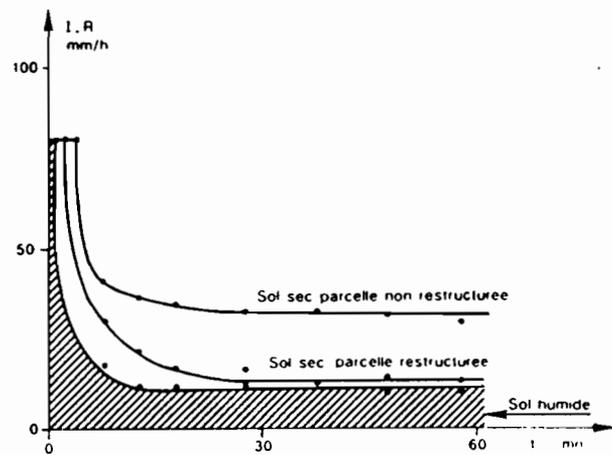


Figure 4-9 Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de LOMÉ



4.4.4 Représentation des courbes expérimentales des pertes à l'écoulement

Les courbes expérimentales des pertes à l'écoulement ont été représentées pour chacun des sites étudiés sur les figures 4-6 à 4-9. Le temps t est reporté en abscisse et l'intensité I-R des pertes à l'écoulement en ordonnée. Pour chaque courbe apparaissent les valeurs expérimentales médianes à partir desquelles ont été réalisés les ajustements.

4.4.5 Détermination des pertes au ruissellement cumulées

Les tableaux 4-16 à 4-19 indiquent les valeurs cumulées des pertes à l'écoulement pour chaque site étudié. Ces valeurs ont été calculées par intégration par rapport au temps des fonctions représentatives des pertes au ruissellement.

Tableau 4.16 : Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Niamey, en mm.

t mn	Sol sec mm	Sol humide mm
5	4,9	3,2
10	7,3	4,2
15	8,8	4,8
20	9,9	5,3
30	11,5	6,3
40	12,8	7,2
50	14,0	8,2
60	15,1	9,1
70	16,2	10,1
80	17,3	11,0
90	18,4	12,0

Tableau 4.17 : Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Ouagadougou, en mm.

t mn	Sol sec mm	Sol humide mm
5	3,3	2,5
10	4,9	3,0
15	5,6	3,2
20	6,1	3,4
30	6,9	3,7
40	7,7	4,0
50	8,4	4,3
60	9,2	4,6
70	9,9	4,8
80	10,7	5,1
90	10,8	5,3

Tableau 4.18 : Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur les sols sablo-argileux de Yopougon, en mm.

t mn	Sol sec mm	Sol humide mm
5	4,8	4,1
10	5,8	4,6
15	6,4	4,8
20	7,0	5,1
30	7,9	5,6
40	8,7	6,0
50	9,3	6,3
60	9,9	6,6
70	10,5	6,8
80	11,0	7,1
90	11,4	7,3

Tableau 4.19 : Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur les sols nus sablo-argileux de Lomé, en mm.

t mn	Sol sec non restructuré mm	Sol sec restructuré mm	Sol humide mm
5	6,4	5,8	4,6
10	9,9	8,5	6,2
15	13,0	10,3	7,3
20	15,9	11,7	8,2
30	21,4	14,2	10,1
40	26,6	16,5	12,0
50	31,7	18,7	13,9
60	36,8	21,0	15,8
70	41,8	23,2	17,7
80	46,9	25,4	19,6
90	51,9	27,7	21,5

4.5 PREDETERMINATION DES PERTES A L'ÉCOULEMENT SUR PARCELLES

Nous avons décrit dans les paragraphes précédents la méthodologie associée à l'utilisation d'un simulateur de pluie pour obtenir une évaluation expérimentale des pertes à l'écoulement sur les parcelles. Nous verrons dans la troisième partie de cette étude comment ces informations peuvent être utilisées dans l'application de modèles de ruissellement. Cela étant dit, les projets d'aménagements sur lesquels débouchent l'utilisation des modèles appellent souvent des réponses rapides, pour lesquelles on ne peut concevoir de mettre en oeuvre de telles expérimentations. Il est donc important de préciser dans quelle mesure et à partir de quels critères on peut prédéterminer les caractéristiques hydrodynamiques des sols naturels rencontrés. La classification que nous avons proposée dans les paragraphes précédents apporte une première réponse à cette question. Elle reste néanmoins circonscrite aux sites étudiés, et demande à être complétée par d'autres études similaires.

Casenave et Valentin (1988) ont étudié les caractéristiques hydrodynamiques des sols en milieu naturel. A partir de critères essentiellement pédologiques, ils en proposent une classification qu'il nous a paru intéressant de tester sur l'ensemble de nos parcelles étudiées en milieu urbain.

La classification proposée a été établie à partir de 77 parcelles situées au Burkina-Faso et au Niger. Les diverses classes définies sont au nombre de 11 (voir annexe 2) et correspondent à la prise en compte de facteurs prépondérants qui sont, en regard du ruissellement en zone sahélienne tout au moins :

- le pourcentage de couvert végétal herbacé ;
- l'activité faunique : vers de terre, fourmis, termites ;
- les réorganisations de surface : pellicules ou croûtes superficielles de battance.

A chacune des classes du référentiel sont associées des caractéristiques moyennes de ruissellement ou d'infiltration :

L_r : équation de la lame ruisselée, de forme $L_r = A.P_u + B.I_k + C.P_u.I_k + D$,
où P_u désigne la hauteur de la pluie, et I_k un indice des précipitations antérieures, calculé par la formule récurrente $I_{k_n} = (P_{u_{n-1}} + I_{k_{n-1}}).exp(-0,5.t_r)$, avec t_r égal à la durée entre le début de la pluie n et la fin de la pluie $n-1$;

K_i : coefficient d'infiltration, en %, pour l'ensemble du protocole, égal à la somme des lames infiltrées rapportée à la somme des hauteurs de pluie de toutes les averses ;

- K_{i0} : coefficient d'infiltration, en %, pour une pluie de 50 mm sur un sol sec, égal à la lame infiltrée après 50 mm de pluie, rapportée à la hauteur de pluie de 50 mm, en % ;
- K_{i20} : coefficient d'infiltration, en %, pour une pluie de 50 mm sur un sol dont l'humidité est mesurée par $I_k=20$, égal à la lame infiltrée après 50 mm de pluie, rapportée à la hauteur de pluie de 50 mm, en % ;
- I_1 : intensité limite d'infiltration, en mm/h, correspondant dans notre cas à la valeur de F_N obtenue dans des conditions initiales d'humidité du sol maximale ;
- Pis : pluie d'imbibition sur sol sec, en mm ;
- Pih : pluie d'imbibition sur un sol très humide, en mm, mesurée lors de l'averse correspondant à la plus forte averse du protocole.

Pour le protocole que nous avons utilisé, les valeurs I_k sont fréquemment supérieures à 50, compte tenu de la proximité des pluies successives, et dépassent largement les valeurs pour lesquelles les caractéristiques moyennes de ruissellement et d'infiltration ont été établies par Casenave et Valentin. La comparaison de ces caractéristiques avec les valeurs expérimentales que nous avons obtenues en seraient faussées. Nous avons donc en définitive procédé aux tests d'adéquation sur les caractéristiques les moins sensibles aux différences des intensités de pluies et de l'espacement des pluies successives utilisées dans les divers protocoles, soit K_i , K_{i0} et I_1 .

Les parcelles étudiées en milieu urbain se répartissent suivant six classes du référentiel ; la classe des surfaces élémentaires de type ST3 est majoritaire avec 13 représentants sur un total de 24. Le tableau 4-20 résume la composition des parcelles étudiées et compare les résultats observés et les résultats attendus correspondant à K_i , K_{i0} , I_1 .

Pour chacune des caractéristiques étudiées, les proportions de valeurs prédites avec succès sont respectivement :

- 50 % pour K_i (12 valeurs sur 24),
- 38 % pour K_{i0} (8 valeurs sur 21),
- 54 % pour I_1 (12 valeurs sur 22).

Les résultats les moins satisfaisants concernent K_{i0} , qui traduit les conditions de ruissellement sur sol initialement sec. Dans une certaine mesure, cette différence s'explique par le comportement particulier des sols nus de Lomé, qui semblent subir après les premières pluies de profondes modifications. Si l'on se réfère aux pluies n° 4 et 5 du protocole complémentaire réalisé sur la parcelle n°1 de Lomé, les valeurs de

Tableau 4.20 : Comparaison des valeurs expérimentales et attendues de K_i , K_{i0} et I_i

Type	Parcelle	K_i		K_{i0}		I_i	
ST3	NY4	20	15-25	27	25-40	6	0-5
	NY5	22		28		4	
	NY6	21		34		6	
	OG2	9		21		1	
	OG4	10		24		1	
	OG6	11		26		1	
	LM1	30		52		7	
	LM3	26		49		11	
	LM5	24		68		9	
	YP1	8		-		1	
	YP2	7		13		1	
	YP3	6		8		2	
	YP6	10		14		6	
G	NY2	13	5-15	30	5-20	6	0-2
	OG1	8		16		1	
	OG3	11		24		2	
	OG5	8		21		2	
ERO	NY3	11	10-20	16	15-30	1	0-2
	LM2	23		48		11	
ST2	NY1	40	40-55	-	60-75	11	5-15
	LM4	56		63		18	
DES DES (SSA)	YP5	78	60-75	99	80-90		10-20
	LM6	100	85-100	100	90-100		>30
C3	YP4	22	15-25	-	25-40	7	0-3

K_{i0} sont alors égales à 34 et 33 %, contre 52 % pour la pluie n°1. Les valeurs observées correspondent alors aux valeurs attendues. En admettant que les parcelles n°2 et 3 présentent un comportement identiques, la proportion de valeurs prédites avec succès pour K_{i0} s'élèverait à 52 %, et correspondrait aux pourcentages obtenus pour K_i et II.

Par ailleurs, on remarquera que les 6 parcelles de Ouagadougou ont été classées dans deux catégories dont les gammes de valeurs attendues pour K_i sont nettement différentes : ST3 pour les parcelles n°2, 4 et 6 (K_i de 15 à 25 %), G pour les parcelles n°1, 3 et 5 (K_i de 5 à 15 %). Or, les valeurs expérimentales de K_i sont toutes très voisines, variant de 8 à 11 % : la prise en compte de 2 catégories distinctes n'est donc pas justifiée dans ce cas. On peut ainsi penser, qu'en milieu urbain, la classification proposée accorde trop d'importance aux organisations superficielles, et que l'uniformité des horizons inférieurs rendrait mieux compte de l'homogénéité des résultats expérimentaux obtenus pour un site géographique donné.

Finalement, la probabilité de succès de la prédiction des valeurs d'infiltration et de ruissellement dans les fourchettes proposées par Casenave et Valentin peut être raisonnablement évaluée à 50 % en milieu urbain. L'application de la méthode conduit donc à une précision évidemment bien moindre que celle qu'on peut attendre des campagnes de simulation de pluies. Elle fournit néanmoins, à partir de critères descriptifs simples, une première approximation permettant de répondre rapidement aux problèmes posés par la modélisation du ruissellement et les aménagements qui en résultent.

CONCLUSIONS :

Les résultats des campagnes de simulation de pluie effectuées à Niamey, Ouagadougou, Lomé et Yopougon ont montré que les caractéristiques hydrodynamiques des sols y sont essentiellement déterminées par :

- . l'état de surface du sol : l'absence ou la présence de végétation conditionne l'existence des croûtes superficielles de battance, dont l'influence se traduit par une diminution importante de la capacité d'infiltration des sols ;
- . l'état d'humidité du sol au moment où survient la pluie : le protocole que nous avons utilisé a permis de fixer les conditions de ruissellement pour des états extrêmes d'humidité initiale des sols étudiés, sauf dans les cas de saturation par la remontée de la nappe ;
- . l'unité géographique considérée : les sols nus sablo-argileux étudiés présentent des aptitudes au ruissellement homogènes pour un site donné, mais variables d'un site à l'autre. Peut-être faut-il y voir l'influence des différents types pédologiques ou géologiques qui apparaissent dans les classifications indiquées dans le tableau 4-1.

Au sein des classes déterminées par ces facteurs, les caractéristiques hydrodynamiques des sols sont effectivement très homogènes, et laissent espérer, à l'échelle du bassin, une bonne représentativité des courbes médianes des pertes à l'écoulement que nous avons déterminées à partir des valeurs expérimentales.

Le protocole d'expériences réalisées fait intervenir des caractéristiques précises d'intensités de pluie et d'espacement des averses. Il convient donc de s'interroger sur la représentativité des conditions de ruissellement auxquelles ces caractéristiques donnent lieu. Nous avons vu que l'intensité d'infiltration obtenue en régime permanent n'était pas influencée de façon significative par le choix de l'intensité de pluie. Le régime permanent s'établissant après un temps suffisamment court pour négliger l'éventuelle influence de l'intensité de pluie sur les pertes à l'écoulement au cours des premières phases d'imbibition et de régime transitoire, nous admettons que les courbes médianes qui décrivent les pertes à l'écoulement sur parcelle sont indépendantes des intensités de pluie choisies. Quant à l'espacement des averses, il a été conçu pour évaluer l'accroissement maximal que peuvent exercer les pluies antérieures sur le ruissellement. Cette démarche, choisie pour des raisons de simplicité de mise en oeuvre, ne permet pas d'évaluer précisément le ruissellement pour des conditions intermédiaires d'humidité du sol. Dans la mesure où les variations du ruissellement restent faibles et ne dépassent pas 20 %, on pourra cependant, si les besoins l'exigent, interpoler sans grand risque d'erreur. Le protocole utilisé, aussi bien au niveau du choix des intensités que de l'espacement des averses, établit donc des résultats que l'on peut espérer exploitables dans les conditions naturelles de saison des pluies.

Pour des besoins immédiats, la classification des caractéristiques hydrodynamiques des sols naturels proposées par Casenave et Valentin permet d'obtenir une évaluation sommaire des pertes à l'écoulement sur parcelle, sans recourir à des campagnes de simulation de pluie. Les prédictions restent cependant peu précises, et l'importance accordée aux organisations superficielles est peut-être surestimée sur les sites urbains que nous avons étudiés.

Le tableau 4-21 résume finalement, en regard de la classification que nous avons établi à partir des expériences de simulation de pluie, les principaux types de sols rencontrés sur les bassins pour lesquels nous disposons de mesures hydro-pluviométriques exploitables.

Tableau 4-21 : Types des sols rencontrés sur les bassins étudiés.

Bassin	Types de sol
Niamey n°1	Sols nus sablo-argileux Niamey
Niamey n°2	Sols nus sablo-argileux Niamey
Niamey n°3	Sols nus sablo-argileux Niamey
Niamey n°4	Sols nus sablo-argileux Niamey
Ouagadougou n°1	Sols nus sablo-argileux Ouagadougou
Ouagadougou n°2	Sols nus sablo-argileux Ouagadougou
Lomé n°1	Sols nus sablo-argileux Lomé
Yopougon n°1	Sols nus sablo-argileux Yopougon Sols couverts de végétation herbacée
Yopougon n°5	Sols nus sablo-argileux Yopougon Sols couverts de végétation herbacée
Yopougon n°6	Sols nus sablo-argileux Yopougon Sols couverts de végétation herbacée
Yopougon n°7	Sols nus sablo-argileux Yopougon Sols couverts de végétation herbacée

Les produits des campagnes de simulation sont donc suffisants pour décrire la diversité des caractéristiques hydrodynamiques sur ces bassins. Pour le problème ultérieur de la modélisation des écoulements à l'échelle d'un bassin urbain, la question qui reste posée est de savoir si l'hydrodynamique des parcelles peut représenter l'hydrodynamique du bassin, ou du moins de sa partie naturelle, et comment ? Nous répondrons à cette question dans la troisième partie de l'étude, et devons auparavant établir de façon plus quantitative les proportions respectives des différents types de sols rencontrés sur les bassins.

CHAPITRE 5

URBANISATION ET OCCUPATION DES SOLS

INTRODUCTION :

La connaissance des différents états de surface représentés sur un bassin versant est une condition nécessaire à l'interprétation des écoulements survenant sur ce bassin. Aux différents sols naturels que nous avons étudiés au chapitre précédent s'ajoute en milieu urbain une catégorie supplémentaire, constituée par les surfaces bâties, qui sont le plus souvent imperméables.

Les caractéristiques du bâti et de l'occupation des sols n'étant pas sans rapport avec les différents aspects socio-économiques qui prévalent en Afrique de l'Ouest, nous décrirons d'abord dans ce contexte la diversité des formes d'urbanisation rencontrées sur les bassins étudiés.

Nous nous attacherons ensuite à préciser l'influence de l'urbanisation sur les écoulements et les modifications qui en résultent. Après avoir décrit ces modifications, nous verrons alors comment peuvent être pris en compte les divers états de surface pour représenter les volumes ruisselés sur les bassins urbains. Nous établirons ainsi une classification des différentes "surfaces drainantes" susceptibles d'influencer a priori la production de l'écoulement en milieu urbain.

Nous préciserons aussi comment mesurer ces surfaces drainantes, en termes d'occupation du sol, et examinerons à cette occasion les performances des différentes techniques que l'on peut utiliser.

Nous vérifierons enfin, dans les limites de l'échantillon des bassins étudiés, la pertinence d'une typologie de l'urbanisation basée sur des critères socio-économiques pour caractériser qualitativement et quantitativement les surfaces drainantes.

Pour traiter ces multiples aspects, nous nous sommes efforcés par ailleurs de regrouper dans ce chapitre le plus grand nombre de bassins, indépendamment de la qualité des mesures hydro-pluviométriques qui y ont été effectuées, pour obtenir le maximum d'information.

5.1 DESCRIPTION DES TYPES D'URBANISATION RENCONTRES SUR LES BASSINS EXPERIMENTAUX

Lors des précédentes études hydrologiques réalisées en milieu urbain africain, Le Barbé (1977) et Sighomnou (1986) ont chacun proposé une classification des différents types d'urbanisation rencontrés respectivement à Ouagadougou et Yopougon. Ces classifications étant d'une part assez proches l'une de l'autre et d'autre part susceptibles de recouvrir la diversité des bassins rassemblés dans cette étude, nous nous en inspirerons pour décrire la nature et la localisation des différentes formes d'urbanisation rencontrées.

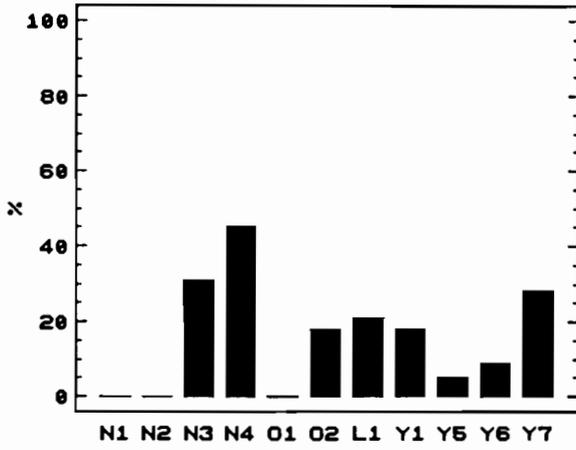
La typologie de l'urbanisation proposée par Le Barbé comporte 7 catégories, établies en fonction de l'activité sociale ou économique de la zone étudiée. Pour les bassins étudiés à Yopougon, Sighomnou recense 4 types différents, dont 3 entrent dans la classification de Le Barbé. Le quatrième correspond aux grands ensembles immobiliers que l'on voit apparaître de plus en plus fréquemment en Afrique de l'Ouest, et doit évidemment être pris en compte. Finalement, nous avons retenu 7 catégories distinctes, que nous pouvons résumer de la façon suivante :

- T1 : terrains nus sans ou avec peu de constructions ;
- T2 : zones d'habitat non loti, habitat souvent précaire et non contrôlé, dont les équipements en matière de réseaux (voiries, drainage et autres) sont généralement très peu développés ;
- T3 : zones d'habitat dense loti, constituées de maisons de petite taille, en dur et généralement couvertes de tôle ondulée, situées dans des concessions encloses. Ce type d'habitat est aussi parfois appelé habitat traditionnel par opposition aux types d'habitat suivants, plus modernes ;
- T4 : zones d'habitat dense loti, de construction récente, correspondant aux grands ensembles immobiliers qui se développent actuellement dans la plupart des capitales africaines ;
- T5 : zones industrielles, situées en périphérie des villes et constituées de bâtiments de grande taille (hangars, entrepôts) au milieu de vastes terrains ;
- T6 : zones commerciales, situées dans les parties centrales des villes et caractérisées par un taux d'occupation du sol important ;
- T7 : zones résidentielles et administratives, comportant un couvert végétal important sous forme arborée ou herbacée ;

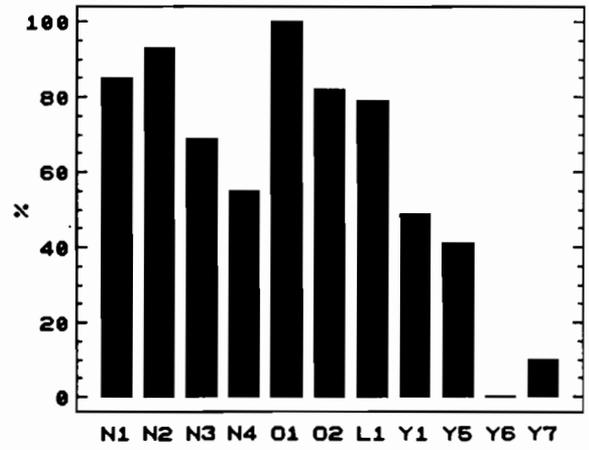
Tableau 5-1 : Représentation des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux.

Ville	Bassin	T1 %	T3 %	T4 %	T5 %	T6 %	T7 %
Niamey	n°1	0	85	0	0	15	0
	n°2	0	93	0	0	7	0
	n°3	31	69	0	0	0	0
	n°4	45	55	0	0	0	0
	n°5	0	48	0	0	52	0
Ouagadougou	n°1	0	100	0	0	0	0
	n°2	18	82	0	0	0	0
	n°3	6	56	0	0	6	32
Bamako	n°1	0	36	0	0	64	0
	n°2	37	16	0	0	47	0
	n°3	0	25	0	0	75	0
	n°4	47	10	0	0	43	0
Lomé	n°1	21	79	0	0	0	0
	n°2	0	100	0	0	0	0
	n°3	0	100	0	0	0	0
Cotonou	n°1	0	100	0	0	0	0
	n°2	0	100	0	0	0	0
	n°3	0	63	0	0	37	0
Yopougon	n°1	18	49	0	33	0	0
	n°5	5	41	54	0	0	0
	n°6	9	0	91	0	0	0
	n°7	28	10	19	43	0	0

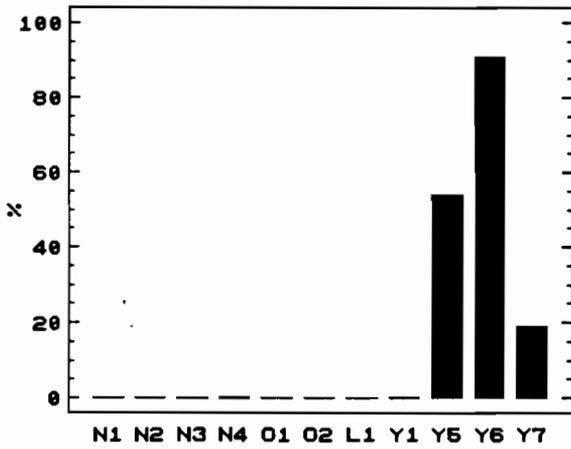
ZONE NON URBANISEE T1



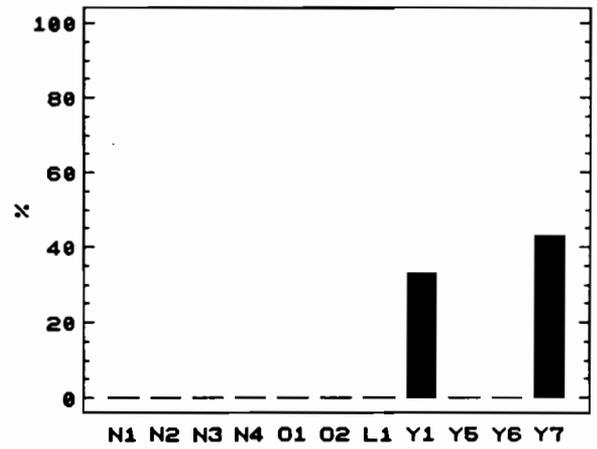
HABITAT TRADITIONNEL T3



HABITAT DENSE MODERNE T4



ZONE INDUSTRIELLE T5



ZONE COMMERCIALE T6

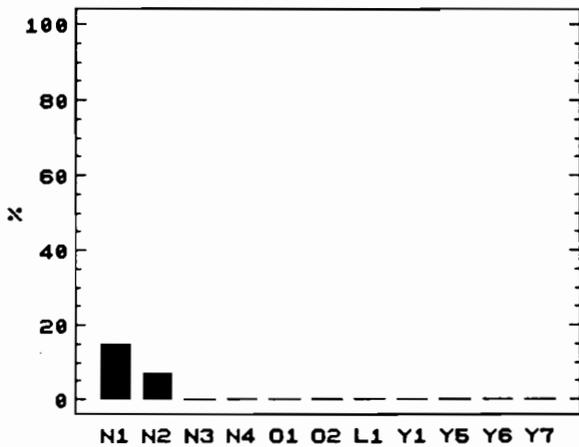
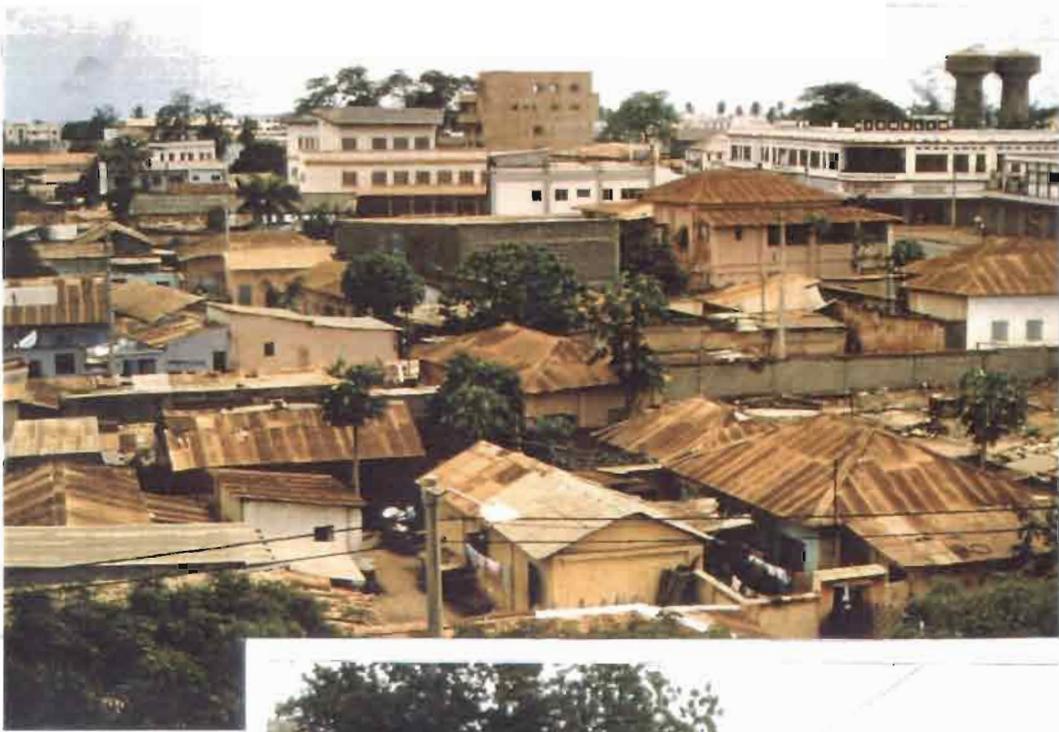


Figure 5-1 : Représentativité des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux

Le tableau 5-1 indique pour chacun des bassins expérimentaux les différents types d'urbanisation rencontrés. A l'exception de T2, toutes les catégories sont représentées, à des degrés très divers toutefois. La figure 5-1 indique plus précisément la représentativité de chacune des catégories sur l'ensemble des bassins dont nous exploiterons ultérieurement les données hydro-pluviométriques :

- . l'habitat traditionnel T3 apparaît être de loin la catégorie la plus largement représentée (photo 7 au premier plan, et photo 8),
- . l'habitat dense moderne T4 n'est représenté que sur les bassins n°5, 6 et 7 de Yopougon (photo 1, page 19),
- . la catégorie zone industrielle T5 couvre une partie des bassins n°1 et 7 de Yopougon (photo 9),
- . les zones commerciales T6 sont très peu représentées, les zones résidentielles ou administratives T7 pas du tout.

La figure 5-2 indique plus précisément la localisation des différents types d'urbanisation sur ces bassins.



7

LOME-Hors bassin

NIAMEY-
Bassin 2 8 →

YOPOUGON-
Bassin 1

9

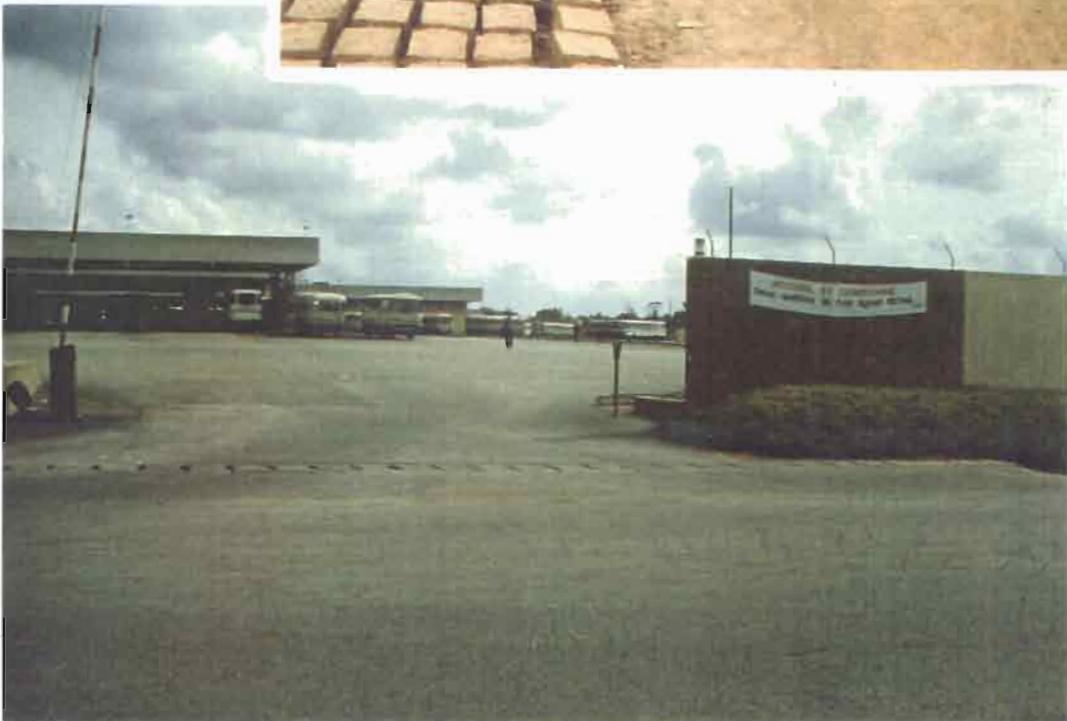
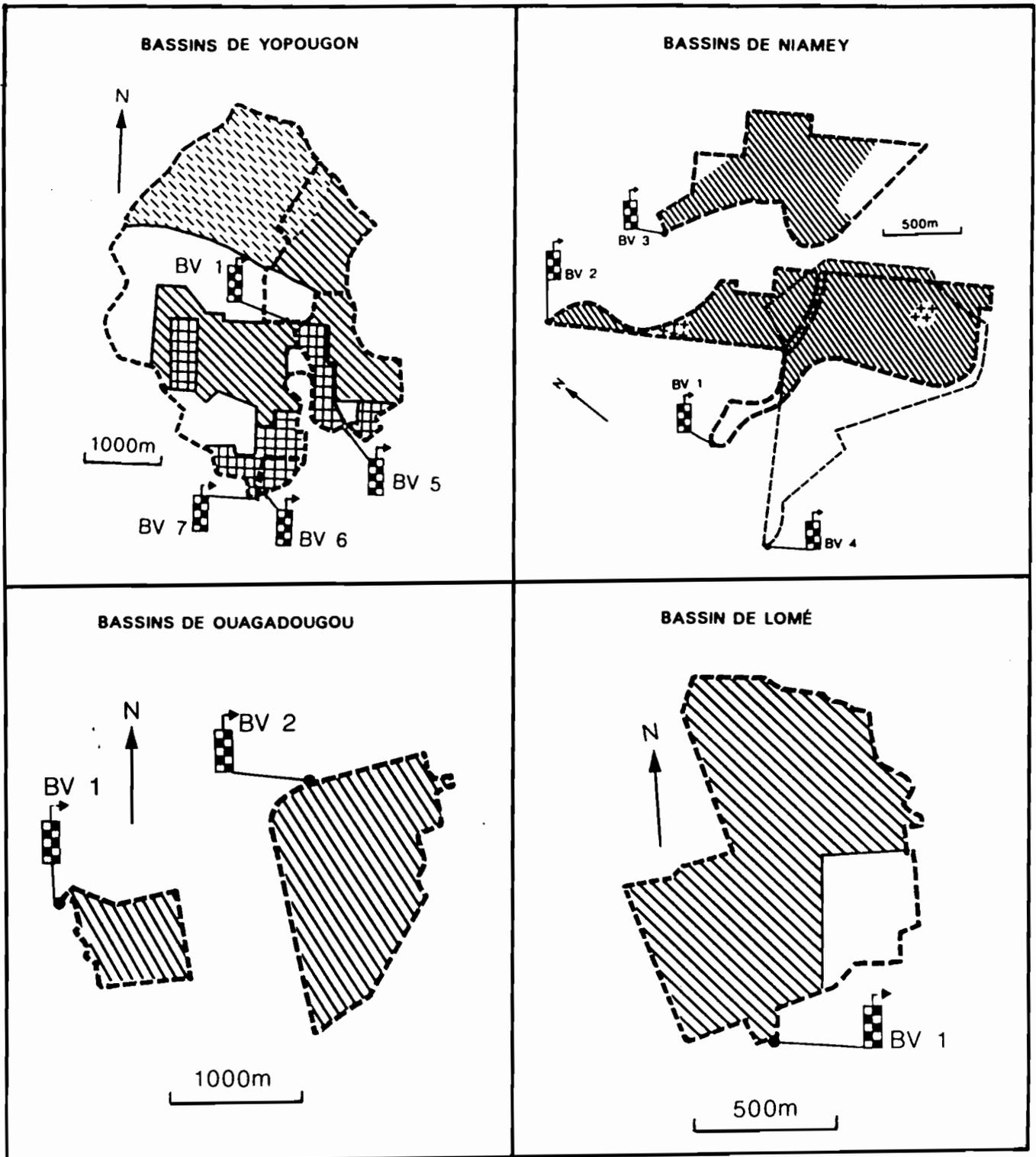
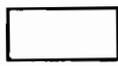
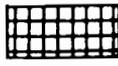
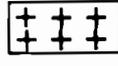
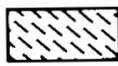


Fig-5-2 - REPARTITION DES TYPES D'URBANISATION SUR LES BASSINS EXPERIMENTAUX



LEGENDE

- | | | |
|--|---|--|
|  T 1
<i>Terrains nus ou peu construits</i> |  T 4
<i>Habitat moderne</i> |  T 6
<i>Zone commerciale</i> |
|  T 3
<i>Habitat traditionnel</i> |  T 5
<i>Zone industrielle</i> |  Limite de bassin |

5.2 INFLUENCE DE L'URBANISATION SUR LES ECOULEMENTS ET LEUR MODELISATION

5.2.1 Généralités

L'urbanisation d'un site n'est pas sans effet sur la production et le transfert de l'écoulement : les volumes ruisselés augmentent en fonction de l'imperméabilisation des surfaces, et les débits de pointe de crue sont renforcés par l'accroissement de la densité de drainage. Imperméabilisation et densification du drainage sont les principaux facteurs conduisant à une augmentation de ces caractéristiques de l'écoulement dans la plupart des cas. Parfois cependant, la présence de constructions verticales telles que murs et clôtures, qui apparaissent comme autant d'obstacles à l'écoulement, conduisent au contraire à une diminution ou un ralentissement des écoulements. Les modifications des écoulements dues à l'urbanisation peuvent donc être très variables, et constituent une première difficulté dans l'évaluation des écoulements en milieu urbain.

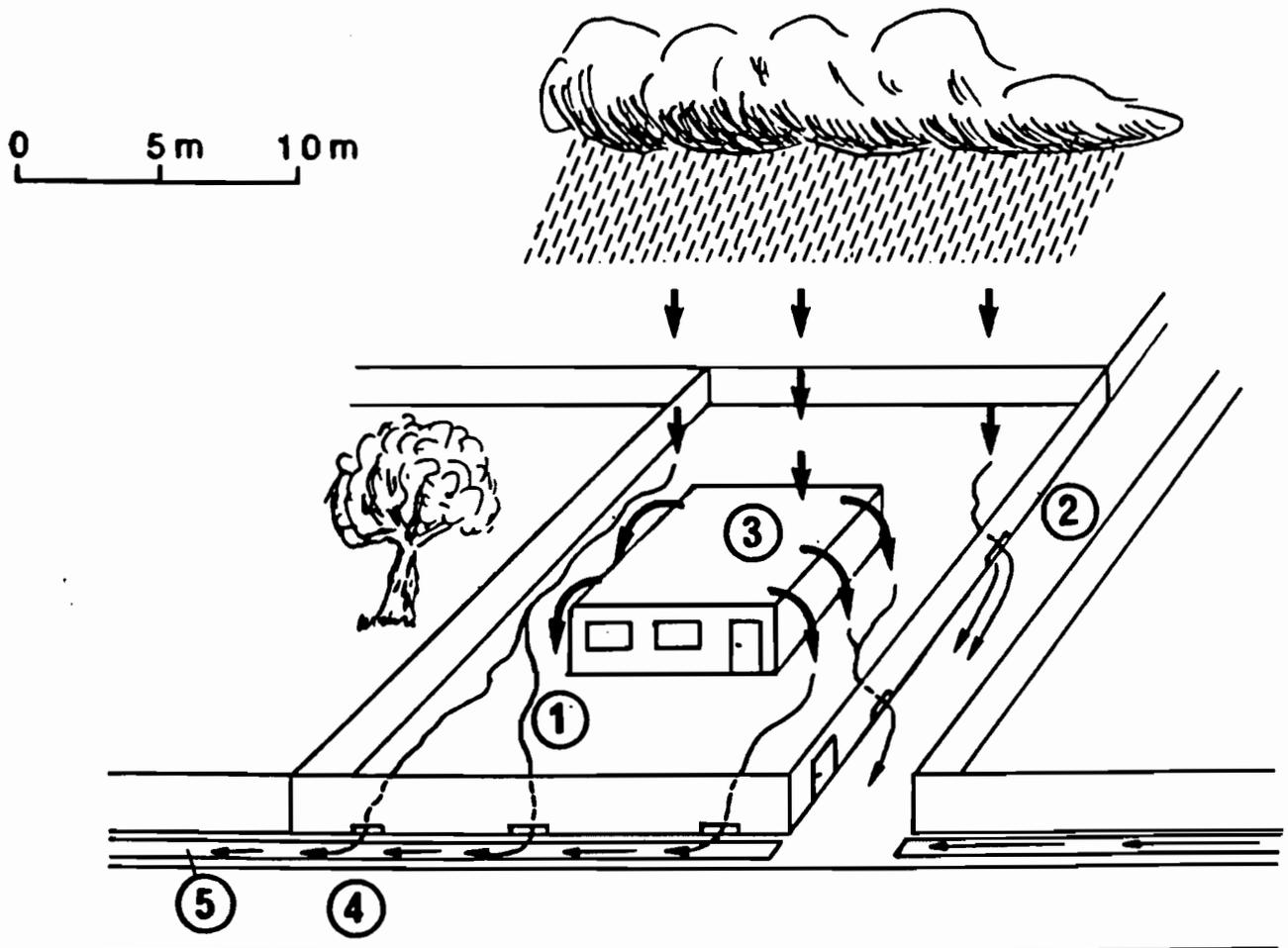
Indépendamment de ces phénomènes, la complexité du milieu urbain réside par ailleurs dans la dualité des états de surfaces représentés sur les bassins : surfaces imperméabilisées et non revêtues présentent des caractéristiques hydrodynamiques différentes, en pertes et en vitesses d'écoulement, et la représentation des écoulements à l'échelle du bassin doit tenir compte de cette diversité. Dans les villes des pays industrialisés, les superficies occupées par les sols naturels (espaces verts, zones non constructibles..) sont généralement vastes et nettement dissociées des surfaces imperméables : ces deux catégories constituent effectivement deux systèmes indépendants, pour lesquelles sont calculées séparément les contributions respectives à l'écoulement, le plus souvent nulles pour les surfaces non revêtues.

En Afrique de l'Ouest, la disposition des surfaces non revêtues et imperméabilisées n'est pas tout à fait comparable. Nous allons l'illustrer en prenant par exemple le cas d'une concession en zone d'habitat traditionnel, qui constitue comme nous l'avons vu la principale forme d'urbanisation rencontrées sur les bassins étudiés.

5.2.2 Représentation d'une concession en zone d'habitat traditionnel

La figure 5-3 résume, à l'échelle d'une concession située en zone d'habitat traditionnel, les caractéristiques et la disposition des surfaces non revêtues et imperméables. Les surfaces non revêtues sont constituées de la cour de la concession (1) et de la route secondaire (2) qui borde la concession. Les surfaces imperméables sont représentées par la toiture de l'habitation (3) et la route principale (4). Le réseau de drainage se limite à un collecteur (5) placé en bordure de la route principale.

Figure 5-3 : Schéma d'une concession en zone d'habitat traditionnel



1 et 2 : surfaces non revêtues

3 et 4 : surfaces imperméabilisées

5 : collecteur

Les chemins de l'écoulement sont représentés sur la figure par des flèches. L'écoulement en provenance des toitures se déverse dans la cour, et s'évacue vers le collecteur par des orifices pratiqués à la base des murs de la cour. Seul l'écoulement provenant de la route principale est directement relié au collecteur.

Pour ce type d'urbanisation, le schéma proposé illustre l'imbrication parcellaire des surfaces imperméables et non revêtues. Celles-ci ne peuvent donc être a priori considérées comme deux systèmes indépendants à l'échelle du bassin : il apparaît au contraire que, à l'exception des routes goudronnées, l'écoulement en provenance des surfaces imperméables transite par des surfaces non revêtues. Dans ces conditions, la contribution au ruissellement des surfaces imperméabilisées dépend des conditions de perméabilité et de drainage des cours dans lesquelles l'écoulement se déverse. Cette contribution peut notamment être nulle si les sols non revêtus sont très perméables ou mal drainés. On peut également imaginer que les sols non revêtus qui reçoivent de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées ont des caractéristiques hydrodynamiques influencées par cet apport.

D'où l'importance, a priori, de considérer en plus de la simple distinction des états de surface non revêtus et imperméabilisés, leurs positions respectives en regard des chemins de l'écoulement représentés sur la figure.

5.2.3 Classification des surfaces susceptibles d'influencer la production et le transfert de l'écoulement

Cet exemple nous a conduit à décrire et quantifier les types d'occupation des sols rencontrés sur les bassins étudiés en fonction de critères portant sur :

- . les états de surface : revêtus ou non revêtus, la diversité de ces derniers se limitant à considérer les sols nus ou recouverts de végétation ;
- . les positions respectives des surfaces imperméabilisées et des surfaces non revêtues, susceptibles de décrire plus précisément les interactions entre les différents états de surface et leurs contributions respectives au ruissellement.

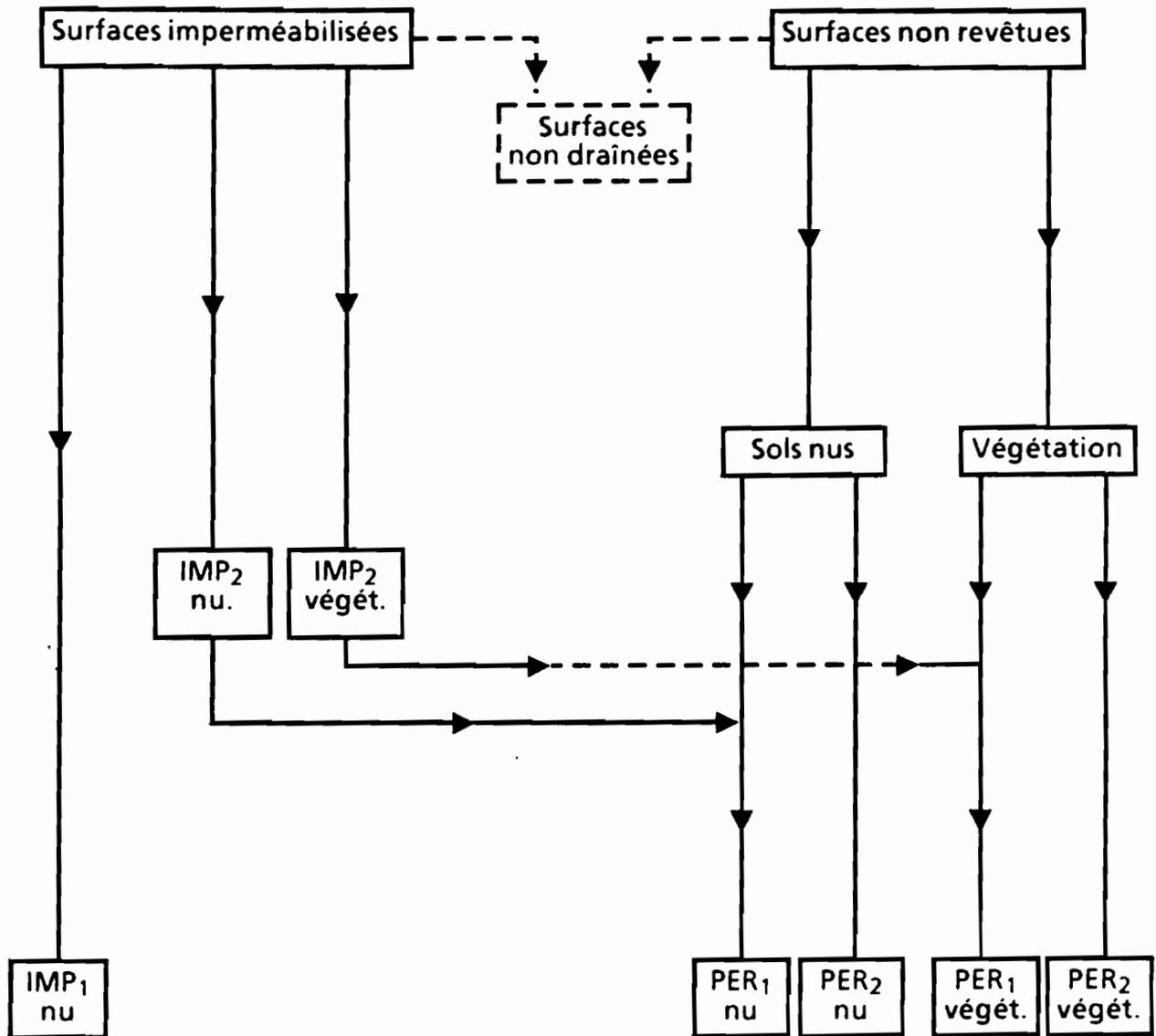
Les différentes catégories ainsi définies sont représentées sur la figure 5-4, et peuvent être exprimées dans les termes suivants :

les surfaces imperméabilisées :

directement reliées au réseau, IMP1

dont l'écoulement transite sur des surfaces non revêtues nues, IMP2(nu),

Figure 5.4. : Classification des surfaces drainantes sur les bassins urbains expérimentaux



dont l'écoulement transite sur des surfaces recouvertes de végétation, IMP2(veget),

les surfaces non revêtues nues :

recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(nu),

ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(nu)

les surfaces recouvertes de végétation :

recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(veget).

ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER2(veget).

Nous indiquons dans le paragraphe suivant la démarche que nous avons suivie pour mesurer sur chaque bassin les coefficients d'occupation des sols associés à cette classification.

5.3 LES METHODES DE CALCUL DES COEFFICIENTS D'OCCUPATION DES SOLS

Les informations dont nous disposions au début de cette étude se limitaient à la caractérisation des coefficients d'imperméabilisation sur l'ensemble des bassins expérimentaux. Nous avons donc procédé à un traitement complémentaire pour définir plus précisément les caractéristiques d'occupation des sols en regard de la classification retenue au paragraphe précédent. Nous indiquons dans ce qui suit les principes de ce traitement.

5.3.1 Les problèmes de dépouillement cartographique

5.3.1.1 Identification des surfaces

Les problèmes d'identification des différentes surfaces drainantes définies au paragraphe précédent sont liés :

- à la nature de la catégorie étudiée.
- à la nature et la qualité du document cartographique disponible

En ce qui concerne la nature de la catégorie étudiée, s'il est relativement facile d'identifier les différents états de surfaces rencontrés sur les bassins, leurs positions respectives ne peuvent être déterminées simplement. Nous avons alors admis que ces positions respectives, au sens du cheminement de l'écoulement, pouvaient être associées simplement à des caractères d'urbanisation définis comme étant les toitures, les cours, les voiries et les grands espaces. Nous verrons dans la troisième partie de ce chapitre que ces associations peuvent être déterminées en fonction de la typologie de l'urbanisation définie au paragraphe 5.1.

En ce qui concerne le document de référence, celui-ci peut être constitué par une photographie aérienne, un plan photo-interprété tiré de cette photographie aérienne, ou encore une image satellitaire. Mais, compte tenu de la petite taille et de la nature des objets à identifier (toitures par exemple), on doit remarquer que :

- les plans photo-interprétés sont souvent très imprécis à cette échelle d'une part, et que d'autre part, ils ne rendent généralement pas compte de la végétation ;

- la résolution des images satellitaires LANDSAT ou SPOT n'est pas suffisante pour faire apparaître le détail des constructions et obtenir une détermination précise des leurs différents éléments.

Nous avons donc utilisé comme document de base les photographies aériennes, dont nous avons agrandi les tirages à des échelles variant de 1/2000^e à 1/5000^e suivant les sites.

5.3.1.2 Dépouillement des coefficients d'occupation des sols

Les méthodes numériques de dépouillement des coefficients d'occupation des sols sont basées sur la mesure soit exhaustive, soit statistique des surfaces correspondant aux caractères recherchés.

Les méthodes basées sur la mesure exhaustive des surfaces consistent à identifier et à mesurer toutes les surfaces de la zone géographique étudiée.

Les méthodes les plus performantes, associées à l'imagerie satellitaire, procèdent automatiquement à l'identification et au calcul des caractères étudiés : en milieu urbain, ces méthodes ne peuvent encore être utilisées pour le problème qui nous préoccupe, mais leurs avantages justifient le développement des recherches dans cette direction. Le coût et le matériel de mise en oeuvre de ces méthodes sont néanmoins relativement lourds.

D'autres méthodes nécessitent de procéder manuellement à l'identification des surfaces et calculent automatiquement les coefficients d'occupation des sols correspondants. L'identification exhaustive est dans ce cas longue, fastidieuse, et parfois difficile. Les surfaces étant identifiées, on procède ensuite à leur mesure, soit :

- par réalisation d'un masque opaque dont les zones assombries correspondent aux surfaces recherchées. La détermination des coefficients associés à ces surfaces est effectuée ensuite au planimètre électronique à balayage (I.G.N. 1978) ;
- par digitalisation des contours et dépouillement des superficies occupées à l'aide de programmes adéquats (Le Barbé et al., 1984), (Mazurek, 1985).

Enfin, il est évidemment possible de réaliser un dépouillement exhaustif entièrement manuel, dont le seul avantage est de ne requérir aucun matériel coûteux particulier : cette technique est cependant très longue à mettre en oeuvre, et peu précise.

Les méthodes basées sur la mesure statistique des surfaces consistent à définir un échantillon de n points, répartis aléatoirement sur la surface étudiée. Chacun de ces n points doit être identifié et la proportion de points de l'échantillon correspondant au caractère recherché désigne le coefficient d'occupation du sol de ce caractère.

Par rapport aux méthodes opérationnelles basées sur la mesure exhaustive, les méthodes basées sur la mesure statistique possèdent plusieurs avantages :

- . une mise en oeuvre plus rapide et plus simple.
- . une plus grande aptitude à mesurer des surfaces dont les contours géométriques peuvent ne pas être simples.
- . un support logistique beaucoup plus modeste.

L'ensemble de ces avantages montre l'intérêt que peuvent représenter de telles méthodes. Ceci nous a conduit à mettre au point une méthode de détermination des coefficients d'occupation du sol basée sur les sondages statistiques pour nos propres besoins. Cette méthode est présentée dans le paragraphe suivant.

5.3.2 Elaboration d'une méthode de dépouillement des coefficients d'occupation des sols par sondage statistique

5.3.2.1 Analyse théorique du problème

La principale difficulté rencontrée dans l'utilisation des méthodes de mesure statistique concerne la précision des résultats et le problème se pose dans les termes suivants :

Combien de points doit-on identifier pour obtenir la valeur des coefficients d'occupation du sol d'une caractéristique donnée, avec un premier seuil de précision α fixé (concernant la mesure du coefficient) et un deuxième seuil de précision β fixé (concernant le risque d'erreur) ?

Formulé autrement, ce problème revient à savoir comment calculer la probabilité que le coefficient d'occupation du sol d'une caractéristique donnée, mesuré expérimentalement, soit distant d'au plus α % du coefficient réel, avec un risque d'erreur inférieur à β % ?

L'inégalité de Bienaymé-Tchebichev fournit la réponse. Si X est une variable aléatoire d'espérance mathématique \bar{X} et de variance σ^2 , cette inégalité précise que :

$$Prob (|X - \bar{X}| < \epsilon) \geq 1 - \frac{\sigma^2}{\epsilon^2}$$

Dans l'épreuve qui consiste à identifier n points sur une zone donnée, appelons X_i la variable aléatoire, associée à une caractéristique donnée i (toiture par exemple), prenant comme valeurs le nombre de points correspondant à la caractéristique i parmi les n points identifiés. X_i peut prendre les valeurs 0 à n et sa loi de probabilité est une loi binomiale :

$$Prob (X_i = k) = C_n^k p_i (1-p_i)^{n-k}$$

expression dans laquelle p_i n'est autre que la valeur réelle du coefficient d'occupation du sol de la caractéristique i , si l'on considère du moins que cette caractéristique est uniformément répartie sur la zone étudiée.

D'autre part :

$$E (X_i) = np_i$$

$$Var (X_i) = np_i (1-p_i)$$

Appelons \hat{p}_i , l'évaluation expérimentale du coefficient d'occupation du sol de la caractéristique i , obtenue par l'identification des n points :

$$\hat{p}_i = \frac{\text{nombre de points correspondant à la caractéristique } i}{\text{nombre de points identifiés}} = \frac{X_i}{n}$$

\hat{p}_i est encore une variable aléatoire et

$$E (\hat{p}_i) = E \left(\frac{X_i}{n} \right) = \frac{1}{n^2} E (X_i) = \frac{1}{n} \cdot np_i = p_i$$

$$Var (\hat{p}_i) = Var \left(\frac{X_i}{n} \right) = \frac{1}{n^2} np_i (1-p_i) = \frac{p_i(1-p_i)}{n}$$

L'inégalité de Bienaymé-Tchebichev appliquée à la variable aléatoire \hat{p}_i s'écrit :

$$Prob (|\hat{p}_i - p_i| < \epsilon) \geq 1 - \frac{p_i(1-p_i)}{n\epsilon^2} \quad (1)$$

et permet de trouver effectivement le nombre nécessaire de points à identifier pour obtenir une évaluation \hat{p}_i du coefficient d'occupation du sol d'une caractéristique i donnée, avec une précision ϵ fixée et un risque d'erreur inférieur à $p_i(1-p_i)/n\epsilon^2$.

L'expression (1) montre finalement que le nombre de points à identifier dépend des trois facteurs suivants :

- la proportion exacte associée à la caractéristique étudiée
- la précision avec laquelle on veut connaître cette proportion
- le risque d'erreur admis.

Le tableau 5-2 indique ainsi, pour un risque d'erreur fixé à 10 %, le nombre de points à identifier pour obtenir, avec une précision de ϵ , une évaluation expérimentale de p_i . Par exemple, pour une caractéristique représentée à 20 % sur le bassin et une précision souhaitée de l'ordre de 5 %, on calcule ce nombre de points en écrivant, d'après l'équation (1) :

$$Prob (0,15 < p_i < 0,25) \geq 0,9$$

$$d'où \frac{p_i(1-p_i)}{n\epsilon^2} = 0,1$$

$$d'où n = \frac{p_i(1-p_i)}{0,1 \cdot \epsilon^2} = \frac{0,20 \times 0,80}{0,1 \times 0,0025} = 640$$

5.3.2.2 Conseils pratiques d'utilisation

L'application de la méthode suppose que la caractéristique étudiée est uniformément répartie sur la zone géographique choisie : il faut donc préalablement déterminer ces zones homogènes, et distinguer éventuellement plusieurs sous-bassins à cet effet.

Les zones homogènes ayant été délimitées, il faut alors répartir aléatoirement sur chacune des zones les points à identifier. Nous avons pour notre part procédé de la façon suivante :

nous avons généré de façon aléatoire, en utilisant une méthode de congruence multiplicative (Brunet-Moret, 1969), des couples de coordonnées en nombre au moins égal au nombre de points à identifier ;

l'utilisation du logiciel STATGRAPHICS permet de représenter graphiquement ces points sur des grilles dont les dimensions peuvent être choisies par l'utilisateur ;

les grilles ainsi obtenues ont été photocopiées ou imprimées sur support transparent, que l'on peut alors superposer à la photographie aérienne pour procéder à l'identification. A titre indicatif, l'identification et le dépouillement de grilles comportant 1000 points peuvent être réalisées en une demi-journée.

Tableau 5-2 : Nombre de points à identifier en fonction de p_i et ϵ .

ϵ en %	p_i en %									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
2	1188	2250	3188	4000	4688	5250	5688	6000	6188	6250
5	190	360	510	640	750	840	910	960	990	1000
10	48	90	128	160	188	210	228	240	248	250
15	21	40	57	71	83	93	101	107	110	111
20	12	23	32	40	47	53	57	60	62	63
30	5	10	14	18	21	23	25	27	28	28
50	2	4	5	6	8	8	9	10	10	10

5.4 COEFFICIENTS D'OCCUPATION DES SOLS DES DIFFERENTES SURFACES DRAINANTES

5.4.1 Généralités

Les résultats rassemblés dans cette partie du chapitre proviennent des divers rapports dont ont fait l'objet les études de ruissellement en milieu urbain africain. Les coefficients d'occupation des sols ont été dépouillés de façons très diverses, non seulement au niveau des techniques utilisées, mais aussi des caractères étudiés. Les traitements que nous avons réalisés d'après les principes présentés au paragraphe précédent ont permis de compléter cette information dans les limites des documents disponibles. Nous n'avons cependant pu nous procurer toutes les photographies aériennes contemporaines des campagnes de mesures, ce qui explique que les coefficients d'occupation des sols soient inégalement détaillés suivant les sites géographiques étudiés.

5.4.2 Calcul des coefficients d'occupation des sols

Nous avons présenté au paragraphe 5.1 les différents types de surfaces susceptibles d'influencer la production et le transfert de l'écoulement en milieu urbain. Celles-ci sont déterminées en fonction de leurs états de surface et de leurs positions respectives de la façon suivante :

- . les surfaces imperméabilisées reliées soit directement au réseau, IMP1, soit à des surfaces non revêtues nues, IMP2(nu), soit à des surfaces couvertes de végétation, IMP2(veget),
- . les surfaces nues et non revêtues, qui reçoivent de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(nu), ou non, PER2(nu),
- . les surfaces recouvertes de végétation, qui reçoivent de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(veg), ou non, PER2(veg).

Ces surfaces ne peuvent être mesurées que si on sait les associer à des caractéristiques du bâti et des états de surface, que l'on peut alors identifier sur les documents cartographiques. Nous avons à cet effet retenu les caractères suivants :

- . Voiries (goudronnées, non goudronnées)
- . Cours (sols nus, végétation, revêtu)
- . Toitures
- . Grands espaces (nus, végétation)

Les associations que nous avons établies entre ces caractères et les différentes catégories de surfaces drainantes (IMP1, IMP2) peuvent être considérées comme étant stables au sein des différents types d'urbanisation rencontrés, et sont indiquées dans le tableau 5-3 :

Tableau 5-3 : Correspondances entre bâti-états de surface et classification des surfaces drainantes, en fonction de la typologie d'urbanisation.

Bâti-état de surface	Surface drainante	Type d'urbanisation
Voiries goudronnées	IMP1	Tous types d'urbanisation
Voiries non goudronnées	PER1(nu)	T2 à T7
	PER2(nu)	T1
Toitures	IMP1	T4,T5,T6
	IMP2(nu)	T2,T3
	IMP2(veg)	T2,T7
Cours	IMP1	T4
	PER1(nu)	T3
	PER1(veget)	T7
Grands espaces	PER2(nu) ou PER2(veget)	Tous types d'urbanisation

On remarquera que certains caractères appartiennent à des catégories différentes en fonction des types d'urbanisation :

les cours sont classées IMP1 sur T4 et PER1 sur T3. Elles sont effectivement cimentées et reliées directement au réseau de drainage dans les grands ensembles immobiliers récents, non revêtues et non reliées au réseau en zone d'habitat traditionnel, comme l'illustre la figure 5-3. Pour ces deux catégories d'habitat, les toitures sont également différenciées : IMP1, surfaces imperméables directement reliées au réseau pour T4, IMP2, surfaces imperméables dont l'écoulement se déverse vers les surfaces non revêtues environnantes pour T3.

le couvert végétal est pratiquement inexistant dans les cours de concessions des zones d'habitat traditionnel T3, et au contraire très abondant en zone résidentielle ou administrative T7. Les cours sont donc classées PER1(nu) sur T3 et PER1(veget) sur T7. L'écoulement en provenance des toitures se déversant en partie dans les cours, les toitures sont pour les mêmes raisons assimilées à IMP2(nu) sur T3 et IMP2(veget) sur T7.

Tableau 5-4 : Coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes.

Bassin	IMP1	IMP2	IMP2	Total	PER1	PER2	Total	PER1	PER2	Total	
		nu	veg.			nu			veg.		veg.
	%	%	%		%	%		%	%		%
Niamey 1	3	24	0	27	60	13	73	0	0	0	
Niamey 2	3	28	0	31	60	9	69	0	0	0	
Niamey 3	3	18	0	21	50	29	79	0	0	0	
Niamey 4	4	17	0	21	38	41	79	0	0	0	
Niamey 5	9	26	0	35	35	35	30	0	0	0	
Ouaga 1	3	7	0	10	60	30	90	0	0	0	
Ouaga 2	3	22	0	25	60	15	75	0	0	0	
Ouaga 3	-	-	>0	25	-	-	-	>0	-	>0	
Bamako 1	1	17	0	18	22	60	82	0	0	0	
Bamako 2	1	16	0	17	20	63	83	0	0	0	
Bamako 3	3	25	0	28	37	37	74	0	0	0	
Bamako 4	1	14	0	15	18	67	85	0	0	0	
Lomé 1	3	20	0	23	63	14	77	0	0	0	
Lomé 2	-	-	0	18	-	-	82	0	0	0	
Lomé 3	-	-	0	27	-	-	73	0	0	0	
Cotonou 1	-	-	0	29	-	-	71	0	0	0	
Cotonou 2	-	-	0	26	-	-	74	0	0	0	
Cotonou 3	-	-	0	30	-	-	70	0	0	0	
Yopougon 1	10	17	0	27	19	6	25	0	48	48	
Yopougon 5	22	16	0	38	33	3	36	0	26	26	
Yopougon 6	56	0	0	56	38	0	38	0	6	6	
Yopougon 7	5	16	0	21	17	7	24	0	55	55	

Ces associations étant précisées, nous avons alors procédé au dépouillement des coefficients d'occupation des sols correspondant aux différentes surfaces drainantes (IMP1, IMP2...). Nous en indiquons les résultats dans le tableau 5-4. Il apparaît que les catégories IMP2(veget) et PER1(veget) ne sont pas représentées sur les bassins : pour simplifier, nous parlerons donc par la suite de IMP2 et PER1, sachant que les états de surface associés sont nus.

5.4.3 Correspondances entre la typologie de l'urbanisation et la classification des surfaces drainantes

Nous chercherons ici à vérifier que les caractéristiques des surfaces drainantes, calculées au paragraphe précédent, peuvent effectivement être déterminées en fonction de la typologie de l'urbanisation établie sur la base de critères socio-économiques au paragraphe 5.1. Cette analyse a porté principalement sur la catégorie T3, abondamment représentée sur les bassins étudiés, et sur la catégorie T4, pour laquelle nous avons pu individualiser 4 mailles homogènes sur les bassins n°5, 6 et 7 de Yopougon.

1) Zone d'habitat traditionnel T3

Dix bassins ont été pris en compte pour analyser les caractéristiques des surfaces drainantes de la catégorie T3. Il s'agit des bassins n°1, 2 et 3 de Niamey, n°1 et 2 de Ouagadougou, n°1, 2 et 3 de Lomé, n°1 et 2 de Cotonou. Le pourcentage minimal de représentation de T3 est de 69 % sur ces bassins.

Nous avons comparé sur ces bassins :

- les coefficients d'imperméabilisation IMP ($= IMP1 + IMP2$),
- les proportions des surfaces imperméabilisées directement reliées au réseau, rapportées à IMP ($= IMP1/IMP$),
- les proportions des surfaces non revêtues qui reçoivent de l'eau en provenance des toitures (cours et voiries), rapportées à IMP ($= PER1/IMP$).

Les valeurs mesurées sont résumées dans le tableau 5-5 : elles sont très proches d'un bassin à l'autre et l'habitat traditionnel apparaît donc homogène relativement à ces caractéristiques sur l'ensemble des bassins étudiés. On pourra en première approximation évaluer les proportions des différentes surfaces drainantes en zone d'habitat traditionnel d'après les fourchettes indiquées dans le tableau 5-5.

Tableau 5-5 : Valeurs centrales et variation des proportions des différentes surfaces drainantes sur T3.

	Effectif échantillon	Moyenne	Médiane	Mode	Bornes inf et sup
IMP (%)	10	24	26	27	10-31
IMP1/IMP	5	0,12	0,12	0,11	0,10-0,14
PER1/IMP	5	2,3	2,4	2,4	1,9-2,7

2) Zone d'habitat moderne T4

Les 4 mailles individualisées ont respectivement des superficies de 44, 22, 34 et 46 hectares, et sont exclusivement constituées de grands ensembles immobiliers construits à Yopougon. La maille n°1 correspond à la partie T4 du bassin n°5, la maille n°2 au le bassin n°6, les mailles n°3 et 4 se trouvent sur le bassin n°7, l'une dans la zone dite Port-Bouet et l'autre à proximité du bassin n°6. Les coefficients d'imperméabilité calculés sur chacune de ces mailles varient de 57 à 73 %. Toutes les surfaces imperméables sont reliées au réseau et le restant de la superficie de chaque maille est occupée par des voiries non revêtues. Sur ce type d'urbanisation, on peut donc résumer la diversité des surfaces drainantes et leurs proportions respectives à :

$$\text{IMP} = \text{IMP1} = 60-70 \%$$

$$\text{PER1}(\text{nu}) = 30-40 \%$$

3) Autres types d'urbanisation

Le faible pourcentage des autres types d'urbanisation sur les bassins étudiés ne permet pas de vérifier leur homogénéité au sens de la classification des surfaces drainantes. Il conviendra ultérieurement, si les besoins s'en font sentir, de procéder à l'individualisation de mailles correspondant à chacune de ces catégories pour en déterminer plus précisément les caractéristiques.

CONCLUSIONS :

Nous avons proposé dans ce chapitre une classification des différentes surfaces susceptibles d'influencer la production de l'écoulement sur les bassins urbains étudiés. Cette classification est basée sur :

- . les états de surface : revêtus, non revêtus nus ou recouverts de végétation,
- . les positions respectives de ces différents états de surface.

Les différentes combinaisons de ces critères conduisent à définir 7 catégories distinctes, correspondant :

- . aux surfaces imperméabilisées reliées soit directement au réseau de drainage, IMP1, soit à des surfaces non revêtues nues, IMP2(nu), soit à des surfaces couvertes de végétation, IMP2(veget);
- . aux surfaces nues non revêtues, recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(nu), ou non, PER2(nu) ;
- . aux surfaces couvertes de végétation, recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméabilisées, PER1(veget), ou non, PER2(veget).

Sur les 11 bassins expérimentaux retenus pour la modélisation du ruissellement, le nombre de catégories se ramène à 5 : nous avons admis que les surfaces revêtues et couvertes de végétation n'étaient pas en liaison directe, et par conséquent, $IMP2(veget) = PER1(veget) = 0$.

La pertinence de cette classification, principalement inspirée par l'idée que nous nous faisons des mécanismes de ruissellement au niveau de la concession, sera analysée plus en détail dans la troisième partie de l'étude. A partir des coefficients d'occupation des sols que nous avons déterminés numériquement, nous étudierons en particulier dans quelle mesure une modélisation basée sur cette partition des surfaces conduit à des résultats plus précis que ceux qu'on obtient avec d'autres partitions plus simples.

Nous avons cherché d'autre part à caractériser ces différentes surfaces drainantes en fonction d'une typologie basée sur la description de l'urbanisation en termes d'activités socio-économiques. Les coefficients d'imperméabilisation sont par exemple compris entre 10 et 30 % en zone d'habitat traditionnel, entre 60 et 70 % en zone d'habitat moderne.

Pour une détermination plus précise des caractéristiques des surfaces drainantes, il faut alors procéder au dépouillement de documents cartographiques, et la méthode de sondage statistique que nous avons présentée dans ce chapitre en fournit une possibilité.

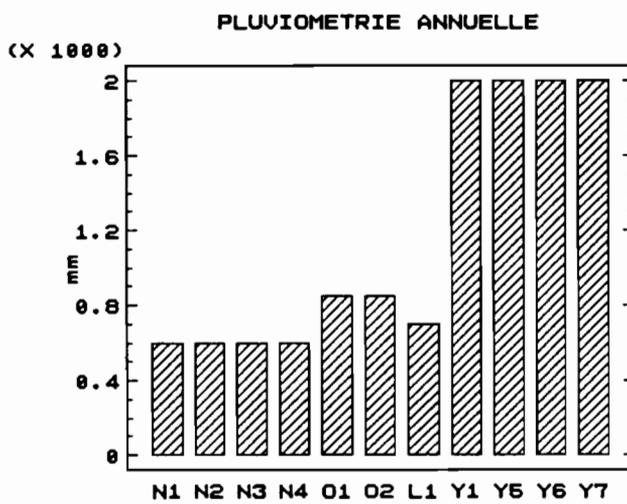
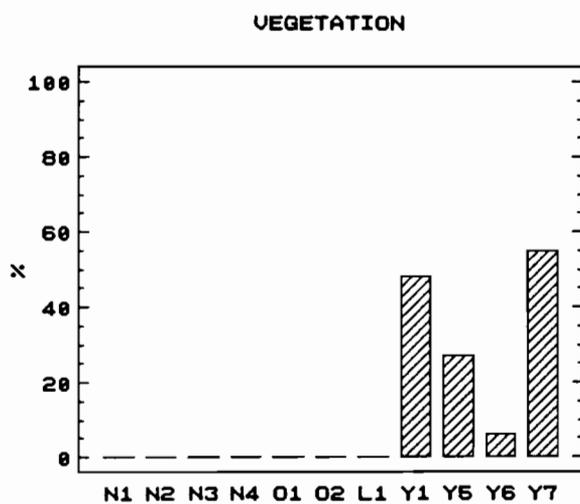
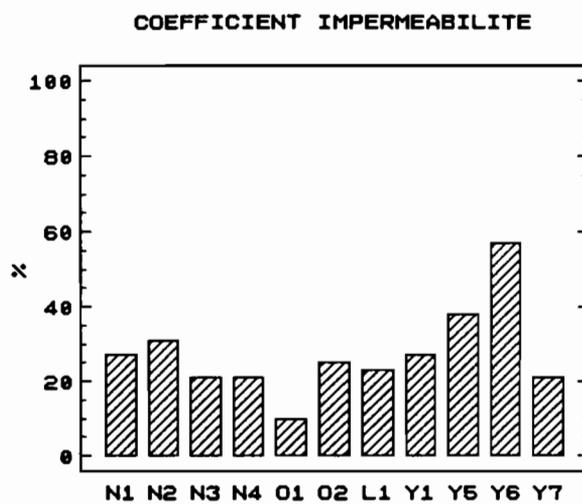
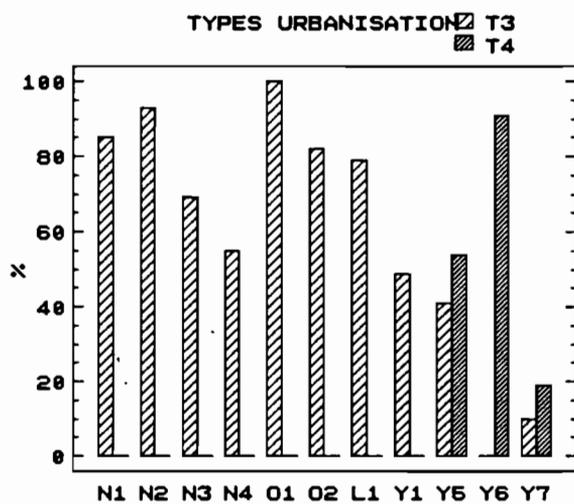
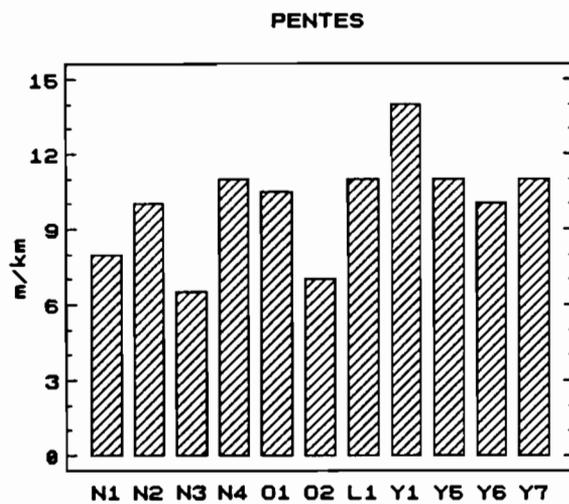
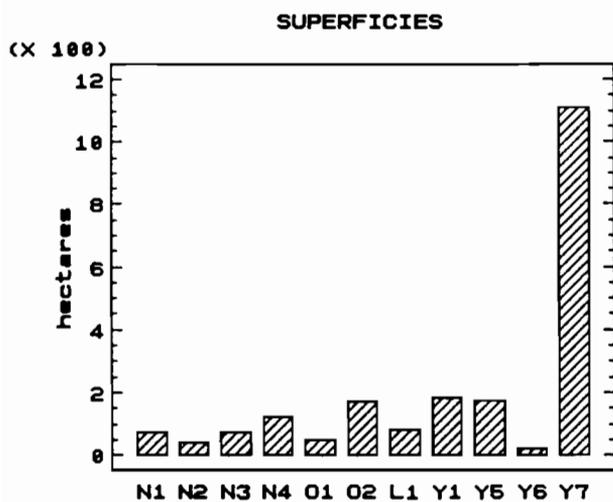


Figure 5-5 : Résumé des principales caractéristiques des bassins expérimentaux

CONCLUSIONS DE LA DEUXIEME PARTIE :

A l'issue des travaux présentés dans cette deuxième partie de l'étude, nous avons décrit les principales caractéristiques des bassins urbains dont nous allons essayer de modéliser le fonctionnement hydrologique, dans la partie suivante de cette étude. Onze bassins expérimentaux ont été retenus et nous en résumons les caractéristiques dans ce qui suit.

Ils se répartissent sur 4 sites géographiques différents : 4 bassins sont situés à Niamey, 2 à Ouagadougou, 1 à Lomé et 4 à Yopougon.

Leurs superficies varient de 22 à 1110 hectares. Elles se situent dans une fourchette de 40 à 200 hectares pour 9 des 11 bassins.

Les pentes sont très voisines d'un bassin à l'autre : elles varient de 8 à 15 m/km, et rendent compte du peu de relief que l'on trouve dans la plupart des villes d'Afrique de l'Ouest.

L'urbanisation rencontrée est dominée par le type T3, zones d'habitat traditionnel, que l'on trouve sur 3 des 4 sites géographiques étudiés. T3 est représenté à plus de 50 % sur 8 des 11 bassins étudiés. Sur les bassins de Yopougon apparaît un type d'habitat plus récent, T4.

Les coefficients d'imperméabilisation restent compris entre 10 et 30 % pour les 8 bassins représentatifs de l'habitat traditionnel. Sur l'ensemble des bassins, la valeur maximale est de 55 %, pour le bassin n°6 de Yopougon qui est exclusivement constitué d'ensembles immobiliers plus modernes.

La végétation n'est représentée que sur les bassins de Yopougon, et varie de 6 % sur le bassin n°6 à 55 % sur le bassin n°7.

Les sols nus que l'on rencontre sur les bassins étudiés produisent un ruissellement important. En termes d'infiltration, les expériences réalisées au simulateur de pluie font apparaître des valeurs de l'ordre de 3 à 13 mm/h après apparition d'un régime d'écoulement permanent sur des sols initialement secs.

Les régimes pluviométriques sont différents d'un site à l'autre : la pluviométrie annuelle varie de 600 millimètres (Niamey) à 1750 millimètres (Yopougon). Nous analysons actuellement la variabilité spatiale des distributions et des liaisons entre les caractéristiques des averses sur un ensemble de postes pluviographiques couvrant une partie de l'Afrique de l'Ouest (figure 5-6). Les chroniques longues étudiées sont présentées dans le tableau 5-6. Les premiers résultats de cette analyse (N'Doye, 1988) indiquent que les distributions statistiques du nombre annuel des averses, des hauteurs, des durées, des formes et de la chronologie de ces averses peuvent être reliées principalement à la distribution des hauteurs interannuelles.

L'influence océanique, cas de Lomé par exemple, ne semble pas influencer le nombre annuel moyen d'averses, mais constitue un facteur secondaire à prendre en compte pour les autres caractéristiques. A titre d'exemple sont représentées pour l'ensemble des postes étudiés les distributions des hauteurs pour des averses individualisées si l'intensité de la pluie ne dépasse pas 5 mm/h pendant 60 minutes (figure 5-7). Les ajustements sont obtenus par une loi de Goodrich tronquée, appliquée aux averses de hauteur supérieures à 25 mm. On remarquera que l'échelonnement de ces ajustements est en accord avec les hauteurs de pluie interannuelles mesurées à ces postes, à l'exception du cas de Lomé. Les nombres annuels moyens d'averses de hauteur supérieure à 5 et à 25 mm, qui figurent dans le tableau 5-6, sont également reliés à la pluviométrie interannuelle. Nous espérons obtenir de cette étude des règles de transposition spatiale des chroniques étudiées à des endroits où on ne dispose pas d'information pluviographique. Le lecteur intéressé par la description des caractéristiques des averses tropicales pourra consulter les ouvrages de Brunet-Moret (1968), Puech et Chabi-Goni (1984), Leroux (1980). Plus récemment, et plus en rapport avec l'hydrologie des petits bassins versants, le sujet a également été traité par Ribstein (1989).

Sur le plan des principales caractéristiques évoquées dans cette conclusion, la variabilité des bassins étudiés est représentée plus en détail sur la figure 5-5. En première approximation, il apparaît finalement que les bassins de Niamey, Ouagadougou et Lomé constituent un groupe relativement homogène, en regard des caractéristiques que nous avons décrites. Par rapport à ce groupe, les bassins de Yopougon apparaissent nettement différenciés par la pluviométrie, par l'importance de la végétation (n°1, 5 et 7), par les superficies (n°6 et 7) et par les types d'urbanisation rencontrés.

L'objectif que nous nous proposons maintenant est de voir dans quelle mesure les caractéristiques décrites dans cette partie de l'étude interviennent dans la détermination et dans l'interprétation des écoulements, et c'est dans cette optique que nous avons entrepris les travaux de modélisation présentés dans la partie suivante.

Figure 5-6 :

Carte de situation des postes pluviographiques.

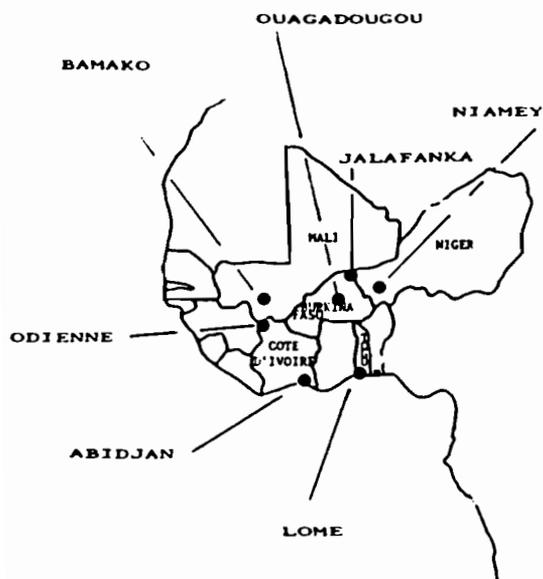


Figure 5-7 :

Distributions des hauteurs d'averses.

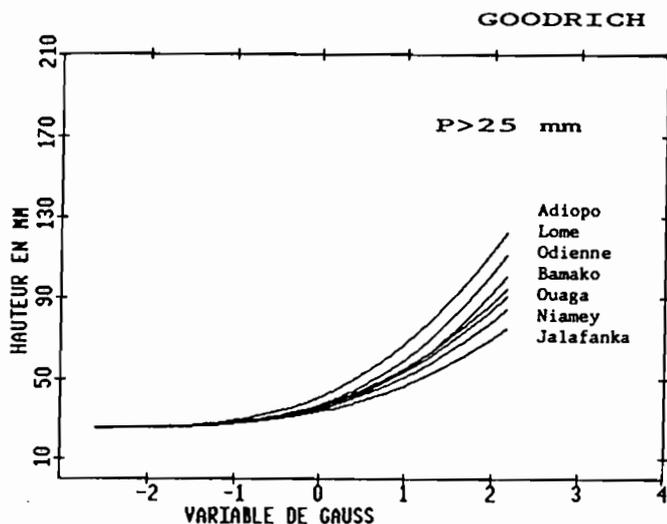


Tableau 5-6 : Caractéristiques des chroniques d'averses.

Pays	Station	Période d'observation	Hauteur de pluie interannuelle en mm	Nbre moyen interannuel averses > 5 mm	Nbre moyen interannuel averses > 25 mm
Burkina-Faso	Jalafanka	1977-1985	460	13	3
Niger	Niamey	1956-1978 *	590	25	6
Togo	Lomé	1963-1986	795	31	9
Burkina-Faso	Ouagadougou	1954-1977 **	870	34	9
Mali	Bamako	1967-1973	985	36	8
Côte d'Ivoire	Odienné	1969-1986	1575	53	11
Côte d'Ivoire	Adiopodoumé	1964-1981 ***	1750	inc.	12

* sauf 1962 et 1968

** sauf 1955

*** sauf 1973 et 1978

TROISIEME PARTIE :
MODELISATION DES ECOULEMENTS

INTRODUCTION :

La première partie de cette étude a fait apparaître les limites des modèles de ruissellement urbain actuellement utilisés en Afrique de l'Ouest, et les directions vers lesquelles ils doivent être développés. Il apparaît que ces limites sont principalement constituées par la difficulté d'estimer les paramètres des modèles sur des bassins non jaugés.

Dans la seconde partie, nous avons fait le point sur l'ensemble des données qui déterminent l'état de la connaissance du milieu physique. Nous avons ainsi rassemblé onze bassins expérimentaux, et en avons décrit les principales caractéristiques.

A partir de ces éléments, nous chercherons, dans cette troisième partie, à dégager des concepts pertinents sur le fonctionnement hydrologique des bassins urbains étudiés, et à proposer des règles d'utilisation permettant d'utiliser ces concepts sur des bassins non jaugés. Les résultats présentés portent sur :

- .. la nature des concepts retenus pour modéliser le ruissellement (chapitre 6) : ces concepts représentent la combinaison de mécanismes hydrologiques simples de production et de transfert, appliqués à des sous-bassins définis pour prendre en compte les hétérogénéités des surfaces revêtues ou non revêtues en milieu urbain ;
- . nous chercherons à vérifier la pertinence des concepts proposés pour reproduire les volumes ruisselés à l'exutoire de chaque bassin expérimental, et retiendrons les concepts les plus adéquats avant de procéder à une analyse plus complète (chapitre 7) ;
- . nous préciserons alors les développements que nous avons apportés au protocole de calage utilisé initialement, pour procéder ensuite à la validation et surtout à l'interprétation des paramètres intervenant dans les modèles : nous insisterons sur la nécessité d'étudier la sensibilité des résultats fournis par le modèle aux variations des paramètres (chapitre 8) ;
- . en utilisant ce protocole, nous procéderons alors à la détermination et à l'interprétation des paramètres de production des modèles retenus (chapitre 9) : nous chercherons en particulier à relier les valeurs ajustées des paramètres aux mesures expérimentales de ruissellement réalisées sur parcelles.

nous procéderons enfin à la détermination et à l'interprétation du paramètre de transfert des modèles retenus (chapitre 10) : nous chercherons à relier les paramètres ajustés à des caractéristiques de pente, de superficie et d'occupation des sols de chacun des bassins expérimentaux.

Nous concluons en indiquant les règles d'utilisation des modèles étudiés, et leurs limites d'application en mode projet sur des bassins non jaugés.

CHAPITRE 6

DEFINITION DES CONCEPTS

INTRODUCTION :

Les problèmes que nous allons évoquer dans ce chapitre portent sur le choix des concepts permettant de reproduire les écoulements observés à l'exutoire d'un bassin urbain, et peuvent être résumés par la double question suivante :

- y a-t-il lieu de prendre en compte l'hétérogénéité des caractéristiques hydrodynamiques des surfaces revêtues et non revêtues sur les bassins étudiés, et si oui, comment les prendre en compte ?,
- comment représenter les mécanismes de production et de transfert de l'écoulement sur le bassin, ou sur des sous-bassins homogènes si cela est nécessaire ?.

Nous avons traité ces problèmes en nous inspirant des travaux antérieurs réalisés par Desbordes (1974), Le Barbé (1982) et Sighomnou (1986), présentés plus en détail au chapitre 2 :

- Le Barbé propose un découpage du bassin en sous-bassins fictifs, définis en fonction du caractère revêtu ou non revêtu des surfaces, et en fonction des positions respectives de ces différents états de surface,
- Desbordes propose deux modèles comportant chacun deux paramètres de production et un paramètre de transfert, à appliquer sur l'ensemble du bassin étudié. L'un de ces modèles a été testé par Sighomnou sur les bassins de Yopougon, et s'ajuste bien aux données observées.

Nous avons repris et parfois modifié les principales caractéristiques de ces travaux, et les assemblages que nous avons choisis sont présentés dans ce qui suit.

6.1 PARAMETRISATION DES MECANISMES DE PRODUCTION

6.1.1 Nature et équations des mécanismes de production

Les pertes à l'écoulement sont représentées par divers phénomènes parmi lesquels apparaissent l'infiltration, le stockage dans les dépressions naturelles du sol, l'évaporation, l'évapotranspiration ou l'interception liée à la végétation.

L'ensemble de ces phénomènes peut être résumé par 2 types de pertes :

- . les pertes initiales, intervenant au début de l'averse et interrompues après dépassement d'un certain seuil : à ce groupe appartiennent le remplissage des dépressions du sol ou le stockage dans divers ouvrages de retenue;
- . les pertes continues dans le temps, intervenant tout au long de l'averse, ou après un certain temps, correspondant par exemple à l'infiltration, l'évaporation ou l'évapotranspiration.

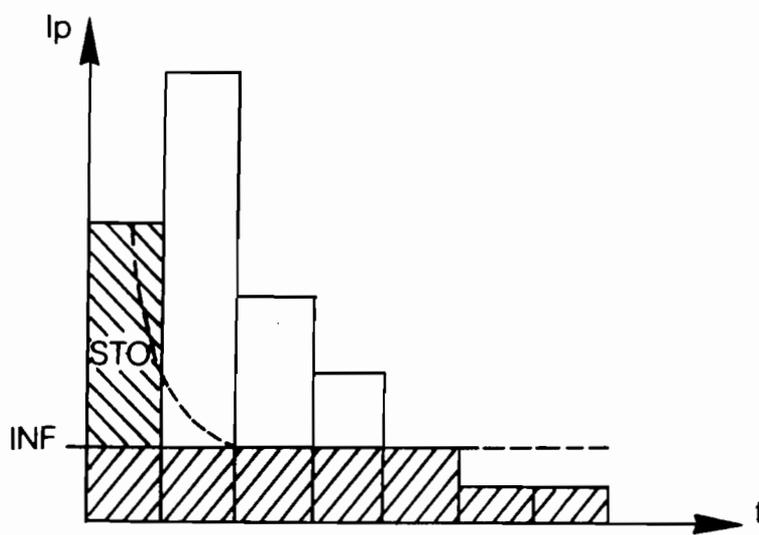
Nous avons pour notre part retenu deux types de schéma :

6.1.1.1 Pertes initiales et pertes continues constantes

Le premier schéma retenu considère que les pertes initiales et les pertes continues sont constantes pour l'ensemble des événements pluvieux (figure 6-1). Chaque type de pertes est représenté par un seul paramètre, que nous avons ici appelé :

- . STO, exprimé en mm, pour les pertes initiales,
- . INF, exprimé en mm/h, pour les pertes continues.

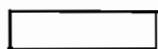
Fig.6-1: SCHEMA DE PRODUCTION BASE SUR DES PERTES INITIALES ET CONTINUES CONSTANTES



PERTES CONTINUES DANS LE TEMPS



PERTES INITIALES



'PLUIE NETTE'



COURBE EXPERIMENTALE DES PERTES AU
RUISSELLEMENT SUR PARCELLES

Nous avons décrit ce schéma au pas de temps t_i par le système d'équations :

$$R(t_i) = 0 \quad \text{si} \quad \sum_{j \leq i} (P(t_j) - \text{Max}(0, P(t_j) - \text{INF} * t_j)) \leq \text{STO}$$

$$R(t_i) = \text{Max}(0, P(t_i) - \text{INF} * t_i) \quad \text{sinon}$$

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
t_i	durée du pas de temps n°i, en h

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 .

Par rapport aux travaux antérieurs, ce schéma constitue une simplification de ce que propose Le Barbé :

des quatre paramètres a , b , c et W qu'il utilise pour représenter les pertes continues dans le temps, nous n'en conservons qu'un, INF : en reprenant les notations du paragraphe 2.5.2, a est identifié à INF , b , c et W à 0.

nous ne conservons également qu'un seul paramètre d'ajustement pour représenter les pertes initiales : les deux paramètres α et R_0 employés par Le Barbé sont respectivement identifiés à 1 et STO .

Ces aménagements permettent de ramener le nombre de paramètres d'ajustement de 6 à 2 : ce nombre réduit de paramètres s'est avéré mieux adapté à recevoir une validation et une interprétation satisfaisantes.

Sighomnou (1986) utilise quant à lui un schéma du même type, en considérant que les pertes continues sont constantes pour un événement donné, mais varient d'un événement à l'autre. Nous avons préféré, pour simplifier l'interprétation ultérieure des paramètres de production, imposer à INF d'être une caractéristique invariante du bassin.

Pour l'interprétation de ce schéma appliqué à des surfaces non revêtues, on pourra se référer à l'étude expérimentale des pertes au ruissellement d'une parcelle soumise à des pluies simulées. Développée au chapitre 4, cette étude a permis de caractériser les variations dans le temps des pertes au ruissellement, représentées successivement par :

- . une phase initiale d'imbibition et de stockage,
- . une phase transitoire où la capacité d'infiltration du sol diminue,
- . une phase permanente au cours de laquelle les pertes au ruissellement sont stabilisées, et représentées par une intensité d'infiltration constante.

Nous avons déterminé les courbes expérimentales des pertes au ruissellement pour chaque bassin : un exemple de ces courbes est représenté en pointillés sur la figure 6-1, et laisse espérer un ajustement correct au schéma théorique proposé. On pourrait donc relier ainsi :

- . le paramètre INF à la valeur limite d'infiltration,
- . le paramètre STO à l'excédent des pertes survenant au cours des phases initiale et transitoire.

6.1.1.2 Pertes initiales constantes et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse

Le second schéma que nous avons testé 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 6-2). Chaque type de pertes est représenté par un seul paramètre, que nous avons appelé ici :

- . STO, exprimé en mm, pour les pertes initiales,
- . COEF, exprimé en rapport, et dont le complémentaire à 1 représente le coefficient des pertes à l'écoulement continues dans le temps.

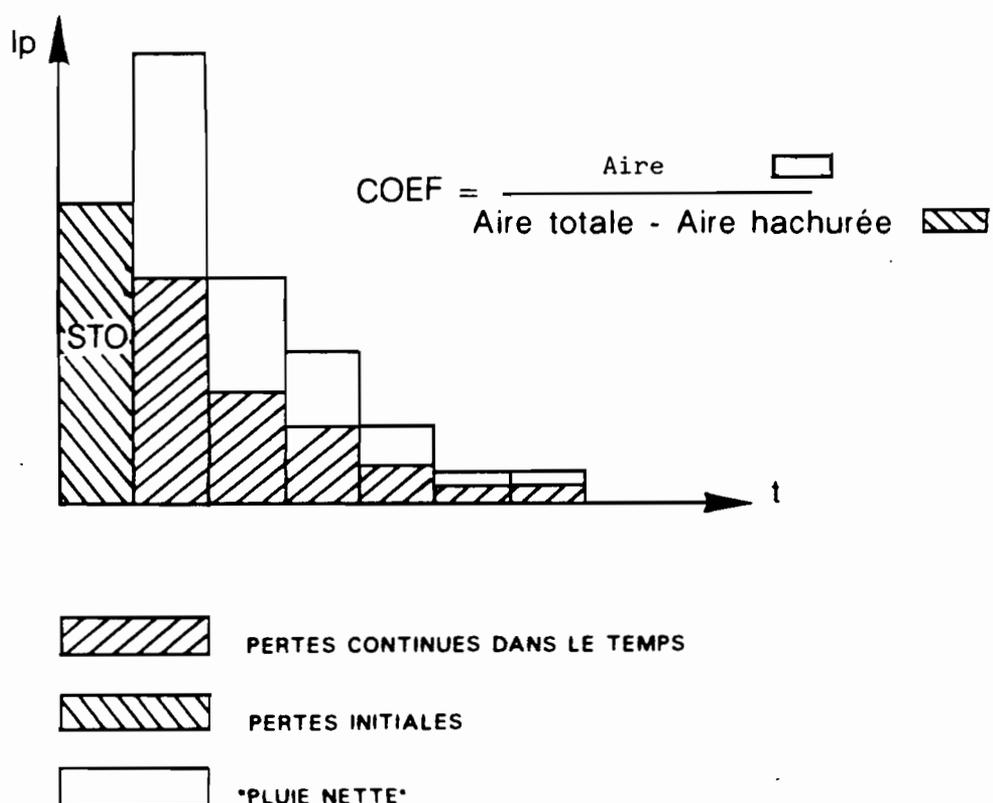
Nous avons décrit ce schéma au pas de temps t_j par le système d'équations :

$$R(t_j) = 0 \quad \text{si} \quad \Sigma(P(t_j)) \leq \text{STO}$$

$$R(t_j) = \text{COEF} \cdot P(t_j) \quad \text{sinon}$$

avec R hauteur de pluie nette au pas de temps t_j , en mm
 P hauteur de pluie brute au pas de temps t_j , en mm

Fig. 6-2: SCHEMA DE PRODUCTION BASE SUR DES PERTES INITIALES CONSTANTES ET DES PERTES CONTINUES PROPORTIONNELLES A L'INTENSITE DE L'averse



Sous une forme non discrétisée dans le temps, ce schéma relie la lame ruisselée L_r à l'expression $(P - STO) \cdot COEF$, et sous entend que, après satisfaction des pertes initiales, une partie ou la totalité du bassin possède un coefficient de ruissellement constant dans le temps :

- proposé et 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, ce schéma reçoit une interprétation physique moins évidente. Contrairement au schéma précédent, celui-ci ne s'accorde pas aux observations réalisées sur parcelles, pour lesquelles les pertes continues sont constantes. On peut cependant espérer relier, à l'échelle du bassin, $COEF$ à un coefficient de ruissellement des surfaces naturelles, mesuré expérimentalement pour une pluie présentant des caractéristiques de hauteur et de durée moyennes par rapport à l'échantillon des événements observés.

6.1.1.3 Pertes initiales variables en fonction des précipitations antérieures

Pour chacun des schémas précédents, nous avons considéré la possibilité de faire varier le paramètre des pertes initiales en fonction des précipitations antérieures. Nous avons repris la schématisation proposée par Le Barbé (1982), consistant à représenter les pertes initiales non plus par la quantité STO , mais par la quantité STO'_j , où STO'_j désigne l'état initial d'un réservoir au début de la pluie $n^o j$.

STO'_j se calcule par récurrence, en fonction des paramètres :

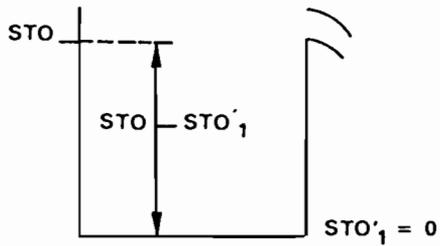
- STO , la hauteur maximale des pertes initiales survenant dans des conditions initiales correspondant à l'état vide du réservoir;
- $DESTO$, le coefficient de "déstockage" du réservoir, reliant l'état du réservoir au début de la pluie $n^o j$, STO'_j , à l'état de remplissage du réservoir à la fin de la pluie $n^o j-1$, STO_{j-1} , par la relation :

$$STO'_j = STO_{j-1} \cdot \text{Exp}(-DESTO \cdot DT)$$

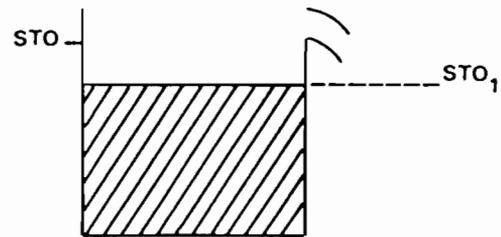
où DT représente la durée, en heures, entre la fin de la pluie $n^o j-1$ et le début de la pluie $n^o j$.

Fig.6-3 : SCHEMATISATION DES VARIATIONS DES PERTES INITIALES STO - STO'j

Evènement n°1

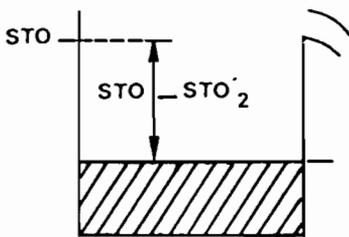


état initial à l'instant t_1

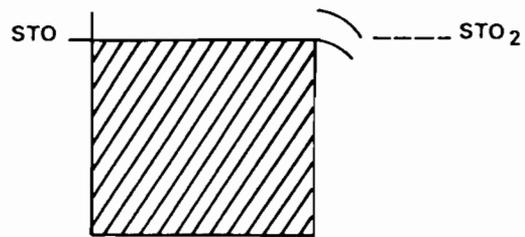


état final à l'instant t_2

Evènement n°2



état initial à l'instant t_3



état final à l'instant t_4

avec $STO' 2 = STO 1 . \exp(-DESTO (t 3 - t 2))$

Dessiné par JC-MARCOUREL - Dessin N°00065 -1989-

etc....

Connaissant l'état initial du réservoir (STO'_1), cette dernière relation permet alors de calculer de proche en proche les états initiaux et finaux de remplissage du réservoir pour toutes les pluies de la chronique (figure 6-3).

De l'état de remplissage initial du réservoir au début de la pluie n°j, on déduit la valeur des pertes par stockage potentielles au cours de l'averse, égales à $STO-STO'_j$.

L'application des deux schémas de production précédemment présentés consiste alors à remplacer dans les systèmes d'équations la valeur STO par la valeur $STO-STO'_j$.

6.1.2 Mode d'application des schémas de production

Les schémas de production ayant été définis, nous allons maintenant préciser sur quels types de surfaces nous allons les appliquer pour tenter de reproduire au mieux les écoulements observés à l'exutoire des bassins. La démarche que nous suivrons consiste à affiner progressivement l'individualisation des surfaces à considérer, en fonction de ce que nous pensons être nécessaire pour limiter l'influence des discontinuités du milieu physique que ne peuvent prendre en compte les schémas de production utilisés. Nous considérerons ainsi successivement :

le bassin dans son ensemble (niveau 0),

une partition des surfaces revêtues et non revêtues, assimilées à deux sous bassins fictifs contribuant au ruissellement de façon indépendante (niveau 1),

une partition plus fine de ces mêmes surfaces, tenant compte de leurs positions respectives. Cette partition se ramène à considérer 3 sous bassins fictifs, contribuant au ruissellement de façon indépendante (niveau 2).

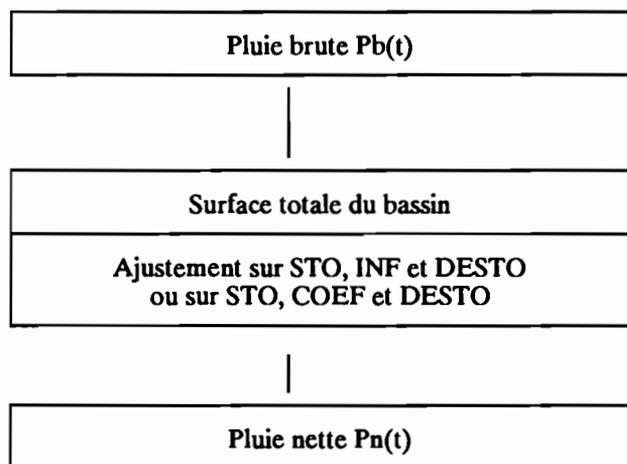
le cas des surfaces couvertes de végétation,

6.1.2.1 Niveau 0 (bassin considéré dans son ensemble)

Les schémas de production I et II sont appliqués dans ce cas à une seule catégorie de surfaces, qui correspond au bassin dans son ensemble (figure 6-4). Les paramètres d'ajustement sont constitués par les 3 paramètres "hydrologiques" caractérisant les pertes à l'écoulement sur l'ensemble du bassin :

- . STO, INF et DESTO pour le schéma n°1,
- . STO, COEF et DESTO pour le schéma n°2.

Figure 6-4 : application des schémas de production au niveau 0



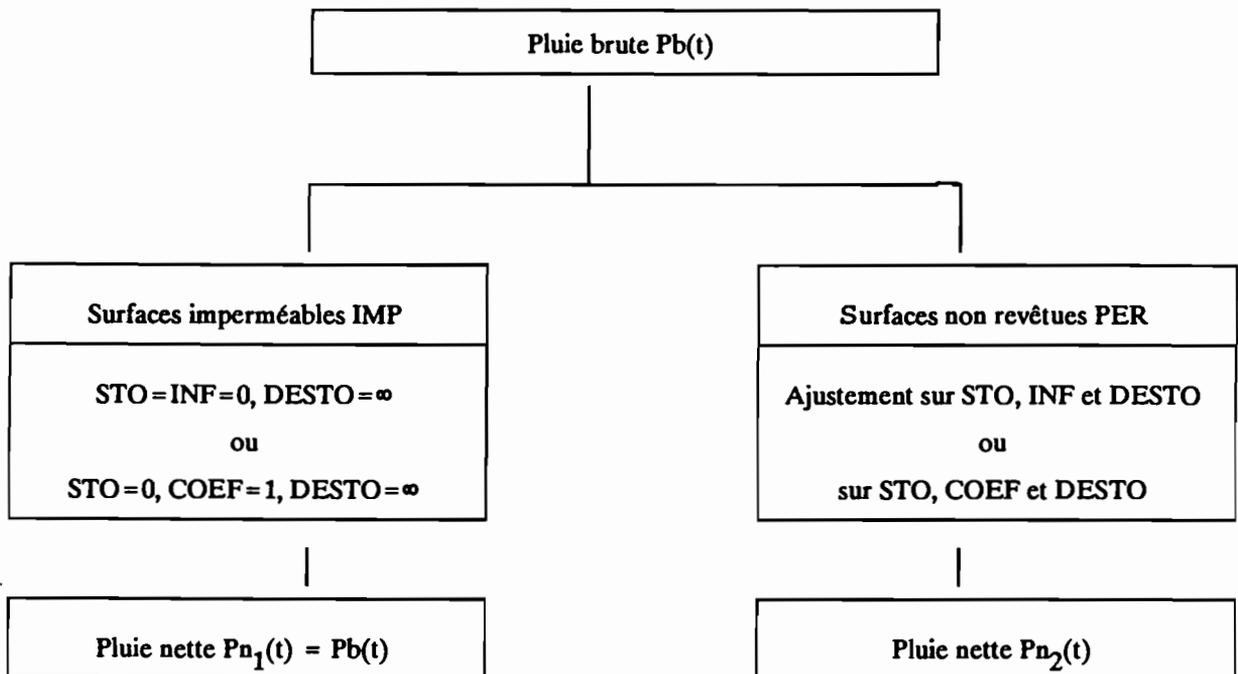
6.1.2.2 Niveau 1 (distinction simple des surfaces imperméables et naturelles)

Les schémas de production I et II sont appliqués dans ce cas aux surfaces imperméables (IMP) et naturelles (PER), considérées indépendamment les unes des autres (figure 6-5). Nous avons imposé que les surfaces imperméables participent intégralement au ruissellement. On aura donc sur ces surfaces :

- . $STO = INF = 0, DESTO = \infty$ pour le schéma I
- . $STO = 0, COEF = 1, DESTO = \infty$ pour le schéma II

Les paramètres d'occupation des sols, IMP et PER, introduit par la distinction des surfaces revêtues et non revêtues, seront prédéterminés d'après les résultats obtenus au chapitre 5. Les paramètres d'ajustement des modèles testés dans ces conditions sont donc les 3 paramètres "hydrologiques", caractérisant les pertes au ruissellement sur les surfaces naturelles.

Figure 6-5 : application des schémas de production au niveau 1



6.1.2.3 Niveau 2 (distinction des surfaces revêtues et non revêtues en fonction de leurs positions respectives)

Les schémas de production sont dans ce cas appliqués à 4 sous bassins fictifs (figure 6-6), constitués par :

- . les surfaces revêtues reliées directement au réseau (IMP_1),
- . les surfaces revêtues non reliées au réseau (IMP_2),
- . les surfaces non revêtues recevant de l'eau en provenance des surfaces revêtues (PER_1),
- . les surfaces non revêtues ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces revêtues (PER_2).

Les superficies de ces sous-bassins ont été calculées au chapitre 5, et nous utiliserons ces valeurs numériques pour appliquer cette version des modèles. Les paramètres d'occupation des sols sont donc prédéterminés.

Nous avons imposé que les surfaces imperméables participent intégralement au ruissellement. Pour ces surfaces, nous avons donc fixé :

. . $STO = INF = 0$, $DESTO = \infty$ pour le schéma I

. $STO = 0$, $COEF = 1$, $DESTO = \infty$ pour le schéma II

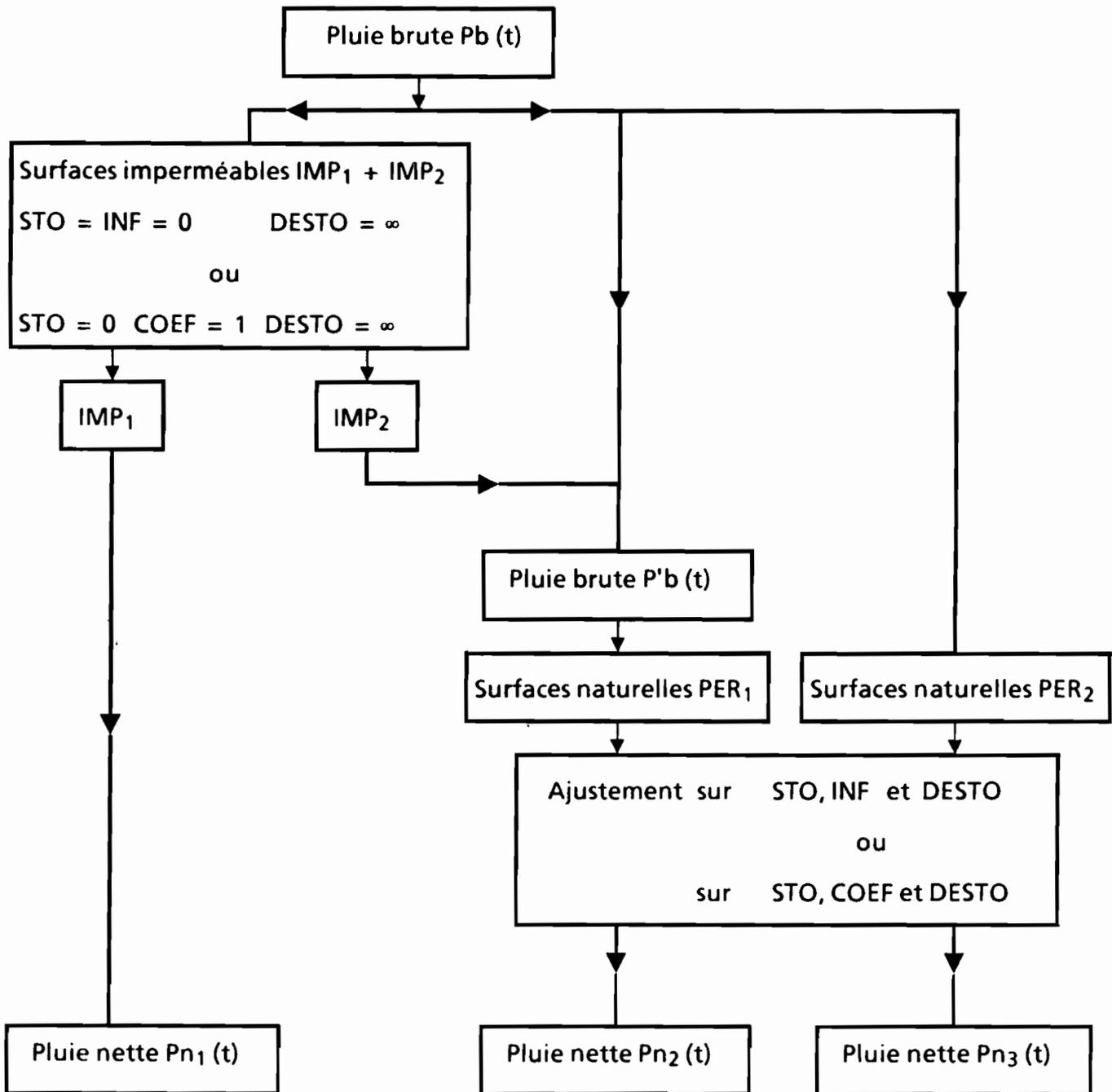
Pour traduire le cheminement de l'écoulement des surfaces imperméables IMP_2 vers les surfaces naturelles PER_1 , nous avons admis que la contribution au ruissellement de l'ensemble de ces surfaces est équivalente à celle des surfaces PER_1 , recevant une pluie brute P_b' définie par :

$$P_b'(t) = P_b(t) + P_b(t) * IMP_2 / PER_1 = P_b(t) * (1 + IMP_2 / PER_1)$$

Le système formé par les sous bassins IMP_2 et PER_1 est donc équivalent au sous bassin PER_1 , recevant une pluie P' . Les paramètres caractérisant les pertes initiales et les pertes continues sont identiques pour l'ensemble des surfaces naturelles PER_1 ou PER_2 : les réponses différentes des surfaces PER_1 et PER_2 ne sont dues qu'à l'introduction de la pluie brute $P_b'(t)$ pour les surfaces PER_1 .

Les paramètres d'ajustement des modèles testés dans ces conditions sont donc les 3 paramètres "hydrologiques" caractérisant les pertes au ruissellement sur les surfaces naturelles.

Figure 6-6: Application du schéma de production au niveau 2



6.1.2.4 Individualisation des surfaces couvertes de végétation

D'après ce que nous avons observé sur les bassins étudiés, la végétation peut se présenter sous deux formes différentes :

- . des aires gazonnées que l'on rencontre dans les zones résidentielles ou administratives (jardins) : ces surfaces sont susceptibles d'intercepter une partie de l'écoulement en provenance des surfaces imperméables;
- . de grands espaces non bâtis, envahis en zone humide par une importante végétation herbacée : ces espaces sont nettement isolés, au sens du transfert, des surfaces imperméables.

La végétation que l'on rencontre sur les bassins expérimentaux est toujours de cette dernière espèce. La contribution au ruissellement que sont susceptibles de fournir les surfaces couvertes de végétation peut donc être considérée indépendamment des autres surfaces.

Par ailleurs, les mesures expérimentales effectuées par simulation de pluie pour ces surfaces montrent que le ruissellement y est nul, sauf pour des séquences d'intensités de pluie sans rapport avec ce que l'on peut observer dans des conditions naturelles. En nous inspirant de ces expériences, nous avons alors convenu pour la suite de l'étude de ne pas prendre en compte les surfaces couvertes de végétation pour évaluer les volumes et les débits du ruissellement urbain. Les surfaces actives des bassins se ramènent donc aux seules surfaces non couvertes de végétation.

6.2. MECANISMES DE TRANSFERT

Le choix de schémas de transfert se pose dans les mêmes termes que celui des schémas de production : quelles unités spatiales doit-on considérer pour appliquer avec succès un schéma global et comment formaliser ce schéma sur les unités choisies ?

La présence de différents états de surface (revêtues, naturelles nues ou couvertes de végétation) et la variabilité des conditions de drainage de l'amont vers l'aval (densité et géométrie du drainage) sont probablement les 2 facteurs majeurs limitant l'efficacité de l'application d'un modèle global à une superficie présentant une hétérogénéité importante au sens de ces facteurs.

La plupart des modèles de ruissellement urbain développés jusqu'à maintenant considèrent distinctement les conditions de transfert sur les surfaces imperméables d'une part, sur les surfaces naturelles d'autre part :

- ces dernières sont ignorées dans le cas le plus simple où elles sont censées ne pas produire de ruissellement,
- dans le cas contraire, elles sont affectées d'un schéma de transfert différent de celui des surfaces imperméables. RERAM utilise par exemple un modèle à un réservoir linéaire pour les surfaces imperméables, et un modèle à 2 réservoirs linéaires pour les surfaces naturelles.

Compte tenu de la classification des surfaces que nous avons établie pour la production, le problème se pose de savoir si nous allons affecter à chacune de ces catégories des mécanismes de transfert différents. Nous avons décidé de ne pas le faire pour des raisons de simplicité d'une part, et pour des raisons inhérentes au mode d'urbanisation des bassins étudiés d'autre part :

les modes d'urbanisation pratiqués dans les pays industrialisés font que les surfaces naturelles constituent des zones assez vastes (espaces verts ou inexploités) ou réduites (jardins), mais presque toujours séparées des surfaces imperméables, au sens du drainage. En Afrique de l'Ouest, ces catégories de surface sont davantage imbriquées les unes dans les autres, comme le montre l'exemple des mécanismes de transfert de l'écoulement à l'échelle de la concession (voir figure 5-3 du chapitre 5). Ainsi, à l'exception des surfaces imperméables directement reliées au réseau et ne dépassant pas 10% dans la plupart des cas, l'écoulement est quasiment toujours contrôlé à l'aval par des surfaces naturelles. Ces surfaces jouent par conséquent un rôle déterminant dans le transfert.

Dans ces conditions, l'association de mécanismes de transfert différents pour chaque catégorie de surfaces ne s'impose pas a priori, et nous avons décidé d'appliquer un schéma de transfert unique à la lame ruisselée

(pluie nette) résultante du bassin pour déterminer les hydrogrammes de crue. Cette lame ruisselée résultante est calculée en faisant la moyenne des lames ruisselées sur chaque sous bassin élémentaire, pondérée par leurs superficies respectives.

Ce choix ayant été fait, il reste à préciser le type de schéma à utiliser. Il eût été intéressant d'étudier les performances d'un modèle de stockage linéaire à 2 réservoirs en série, traduisant un transfert à 2 vitesses, hors réseau et dans le réseau. Nous avons préféré choisir, pour des raisons de simplicité, un modèle de stockage linéaire à un seul réservoir, qui présente l'avantage de ne comporter qu'un seul paramètre K. Ce modèle a déjà connu un relatif succès dans d'autres régions, qui, du point de vue des réseaux de drainage, ne diffèrent pas sensiblement de l'Afrique de l'Ouest.

Déjà décrit dans le chapitre 2, sa forme générale s'écrit :

$$Q(t) = Q(t_0).exp(-(t-t_0)/K) + \int_{t_0}^t i_n(t-\tau).1/K.exp(-\tau/K).d\tau$$

- avec
- Q débit à l'instant t,
 - i_n intensité de la pluie nette à l'instant t
 - $Q(t_0)$ débit au temps initial, résultant d'une averse précédente, terminée à $t=t_0$
 - K paramètre du modèle.

CONCLUSIONS

Les concepts présentés dans ce chapitre portent non seulement sur les mécanismes hydrologiques, mais encore sur le choix des unités spatiales sur lesquelles il convient de les appliquer pour obtenir une reproduction correcte des écoulements observés à l'exutoire d'un bassin.

En ce qui concerne les mécanismes hydrologiques, ces concepts se résument à :

- deux schémas de production comportant chacun deux paramètres d'ajustement, traduisant des pertes initiales et continues constantes pour le schéma n°I (STO et INF), des pertes initiales constantes et des pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse pour le schéma n°II (STO et COEF),
- une variante consistant pour ces deux schémas à faire varier les pertes initiales en fonction des précipitations antérieures; cette variante fait intervenir un paramètre de production supplémentaire, DESTO,
- une fonction de transfert de type réservoir à stockage linéaire, que nous avons associé à chacun des schémas de production possibles.

D'autre part, ces schémas de production et de transfert pourront être appliqués différemment sur le bassin.

Nous avons pour notre part choisi de :

- limiter la surface active du bassin aux surfaces non couvertes de végétation
- introduire différentes partitions de la surface active du bassin en sous bassins fictifs, en fonction des états de surface, revêtus ou non revêtus (niveau 1), et de leurs positions respectives (niveau 2).

Ces partitions, et les mécanismes hydrologiques qui leurs sont associés, relèvent d'une certaine perception que nous avons de la réalité. Conviennent-ils pour reproduire les écoulements observés à l'échelle du bassin ? C'est la question que nous nous posons, et à laquelle le chapitre suivant essaie de répondre.

CHAPITRE 7

ANALYSE DES CONCEPTS

INTRODUCTION :

L'adéquation des concepts présentés au chapitre 6 va ici être analysée à un niveau très général. Il s'agit pour nous de vérifier l'intérêt de ces concepts, et d'en retenir les plus adéquats avant de procéder à leur analyse approfondie. Nous avons procédé dans ce but à :

- la définition d'un protocole de calage, conduisant à calculer des critères numériques qui traduisent l'adéquation moyenne des modèles étudiés sur chaque bassin,
- la comparaison de ces critères sur l'ensemble des bassins étudiés, relativement aux différents concepts portant d'une part sur la représentation des mécanismes hydrologiques intervenant dans la production, d'autre part sur le choix des différentes partitions possibles du bassin.

7.1 CHOIX DU PROTOCOLE DE CALAGE

7.1.1 Généralités

Le calage d'un modèle peut être considéré comme une succession d'opérations permettant de déterminer numériquement les paramètres qui conviennent le mieux à l'application du modèle sur différents domaines d'observation ou d'extrapolation des phénomènes étudiés. Très généralement, ces opérations se succèdent de la façon suivante :

étape de calibration :

cette étape consiste à utiliser une partie de l'échantillon pour l'ajustement numérique des paramètres du modèle. Les paramètres ayant été déterminés, il est habituel d'y associer une mesure des écarts entre valeurs observées et calculées par le modèle, donnant une première idée de l'adéquation du modèle sur le domaine de calibration. Sauf si les écarts enregistrés sont jugés trop importants et peuvent conduire dans ce cas au rejet du modèle, les performances sur le domaine de calibration ne sont guère significatives en elles-mêmes. Elles témoignent parfois davantage de simples coïncidences numériques que d'une réelle adéquation du modèle :

- on conçoit ainsi qu'un modèle linéaire à 10 paramètres, calibré sur 10 événements, conduise à un ajustement parfait sur cet échantillon et reste inapplicable en dehors;
- dans des cas moins triviaux, ces coïncidences proviennent de causes diverses, liées à l'échantillon (faible effectif ou faible variabilité des données par rapport au nombre de paramètres à calibrer).

étape de validation :

en conservant les paramètres déterminés précédemment, on vérifie que les performances du modèle sont équivalentes sur la partie de l'échantillon qui n'a pas servi à la calibration. Les résultats obtenus permettent de juger de la représentativité des paramètres et des performances du modèle en dehors de l'échantillon de calibration, et valident, si les écarts sont jugés admissibles, l'utilisation du modèle au moins dans la gamme des valeurs observées pour les phénomènes étudiés.

D'autres problèmes surviennent par la suite : les jeux de paramètres qui ont reçu une validation satisfaisante conviennent-ils à la représentation des phénomènes dans des domaines où les phénomènes n'ont pas été observés, soit dans le temps, soit dans l'espace ? Nous aborderons ces questions relatives à l'extrapolation spatio-temporelle des résultats d'un modèle de façon plus détaillée dans le chapitre 8, et, dans un premier temps, nous allons préciser la démarche que nous avons suivie pour procéder à la calibration des différents modèles testés.

7.1.2 Modalités du protocole

la démarche que nous avons suivie a été fortement influencée par la quantité et la distribution des données disponibles. L'insuffisance ou la faible variabilité des données par rapport au nombre de paramètres à caler introduisent des relations de dépendance entre les paramètres du modèle : leur détermination peut alors résulter de coïncidences numériques, qui rendent difficiles leur interprétation et leur application en dehors de l'échantillon de calage. Compte tenu du faible nombre de données disponibles pour chaque bassin étudié, nous avons choisi de procéder au calage simultané d'un nombre de paramètres aussi réduit que possible, et adopté les principes suivants :

a. choix des paramètres d'ajustement

nous n'avons considéré comme paramètres d'ajustement des modèles que les seuls paramètres de fonctionnement hydrologique : INF ou COEF, STO et DESTO pour la production, K pour le transfert. Les paramètres d'occupation des sols (surfaces imperméables, naturelles nues ou couvertes de végétation) seront donc toujours prédéterminés, et identifiés aux valeurs mesurées expérimentalement pour chaque bassin au chapitre 5.

b. choix de la procédure de calibration

nous avons décidé de procéder à une calibration séparée des fonctions de production et de transfert de chaque modèle, la calibration de la production intervenant avant celle du transfert. Cette démarche sous-entend qu'une bonne reconstitution des volumes ruisselés est une condition nécessaire à la reconstitution des débits et de l'hydrogramme de ruissellement dans son ensemble. Cette condition, bien que nombre de chercheurs l'aient admise, n'est sans doute qu'imparfaitement vérifiée. Pour notre part, nous l'avons néanmoins adoptée pour réduire le nombre de paramètres à caler simultanément.

Le calage de la fonction de transfert sera donc soumis à celui de la production, et ne sera traité qu'après que les opérations de validation et d'interprétation des paramètres de production auront été effectuées.

c. choix des échantillons de calibration et de validation :

dans ce chapitre, nous procéderons à la simple vérification de la pertinence des concepts proposés. Il s'agit là de tests d'hypothèses, dont la validation sera réalisée ultérieurement. Pour disposer d'une information consistante, l'échantillon de calibration est constitué pour chaque bassin de tous les événements ayant donné lieu à un ruissellement effectif, ce qui correspond à une gamme d'averses dont la hauteur varie de 10 à 40 mm pour les bassins sahéliens, de 10 à 80 mm pour les bassins de Lomé et de Yopougon.

d. choix d'une fonction critère :

La calibration des fonctions de production est réalisée sur la base de fonctions critères, traduisant les écarts entre valeurs observées et calculées des lames ruisselées. La fonction que nous avons retenu, écart quadratique total (Desbordes, 1986), est de la forme :

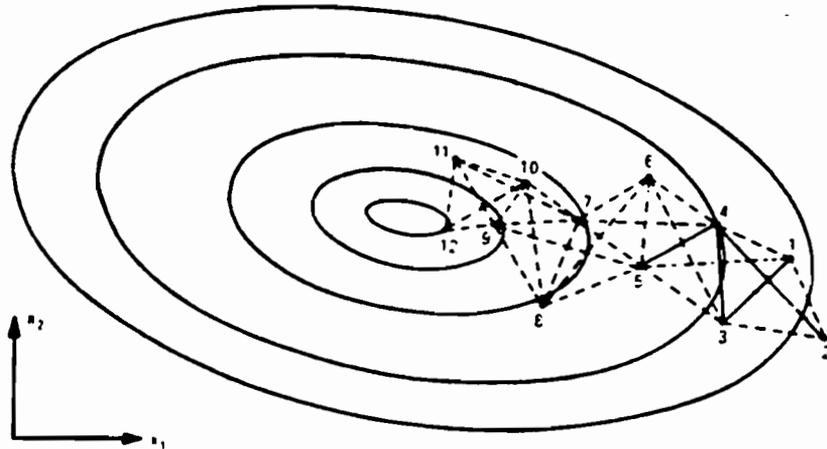
$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (Lr_{obs} - Lr_{cal})^2}}{\sum Lr_{obs}}$$

EQT représente le rapport de l'écart quadratique moyen (distance euclidienne moyenne entre les points de coordonnées (Lr_{obs}, Lr_{cal}) à la droite d'équation $Lr_{obs} = Lr_{cal}$) à la moyenne des valeurs observées. Cette valeur adimensionnelle, exprimée en pourcentage, permet de comparer les résultats obtenus sur un ensemble de bassins dont les écoulements correspondent à des ordres de grandeur différents. Par construction, cette fonction critère accorde un poids plus grand aux événements observés les plus importants.

e choix d'une méthode numérique de calibration

la calibration du modèle est réalisée par une méthode numérique d'optimisation non linéaire, basée sur un cheminement dans l'espace vers la valeur minimale de la fonction critère (figure 7-1). La méthode numérique que nous avons choisie est celle de Nelder et Mead (Rao, 1978), (Himmelblau, 1972), (Servat et Dezetter, 1988), utilisée de préférence à celle de Rosenbrock, dont les performances semblent inférieures, du moins dans le cadre de notre étude.

Figure 7-1 : Cheminement vers le minimum de la fonction critère, par la méthode de Nelder et Mead (d'après Rao)



Si x_1 et x_2 sont les paramètres d'ajustement du modèle, et $f(x_1, x_2)$ la fonction critère, les courbes représentées sont les courbes des isovalues de la fonction f , dessinées dans le plan de variations des deux paramètres. A partir de 3 points fixés arbitrairement (1, 2 et 3), la méthode consiste à déterminer, par des transformations géométriques combinant homothéties et symétries, un point (4) dont le critère est inférieur à ceux associés aux points de départ. L'opération est répétée pour les points 1, 3 et 4, puis 3, 4 et 5 etc..

choix des valeurs initiales des paramètres :

les limites des méthodes numériques d'optimisation se traduisent entre autres par le risque de proposer des solutions correspondant à des minima relatifs. Il convient donc généralement de procéder à plusieurs essais à partir de différents jeux de valeurs initiales pour étudier la stabilité des résultats : nous avons vérifié que dans notre cas faisant intervenir au maximum 3 paramètres simultanément, la méthode numérique utilisée était suffisamment robuste, pour le volume de données disponibles, pour atteindre le minimum absolu quelles que soient les valeurs initiales. Les modifications ultérieures que nous avons apportées au protocole de calage l'illustreront par ailleurs.

Ce protocole étant défini par l'ensemble des points précédents, il faut souligner qu'il ne représente qu'une possibilité parmi d'autres. Nous ne le justifions que par la quantité et la qualité des données dont nous disposons (a,b,d et e), ou par l'expérience empirique que nous avons acquise dans ce domaine (e et f). Il serait néanmoins intéressant par la suite de procéder à de nouveaux essais, basés notamment sur le calage simultané de la production et du transfert, ou l'utilisation de la DPFT.

7.2 ANALYSE DE LA PERTINENCE DES CONCEPTS

Nous avons appliqué les principes du protocole décrit précédemment aux différents concepts proposés dans le chapitre 6. Nous testerons ainsi la pertinence de chacun d'eux, concernant notamment :

- . le choix des différentes partitions du bassin (niveaux 0, 1 ou 2),
- . le choix du schéma de production, pertes initiales et continues constantes (I), ou pertes initiales constantes et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse (II),
- . l'influence des précipitations antérieures, qui correspond à l'introduction d'un paramètre de production supplémentaire, DESTO.

Nous procéderons à une comparaison des performances de chaque modèle, basée sur les critères calculés dans les modalités du protocole que nous avons choisi. Ces critères traduisent des performances moyennes sur l'ensemble de l'échantillon, et nous joindrons à ces résultats quelques exemples plus détaillés, reproduisant les écarts entre lames ruisselées observées et calculées pour tous les événements d'un échantillon donné.

7.2.1 Influence de la partition

Les différentes partitions proposées correspondent à 3 niveaux possibles :

- . au niveau 0, le bassin est considéré dans son ensemble, et les pertes à l'écoulement sont appliquées d'une manière unique à cet ensemble,
- . au niveau 1, nous distinguons 2 sous bassins, correspondant respectivement aux surfaces revêtues IMP d'une part, non revêtues PER d'autre part. Ces deux sous bassins contribuent au ruissellement de façon indépendante. Les pertes à l'écoulement sur les surfaces revêtues sont nulles.

au niveau 2, nous distinguons 4 sous bassins constitués par les surfaces revêtues directement reliées au réseau IMP1, non reliées au réseau, IMP2, les surfaces non revêtues recevant de l'eau en provenance des surfaces revêtues, PER1, n'en recevant pas, PER2. Les pertes à l'écoulement sont nulles sur IMP1 et IMP2. Deux des sous bassins sont liés, IMP2 se "déverse" dans PER1, et forment un système équivalent au sous bassin PER1 auquel on appliquerait une pluie augmentée de la lame d'eau en provenance de IMP2. Les 3 sous bassins IMP1, PER1 et PER2 contribuent de façon indépendante au ruissellement.

Nous nous sommes limités ici à tester les performances de chacun des schémas de production en fonction des différentes partitions du bassin, sans prendre en compte l'influence des précipitations antérieures. Interviennent dans chaque modèle 2 paramètres d'ajustement, soit STO et INF pour le schéma de production I, soit STO et COEF pour le schéma de production II. Les paramètres d'occupation des sols ont été prédéterminés et identifiés aux valeurs que nous avons mesurées expérimentalement au chapitre 5 (tableau 7-1).

Tableau 7-1 : Valeurs numériques des coefficients d'occupation des sols.

N°	Bassin	NIVEAU 0	NIVEAU 1		NIVEAU 2			
		S	IMP	PER	IMP1	IMP2	PER1	PER2
		%	%	%	%	%	%	%
1	Niamey 1	100	27	73	3	24	60	13
2	Niamey 2	100	31	69	3	28	60	9
3	Niamey 3	100	21	79	3	18	50	29
4	Niamey 4	100	21	79	4	17	38	41
5	Ouaga 1	100	10	90	3	7	60	30
6	Ouaga 2	100	25	75	3	22	60	15
7	Lomé 1	100	23	77	3	20	63	14
8	Yopougon 1	52	27	25	10	17	19	6
9	Yopougon 5	74	38	36	22	16	33	3
10	Yopougon 6	94	56	38	56	0	38	0
11	Yopougon 7	45	21	24	5	16	17	7

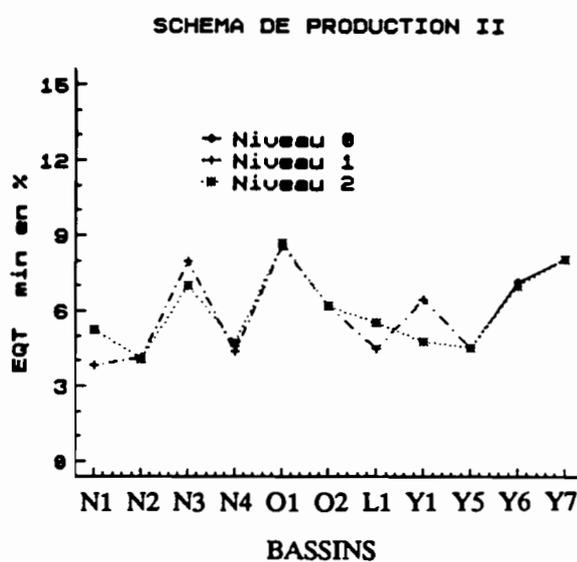
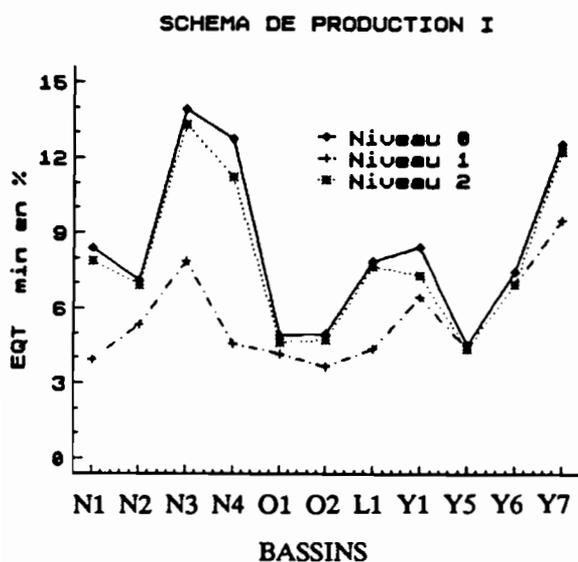
Les figures 7-2 et 7-3 représentent, pour chacun des schémas de production I et II et pour chacune des partitions possibles, les valeurs minimales des critères auxquelles ont abouties les opérations de calage. Les paramètres correspondants sont indiqués dans les tableaux 7-2 et 7-3. Nous avons également représenté le détail des volumes ruisselés, observés et calculés, pour l'un des bassins (figure 7-4).

Figure 7-2 : Schéma de production I.

Influence des partitions du bassin sur les critères.

Figure 7-3 : Schéma de production II.

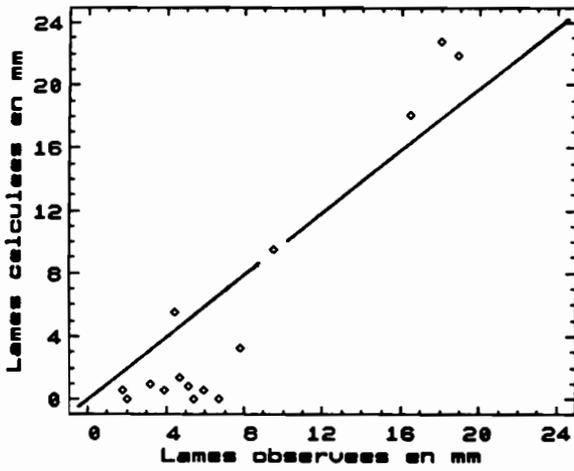
Influence des partitions du bassin sur les critères.



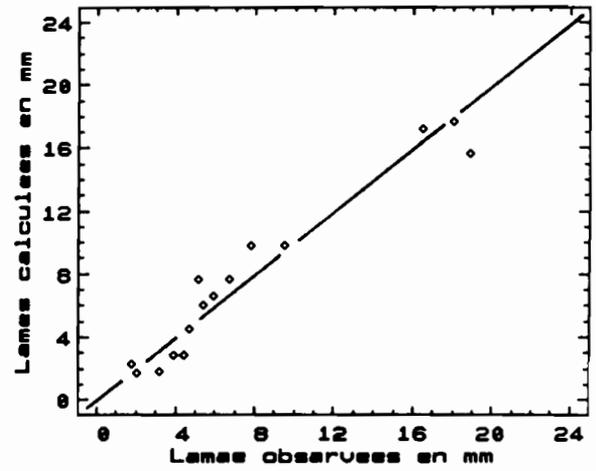
Sur les figures 7-2 et 7-3, les tendances moyennes apparaissent assez clairement :

- le schéma I est sensible au choix de la partition faite sur le bassin, et la partition qui conduit à une meilleure reconstitution des volumes ruisselés est celle qui sépare le bassin en deux sous bassins indépendants (niveau 1). Pour les autres partitions, la figure 7-4 fait apparaître une très nette hétérogénéité en fonction de l'importance des averses ;
- le schéma II est en revanche insensible à ce choix, et toutes les partitions proposées conduisent à des résultats équivalents. On remarquera, sur la figure 7-4, que contrairement au schéma précédent, celui-ci a tendance à surestimer les lames calculées des averses moyennes par rapport aux plus importantes.

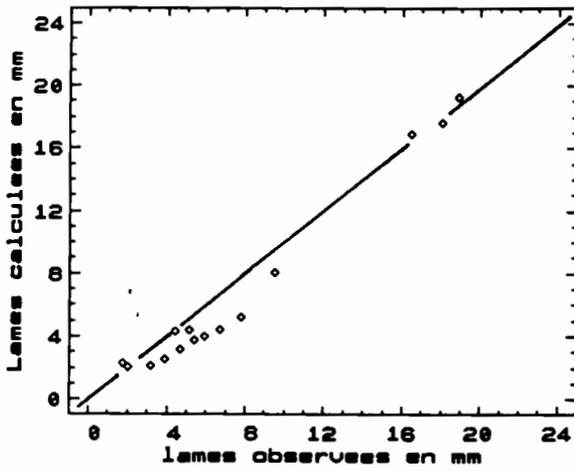
SCHEMA I Niveau 0



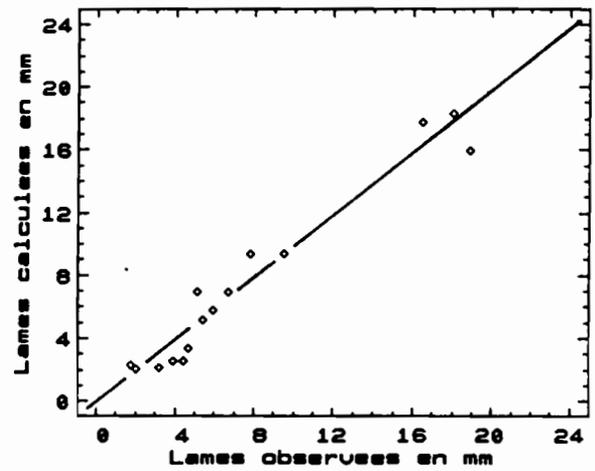
SCHEMA II Niveau 0



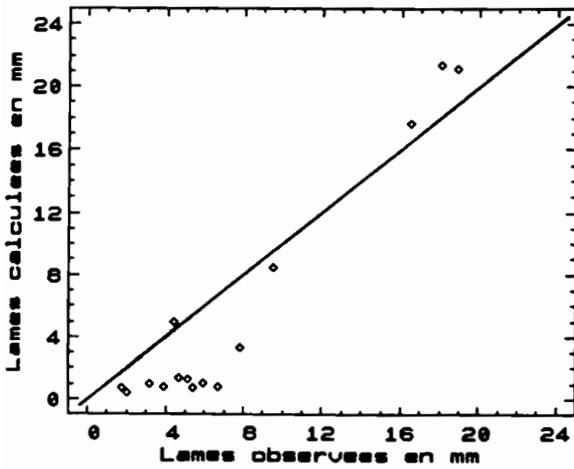
SCHEMA I Niveau 1



SCHEMA II Niveau 1



SCHEMA I Niveau 2



SCHEMA II Niveau 2

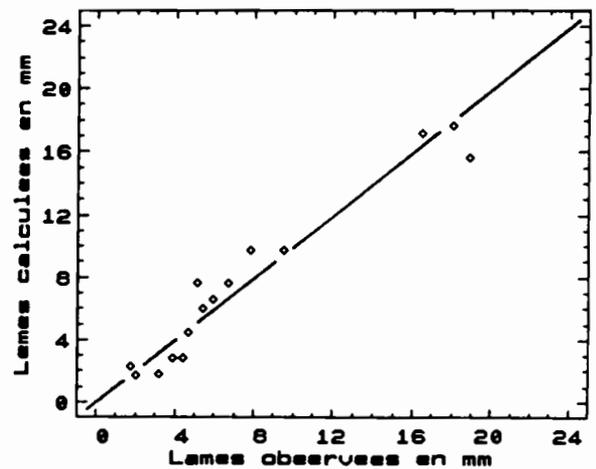


Figure 7-4 : Influence des partitions du bassin sur la reconstitution des lames ruisselées.

Bassin n°4 de Niamey.

Tableau 7-2 : Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Schéma I.

N°	Bassin	NIVEAU 0		NIVEAU 1		NIVEAU 2	
		STO (mm)	INF (mm/h)	STO (mm)	INF (mm/h)	STO (mm)	INF (mm/h)
1	Niamey 1	6,4	8,6	16,6	9,5	9,4	11,6
2	Niamey 2	4,2	5,7	8,7	7,7	6,1	8,4
3	Niamey 3	4,2	11,7	11,1	13,0	6,3	14,6
4	Niamey 4	0,0	31,6	0,0	59,7	0,0	44,8
5	Ouaga 1	9,5	3,9	11,3	4,2	10,8	4,3
6	Ouaga 2	5,6	3,8	7,9	6,7	7,7	5,3
7	Lomé 1	3,7	10,8	35,7	2,4	5,0	14,2
8	Yop 1	0,0	19,3	73,3	151,0	9,2	38,8
9	Yop 5	7,8	0,0	9,8	2,8	9,0	3,0
10	Yop 6	6,5	1,6	24,2	2,4	24,2	2,4
11	Yop 7	0,0	3,1	12,0	20,6	11,3	1,8

Tableau 7-3 : Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Schéma II.

N°	Bassin	NIVEAU 0		NIVEAU 1		NIVEAU 2	
		STO (mm)	COEF	STO (mm)	COEF	STO (mm)	COEF
1	Niamey 1	5,9	0,39	28,3	0,36	8,5	0,37
2	Niamey 2	4,6	0,59	10,2	0,43	6,7	0,58
3	Niamey 3	0,0	0,24	0,0	0,0	0,0	0,22
4	Niamey 4	6,6	0,53	14,5	0,49	8,6	0,51
5	Ouaga 1	10,8	0,72	13,5	0,73	12,7	0,73
6	Ouaga 2	6,4	0,68	10,1	0,57	8,7	0,67
7	Lomé 1	5,8	0,55	39,8	0,83	7,7	0,54
8	Yop 1	6,4	0,51	126,0	0,0	16,5	0,39
9	Yop 5	7,9	1,00	16,2	1,00	16,2	1,00
10	Yop 6	4,6	0,78	27,7	0,76	27,7	0,76
11	Yop 7	0,0	0,63	0,0	0,31	0,0	0,59

Plus que les raisons, purement conceptuelles, qui expliquent les différences de comportement des deux schémas de production, nous voulons davantage souligner les différences qui existent dans les résultats fournis par le schéma I en fonction des partitions choisies. Par rapport au bassin considéré dans son ensemble, la distinction entre surfaces revêtues et surfaces non revêtues apporte effectivement une amélioration sensible dans la reproduction des volumes ruisselés. Cette amélioration étant obtenue pour un nombre égal de degrés de liberté dans les ajustements (2 paramètres d'ajustement), l'information supplémentaire constitue effectivement une information pertinente.

Pour le même schéma, l'introduction d'une partition plus fine du bassin, basée sur les positions respectives des surfaces revêtues et non revêtues, conduit au contraire à une moins bonne reconstitution des lames ruisselées observées. Ce qui peut s'expliquer pour plusieurs raisons :

- * en premier lieu, ceci pourrait être dû aux valeurs numériques que nous avons choisies pour les différents coefficients d'occupation des sols. Nous avons alors fait varier ces valeurs, tout en maintenant fixes les quantités $IMP1+IMP2$ et $PER1+PER2$, et n'avons constaté que de faibles améliorations ,
- la raison principale serait alors constituée par la représentation du système $IMP2+PER1$. La construction de la pluie P' , reçue par les surfaces $PER1$, simule un ruissellement uniforme en provenance des surfaces revêtues, qui vient s'ajouter à la pluie brute réellement reçue sur $PER1$: les résultats montrent que cette représentation est inadéquate.

On peut résumer les problèmes évoqués précédemment en disant qu'une vision spatialisée des phénomènes et du milieu dans lequel ils se produisent implique un surcroît d'information numérique (ici, coefficients d'occupation des sols) et d'hypothèses concernant les mécanismes de production et de transfert. Dans la mesure où ces contraintes supplémentaires sont mal maîtrisées, pour des raisons soit métrologiques, soit conceptuelles, on aura parfois (souvent ?) intérêt à confier au bassin lui-même le soin de lisser ses propres discontinuités.

Les exemples que nous avons traités font cependant apparaître, dans nos diverses tentatives de spatialisation, des résultats soit positifs (passage du niveau 0 au niveau 1), soit négatifs (passage du niveau 1 au niveau 2). Il existe donc un compromis à trouver, qui dans le cas du schéma I, est constitué par une simple distinction entre surfaces revêtues et non revêtues. Plus généralement, les termes de ce compromis dépendent de l'ensemble des concepts qui constituent le modèle, et de la métrologie dont on dispose. Ils dépendent enfin du milieu physique : pour appliquer le schéma de production I, on peut penser que le niveau 2 aurait été plus satisfaisant que le niveau 1 dans un milieu où les caractéristiques hydrodynamiques des différentes surfaces eussent été plus tranchées (cas de végétation interceptant une partie de l'écoulement en provenance des surfaces revêtues par exemple).

Pour notre part, nous retiendrons des résultats présentés qu'une séparation du bassin en deux sous bassins indépendants représentant l'ensemble des surfaces revêtues d'une part, non revêtues d'autre part, nous place dans les meilleures conditions pour reproduire les volumes ruisselés à l'exutoire du bassin. C'est donc dans cette version que nous continuerons à appliquer les schémas de production I et II, soit :

- . Schéma I appliqué sur deux sous bassins IMP ($STO=INF=0$) et PER (STO et INF ajustés),
- . Schéma II appliqué sur deux sous bassins IMP ($STO=0$, $COEF=1$) et PER (STO et COEF ajustés),

7.2.2 Influence des précipitations antérieures

Pour chacun des modèles retenus précédemment, nous avons introduit un paramètre d'ajustement supplémentaire, DESTO, traduisant l'influence des précipitations antérieures sur les pertes à l'écoulement que subissent les surfaces non revêtues (voir figure 6-6). Les tests auxquels nous avons procédé se résument à comparer les valeurs minimales des critères calculées pour chacun des modèles, soit avec 2 paramètres d'ajustement (STO et INF pour I, STO et COEF pour II), soit avec 3 (STO, INF et DESTO pour I, STO, COEF et DESTO pour II).

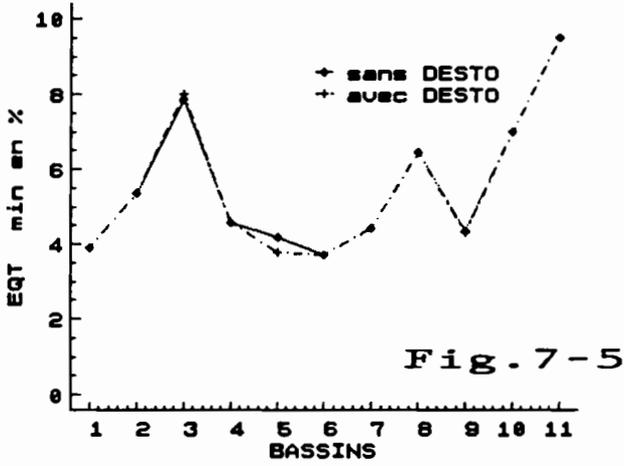
Les figures 7-5 et 7-6 montrent les résultats obtenus :

- . l'influence des précipitations antérieures, telle que nous l'avons conceptualisée, est pratiquement nulle dans les conditions d'application du schéma I,
- . le schéma II est en revanche plus sensible à l'introduction du paramètre DESTO. On observe 5 cas d'améliorations sur l'ensemble des 11 bassins étudiés.

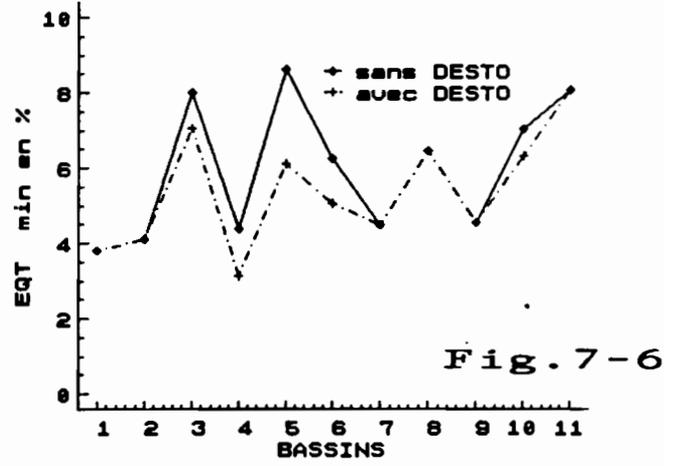
Pour ce dernier schéma, ces améliorations se traduisent par une diminution relative du critère, qui va jusqu'à 30 % dans le cas du bassin n°1 de Ouagadougou. Dans ce cas précis, la différence est due à la présence d'une averse de 30 mm (a), survenant moins de 3 heures après une première averse équivalente (b). On pourrait en fait considérer ultérieurement cette séquence comme un seul événement, et s'il s'avérait être reproduit correctement, l'introduction de DESTO deviendrait inutile.

Pour les autres cas, le gain apparaît le plus souvent modeste en regard du surcroît de complexité auquel conduiraient la validation et l'interprétation ultérieures de 3 paramètres de production. Nous avons en fait préféré conserver un nombre maximal de deux paramètres pour procéder à ces opérations, compte tenu des limites de taille et de variabilité des échantillons disponibles, et avons considéré que les précipitations antérieures représentaient un facteur secondaire, qu'on pourrait analyser ultérieurement.

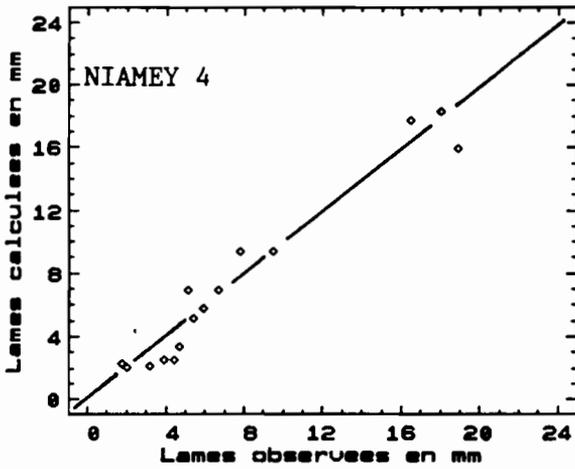
SCHEMA DE PRODUCTION I



SCHEMA DE PRODUCTION II



SCHEMA II Niveau 1



SCHEMA II Niveau 1 avec DESTO

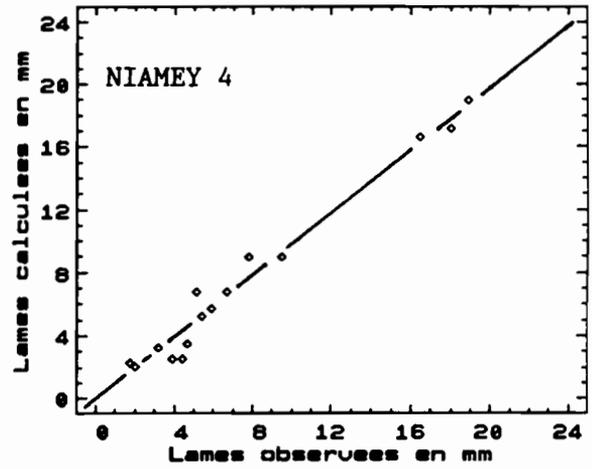
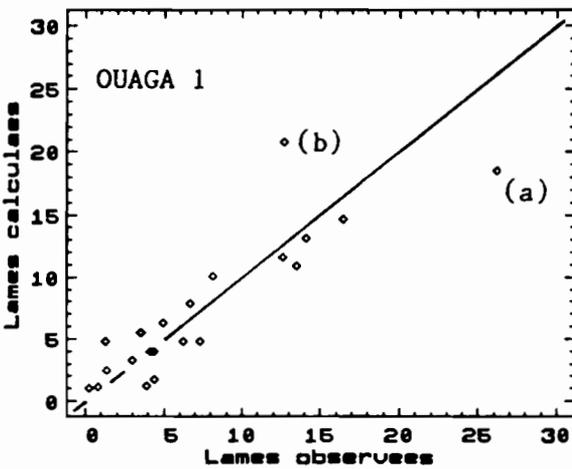


Fig. 7-7

SCHEMA II Niveau 1 sans DESTO



SCHEMA II Niveau 1 avec DESTO

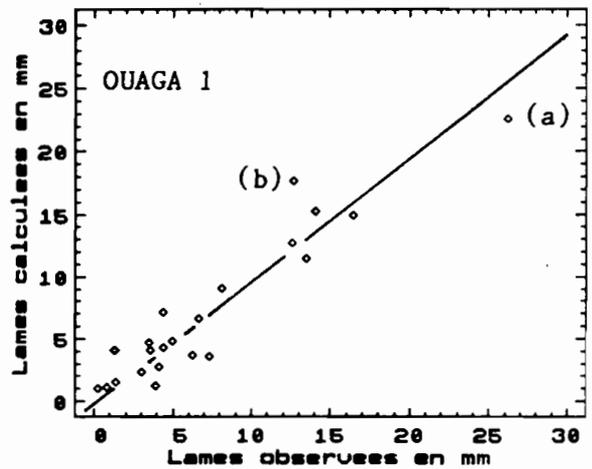


Fig. 7-8

A titre indicatif, nous avons représenté les valeurs observées et calculées des lames ruisselées pour les bassins n°4 de Niamey (figure 7-7) et n°1 de Ouagadougou (figure 7-8). Le tableau 7-4 résume les valeurs numériques qui ont été obtenues pour les paramètres d'ajustement.

Tableau 7-4 : Influence des précipitations antérieures. Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Bassins N4 et O1.

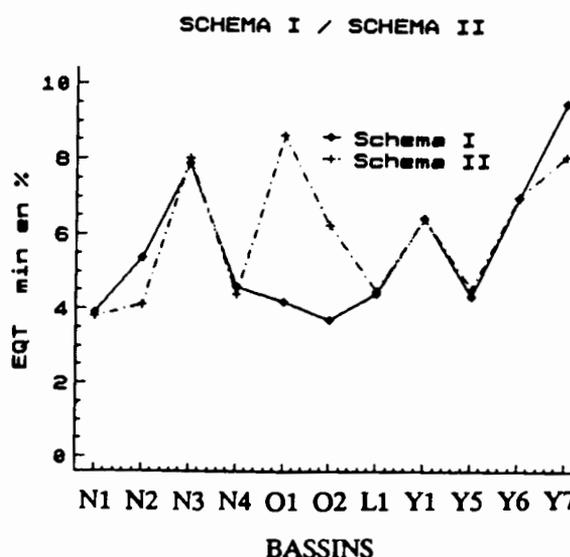
Bassin	Schéma II sans DESTO		Schéma II avec DESTO		
	STO (mm)	COEF	STO (mm)	COEF	DESTO (h ⁻¹)
Niamey n°4	14,5	0,49	13,9	0,42	0,167
Ouaga n°1	13,5	0,74	15,2	0,63	0,033

7.2.3 Influence du schéma de production

Il nous reste à comparer les performances respectives des deux schémas de production proposés, appliqués chacun sur deux sous bassins distincts (niveau 1), sans prendre en compte l'influence des précipitations antérieures.

Les valeurs minimales critères calculées sont représentées sur la figure 7-9. Les deux schémas présentent des performances équivalentes sur la plupart des bassins, à l'exception des deux bassins de Ouagadougou. Sur ces bassins, les volumes observés sont mieux reproduits, en moyenne, par un schéma de pertes initiales et continues constantes (I). Eu égard aux implications différentes de ces schémas sur la forme des pluies nettes, et par conséquent des hydrogrammes de ruissellement, nous les avons tous deux conservés dans la suite de l'étude.

Figure 7-9 :
Influence du choix du schéma
de production sur les critères.



CONCLUSIONS :

Les différents tests d'adéquation des modèles proposés au chapitre 6 font apparaître les représentations qu'il est possible d'adopter pour reproduire les volumes écoulés à l'exutoire d'un bassin :

Partition du bassin :

Les partitions que nous avons définies au chapitre 6 ne conduisent pas nécessairement à une meilleure reproduction des volumes écoulés. En fait, la seule partition pertinente est constituée par une distinction en deux sous-bassins (surfaces revêtues et non revêtues), qui apporte une amélioration dans l'application du schéma I, basé sur des pertes initiales et continues constantes. Dans les autres cas, la "spatialisation" du bassin ne fournit guère de meilleurs résultats. Au contraire, elle conduit parfois à une dégradation sensible des performances.

Influence des précipitations antérieures :

Prendre en compte l'influence des précipitations antérieures introduit un paramètre, et par conséquent un degré de liberté, supplémentaire. Les résultats, relatifs à une partition en deux sous bassins, montrent que ce paramètre n'apporte aucune amélioration, en moyenne, dans la reproduction des volumes écoulés par le schéma I. Pour le schéma II, les améliorations sont plus sensibles et justifient une analyse approfondie. Il nous paraît cependant indispensable de procéder auparavant au contrôle des autres paramètres de production.

Choix du schéma :

Les schémas I et II, utilisés avec une partition en deux sous-bassins indépendants, conduisent à une reproduction équivalente, en moyenne, des volumes écoulés sur la plupart des bassins. Eu égard à leurs implications différentes en matière de transfert, nous analyserons plus en détail leurs performances dans la suite de cette étude.

Cette sélection ayant été faite, les problèmes qui vont se poser maintenant concernent l'élaboration des règles d'application de ces modèles en mode projet. Il est nécessaire à cet effet de procéder à la validation des valeurs numériques que l'on a déterminées pour les paramètres de production, puis de les interpréter pour une extrapolation ultérieure. Ces opérations nécessitent d'établir un protocole de calage plus complet que celui que nous avons utilisé dans ce chapitre, et nous en donnons les caractéristiques dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 8

CHOIX D'UN PROTOCOLE DE VALIDATION

INTRODUCTION :

Nous avons vérifié au chapitre précédent l'adéquation de différents concepts à reproduire les volumes ruisselés à l'exutoire des bassins. Cette analyse a abouti à choisir parmi ces concepts ceux qui paraissent les plus adéquats dans la gamme des phénomènes observés. L'utilisation que nous souhaitons faire des modèles par la suite ne peut se limiter à cette gamme, et demande à ce que soient analysées plus en détail les possibilités d'application de ces modèles à des phénomènes non observés, soit dans le temps, soit dans l'espace. Ces objectifs s'appuient sur des techniques d'analyse différentes : nous en indiquerons dans ce chapitre quelques aspects et préciserons la démarche que nous avons finalement adoptée pour traiter ces problèmes.

8.1 PREMIERE APPROCHE D'UN PROTOCOLE DE VALIDATION

Le traitement réalisé au chapitre précédent a permis de déterminer, pour chaque modèle, les valeurs numériques des paramètres conduisant à la reproduction moyenne optimale de l'ensemble des phénomènes observés (dans notre cas, les volumes ruisselés). Il convient de tester ce que l'on peut attendre de ces valeurs numériques pour reproduire le phénomène en dehors de l'échantillon des événements observés. Ceci implique une autre approche du problème, qui consiste à calibrer les paramètres du modèle sur une partie de l'échantillon des événements observés, et à valider sur la partie restante de l'échantillon les valeurs numériques obtenues.

Par rapport au protocole utilisé au chapitre 7, nous avons donc modifié la composition des échantillons de calibration et de validation (paragraphe 7.1.2, point c). Pour chaque bassin, l'échantillon initial a été divisé en deux sous-échantillons, constitués respectivement par les événements de rang pairs et impairs dans l'ordre de leur apparition chronologique. Les sous-échantillons ainsi formés ont donc, à au plus un

événement près, les mêmes effectifs. Les modalités du protocole restent identiques pour les autres points a, b, d, e, f.

Pour chaque modèle et chaque bassin, les valeurs numériques des paramètres ont successivement été ajustées sur le premier demi-échantillon (mode calibration), puis contrôlées sur le second (mode validation). Cette procédure a été répétée en inversant l'ordre des demi-échantillons : calibration sur le deuxième demi-échantillon et validation sur le premier. L'ensemble de ces opérations fournit donc, pour chaque bassin, deux jeux de valeurs numériques possibles pour les paramètres du modèle testé, déterminés respectivement en mode calibration sur chacun des demi-échantillons. A chacun de ces jeux, sont associés deux critères, traduisant les performances du modèle, l'un en mode calibration, et l'autre en mode validation.

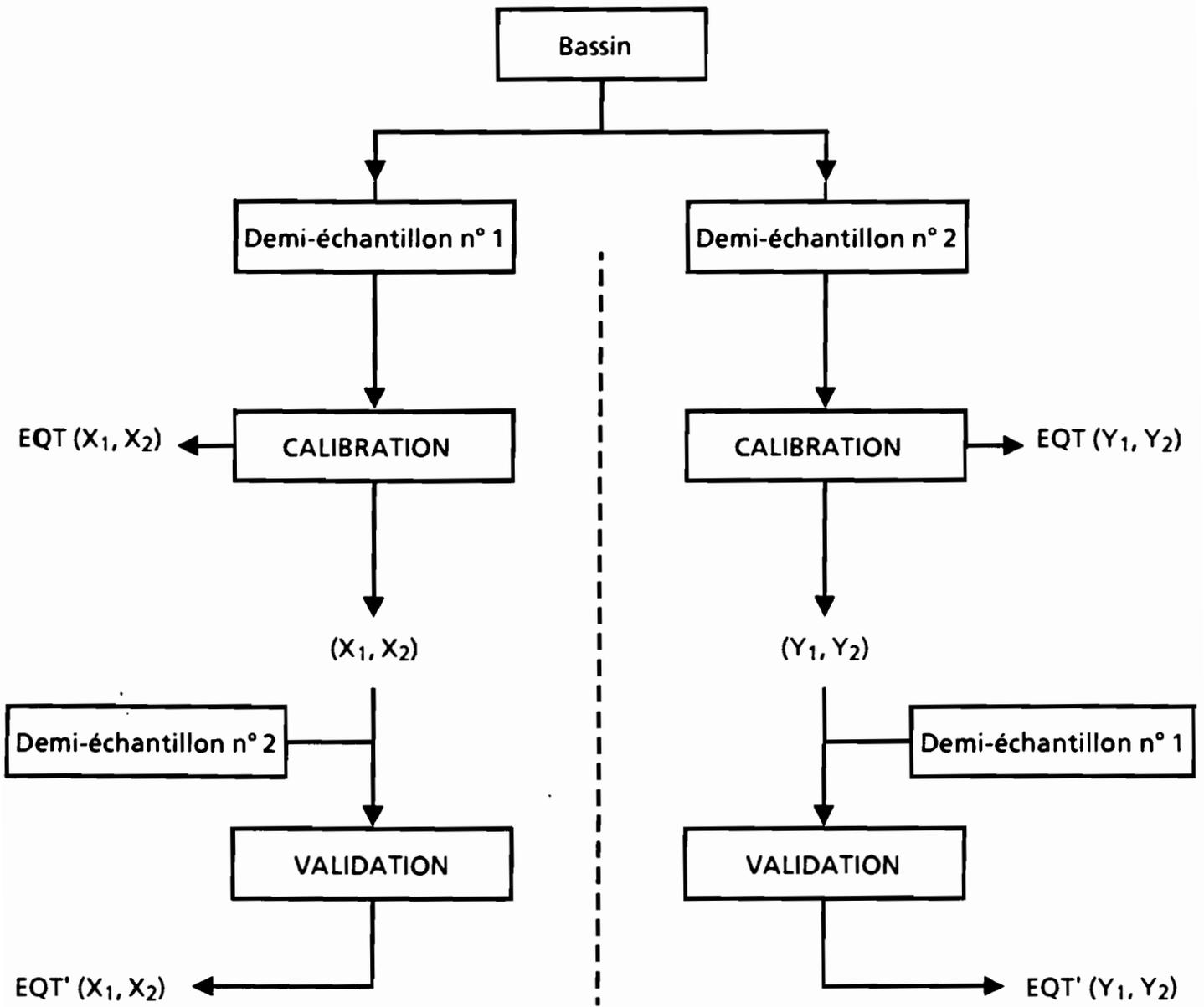
La figure 8-1 récapitule la succession de ces opérations, et, pour un bassin donné, l'information fournie par un protocole de ce type peut se résumer de la façon suivante :

- . 2 jeux de paramètres X_1 , X_2 et Y_1 , Y_2 , calibrés chacun sur l'un des 2 demi-échantillons constitués à partir de l'échantillon des événements observés sur le bassin ;
- . pour chacun de ces jeux, les critères minimum calculés en mode calibration et en mode validation. Par exemple, pour X_1 et X_2 , $EQT(X_1, X_2)$ correspond à la calibration du modèle sur le premier demi-échantillon, et $EQT'(X_1, X_2)$ à la validation du modèle réalisée avec X_1 et X_2 sur le deuxième demi-échantillon.

Nous avons cherché à exploiter cette information en comparant :

- . les critères calculés en mode calibration et en mode validation, associés à chaque jeu de valeurs numériques, pour examiner la pertinence de ces valeurs, et la précision que l'on peut en attendre pour reproduire des événements en dehors du domaine de calibration ;
- . les différents jeux de valeurs numériques calibrées sur chaque demi-échantillon, qui donnent une indication sur la variabilité des solutions possibles pour appliquer le modèle.

Figure 8.1. : Définition et objectifs du protocole de validation d'un modèle sur un bassin



EQT (X ₁ , X ₂)	par rapport à	EQT' (X ₁ , X ₂)	?
EQT (Y ₁ , Y ₂)	par rapport à	EQT' (Y ₁ , Y ₂)	?
(X ₁ , X ₂)	par rapport à	(Y ₁ , Y ₂)	?

8.2 ETUDE D'UN EXEMPLE

L'exemple que nous voulons présenter a pour but d'illustrer les résultats auxquels conduit ce type de protocole et les limites qu'il comporte pour des objectifs axés ultérieurement sur l'interprétation des paramètres. Nous avons traité le cas du schéma de production n°1, schéma de pertes initiales et continues constantes, appliqué sur deux sous bassins distincts (niveau 1) : surfaces revêtues (INF=STO=0) et surfaces non revêtues (INF et STO paramètres d'ajustement).

Pour chacun des 11 bassins, les échantillons des événements observés ont été divisés en 2 demi-échantillons ; la composition des 22 échantillons ainsi obtenus est fournie dans l'annexe n°1. Nous leur avons appliqué le protocole décrit dans le paragraphe précédent, et avons donc déterminé 22 jeux de paramètres STO et INF, soit 2 jeux par bassin. Les figures 8-2 et 8-3 comparent les critères associés à chacun de ces jeux, calculés en mode calibration et en mode validation : ces comparaisons apparaissent en valeurs des critères sur la figure 8-2, en écarts relatifs sur la figure 8-3 :

Figure 8-2 :

Comparaison des valeurs minimales des critères de calibration et de validation.
Schéma de production I.

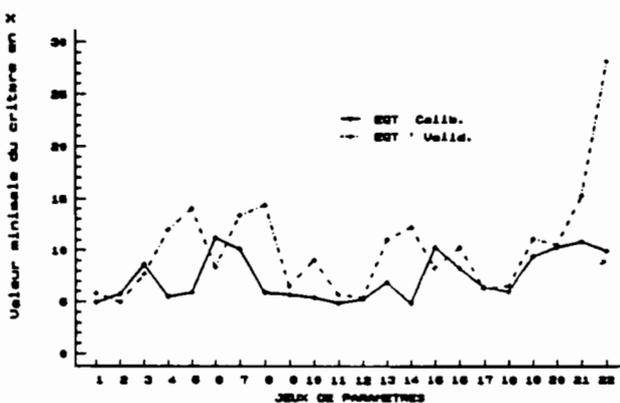
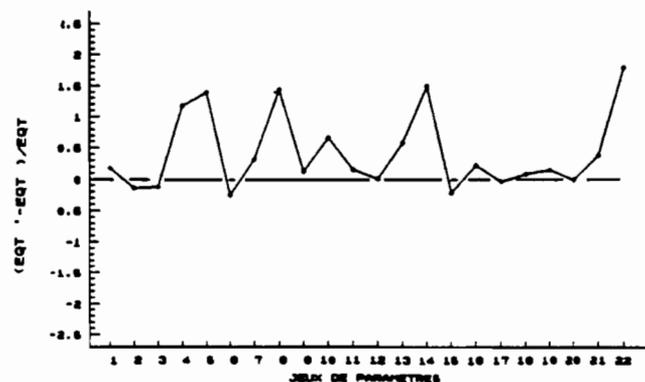


Figure 8-3 :

Écarts relatifs entre les valeurs minimales des critères de calibration et de validation.
Schéma de production I.



Sur la figure 8-3, les écarts qui apparaissent sont assez variables. Si l'on fixait arbitrairement un seuil maximal de 30 %, 14 des 22 jeux de paramètres recevraient une validation satisfaisante, et les 8 autres seraient invalidés.

Tableau 8-1 : Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Ouagadougou n°2.

Ouagadougou n°2					
	STO mm	INF mm/h	EQT %	EQT ' %	Variation des critères
jeu n°1	8,7	6,4	4,9	5,7	+ 16 %
jeu n°2	7,1	7,2	5,3	5,4	+ 2 %
Variation des paramètres n°1/n°2	+ 22 %	- 11 %			

Tableau 8-2 : Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Yopougon n°5.

Yopougon n°5					
	STO mm	INF mm/h	EQT %	EQT ' %	Variation des critères
jeu n°1	13,5	0,6	6,4	6,3	- 2 %
jeu n°2	9,1	3,6	5,9	6,6	+ 12 %
Variation des paramètres n°1/n°2	+ 48 %	- 83 %			

Tableau 8-3 : Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Yopougon n°6.

Yopougon n°6					
	STO mm	INF mm/h	EQT %	EQT ' %	Variation des critères
jeu n°1	20,4	9,6	9,4	11,1	+ 17 %
jeu n°2	15,2	4,8	10,3	10,5	+ 2 %
Variation des paramètres n°1/n°2	+ 34%	+ 100%			

Parmi les 14 jeux que nous qualifierons d'admissibles, nous trouvons 5 paires de jeux provenant d'un même bassin : Niamey n°1 (1 et 2), Ouagadougou n°2 (11 et 12), Yopougon n°1 (15 et 16), n°5 (17 et 18), n°6 (19 et 20). Il est alors intéressant de comparer ces jeux, pour un bassin donné, pour évaluer la variabilité des valeurs numériques des paramètres qu'on peut utiliser pour appliquer le modèle sur ce bassin. Prenons les cas des bassins n°2 de Ouagadougou, n°5 et 6 de Yopougon, dont les paramètres et critères obtenus figurent dans les tableaux 8-1 à 8-3 :

Les variations des valeurs numériques des paramètres STO et INF sont faibles pour le bassin n°2 de Ouagadougou, plus importantes pour le bassin n°5 de Yopougon. Dans ces deux cas, la variation du paramètre INF est compensée par celle de STO, ce qui suggère l'existence d'une relation de dépendance entre les paramètres, dans le domaine des valeurs observées.

Dans le troisième cas, les variations des paramètres sont importantes, et de même signe : plus qu'une relation de dépendance entre les paramètres, ces variations montrent probablement que les paramètres choisis n'interviennent guère dans la précision des résultats fournis par le modèle : ceci s'explique par le fait que le bassin n°6 de Yopougon est fortement imperméabilisé ($IMP > 50\%$), et que l'influence des surfaces naturelles y est évidemment limitée.

Ces exemples montrent que les valeurs numériques des paramètres susceptibles de convenir à l'application du modèle sur ces bassins sont loin d'être uniques, ce qui ne va pas sans poser quelques difficultés pour leur interprétation ultérieure. La comparaison des valeurs numériques, soit entre elles, soit par rapport à des caractéristiques physico-climatiques du bassin, doit alors porter, pour être significative, sur des domaines représentant l'ensemble de ces valeurs numériques admissibles.

Le protocole de validation présenté dans ce chapitre ne répond que partiellement à cette condition : son inconvénient est de ne fournir qu'une information limitée aux valeurs finales des paramètres calibrés, et éventuellement le long du cheminement suivi par la procédure d'optimisation pour y parvenir. Nous l'avons par conséquent modifié pour qu'il puisse caractériser plus largement l'étendue des valeurs numériques admissibles.

8.3 MISE AU POINT D'UN NOUVEAU PROTOCOLE

Les modifications apportées au protocole visent à caractériser les variations des critères en fonction des variations des paramètres d'ajustement du modèle. Plutôt que d'utiliser une méthode numérique d'investigation pour déterminer la valeur minimale du critère et les paramètres correspondants, la procédure adoptée consiste à faire varier, avec un pas fixé, chaque paramètre du modèle et à calculer les valeurs correspondantes des critères.

Ce traitement a été appliqué aux demi-échantillons et aux critères définis de la même façon qu'au paragraphe précédent. Chaque jeu de paramètres ne comprenant au plus que deux paramètres d'ajustement, nous avons pu représenter graphiquement, pour chaque demi-échantillon, les variations du critère de production EQT et les courbes d'isovaleurs associées. La figure 8-4 représente les courbes d'isovaleurs de EQT, correspondant au modèle I appliqué au niveau 1 pour les deux demi-échantillons du bassin de Ouagadougou n°1 :

ici, les paramètres STO et INF varient de 0 à 50, avec des pas respectifs de 1 mm et de 1 mm/h,

les 5 premières courbes d'isovaleurs du critère ont été tracées de 5 en 5 %. Plusieurs logiciels peuvent être utilisés à cet effet, CARTOVL et SURFER par exemple.

Ces figures contiennent plusieurs informations intéressantes :

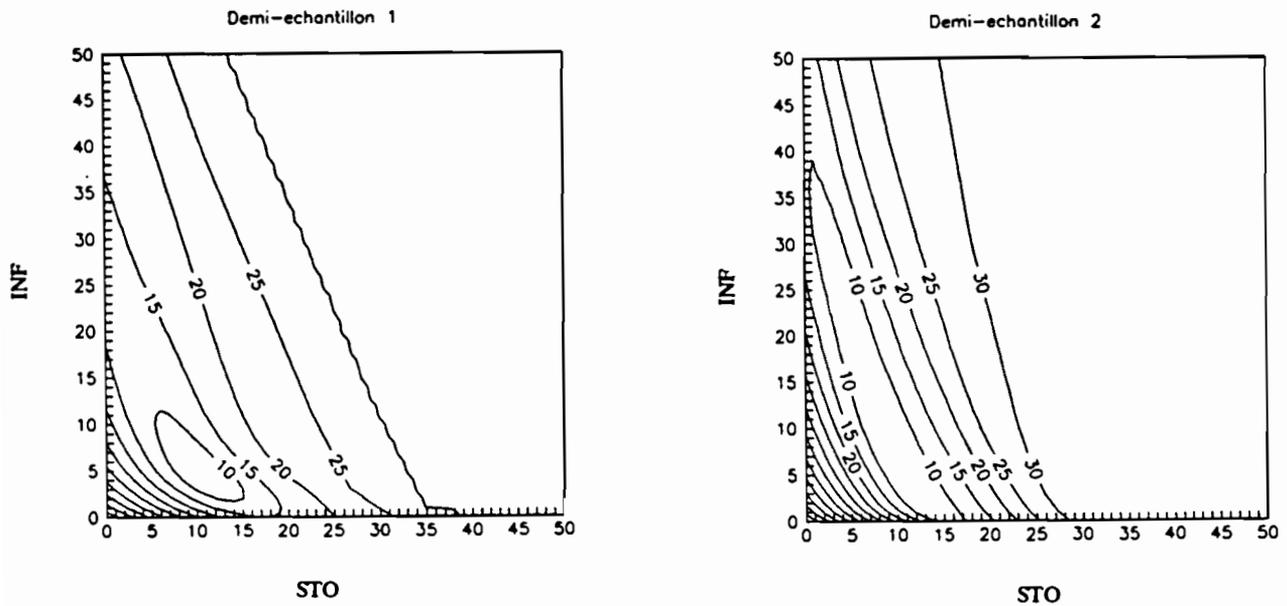
le resserrement des courbes indique la sensibilité du critère aux variations des paramètres

l'orientation générale de ces courbes permet d'apprécier les influences respectives des paramètres sur les variations du critère. Cette influence est d'autant plus forte que l'orientation est perpendiculaire à l'axe de représentation du paramètre

leur aplatissement traduit l'existence de relation de dépendance entre les paramètres, ici assez nettes

l'examen simultané des figures correspondant aux deux demi-échantillons renseigne sur la stabilité du comportement du modèle d'un échantillon à l'autre : localisation de la zone des valeurs minimales du critère, influences des paramètres etc..

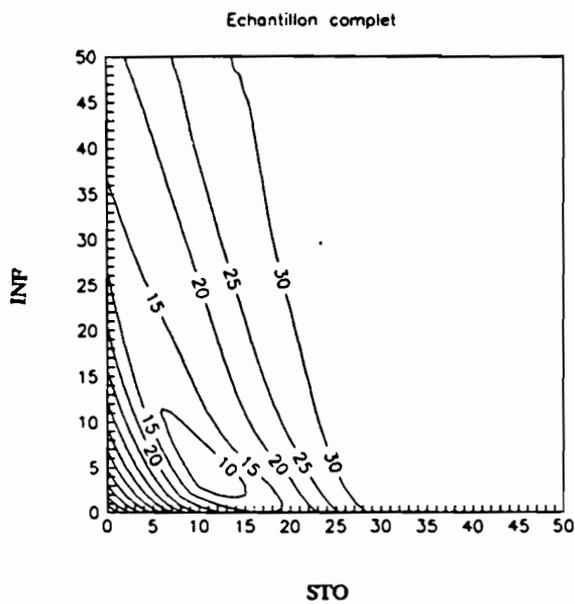
Figure 8-4 : Variations des critères EQT sur chaque demi-échantillon. Schéma de production I. Bassin n°1 Ouagadougou.



$$EQTC = \text{Sup} (EQT_1, EQT_2)$$



Figure 8-5 : Variations du critère EQTC sur l'échantillon complet. Schéma de production I. Bassin n°1 Ouagadougou.



Ces figures contiennent donc une information spatialisée du comportement du modèle, beaucoup plus large que celle fournie par des méthodes d'optimisation non linéaire utilisées au paragraphe précédent. Ce traitement ne souffre pas des inconvénients de ces dernières (puissance limitée, faux minimum), et requiert pour sa mise en oeuvre un temps pratiquement équivalent. On ne peut cependant obtenir de visualisation simple des résultats si les modèles comportent plus de deux paramètres à caler simultanément.

A partir de cette information spatialisée obtenue sur les deux demi-échantillons, nous avons cherché un nouveau critère, combinaison des critères calculés sur chaque demi-échantillon, intégrant toute l'information nécessaire pour déterminer les jeux de paramètres admissibles sur l'ensemble de l'échantillon. Nous avons imposé à ce critère de privilégier la stabilité du comportement du modèle sur les deux demi-échantillons au détriment de sa précision numérique. Notre choix s'est finalement porté sur la combinaison EQTC, représentée par :

$$EQTC = \text{Sup} (EQT_1, EQT_2)$$

où EQT_1 et EQT_2 représentent les critères calculés pour les demi-échantillons 1 et 2

Par rapport à une valeur moyenne de EQT_1 et EQT_2 , l'utilisation du maximum minimise le poids numérique des critères, parfois influencé par l'échantillonnage comme nous l'avons vu. En outre, une valeur moyenne ne réaliserait rien d'autre qu'un lissage des valeurs de la fonction critère à l'échelle de l'échantillon entier, et atténuerait les différences de comportement du modèle sur les deux demi-échantillons en faveur de sa précision globale : au contraire, le maximum pénalise davantage les différences de comportement au détriment de la précision globale du modèle. La précision exprimée par le critère que nous avons ainsi défini, représente alors ce qu'on peut attendre du modèle dans le cas le plus défavorable de son application sur chacun des deux demi-échantillons.

A partir de ce nouveau critère, la recherche des jeux de paramètres admissibles correspond d'abord à la minimisation de ce critère, qui détermine le jeu "optimal", et ensuite à une localisation plus large des jeux admissibles, dans un domaine pour lequel les variations des paramètres par rapport au jeu optimal ne conduisent pas à des variations du critère supérieures à un seuil fixé : ce domaine se déduit des variations du critère EQTC, représentées sur la figure 8-5.

CONCLUSIONS :

Avant d'aborder les phases de validation des modèles, puis d'interprétation des paramètres qu'ils comportent, nous avons mis en place la technique d'analyse avec laquelle nous allons procéder. Cette technique possède l'avantage de faire apparaître une information exhaustive de l'influence des paramètres sur les variations du critère. Elle permet de répondre en une opération aux questions que l'on peut se poser sur la sensibilité du modèle, la localisation des paramètres qui minimisent le critère, l'influence respective des paramètres.

Le choix d'un critère unique pour l'échantillon, égal à la borne supérieure des deux critères calculés pour deux sous-échantillons indépendants, conduit à choisir pour les valeurs numériques des paramètres celles qui correspondent au cas le plus défavorable pour les deux demi-échantillons. La précision que traduit alors le critère EQTC, à défaut d'être considérée comme une limite supérieure de la précision que l'on peut attendre du modèle pour reproduire des événements qui n'ont pas été observés, en constitue néanmoins une première approche.

Nous utiliserons donc ce protocole de validation pour fixer et interpréter les valeurs des paramètres de production et de transfert, qui font l'objet des chapitres suivants.

DETERMINATION ET INTERPRETATION DES PARAMETRES DE PRODUCTION

INTRODUCTION

L'analyse réalisée au chapitre 7 nous a conduits à retenir deux types de schémas de production pour reproduire les volumes ruisselés à l'exutoire des bassins étudiés. Les conditions d'application de ces schémas ont fait l'objet d'hypothèses destinées à réduire leur nombre de paramètres d'ajustement. En particulier, nous avons considéré que :

- les surfaces revêtues participent intégralement au ruissellement (pertes à l'écoulement nulles),
- les surfaces couvertes de végétation ne donnent lieu à aucun ruissellement.

Dans ces conditions, les problèmes d'application des schémas de production choisis se résument à examiner plus précisément la contribution au ruissellement des surfaces nues non revêtues. Le paramètre traduisant l'influence des précipitations antérieures n'ayant pas été retenu, cette contribution est décrite à l'aide de deux paramètres d'ajustement pour chacun des schémas de production. Nous chercherons dans ce chapitre à ajuster ces paramètres pour chacun des bassins étudiés, et examinerons dans quelle mesure les valeurs numériques ainsi obtenues peuvent être reliées aux mesures expérimentales réalisées lors des campagnes de simulation de pluie.

9.1 INTERPRETATION DES MESURES EXPERIMENTALES

L'analyse théorique de l'hydrogramme de ruissellement sur parcelle a fait apparaître des phénomènes à durée limitée dans le temps (remplissage des dépressions du sol et décroissance de l'intensité d'infiltration) ou continus (intensité d'infiltration constante en régime permanent). Les courbes expérimentales que nous avons déterminées au chapitre 4 constituent des représentations moyennes de ces phénomènes sur les bassins étudiés.

Les schémas de production que nous utilisons font également intervenir deux types de pertes à l'écoulement, pertes initiales et continues dans le temps : nous avons donc cherché dans un premier temps à interpréter en ces termes les mesures expérimentales recueillies lors des campagnes de simulation de pluies.

Le schéma de production I, pour lequel les pertes initiales et continues sont constantes, s'interprète aisément en fonction des courbes expérimentales (figure 9-1). Nous avons décomposé ces courbes en considérant que :

les pertes continues se produisent tout au long de la durée de la pluie, et sont égales à l'intensité d'infiltration obtenue en régime permanent. Cette intensité constitue une référence expérimentale pour le paramètre INF ;

les pertes initiales correspondent à l'excédent des pertes au ruissellement par rapport à l'intensité d'infiltration constante qui caractérise les pertes continues dans le temps. La superficie de l'aire hachurée, exprimée en mm, constitue alors une référence expérimentale du paramètre STO .

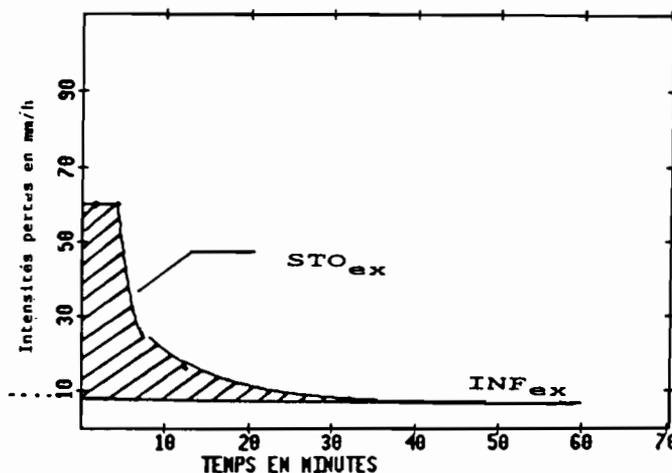


Figure 9-1 : Interprétation des courbes expérimentales des pertes à l'écoulement

Ces références expérimentales ont ensuite été déterminées pour chaque bassin à partir des courbes du chapitre 4. Les caractéristiques hydrodynamiques moyennes des surfaces nues ayant été jugées identiques pour tous les bassins d'un site donné, ces références se limitent donc aux quatre sites étudiés, Niamey, Ouagadougou, Lomé et Yopougon. D'autre part, nous avons établi ces références à partir des courbes associées à des conditions d'humidité minimale des sols, pour nous conformer à la décision de ne pas prendre en compte l'influence des précipitations antérieures. Pour le bassin de Lomé, nous nous sommes basés sur la courbe correspondant à un sol sec restructuré, qui nous paraît être la plus représentative des conditions rencontrées en saison des pluies. Les valeurs expérimentales de STO_{ex} et INF_{ex} , STO_{ex} et INF_{ex} ainsi calculées figurent dans le tableau 9-1.

Bassins	STO_{ex} mm	INF_{ex} mm/h	$COEF_{ex}$
Niamey	8	7	0,77
Ouagadougou	5	4	0,87
Yopougon	7	3	0,90
Lomé	8	13	0,57

Tableau 9-1 : Valeurs expérimentales des paramètres des schémas de production I et II.

Pour le schéma de production II, qui fait intervenir des pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse, l'étude expérimentale des pertes à l'écoulement ne peut fournir d'interprétation directe. Nous avons alors convenu de conserver les mêmes valeurs expérimentales des pertes initiales, et de transformer l'intensité d'infiltration observée expérimentalement en coefficient de ruissellement rapporté à une pluie d'intensité moyenne égale à 30 mm/h. Le choix de cette intensité correspond à l'intensité moyenne des corps d'averses, définis comme des épisodes pluvieux individualisés si l'intensité de pluie ne dépasse pas 5 mm/h pendant 60 minutes (tableau 9-2). Les valeurs expérimentales de COEF ($COEF_{ex}$) figurent dans le tableau 9-1.

Poste	Période d'observation	Nombre événements	Imoy (mm/h)
Niamey	1956-1978	382	29
Ouagadougou	1954-1977	543	30
Abidjan	1963-1986	177	27
Lomé	1964-1981	526	26

Tableau 9-2 : Intensités moyennes des corps d'averses.

9.2 REPRESENTATION DES VARIATIONS DES CRITERES

Pour chacun des schémas de production testés, nous avons procédé au calcul des critères en suivant les modalités du protocole défini au chapitre 8. Le critère utilisé, EQTC, exprime relativement aux valeurs choisies pour les paramètres la borne supérieure de la précision à laquelle conduisent ces valeurs dans l'application du modèle sur deux demi-échantillons indépendants.

9.2.1 Schéma de production I

Les variations du critère EQTC sont représentées sur la figure 9-2, pour les 11 bassins étudiés. Sur chaque graphique, les paramètres STO et INF varient de 0 à 50, avec des pas respectifs de 1 mm et 1 mm/h. Les commentaires qu'appellent ces graphiques portent sur l'importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues, sur les relations entre paramètres de production et sur l'aptitude des valeurs expérimentales des paramètres à convenir à l'application du modèle.

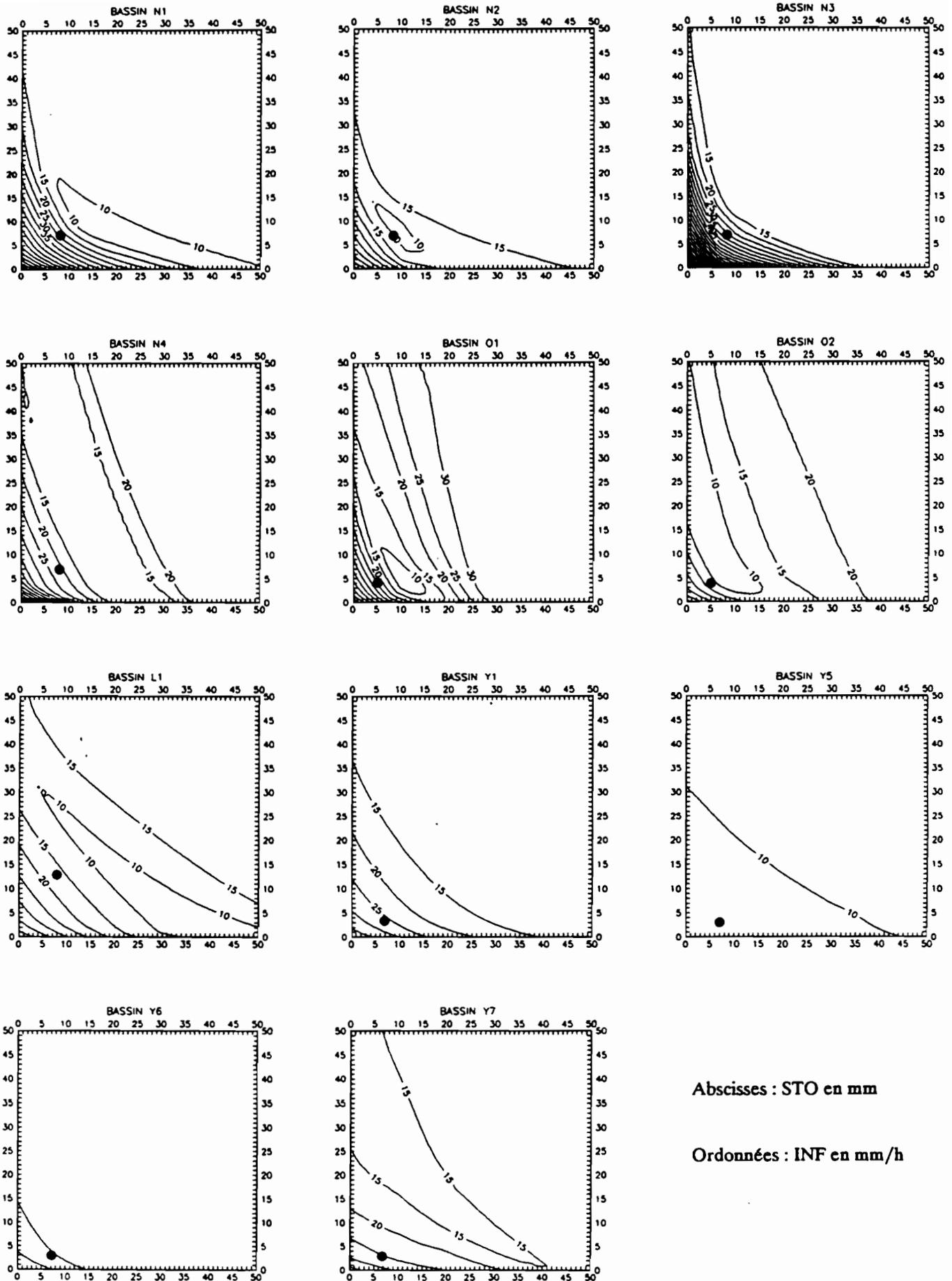
1) Importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues

L'importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues apparaît d'abord à travers la sensibilité du critère aux variations des paramètres, illustrée par le resserrement des courbes d'isovaleurs. Cette sensibilité est relativement plus faible sur les bassins de Yopougon que sur les autres bassins : la différence s'explique par les proportions des surfaces nues non revêtues, qui, sur les bassins de Yopougon, sont bien inférieures à celles des autres bassins, comme le montre le tableau 9-3.

Tableau 9-3 : Proportions des surfaces nues non revêtues sur les différents bassins, en %.

Bassins	N1	N2	N3	N4	O1	O2	L1	Y1	Y5	Y6	Y7
Surfaces nues non revêtues	73	69	79	79	90	75	77	25	36	38	24

La proportion des surfaces nues ne dépasse pas 38 % pour les bassins de Yopougon, alors qu'elle varie de 69 à 90 % pour les autres bassins ; la contribution de ces surfaces au ruissellement total est donc naturellement limitée, les hypothèses que nous avons admises sur le ruissellement des surfaces revêtues et sur les surfaces couvertes de végétation sont alors prépondérantes.



Abscisses : STO en mm

Ordonnées : INF en mm/h

Figure 9-2 : Schéma de production I. Variations du critère EQTC.

Sur les autres bassins, on peut se faire une idée plus précise du gain de précision qu'apporte la contribution au ruissellement des surfaces nues non revêtues. L'hypothèse qui consisterait à évaluer le ruissellement d'un bassin urbain d'après la seule contribution des surfaces revêtues revient à fixer par exemple $STO = INF = 50$. Les valeurs correspondantes du critère, $EQTC(50,50)$ figurent dans le tableau 9-4 : la comparaison de $EQTC(50,50)$ au critère $EQTC_{min}$, correspondant au jeu de paramètres optimal, permet de mesurer le gain de précision obtenu en prenant en compte le ruissellement provenant des surfaces nues, traduit par $EQTC_{min}$.

Bassin	$EQTC_{min}$ %	$EQTC(50,50)$ %	Rapport
N1	5,8	11,4	2,0
N2	8,6	19,1	2,2
N3	11,2	11,2	1,0
N4	9,2	23,4	2,5
O1	6,2	32,6	5,3
O2	5,4	20,2	3,7
L1	7,1	16,9	2,4

Tableau 9-4 : Comparaison du critère minimum et du critère correspondant à $STO = INF = 50$. Schéma de production I.

A l'exception du bassin n°3 de Niamey, dont le ruissellement est présumé sous-estimé, le gain de précision relative sur la reconstitution moyenne des lames ruisselées de chaque échantillon, dépasse 100 % en tenant compte du rôle actif des surfaces nues ; ce qui confirme aussi que le choix du coefficient d'imperméabilité comme coefficient de ruissellement, communément pratiqué dans d'autres régions, ne peut convenir en Afrique de l'Ouest. A titre d'exemple, nous avons représenté sur la figure 9-3 le détail des lames ruisselées observées et calculées pour 3 bassins, en appliquant d'abord le modèle avec les paramètres qui minimisent $EQTC$, et ensuite avec $STO = INF = 50$.

2) Relations entre les paramètres de production :

L'examen des graphiques de la figure 9-2 montre qu'il existe manifestement une direction privilégiée pour laquelle les variations du critère restent limitées en fonction des variations des paramètres. Cette direction, affectant une allure hyperbolique, traduit des liaisons de dépendance assez marquées entre les paramètres de production. Il faut donc considérer que le jeu de paramètres "optimaux" est sans doute très sensible à l'échantillonnage, ce qui pose deux problèmes pour la suite de notre étude :

comme nous l'avons fait remarquer au chapitre 7, la mouvance potentielle de ce jeu "optimal" risque de fausser l'interprétation des paramètres correspondants en fonction des valeurs expérimentales,

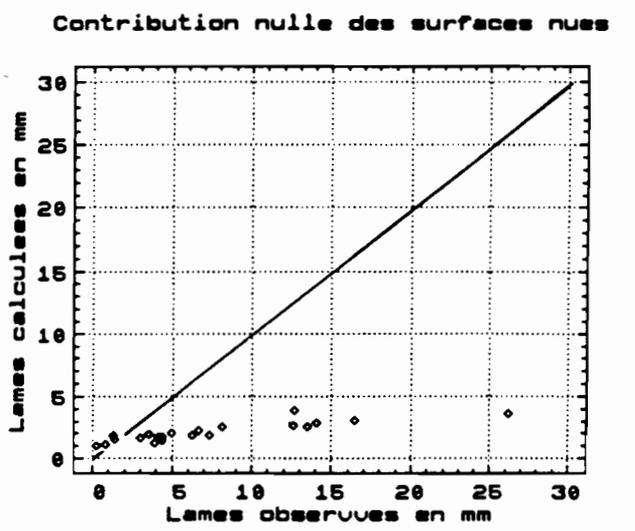
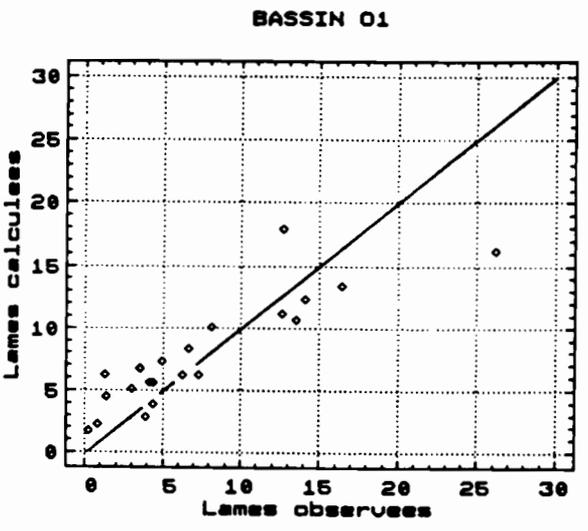
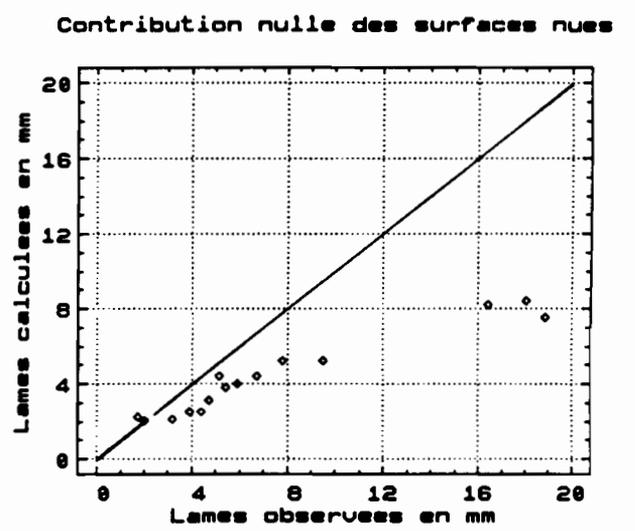
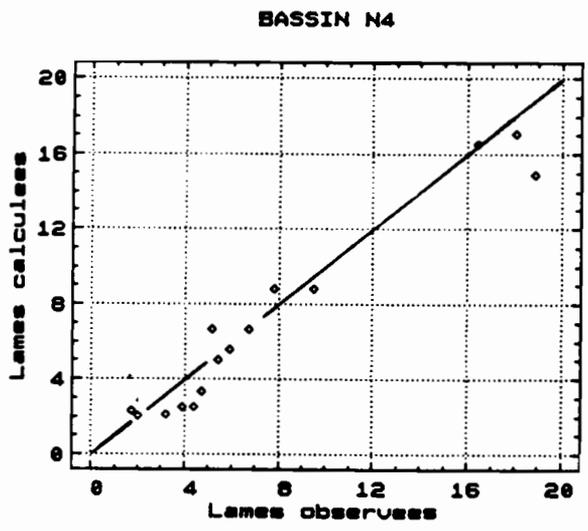
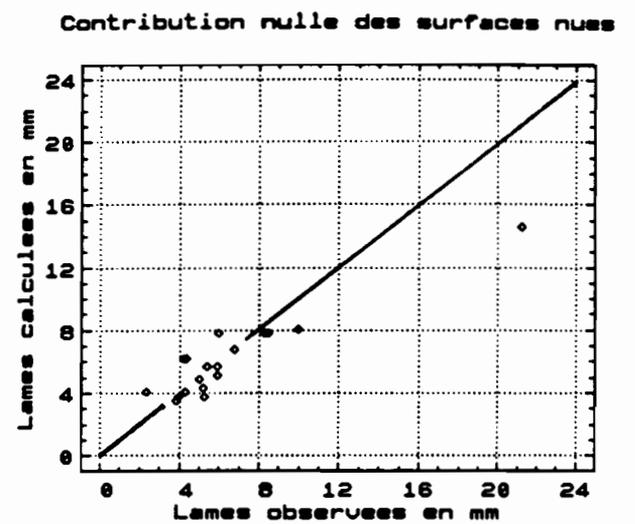
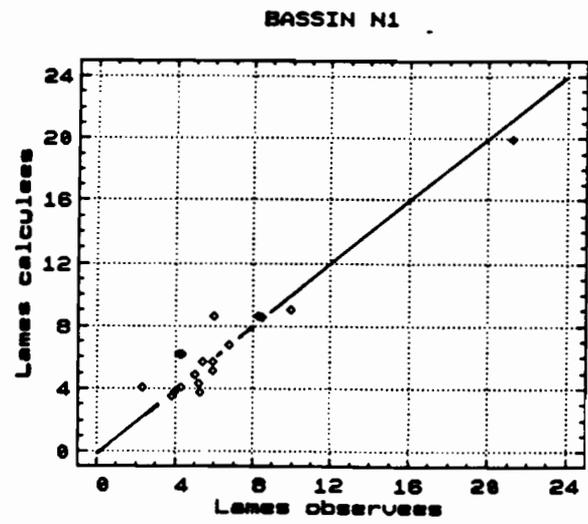


Figure 9-3 : Reconstitution des lames ruisselées avec ou sans contribution au ruissellement des surfaces nues. Schéma de production II.

cette mouvance rend également délicat le calage ultérieur de la fonction de transfert, influencé par celui de la fonction de production.

Il faudra donc non pas considérer les valeurs ponctuelles du jeu "optimal", mais une gamme de valeurs plus large autour de ce jeu pour espérer quelque chance de succès dans ces deux opérations.

La liaison observée montre d'autre part que le modèle est surparamétré dans les limites des échantillons étudiés. Or, ces échantillons contiennent le plus souvent des événements pluvieux de période de retour faible (toujours inférieures à 2 ans). Il nous semble assez peu probable de pouvoir représenter les volumes ruisselés consécutifs à des pluies de diverses formes et importances à l'aide d'un seul paramètre : nous conserverons donc les deux paramètres d'ajustement en espérant qu'ils se prêtent à une meilleure extrapolation vers les valeurs extrêmes. Par rapport à un paramètre unique, l'avantage consiste également à diminuer de moitié les risques d'erreur sur la détermination des paramètres pour une application du modèle en mode projet.

3) Position des valeurs expérimentales

Nous avons représenté par un rond noir sur chaque graphique de la figure 9-2 les valeurs expérimentales STO_{ex} et INF_{ex} des paramètres de production. Ces valeurs se trouvent systématiquement "en dessous" des zones de critères minimaux, et montrent que les pertes à l'écoulement mesurées expérimentalement sur les surfaces nues non revêtues ne représentent qu'une partie des pertes à l'écoulement sur l'ensemble du bassin. Nous reviendrons sur ce point plus précisément lors de l'interprétation des paramètres à utiliser dans le modèle, et il conviendra alors de savoir si la part inconnue des pertes au ruissellement doit faire l'objet d'une analyse plus fine ou non.

9.2.2 Schéma de production II

Les variations du critère EQTC sont représentées sur la figure 9-4. A l'exception de l'orientation différente des courbes d'isovaleurs, affectant une allure cette fois parabolique, les commentaires que nous pouvons faire sur la sensibilité du critère aux variations des paramètres, sur l'importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues non revêtues, sur les liaisons existant entre les paramètres de production et sur la position des critères correspondant aux valeurs expérimentales des paramètres, ne sont pas très différents de ceux que nous avons pu faire pour le schéma précédent. Nous ne nous y attarderons donc pas et devons chercher maintenant à interpréter les paramètres des deux schémas de production étudiés.

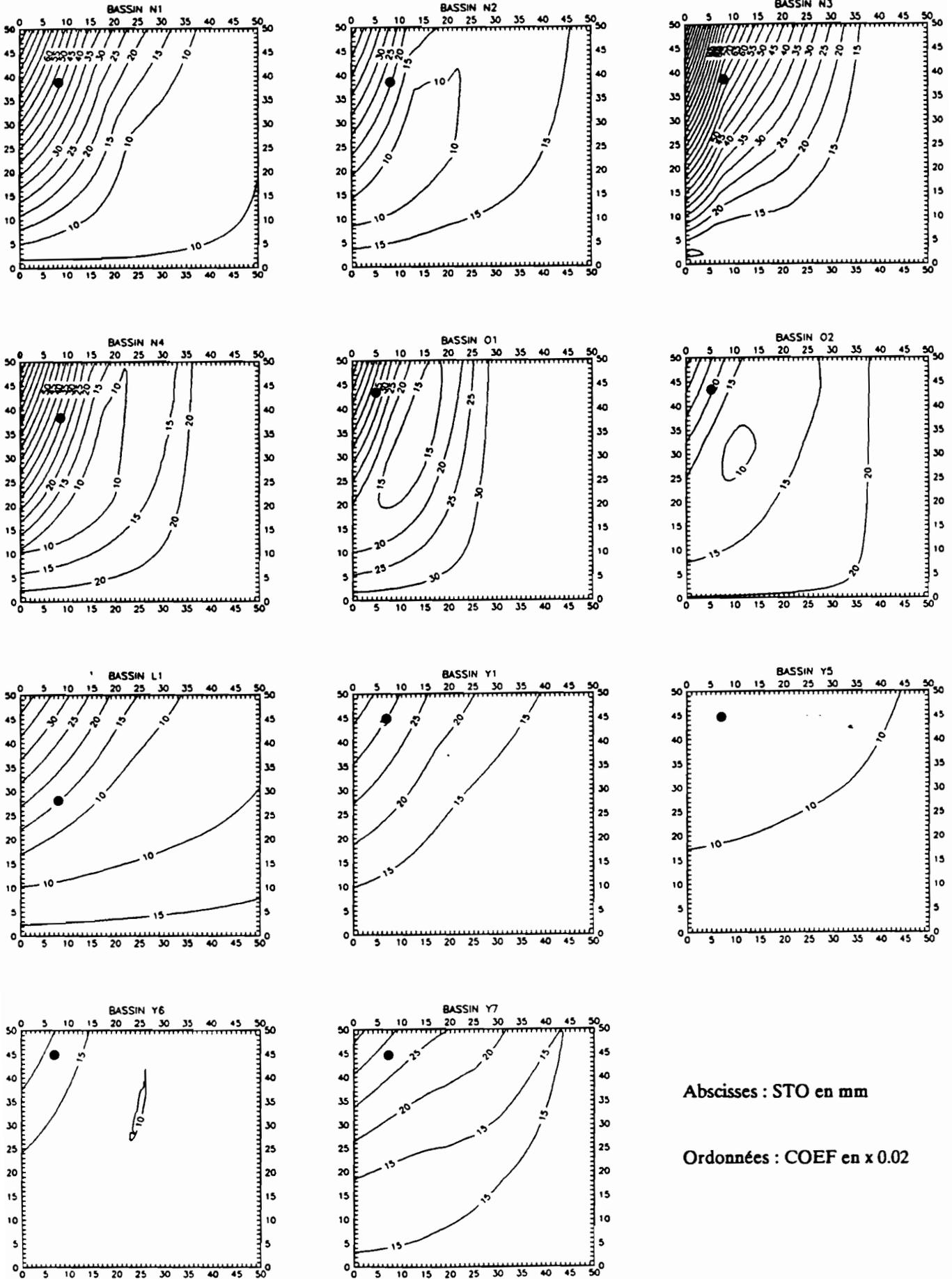


Figure 9-4 : Schéma de production II. Variations du critère EQTC.

9.3 INTERPRETATION DES PARAMETRES DE PRODUCTION

Les résultats obtenus au paragraphe précédent montrent que les pertes au ruissellement mesurées expérimentalement sur les parcelles ne représentent qu'une partie des pertes au ruissellement que nous attribuons à l'ensemble des surfaces nues du bassin. Nous pouvons néanmoins espérer qu'elles fournissent des références expérimentales convenables à partir desquelles seront déterminés les paramètres à utiliser dans les modèles. Le problème consiste alors à analyser les relations existant entre valeurs expérimentales et admissibles des paramètres et faire apparaître des transformations dont la simplicité et la généralité constituent autant de facteurs favorisant les possibilités d'application des modèles en mode projet.

C'est à la détermination de ces transformations qu'est consacré ce paragraphe. Pour des raisons dues à l'existence de liaisons entre les paramètres de production d'une part, et à l'incertitude avec laquelle sont connues les valeurs expérimentales, il est sans doute illusoire de vouloir faire correspondre ponctuellement les paramètres associés au critère minimum avec les valeurs déterminées expérimentalement. C'est pourquoi nous avons travaillé sur des gammes de valeurs "élargies" et avons adopté les principes suivants :

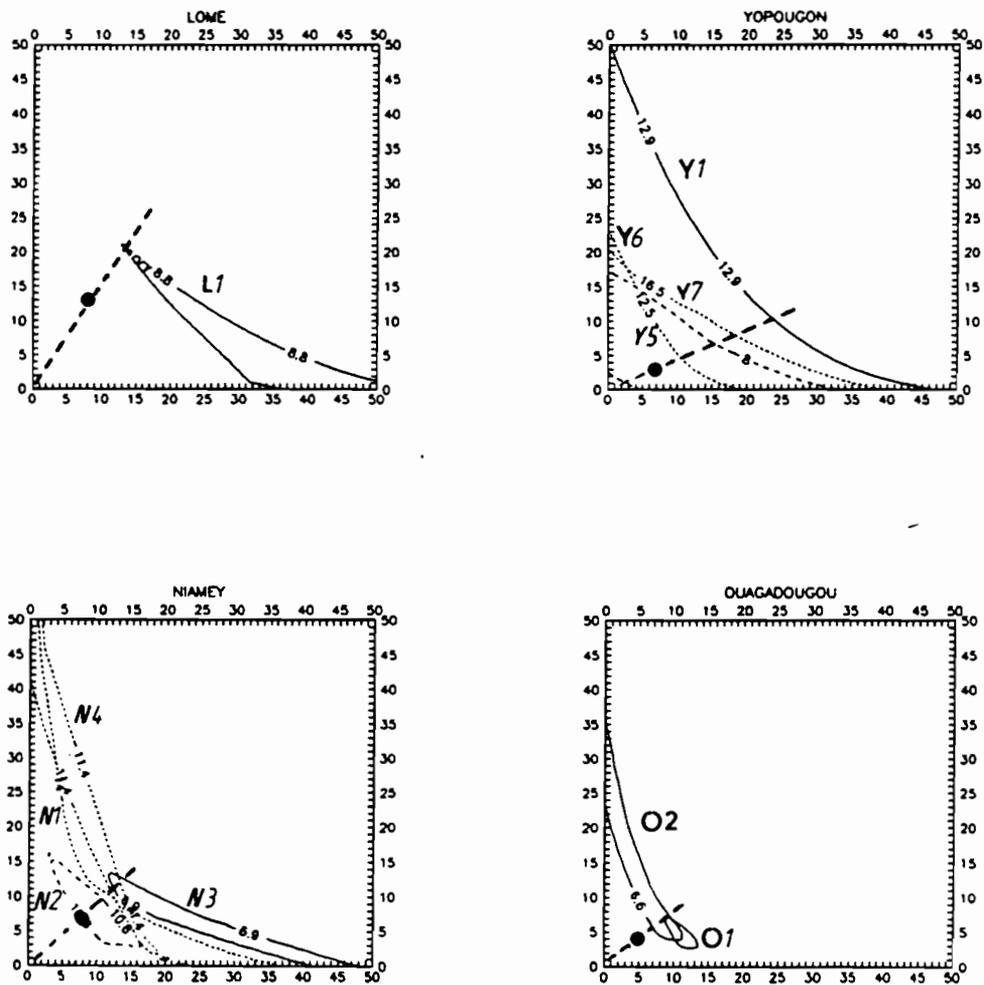
- les valeurs admissibles des paramètres sont celles dont le critère associé ne dépasse pas 25 % du critère minimum. Nous admettons que cette marge de 25 % représente l'influence de l'imprécision des données hydro-pluviométriques sur la localisation du critère minimum;

- nous admettons également que les valeurs expérimentales des pertes au ruissellement ne sont connues qu'à plus ou moins 10 % près.

9.3.1 Schéma de production I

Nous avons d'abord représenté sur la figure 9-5 les contours correspondant à une valeur du critère EQTC égale à + 25 % du critère minimum, qui définissent les domaines des valeurs admissibles des paramètres de production du modèle. Les caractéristiques hydrodynamiques des surfaces naturelles ayant été jugées identiques pour tous les bassins d'un site donné, nous avons regroupé pour chacun de ces sites les contours obtenus. La localisation de ces contours donne une première idée de la possibilité de trouver une relation univoque entre valeurs expérimentales et ajustées des paramètres sur un site donné.

Figure 9-5 : Schéma de production I. Isovaleurs correspondant à + 25 % du critère minimum.



Abscisses : STO en mm

Ordonnées : INF en mm/h

Ainsi, pour les bassins de Niamey, il existe une zone commune à 3 des 4 bassins étudiés, et la disposition des contours s'accorde assez bien à ce que l'on connaît du ruissellement de ces bassins (présomption de surestimation du ruissellement sur le bassin n°2, de sous-estimation sur les bassins n°1 et 3).

Les deux bassins de Ouagadougou présentent pour leur part un comportement homogène.

Les bassins de Yopougon réagissent différemment : leurs comportements spécifiques correspondent en partie à ce que l'on connaît de leurs ruissellements respectifs (présomption de ruissellement anormalement faible pour les bassins n°1 et 7). Les contours y sont particulièrement larges en raison de la faible proportion des surfaces nues non revêtues, que nous avons évoquée dans le paragraphe 9.2.

Les valeurs expérimentales des paramètres de production ont été reportées sur chacun des graphiques, et sont figurées par un rond noir. Compte tenu de la disposition des contours par rapport au point des valeurs expérimentales, nous avons envisagé d'étudier une transformation du type :

$$STO_{aj} = a \cdot STO_{ex}$$

$$INF_{aj} = a \cdot INF_{ex}$$

pour faire correspondre les valeurs expérimentales des paramètres à celles qui conviennent à l'application du modèle (c'est à dire des valeurs des paramètres dont le critère associé ne dépasse pas 25 % du critère minimum).

Pour chaque bassin, nous avons alors déterminé les valeurs minimales et maximales du coefficient a pour amener les valeurs expérimentales transformées dans le contour. Les valeurs minimales et maximales, a_{\min} et a_{\max} , ont été ensuite respectivement minorées et majorées de 10 %, pour tenir compte de l'incertitude sur les valeurs expérimentales des pertes au ruissellement. Nous avons également déterminé la valeur a_0 du coefficient de la transformation qui minimise le critère dans la direction associée à la transformation.

Le tableau 9-5 indique pour chaque bassin les valeurs a_{\min} , a_{\max} et a_0 ainsi obtenues :

Bassin	STO _{ex} mm	INF _{ex} mm/h	a_{\min}	a_{\max}	a_0
N1	8	7	1,4	2,0	1,7
N2	8	7	0,9	1,5	1,2
N3	8	7	1,2	∞	1,8
N4	8	7	1,4	1,9	1,6
O1	5	4	1,6	2,0	1,8
O2	5	4	1,2	2,1	1,6
L1	8	13	1,4	1,8	1,6
Y1	7	3	3,2	∞	5,6
Y5	7	3	0,3	2,5	1,1
Y6	7	3	1,4	∞	2,0
Y7	7	3	2,9	∞	3,0

Tableau 9-5 : Coefficients de la transformation entre valeurs expérimentales et ajustées du modèle I

Pour 8 des bassins sur 11, une valeur de a égale à 1,7 est comprise entre a_{\min} et a_{\max} et convient pour déterminer à partir des valeurs expérimentales des paramètres des valeurs qui conviennent à l'application du modèle. Les 3 exceptions sont constituées par les bassins n°2 de Niamey et n°1 et 7 de Yopougon : elles s'accordent cependant avec ce que l'on peut penser du ruissellement observé de ces bassins, supposé surestimé sur le bassin de Niamey n°2, et sous-estimé sur les bassins n°1 et 7 de Yopougon.

La transformation proposée s'exprime donc par les relations :

$$STO_{aj} = 1,7 \cdot STO_{ex}$$

$$INF_{aj} = 1,7 \cdot INF_{ex}$$

Elle peut être appliquée dans les limites des caractéristiques hydrodynamiques étudiées, soit :

$$5 < STO_{ex} < 8 \text{ mm}$$

$$3 < INF_{ex} < 13 \text{ mm/h}$$

9.3.2 Schéma de production II

Conservant les principes définis au début de ce paragraphe, nous avons représenté sur la figure 9-6 le domaine des paramètres associés à des critères n'excédant pas 25 % du critère minimum.

Par rapport au schéma précédent, nous constatons sur le site de Niamey un décalage plus important entre les contours correspondants aux différents bassins. Nous attribuons cette différence aux débordements présumés des bassins : le coefficient de ruissellement qui intervient dans le schéma de production II est assez sensible aux variations de la surface active réelle des bassins, et accentue les différences de comportement entre les différents bassins.

Les valeurs expérimentales des paramètres du modèle ont été reportées sur chaque graphique. Leur position par rapport aux zones des critères minimum nous a conduit à chercher une relation du type :

$$STO_{aj} = b \cdot STO_{ex}$$

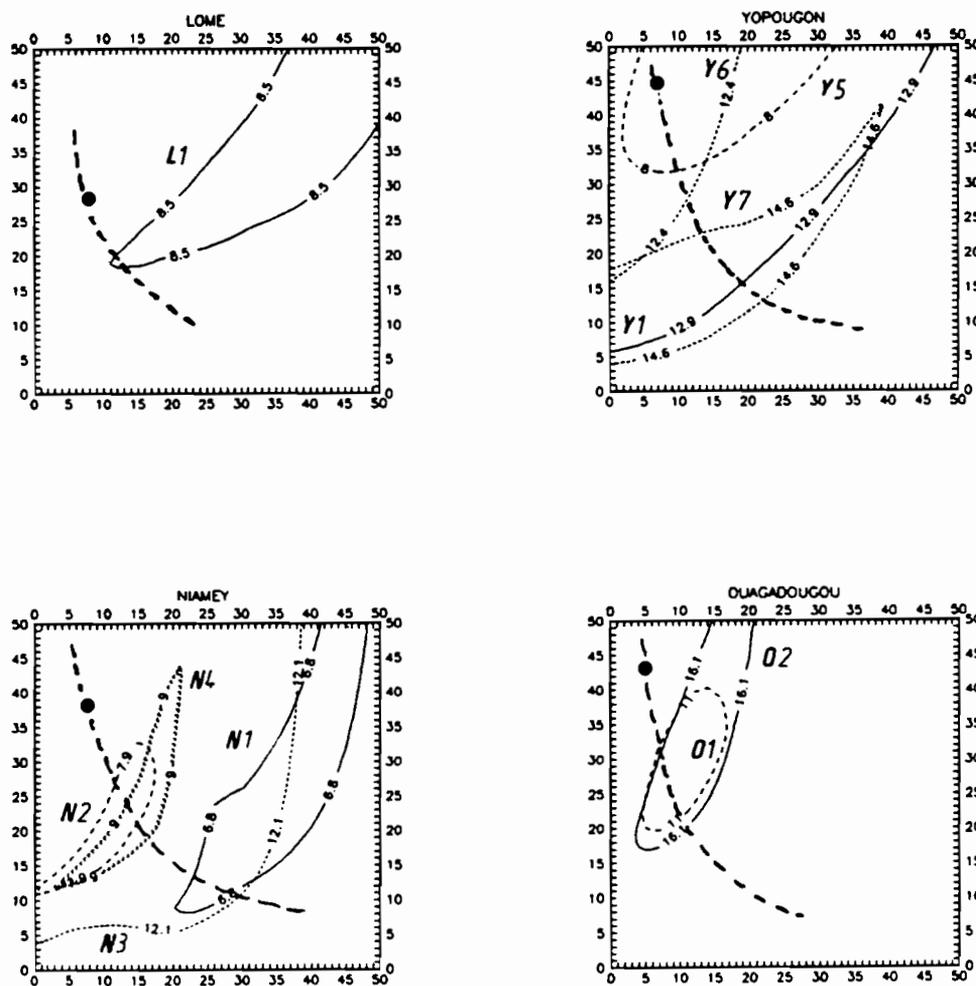
$$COEF_{aj} = COEF_{exp} / b$$

entre les valeurs expérimentales des paramètres et les valeurs qui conviennent à l'application du modèle. Nous avons donc déterminé pour chaque bassin les intersections des contours avec l'hyperbole d'équation :

$$XY = m \quad \text{avec } m = STO_{ex} \cdot COEF_{ex}$$

Ces points d'intersection permettent de fixer les valeurs minimale et maximale admissibles du coefficient b intervenant dans la transformation. Ces valeurs minimales et maximales, b_{min} et b_{max} ont été respectivement minorées et majorées de 10 % pour tenir compte de l'incertitude sur les valeurs expérimentales. Les valeurs b_{min} et b_{max} ainsi calculées figurent dans le tableau 9-6. Nous avons également déterminé la valeur b_0 du coefficient de la transformation qui minimise le critère dans la direction associée à la transformation.

Figure 9-6 : Schéma de production II. Isovaleurs correspondant à + 25 % du critère minimum.



Abscisses : STO en mm

Ordonnées : COEF en x 0.02

Bassin	STO _{ex} mm	COEF _{ex} 10 ⁻² %	b _{min}	b _{max}	b ₀
N1	8	0,77	2,6	3,7	3,1
N2	8	0,77	1,2	1,9	1,6
N3	8	0,77	3,2	∞	4,0
N4	8	0,77	1,4	2,2	1,8
O1	5	0,87	1,3	2,2	1,7
O2	5	0,87	1,3	2,2	1,7
L1	8	0,57	1,3	1,7	1,5
Y1	7	0,90	2,4	∞	4,3
Y5	7	0,90	0,8	1,5	1,0
Y6	7	0,90	1,7	∞	2,6
Y7	7	0,90	1,7	3,5	2,4

Tableau 9-6 :
Coefficients de la transformation
entre valeurs expérimentales et
ajustées du modèle II

Pour 7 des 11 bassins, une valeur de b égale à 1,7 est comprise entre b_{min} et b_{max}, et convient pour déterminer, à partir des valeurs expérimentales des paramètres, les valeurs qui conviennent à l'application du modèle. Les 4 exceptions sont constituées par les bassins n°1 et 3 de Niamey et n°1 et 5 de Yopougon : les coefficients calculés sont dans ces différents cas en accord avec ce que l'on présume du ruissellement observé sur ces bassins, sous-estimé pour les trois premiers, surestimé pour le dernier.

Nous proposons donc d'exprimer la transformation entre les valeurs expérimentales des paramètres et les valeurs qui conviennent pour appliquer le schéma de production II par les relations :

$$STO_{aj} = 1,7 \cdot STO_{ex}$$

$$COEF_{aj} = COEF_{ex} / 1,7$$

Ces relations sont valables dans les limites des caractéristiques hydrodynamiques étudiées, c'est à dire :

$$5 < STO_{ex} < 8 \text{ mm}$$

$$0,57 < COEF_{exp} < 0,90$$

9.3.3 Interprétation des transformations

Les transformations proposées sont assez semblables pour les deux schémas de production. Elles constituent une possibilité parmi d'autres, et à défaut d'être les meilleures, sont probablement les plus simples. Indépendamment d'autres transformations qu'on pourrait proposer, nous voulons souligner le fait que,

d'après les valeurs des coefficients retenus, égales à 1,7, les pertes au ruissellement mesurées sur parcelles correspondent à environ 60 % des pertes totales. 40 % des phénomènes restent donc inexpliqués, ce qui n'est pas forcément gênant dans la mesure où ces phénomènes semblent stables sur un ensemble de bassins assez diversifiés du point de vue des coefficients d'imperméabilité (10 à 55 %), des superficies (22 à 1110 hectares), et des états de surfaces naturelles (pourcentages de zones nues de 25 à 90 %, pourcentages de zones couvertes de végétation de 0 à 55 %). On peut sans doute considérer qu'il existe en milieu urbain un ensemble de facteurs homogénéisants, susceptible de lisser les comportements de bassins de caractéristiques différentes.

Dans ces conditions, on pourrait effectivement extrapoler sur d'autres bassins les transformations proposées. La présente étude ne peut cependant guère répondre plus précisément à cette question, et il serait souhaitable de disposer de mesures hydro-pluviométriques réalisées sur d'autres bassins pour vérifier le bien-fondé de ces transformations.

S'il fallait analyser plus précisément l'origine des pertes à l'écoulement en milieu urbain, nous pouvons suggérer quelques explications :

- . en premier lieu, d'autres pertes au ruissellement interviennent sur les surfaces imperméables. Desbordes propose des valeurs de l'ordre de 0,5 à 2 mm représentant l'évaporation, le mouillage et divers stockages sur les surfaces imperméables. Pour un bassin imperméabilisé à 30 % et ruissellant à 50 % pour une pluie de 30 mm (caractéristiques moyennes des bassins que nous avons étudiés), les pertes au ruissellement seraient dans ce cas de l'ordre de 1 à 5 %, et restent donc faibles par rapport aux 40 % inexpliqués. Pour certains types d'habitats, il faudrait cependant vérifier que la rétention sur les toitures n'est pas plus importante ;
- . d'autres formes de stockage n'ont pas été prises en compte dans le modèle. Il s'agit notamment de "stockage diffus" dû à la présence de nombreux obstacles artificiels (murets, clotûres) ou naturels (micro-dépressions topographiques) : nous avons cependant constaté sur le terrain que les zones d'habitat, et notamment les cours des concessions, étaient généralement bien drainées sur les bassins étudiés, à l'exception d'une petite partie du bassin n°1 de Lomé. Il faudrait également vérifier les effets d'aménagements particuliers susceptibles d'intercepter une partie de l'écoulement (puits, puisards) ;
- . les pertes au ruissellement telles que nous les avons mesurées sur parcelle font abstraction de la durée du transfert au cours de la phase de vidange. Les pertes à l'écoulement après l'arrêt de la pluie sont sans doute plus importantes à l'échelle du bassin. Elles sont cependant limitées par le fait que l'écoulement est plus ou moins rapidement capté par le réseau ;

enfin, on peut voir dans le décalage entre les pertes au ruissellement sur parcelles et sur le bassin l'influence du protocole expérimental de simulation de pluies, défini arbitrairement pour caractériser des conditions extrêmes de conditions de ruissellement, et ne respectant pas nécessairement la structure des averses en cours de saison des pluies.

Pour procéder ultérieurement au calage de la fonction de transfert dans des conditions homogènes quant au choix des paramètres de production, et en rapport avec l'interprétation que nous en proposons, nous avons choisi de retenir comme jeux de références ceux que l'on déduit des valeurs expérimentales en appliquant les transformations proposées avec les coefficients a_0 et b_0 déterminés au paragraphe précédent. Les paramètres ainsi obtenus sont résumés dans les tableaux 9-7 et 9-8.

Bassin	STO _{ex} mm	INF _{ex} mm/h	a_0	STO _{aj} mm	INF _{aj} mm/h
N1	8	7	1,7	13,6	11,9
N2	8	7	1,2	9,6	8,4
N3	8	7	1,8	14,4	12,6
N4	8	7	1,6	12,8	11,2
O1	5	4	1,8	9,0	7,2
O2	5	4	1,6	8,0	6,4
L1	8	13	1,6	12,8	20,8
Y1	7	3	5,6	39,2	16,8
Y5	7	3	1,1	7,7	3,3
Y6	7	3	2,0	14,0	6,0
Y7	7	3	3,0	21,0	9,0

Tableau 9-7 :

Valeurs des paramètres STO_{aj} et INF_{aj} retenues pour l'application du schéma I

Bassin	STO _{ex} mm	COEF _{ex} 10 ⁻² %	b_0	STO _{aj} mm	COEF _{aj} 10 ⁻² %
N1	8	0,77	3,1	24,8	0,25
N2	8	0,77	1,6	12,8	0,48
N3	8	0,77	4,0	32,0	0,19
N4	8	0,77	1,8	14,4	0,43
O1	5	0,87	1,7	8,5	0,51
O2	5	0,87	1,7	8,5	0,51
L1	8	0,57	1,6	12,8	0,36
Y1	7	0,90	4,3	30,1	0,21
Y5	7	0,90	1,0	7,0	0,90
Y6	7	0,90	2,6	18,2	0,35
Y7	7	0,90	2,4	16,8	0,38

Tableau 9-8 :

Valeurs des paramètres STO_{aj} et COEF_{aj} retenues pour l'application du modèle II

Les lames ruisselées auxquelles conduisent les schémas de production I et II appliqués avec ces paramètres ont été comparées aux lames observées pour chacun des bassins. Ces comparaisons sont représentées sur les figures 9-7 et 9-8, pour chacun des schémas de production utilisés. Pour fixer l'ordre de précision auquel

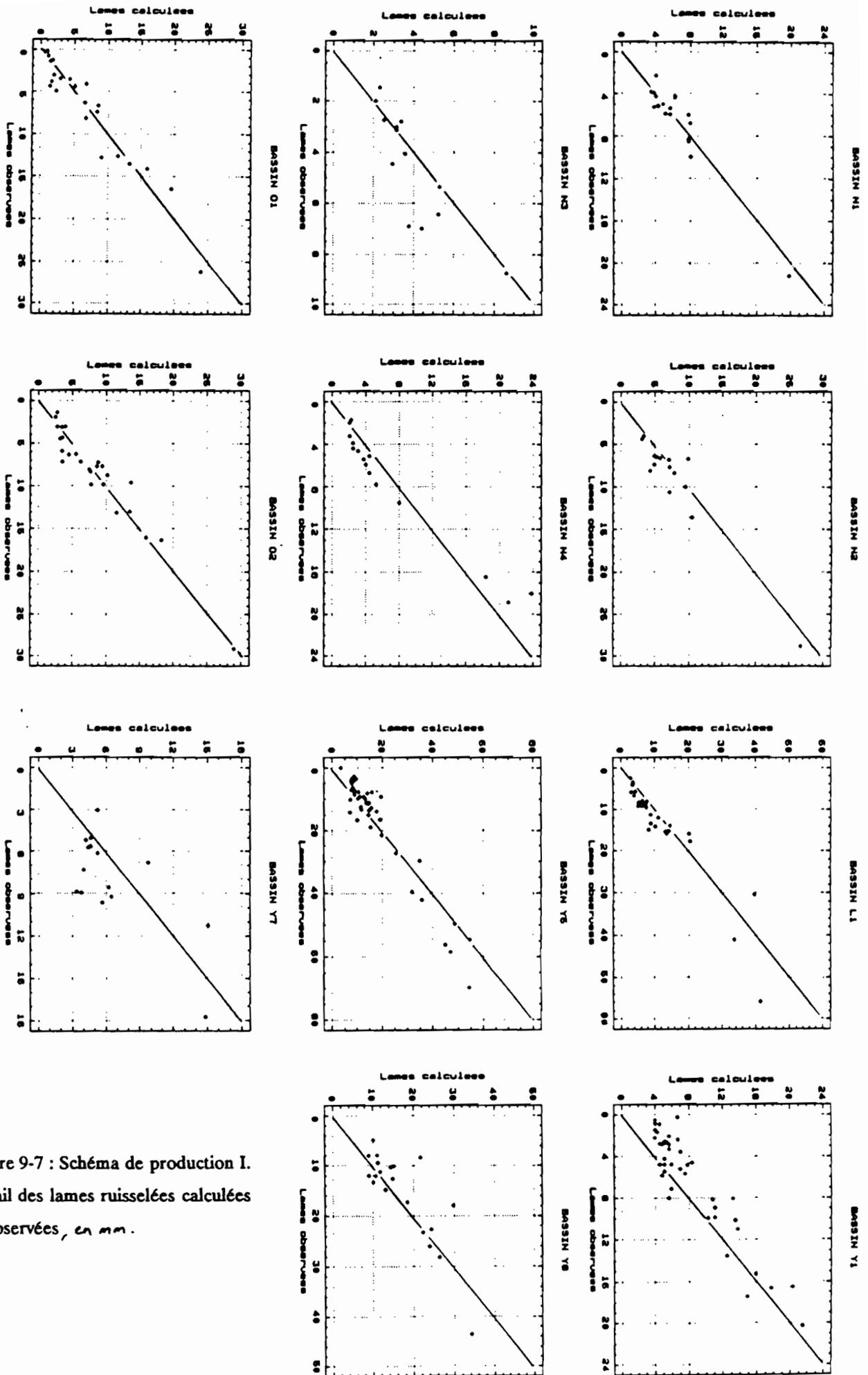


Figure 9-7 : Schéma de production I.
 Détail des lames ruisselées calculées
 et observées, en mm.

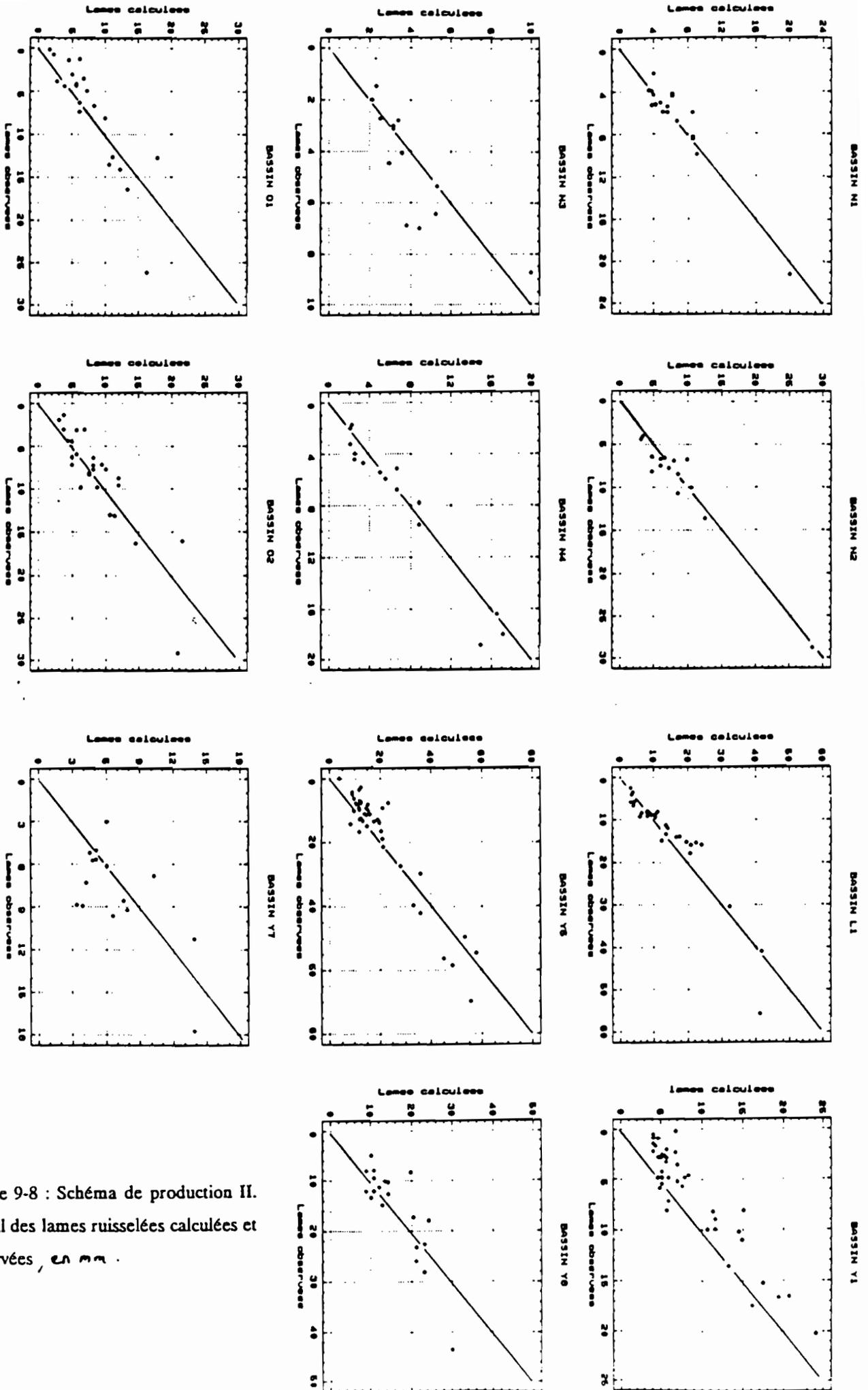


Figure 9-8 : Schéma de production II.
 Détail des lames ruisselées calculées et observées, en mm.

conduit l'application de ces schémas, nous avons reporté dans le tableau 9-10 divers critères pour chaque bassin. On trouvera dans ce tableau les valeurs de l'écart quadratique total, EQT, et de l'écart arithmétique total, EAT, tous deux rapportés à la somme des lames ruisselées observées. Ces critères seront calculés sur :

a) l'échantillon entier, et expriment dans ce cas la précision moyenne des schémas sur l'ensemble des données disponibles :

$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (Lr_{obs} - Lr_{cal})^2}}{\sum Lr_{obs}}$$

$$EAT = \frac{\sum |Lr_{obs} - Lr_{cal}|}{\sum Lr_{obs}}$$

b) les deux demi-échantillons, et on retiendra la borne supérieure des critères ainsi obtenus pour donner une idée de la précision que l'on peut attendre de l'application du schéma en dehors des événements observés :

$$EQTC = \text{Sup}(EQT_1, EQT_2)$$

$$EATC = \text{Sup}(EAT_1, EAT_2)$$

Nous avons fait apparaître sur les figures 9-9 et 9-10 les critères EATC et EQTC calculés pour chaque bassin et pour chaque schéma de production utilisé. On notera que les performances des deux schémas de production sont le plus souvent équivalentes, à l'exception des deux bassins de Ouagadougou pour lesquels le schéma I convient mieux. On notera également que la précision obtenue sur chaque bassin varie d'environ 15 à 45 %, en termes d'écart arithmétique total, et compte tenu des différentes imprécisions dans les mesures hydrométriques recueillies, nous estimerons de l'ordre de 25 % la précision que l'on peut espérer en moyenne dans la reconstitution des volumes ruisselés.

Figure 9-9 :
Comparaison des critères EATC

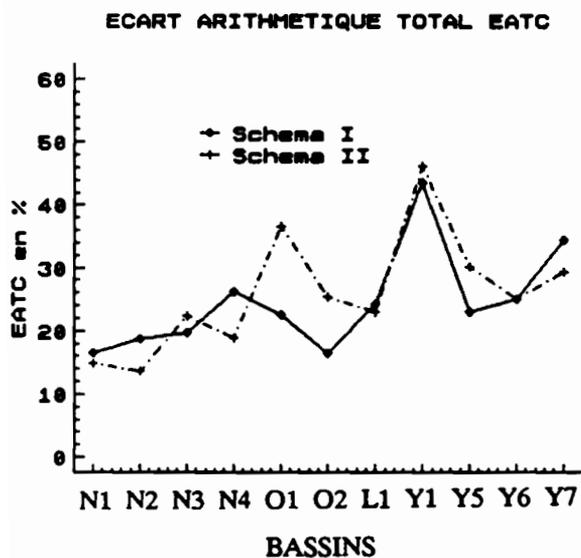


Figure 9-10 :
Comparaison des critères EQTC

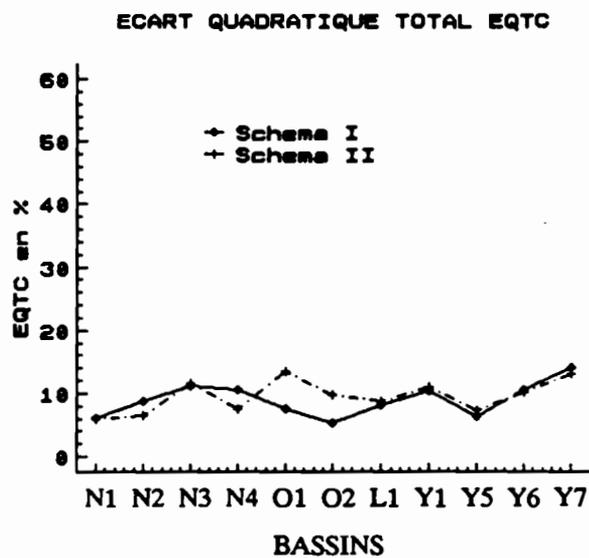


Tableau 9-9 : Valeurs des critères EQT, EAT, EQTC, EATC. Schéma de production I et II.

Bassin	Schéma de production I				Schéma de production II			
	EAT %	EQT %	EATC %	EQTC %	EAT %	EQT %	EATC %	EQTC %
N1	15,2	4,2	16,5	6,1	13,4	4,0	14,9	5,9
N2	18,3	5,8	18,7	8,6	13,1	4,3	13,7	6,5
N3	18,9	8,0	19,6	11,2	20,8	8,2	22,4	11,6
N4	23,6	7,4	26,2	10,5	13,5	4,7	18,8	7,5
O1	19,9	5,2	22,6	7,5	34,4	9,4	36,5	13,4
O2	14,7	3,6	16,5	5,3	24,4	6,2	25,4	9,8
L1	22,4	5,7	24,1	8,1	19,9	5,3	23,0	8,8
Y1	36,9	6,5	43,6	10,3	40,6	7,2	46,2	10,9
Y5	22,7	4,3	23,0	6,3	28,5	5,1	30,0	7,3
Y6	23,8	7,3	25,1	10,5	24,4	7,1	25,0	10,2
Y7	33,1	9,8	34,3	13,9	29,0	9,2	29,2	12,9

CONCLUSIONS :

Nous avons précisé dans ce chapitre les valeurs des paramètres de production susceptibles de traduire la contribution au ruissellement des surfaces nues non revêtues. L'influence de cette contribution sur le ruissellement total n'est importante que dans la mesure où les surfaces nues sont fortement représentées sur le bassin étudiés. En particulier, les bassins fortement imperméabilisés et/ou recouverts de végétation ont sur le plan de la production de l'écoulement un fonctionnement qui se rapproche alors de celui qu'on leur prête dans les pays industrialisés.

Pour les autres bassins, l'étendue des valeurs admissibles des paramètres de production est apparue relativement large, ce qui s'explique principalement par l'existence de relations d'interdépendance entre ces paramètres.

En nous basant d'une part sur la nature et les valeurs numériques des critères calculés, et d'autre part sur la qualité des données hydrométriques disponibles, nous avons évalué à environ 25 %, en termes d'écart arithmétique total rapporté à la somme des lames observées, la précision que l'on peut attendre de l'application des schémas de production proposés.

Les pertes à l'écoulement à l'échelle du bassin sont plus importantes que celles que nous avons mesurées expérimentalement sur des parcelles soumises à des pluies simulées. Les différences restent cependant stables sur l'ensemble des bassins étudiés, de l'ordre de 40 % des pertes totales. Des valeurs expérimentales des pertes au ruissellement, on pourra donc déduire les valeurs qui conviennent à l'application des modèles pour reproduire les lames ruisselées à l'exutoire du bassin. Nous proposons par exemple les relations :

$$\text{STO}_{aj} = 1,7 \cdot \text{STO}_{ex} \quad \text{INF}_{aj} = 1,7 \cdot \text{INF}_{ex} \quad \text{pour le schéma I}$$

$$\text{STO}_{aj} = 1,7 \cdot \text{STO}_{ex} \quad \text{COEF}_{aj} = \text{COEF}_{ex} / 1,7 \quad \text{pour le schéma II}$$

applicables dans les limites des caractéristiques hydrodynamiques des sols étudiés, soit :

$$5 < \text{STO}_{ex} < 8 \quad 3 < \text{INF}_{ex} < 13 \quad 0,57 < \text{COEF}_{ex} < 0,90$$

Enfin, les performances des schémas de production sont assez semblables sur l'échantillon des bassins étudiés. Nous verrons dans le chapitre suivant que c'est au niveau de la reconstitution des débits qu'ils sont susceptibles de se différencier plus nettement.

CHAPITRE 10

DETERMINATION ET INTERPRETATION DU PARAMETRE DE TRANSFERT

INTRODUCTION

Le calage de la fonction de transfert, son interprétation et les règles d'utilisation de cette fonction sont les points que nous allons aborder maintenant. La fonction de transfert que nous avons choisie est une fonction de stockage linéaire à un réservoir. Elle transforme la pluie nette résultante sur le bassin, obtenue par chacun des deux schémas de production, en hydrogramme de ruissellement.

Nous verrons dans quelle mesure les associations de la fonction de transfert à ces deux schémas se distinguent l'une de l'autre, et préciserons leurs conditions d'application respectives.

Nous examinerons successivement les écarts auxquels conduisent les modèles dans la reproduction des débits de pointe de crue observés, puis dans la reproduction de quelques hydrogrammes observés.

Nous chercherons enfin à ajuster une relation multivariée faisant intervenir les caractéristiques des bassins pour déterminer les paramètres de transfert en mode projet. Nous examinerons les possibilités que fourniraient d'autres caractéristiques des bassins pour procéder à cette interprétation.

10.1 PERFORMANCES DE LA FONCTION DE TRANSFERT

La fonction de transfert que nous avons associée aux schémas de production I et II est une fonction de stockage linéaire à un réservoir linéaire, dont nous rappelons l'expression :

$$Q(t) = Q(t_0).exp(-(t-t_0)/K) + \int_{t_0}^t i_n(t-\tau).1/K.exp(-\tau/K).d\tau$$

avec Q débit à l'instant t , i_n intensité de la pluie nette à l'instant t , $Q(t_0)$ débit au temps initial t_0 , résultant d'une averse précédente terminée à $t=t_0$, et K paramètre du modèle.

La fonction ne fait donc intervenir qu'un seul paramètre, K , que nous allons analyser dans cette partie du chapitre.

10.1.1 Modalités du calage de la fonction de transfert

1) Dans l'ordre des opérations que nous avons choisi, le calage de la fonction de transfert des modèles intervient après celui des fonctions de production. L'inconvénient de cette démarche est de soumettre l'ajustement du paramètre de transfert au choix des paramètres de production. Or, nous avons vu que ceux-ci pouvaient varier dans une gamme assez large, tout en satisfaisant à une reproduction correcte des volumes ruisselés : la question qui se pose est donc de savoir quels sont ceux qui permettent d'obtenir le meilleur calage du paramètre de transfert. Il eut été intéressant, du point de vue des performances de la fonction de transfert, de procéder alors à un calage simultané du paramètre de transfert avec l'un des paramètres de production : nous encourrions cependant le risque de perdre le contrôle des paramètres de production que nous avons établi au paragraphe précédent. Nous avons préféré, dans cette étude, conserver cet acquis, et avons choisi de procéder au calage du paramètre de transfert sur la base des paramètres de production figurant dans les tableaux 9-7 et 9-8. Ces paramètres restent en liaison avec l'interprétation que nous leur avons donnée, tout en conduisant à une reconstitution acceptable des lames ruisselées.

2) Une autre question est de savoir quelles sont les caractéristiques de l'hydrogramme pour lesquelles nous analyserons les écarts entre le calcul et l'observation. Pour des raisons liées au mauvais synchronisme des enregistrements pluviographiques et limnigraphiques, nous avons choisi de faire essentiellement porter la comparaison sur les débits de pointe de crue : nous pouvons espérer qu'une bonne reconstitution des volumes ruisselés et des débits de pointe de crue suffise à obtenir une représentation correcte de l'hydrogramme de crue, à un décalage dans le temps près.

Comme pour la fonction de production, nous avons retenu l'écart quadratique total, calculé cette fois entre débits de pointe calculés et observés, et rapporté à la somme des débits de pointe observés :

$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (Q_{p_{obs}} - Q_{p_{cal}})^2}}{\sum Q_{p_{obs}}}$$

3) Pour chaque bassin et chaque schéma de production choisis, nous chercherons à étudier, en fonction des variations du paramètre de transfert K, les variations du critère EQTC=Sup(EQT₁,EQT₂) , où EQT₁ et EQT₂ désignent les critères EQT calculés sur chaque demi-échantillon (voir 8.1). Le paramètre "optimal" est celui qui minimise EQTC, qui traduit alors la précision que l'on peut attendre du modèle.

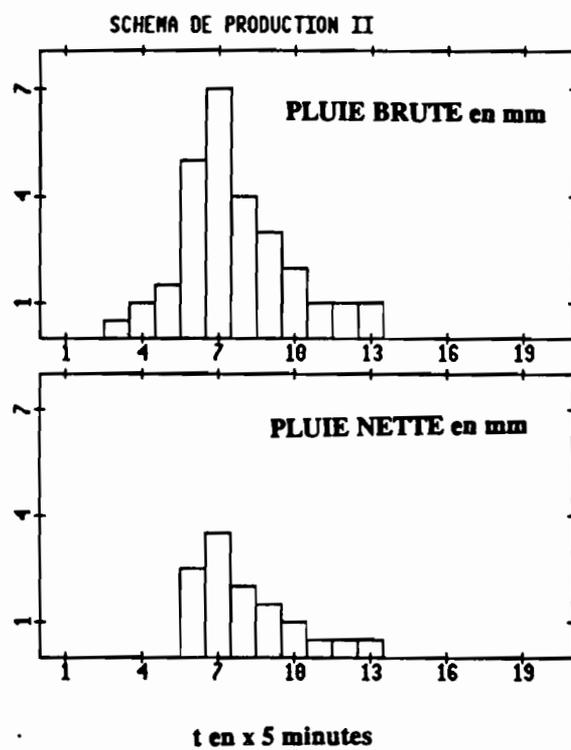
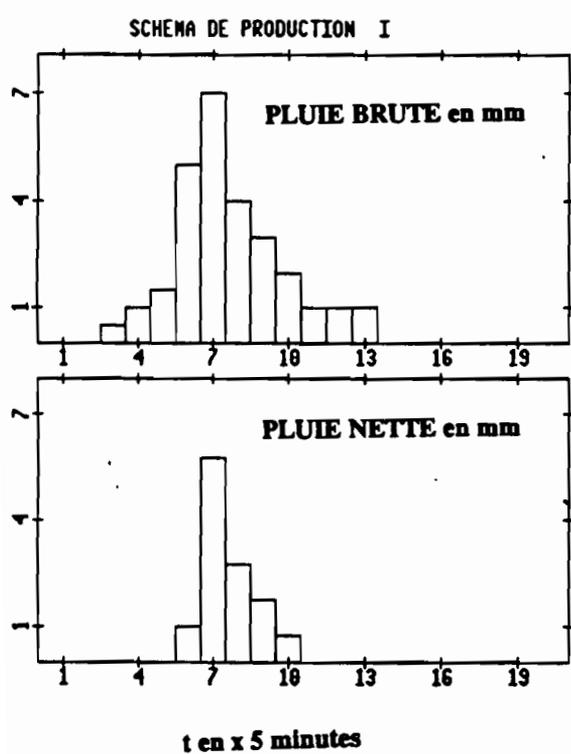
10.1.2 Valeurs "optimales" du paramètre de transfert

Les valeurs optimales de K, obtenues pour la fonction de transfert associée aux schémas de production I ou II par minimisation de EQTC, sont contenues dans le tableau 10-1 :

Bassin	Modèle I K en x5 mn	Modèle II K en x5 mn	Rapport II/I
N1	4,4	4,3	0,98
N2	1,8	1,3	0,72
N3	3,2	3,2	1,0
N4	3,0	2,0	0,67
O1	5,9	4,0	0,68
O2	6,2	4,1	0,66
L1	7,6	5,0	0,66
Y1	6,7	7,3	1,09
Y5	2,6	2,7	1,04
Y6	2,1	1,6	0,76
Y7	7,3	6,8	0,93

Tableau 10-1 : Valeurs optimales du paramètre K

Figure 10-1 : Influence des schémas de production I et II sur la forme de la pluie nette.



Les valeurs de K sont comparativement plus faibles pour la fonction de transfert associée au schéma de production II, et pour 6 des bassins, la réduction de K est comprise entre 0,66 et 0,76 (médiane 0,67). On peut l'attribuer à deux raisons principales :

- d'abord au fait que les volumes ruisselés par les deux schémas de production ne sont pas strictement identiques, et influencent chacun à leur façon le calage de la fonction de transfert. Au chapitre 8, nous avons noté que les écoulements moyens avaient, par rapport aux écoulements les plus importants, une tendance à être sous-estimés par le schéma de production I, et surestimés par le schéma II. Ces tendances fournissent une première explication de la réduction du paramètre K intervenant dans la fonction de transfert associée au schéma II.
- d'autre part, à volumes ruisselés égaux, l'application du schéma II, à pertes continues proportionnelles, conduit à des pluies nettes plus "plates" et plus longues que celles du schéma I, à pertes continues constantes (figure 10-1). Pour reconstituer les mêmes débits de pointe observés, les paramètres K utilisés doivent donc être plus faibles pour le modèle II que pour le modèle I.

10.1.3 Comparaison des modèles

Les débits de pointe auxquels conduisent les modèles I et II, appliqués avec les paramètres de production des tableaux 9-7 et 9-8 et les paramètres de transfert contenus dans le tableau 10-1, ont été comparés aux débits observés pour chacun des bassins. Ces comparaisons sont représentées sur les figures 10-2 et 10-3, pour chacun des modèles utilisés. Pour commenter la précision à laquelle conduit l'application de ces modèles, nous avons reporté dans le tableau 10-2 divers critères pour chaque bassin. On trouvera dans ce tableau les valeurs de l'écart quadratique total, EQT, et de l'écart arithmétique total, EAT, tous deux rapportés à la somme des débits de pointe observés. Ces critères ont été calculés sur :

a) l'échantillon entier, et expriment dans ce cas la précision moyenne des schémas sur l'ensemble des données disponibles :

$$EQT = \frac{\sqrt{\sum (Q_{p_{obs}} - Q_{p_{cal}})^2}}{\sum Q_{p_{obs}}}$$

$$EAT = \frac{\sum |Q_{p_{obs}} - Q_{p_{cal}}|}{\sum Q_{p_{obs}}}$$

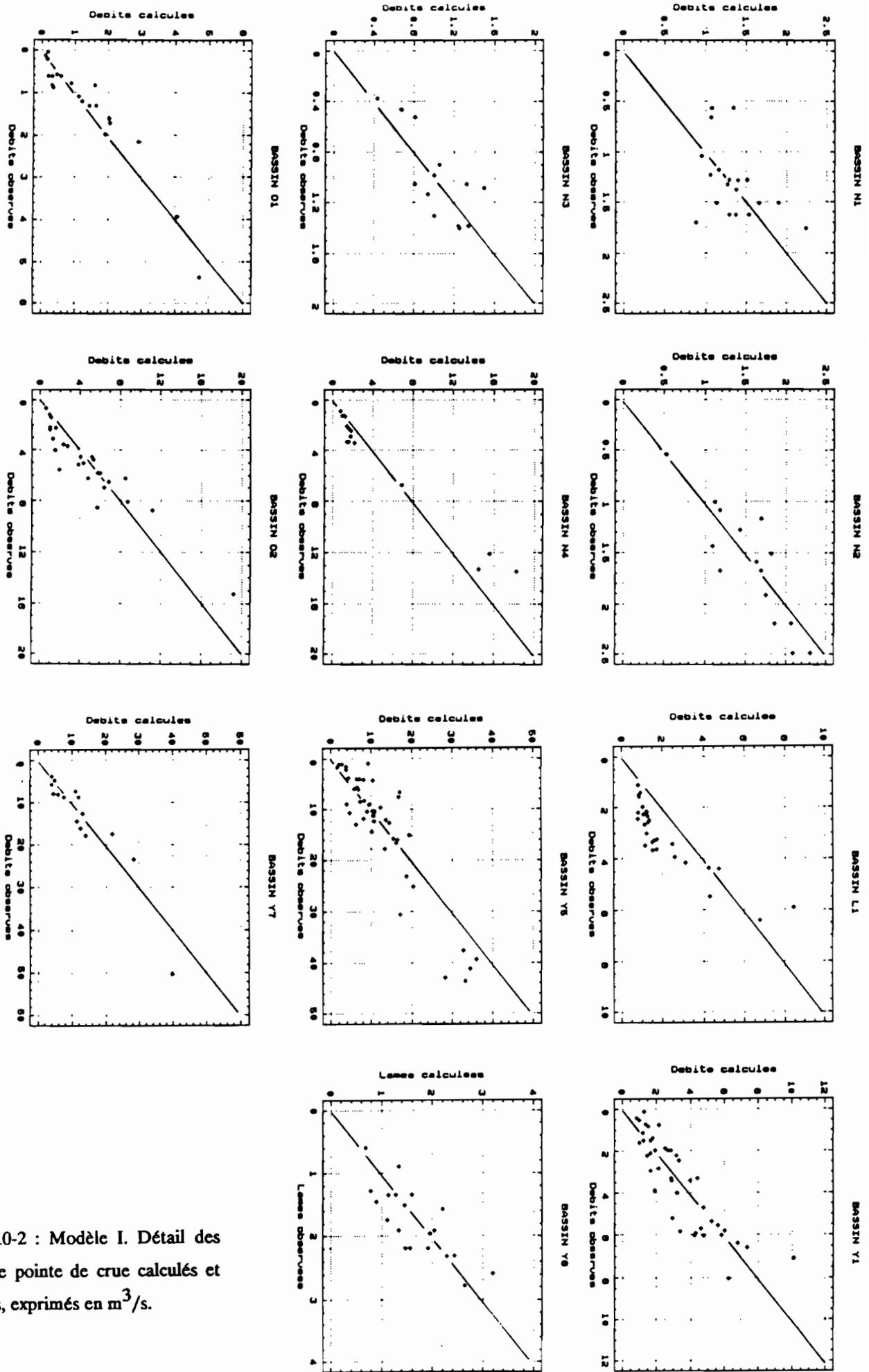


Figure 10-2 : Modèle I. Détail des débits de pointe de crue calculés et observés, exprimés en m³/s.

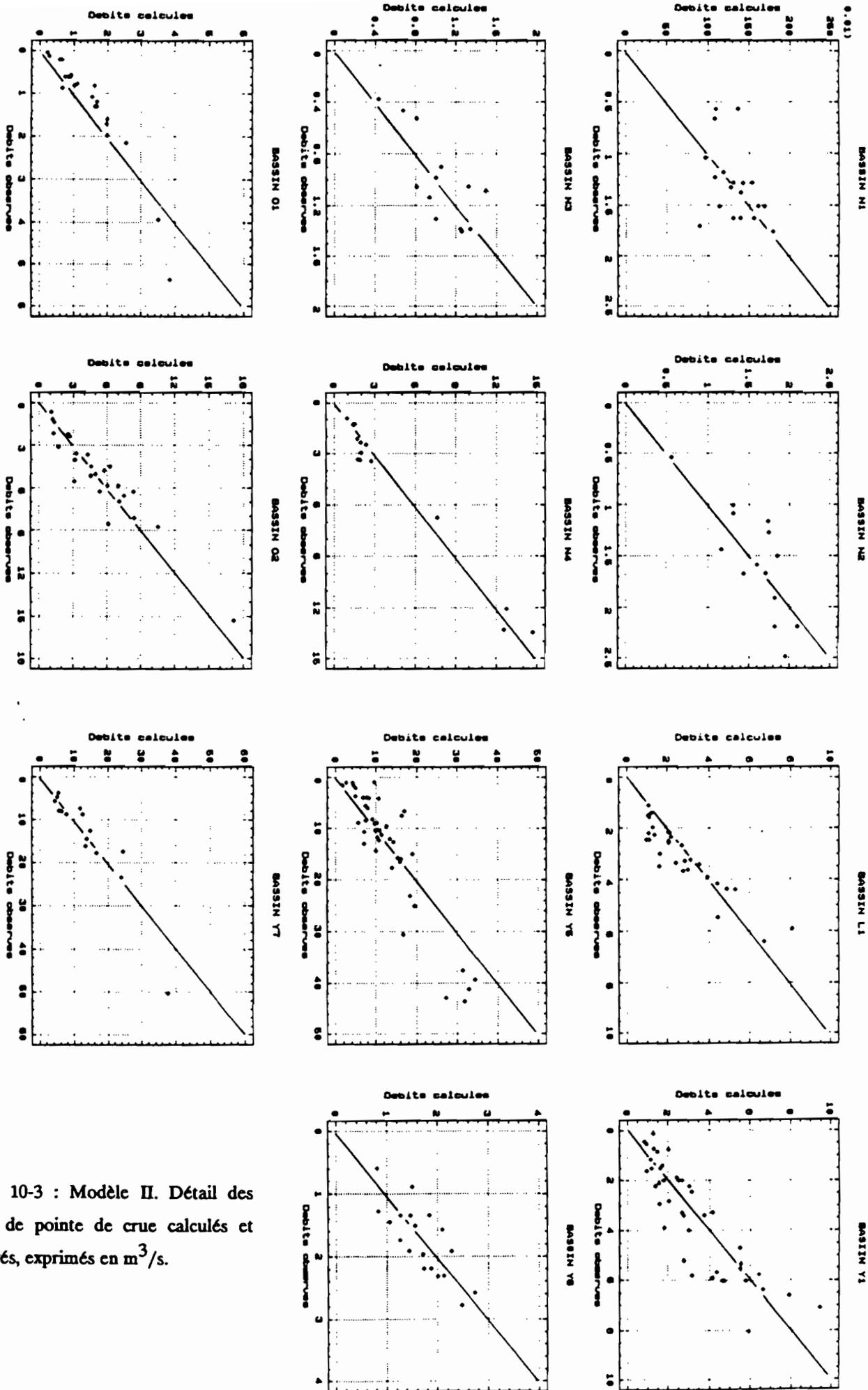


Figure 10-3 : Modèle II. Détail des débits de pointe de crue calculés et observés, exprimés en m³/s.

b) les deux demi-échantillons, et on retiendra la borne supérieure des critères ainsi obtenus pour donner une idée de la précision que l'on peut attendre de l'application du schéma en dehors des événements observés :

$$EQTC = \text{Sup}(EQT_1, EQT_2)$$

$$EATC = \text{Sup}(EAT_1, EAT_2)$$

Tableau 10-2 Valeurs des critères EQT, EAT, EQTC, EATC. Schéma de production I et II.

Bassin	Modèle I				Modèle II			
	EAT %	EQT %	EATC %	EQTC %	EAT %	EQT %	EATC %	EQTC %
N1	21,4	6,4	23,1	9,1	18,4	5,9	19,8	8,4
N2	13,6	4,3	13,6	6,2	16,9	5,3	17,3	7,5
N3	18,9	6,0	19,9	9,5	18,9	6,0	19,9	9,5
N4	26,3	9,8	29,5	13,8	13,6	4,4	24,3	11,5
O1	21,5	6,1	22,7	8,6	30,1	8,0	30,7	12,3
O2	24,6	6,3	25,3	9,0	17,3	4,4	18,3	6,6
L1	39,5	7,9	40,4	11,3	20,6	5,0	21,4	7,0
Y1	24,8	4,9	26,3	6,9	25,6	4,9	26,1	7,1
Y5	26,9	5,6	30,8	9,0	28,5	5,8	31,1	9,1
Y6	18,8	5,2	21,9	7,9	18,7	4,6	20,6	7,1
Y7	22,3	7,3	24,0	10,3	20,9	7,9	21,1	11,2

En retenant l'indicateur le plus défavorable, EATC, les précisions associées aux deux modèles I et II sont respectivement égales, en moyenne, à 25 % et 23 %. De façon plus précise, nous avons fait apparaître sur les figures 10-4 et 10-5 les critères EATC et EQTC calculés pour chaque bassin et pour chaque modèle utilisé. En considérant que les critères traduisent les performances respectives de chaque modèle, on peut se faire une idée de la représentation qu'il convient d'adopter pour reconstituer les débits de pointe de crue, stockage linéaire à un réservoir associé à des pertes continues constantes (I) ou proportionnelles (II) :

Figure 10-4
 Comparaison des critères EATC. Transfert.

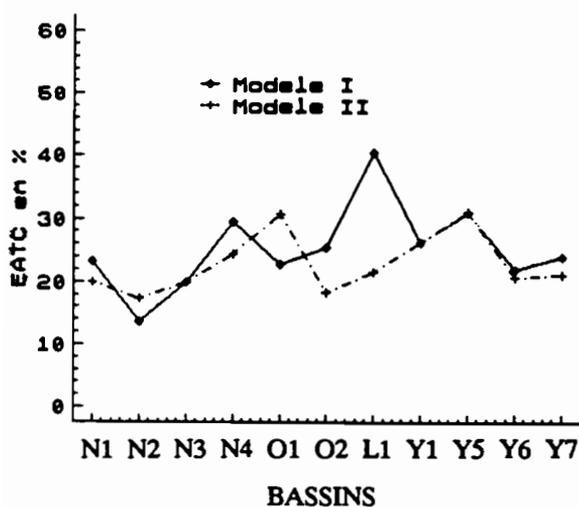
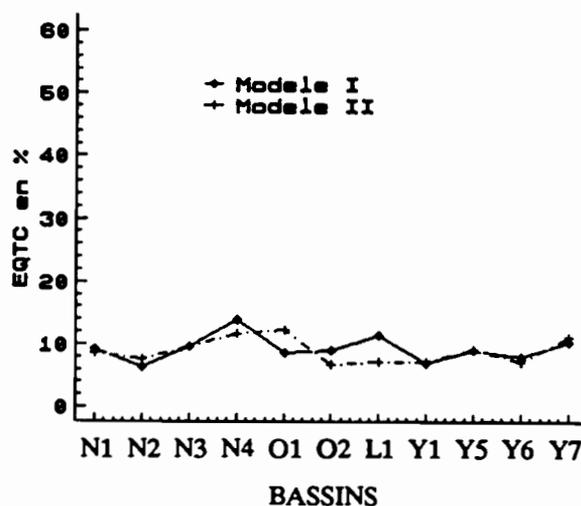


Figure 10-5 :
 Comparaison des critères EQTC. Transfert



Trois bassins (Niamey n°4, Ouagadougou n°2 et Lomé n°1) se signalent par une nette amélioration apportée par l'utilisation du modèle II. Ces trois bassins sont caractérisés par des coefficients d'imperméabilisation de l'ordre de 20 à 25 % : le ruissellement moyen qu'on y observe est de l'ordre de 40 à 50 % (voir tableau 3-8), et montre, par comparaison avec les coefficients d'imperméabilisation, l'importance de la contribution au ruissellement des surfaces nues. On vérifiera sur la figure 10-2 que pour ces trois bassins, la comparaison des débits de pointe observés et calculés par le modèle I fait apparaître une nette hétérogénéité dans les performances du modèle en fonction de l'importance des événements. L'extrapolation des ajustements obtenus à des événements plus importants conduirait sans doute à surestimer les débits de pointe de crue correspondants.

La reconstitution des débits de pointe est en revanche meilleure pour le bassin n°1 de Ouagadougou, en utilisant ce même modèle. Ce bassin, qui se distingue des précédents par une imperméabilisation plus faible, égale à 10 % seulement, s'accommode au contraire davantage du modèle associé à des pertes continues constantes

Pour les autres bassins, les modèles I et II restent équivalents, et on peut l'expliquer pour deux raisons. Pour les bassins n°1, 2 et 3 de Niamey, les événements associés à des pluies brèves et fortes ont été écartés en raison des débordements présumés qu'ils étaient susceptibles de provoquer : il n'est donc pas étonnant de ne pas observer le même phénomène que sur les bassins N4, O2 et L1. Pour les bassins de Yopougon (Y1, Y5, Y6 et Y7), la proportion des surfaces nues non revêtues est faible par rapport aux autres bassins, et les débits de pointe calculés sont donc moins sensibles au schéma de production choisi pour ces surfaces.

A l'issue de cet examen, il semblerait donc y avoir deux types de bassins nécessitant chacun une utilisation différente des modèles. Nous distinguerons ces bassins en fonction de leur imperméabilisation :

les bassins faiblement urbanisés, représentés par le bassin n°1 de Ouagadougou, requièrent l'utilisation de la fonction de transfert associée au schéma de production I : les pluies nettes construites à partir de pertes continues constantes sont celles qui permettent la meilleure reconstitution des débits de pointe de crue. A l'échelle du bassin, on retrouve donc l'établissement d'un régime permanent comme nous l'avons observé expérimentalement sur des parcelles soumises à des pluies simulées. Les concepts de production de l'écoulement sont donc cohérents à ces deux échelles. L'unicité du représentant de ce type de bassin demande cependant à ce que soit confirmé ce résultat ;

pour les bassins à urbanisation plus dense, on appliquera au contraire le modèle II : ce sont les pluies nettes construites à partir de pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse qui permettent d'obtenir une meilleure reconstitution des débits de pointe de crue. A l'échelle du bassin, la dynamique de l'écoulement sur ces surfaces n'obéit plus au schéma expérimental que nous avons établi sur parcelles, ou du moins, celui-ci est soumis à d'autres influences différentes et prépondérantes. Celles-ci restent difficiles à déterminer : elles peuvent tout aussi bien être liées à des facteurs physiques qu'au choix de la fonction de transfert.

Les conclusions proposées font apparaître des règles de choix des schémas de production en fonction de la densité d'urbanisation des bassins. En attendant plus d'information, nous retiendrons un coefficient d'imperméabilisation de 15 % pour séparer ces différents types de bassin. En mode projet, il sera donc intéressant, si la précision voulue le justifie, de considérer autant de sous-bassins qu'il existe de zones hétérogènes par rapport à ce coefficient, et d'appliquer pour chacune de ces zones le modèle adéquat : I pour les bassins à imperméabilisation inférieure à 15 %, II pour les bassins à imperméabilisation supérieure à 15 %.

10.1.4 Reconstitution des hydrogrammes observés

Nous avons procédé à la reconstitution des principaux hydrogrammes des crues observées sur les bassins. Nous avons retenu pour chacun des bassins l'événement correspondant au débit observé le plus important. Les hydrogrammes obtenus sont représentés sur les figures 10-6 (modèle I) et 10-7 (modèle II).

Figure 10-6 : Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle I.

— Débit observé
 - - - Débit calculé

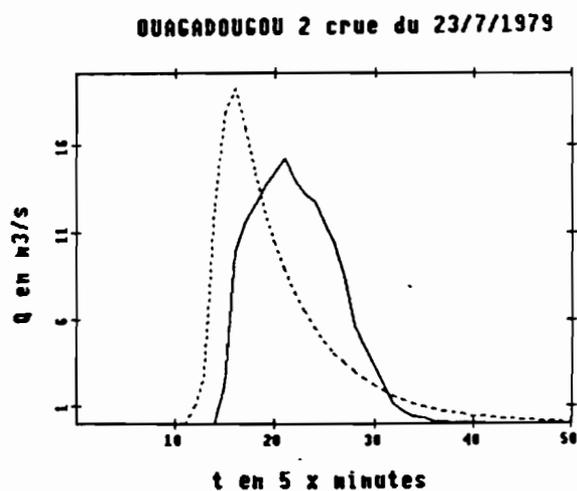
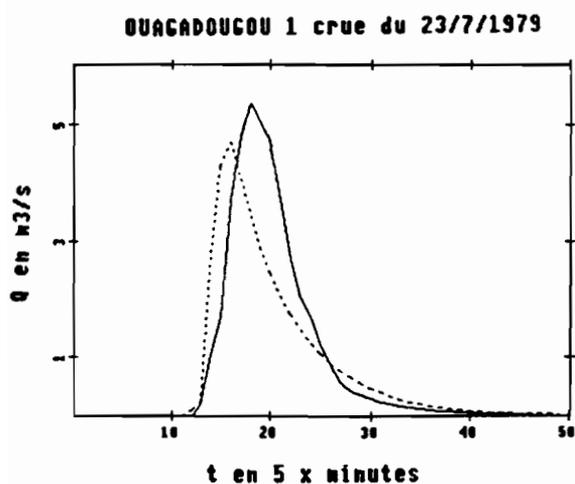
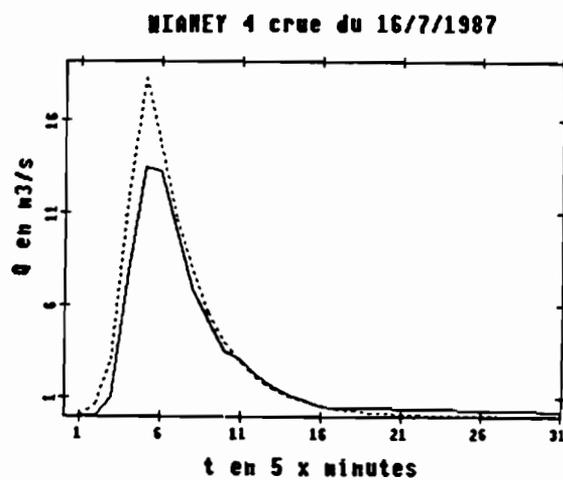
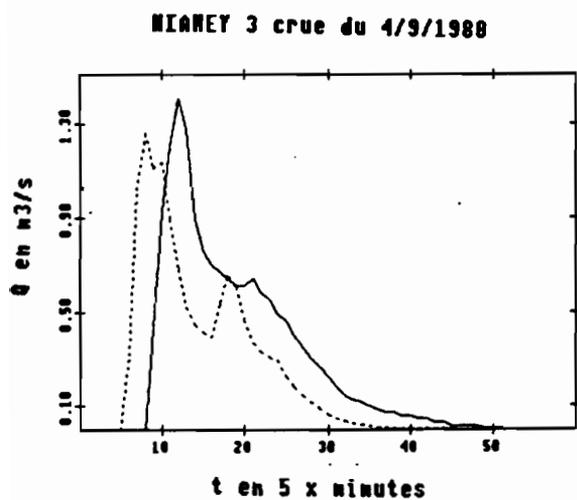
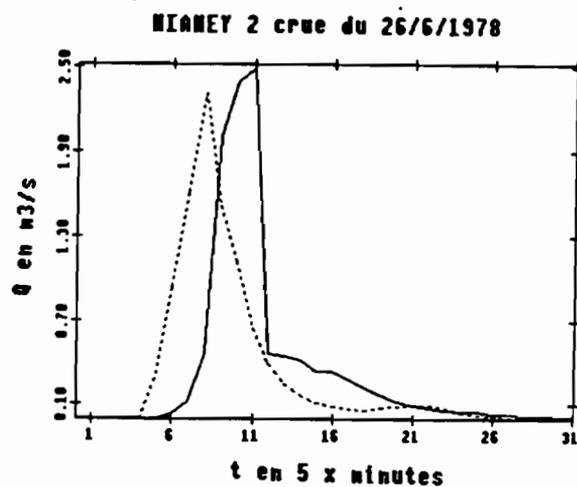
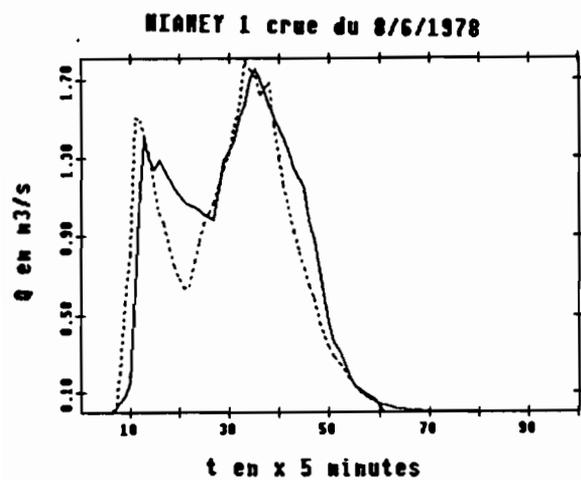


Figure 10-6 (suite)

— Débit observé
 - - - Débit calculé

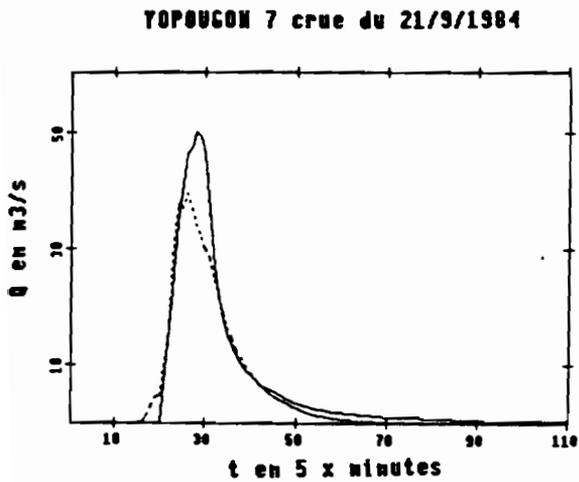
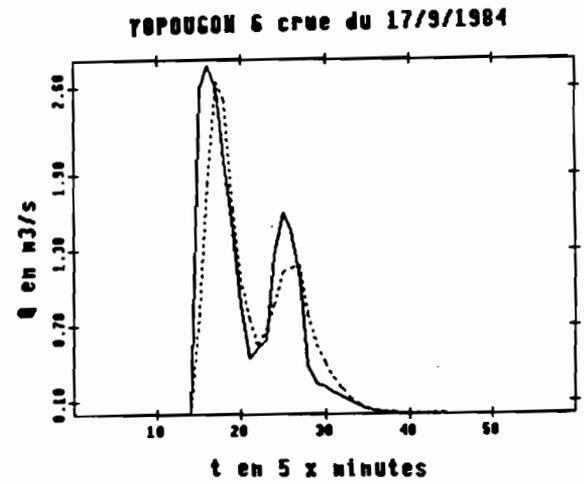
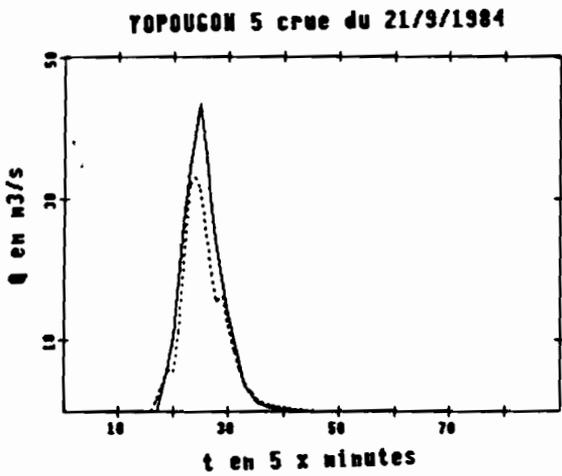
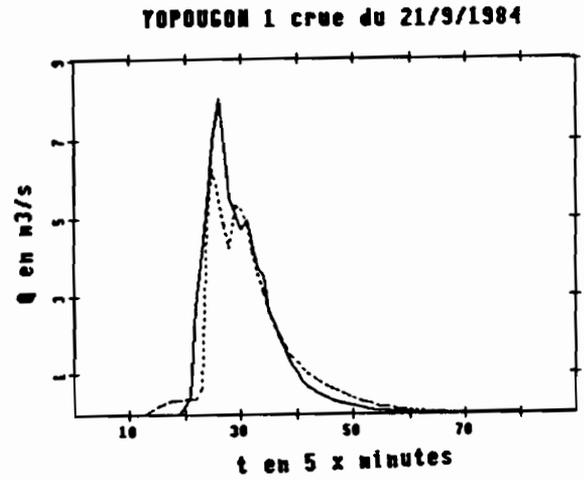
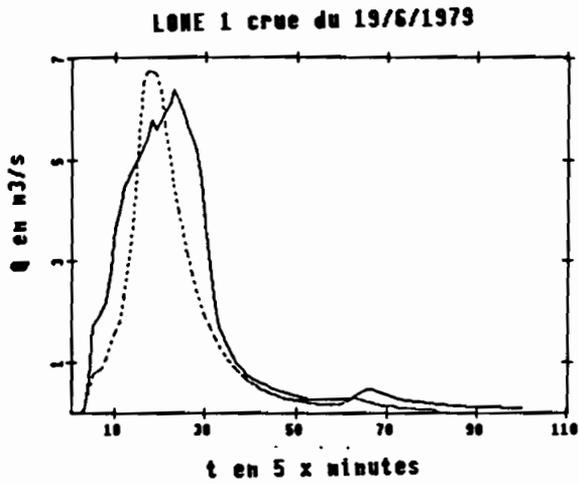


Figure 10-7 : Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle II.

— Débit observé
 - - - - Débit calculé

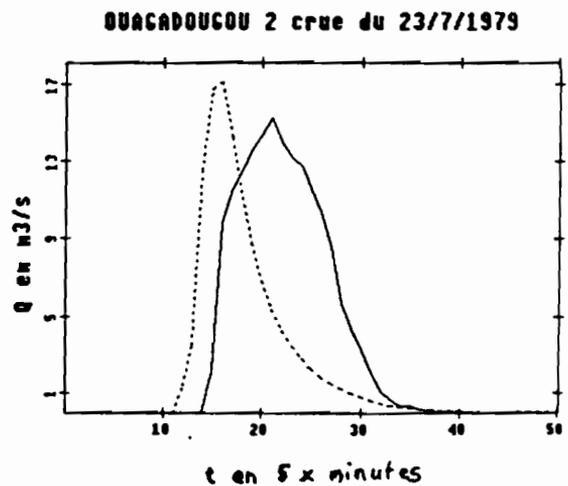
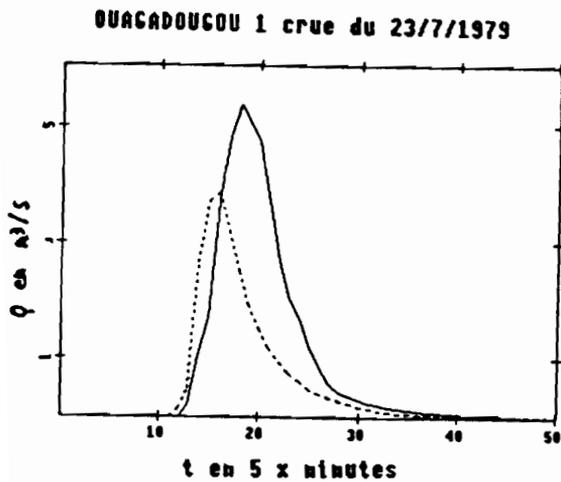
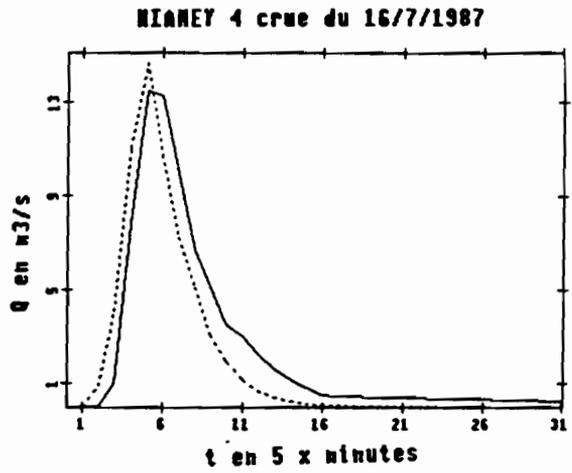
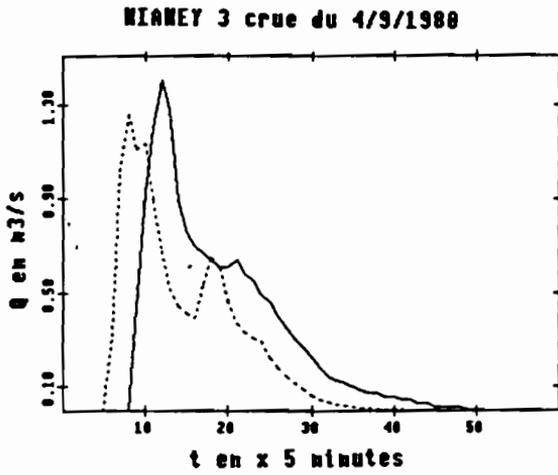
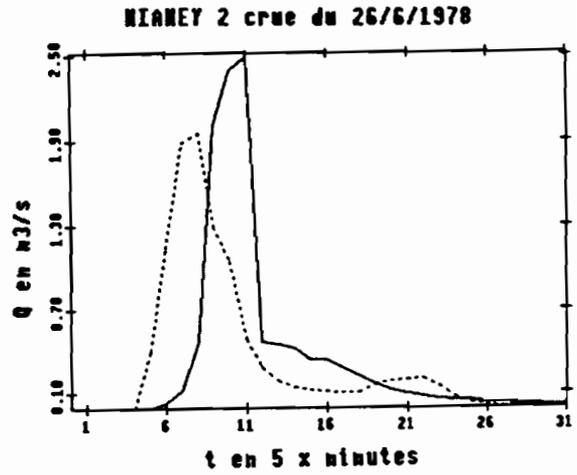
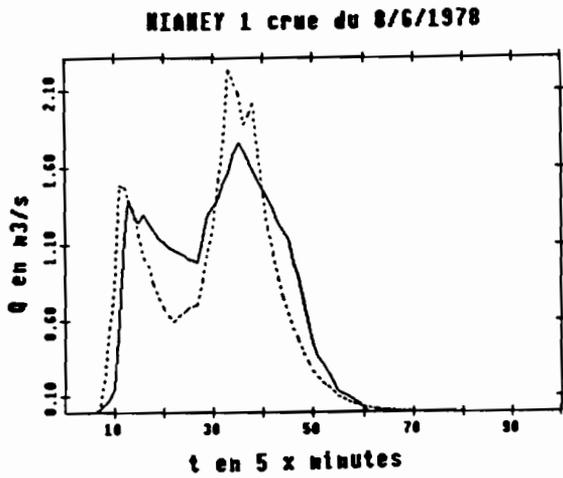
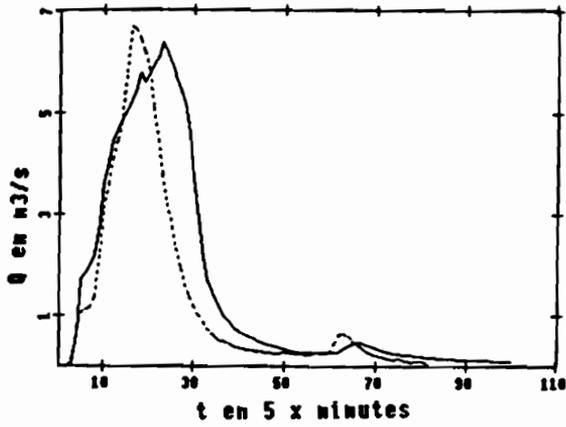


Figure 10-7 (suite)

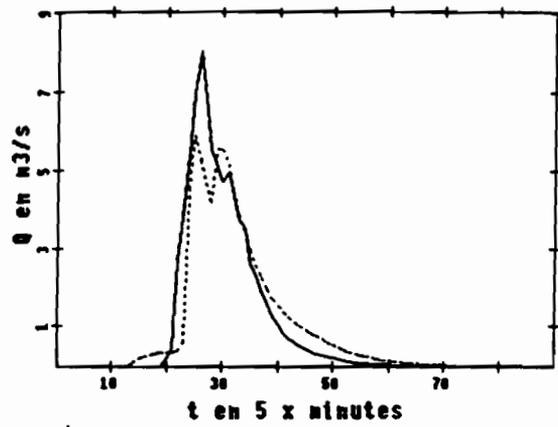
— Débit observé

- - - Débit calculé

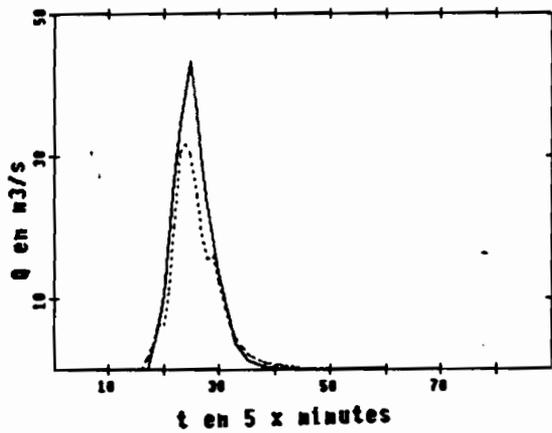
LORE 1 crue du 19/6/1979



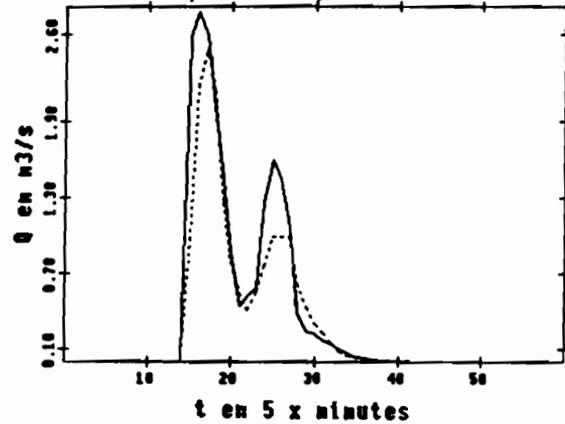
YPOUCON 1 crue du 21/9/1984



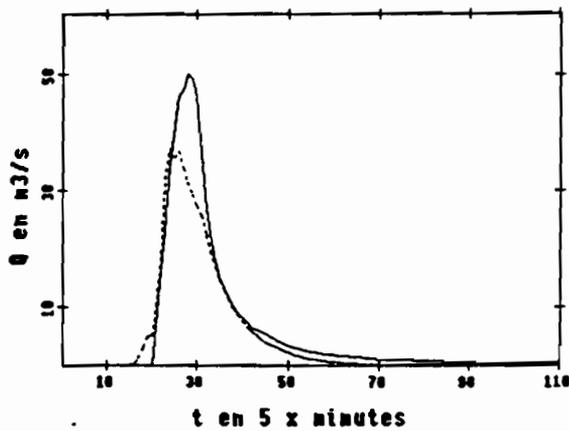
YPOUCON 5 crue du 21/9/1984



YPOUCON 6 crue du 17/9/1984



YPOUCON 7 crue du 21/9/1984



10.2 INTERPRETATION DU PARAMETRE DE TRANSFERT

10.2.1 Sensibilité du critère aux variations du paramètre K

Comme nous l'avons fait précédemment pour les paramètres de production, nous avons étudié l'influence du paramètre K sur les critères calculés. Nous avons cherché à déterminer les valeurs limites du paramètre K ne conduisant pas à une augmentation du critère supérieure à 25 % du critère EQTC minimum. Les valeurs obtenues figurent dans le tableau 10-3.

Tableau 10-3 : Limites admissibles des variations du paramètre K

Bassin	Modèle I			Modèle II		
	Kopt x 5 mn	Kinf x 5 mn	Ksup x 5 mn	Kopt x 5 mn	Kinf x 5 mn	Ksup x 5 mn
N1	4.4	3.7	6.6	4.3	3.6	6.0
N2	1.8	1.5	2.2	1.3	1.1	1.8
N3	3.2	2.6	4.2	3.2	2.6	4.2
N4	3.0	2.7	4.1	2.0	1.5	3.1
O1	5.9	5.5	7.4	4.0	3.0	6.0
O2	6.2	5.5	8.7	4.1	3.6	5.6
L1	7.6	4.8	1.6	5.0	4.1	6.7
Y1	6.7	4.8	9.6	7.3	5.1	0.6
Y5	2.6	1.4	4.7	2.7	1.5	4.8
Y6	2.1	1.5	3.2	1.6	1.1	2.5
Y7	7.3	6.5	8.4	6.8	6.1	7.9

Les limites de variation de K sont représentées pour chaque modèle sur les figures 10-8 et 10-9. Ces variations sont exprimées en rapport calculés de part et d'autre de la valeur optimale de K, ramenée à l'unité.

Figure 10-8 : Modèle I.

Limites de variations de K telles que
 $EQTC - EQTC_{\min} < 25\%$.

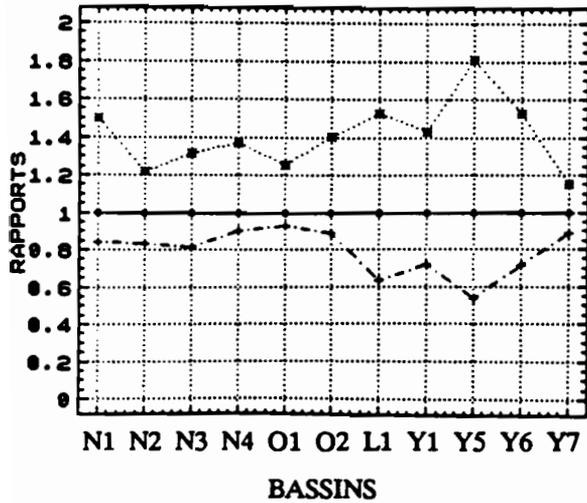
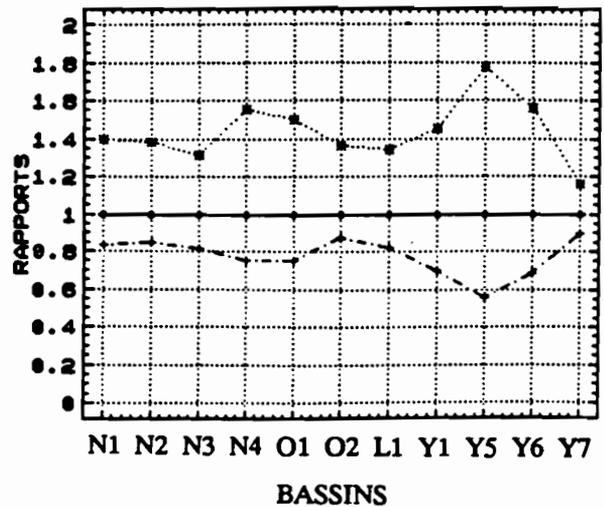


Figure 10-9 : Modèle II.

Limites de variations de K telles que
 $EQTC - EQTC_{\min} < 25\%$.



L'examen des figures montre que, pour les 2 modèles, K peut varier en moyenne de -20 % à +40% sans entraîner de variations du critère supérieures à 25 % du critère minimum. Pour chacun des bassins, nous retiendrons l'intervalle des valeurs compris entre K_{\min} et K_{\sup} pour ajuster la relation entre K et les caractéristiques du bassin.

10.2.2 Ajustement d'une relation multivariée

Le modèle de transfert de stockage à un réservoir linéaire, que nous utilisons, a été étudié en milieu urbain par plusieurs auteurs (Desbordes, 1974, 1986), (Chocat, 1978), (Ramachandra et al., 1973). Ces auteurs s'accordent à proposer comme facteurs explicatifs les caractéristiques topographiques des bassins (superficie, pente), les caractéristiques d'aménagement (coefficient d'imperméabilité, longueur des collecteurs) et enfin les caractéristiques climatiques (hauteurs et durées des averses).

Dans notre cas, le paramètre de transfert restant invariant pour un bassin donné, nous ne retiendrons des formules proposées que celles faisant intervenir les caractéristiques associées à la topographie et à l'aménagement des bassins.

Desbordes propose par exemple de relier le paramètre K à la superficie (A), à la pente (p), et au coefficient d'imperméabilisation (IMP) du bassin, sous la forme :

$$K = 1,05 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39} \quad (1)$$

avec K en 5 minutes, A en hectares, IMP en rapport et p en %.

Cette formule a été établie à partir de 21 bassins situés en Europe et aux Etats-Unis, en utilisant des schémas de production semblables aux nôtres. Comme Sighomnou l'avait fait pour Yopougon, nous avons d'abord cherché à comparer les valeurs que fournit (1) avec les valeurs ajustées que nous avons obtenues.

Ces valeurs sont représentées sur la figure 10-10, et montrent que la formule proposée surestime considérablement le paramètre de la fonction de transfert des modèles que nous avons retenus. Le rapport moyen entre les valeurs reconstituées par la formule de Desbordes et nos valeurs ajustées est de 2,1 pour le modèle I (minimum 1,0 et maximum 3,1), et de 2,6 pour le modèle II (minimum 1,1 et maximum 3,1). Le décalage observé confirme ce que Sighomnou avait obtenu dans l'étude qu'il avait réalisée sur les bassins de Yopougon.

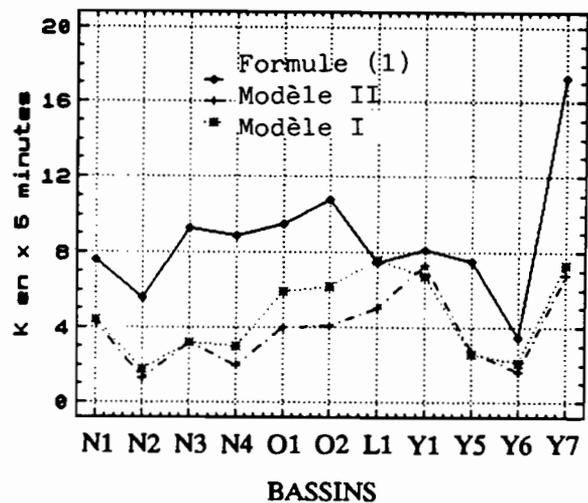


Figure 10-10 : Comparaison des valeurs optimales des paramètres de transfert pour les modèles I et II et des valeurs fournies par la formule de Desbordes.

Les différences enregistrées soulignent les spécificités du transfert de l'écoulement sur les bassins urbains africains : elles indiquent que, dans des conditions d'imperméabilisation, de pente et de superficie égales, le transfert de l'écoulement serait plus rapide sur les bassins africains que sur les bassins européens ou américains utilisés par Desbordes. On peut y voir deux causes principales :

la première est sans doute liée aux différences des régimes de précipitations : les intensités de pluie bi-annuelles que nous avons présentées dans le tableau 1-3 illustrent la brutalité des averses tropicales, qui pourrait être, si l'on interprète K comme un lag-time moyen du bassin, à l'origine de la réduction constatée.

la seconde est représentée par l'importance de la contribution des surfaces nues au ruissellement total du bassin. A caractéristiques d'imperméabilisation égales, la lame ruisselante est comparativement plus importante sur les bassins africains que sur les bassins européens ou américains, et conduit à accélérer le transfert de l'écoulement.

Nous avons d'abord cherché à prendre en compte ces différences en réajustant le coefficient multiplicatif de la formule proposée par Desbordes. La formule obtenue, pour le modèle II, s'exprime alors :

$$K = 0,45 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39} \quad (2)$$

avec K en 5 mn, A en ha, IMP en rapport et p en %. Le coefficient de corrélation calculé est de 0,62.

Nous avons représenté sur la figure 10-11 la comparaison des valeurs K(2) obtenues par cette formule et des valeurs K_{inf} et K_{sup} déterminées pour le modèle II, bornes de l'intervalle des valeurs de K ne conduisant pas à un accroissement de plus de 25 % de la valeur minimale du critère EQTC. Ces valeurs apparaissent également sur la figure 10-12, dont l'origine des ordonnées est ramenée à la valeur K_{opt}, valeur optimale du paramètre de transfert.

Figure 10-11
Comparaison des valeurs K(2), K_{inf} et K_{sup}
Modèle II.

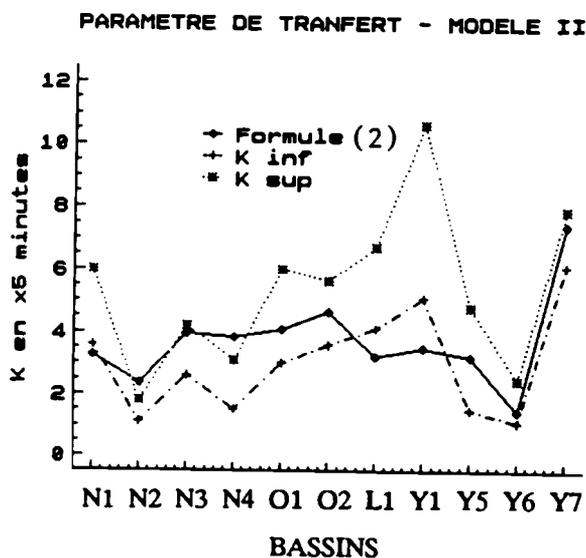
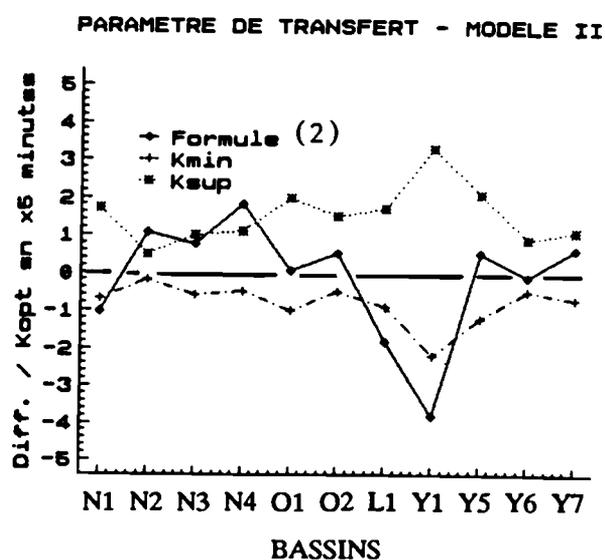


Figure 10-12:
Comparaison des différences des valeurs K(2),
K_{inf} et K_{sup} à la valeur K_{opt}. Modèle II



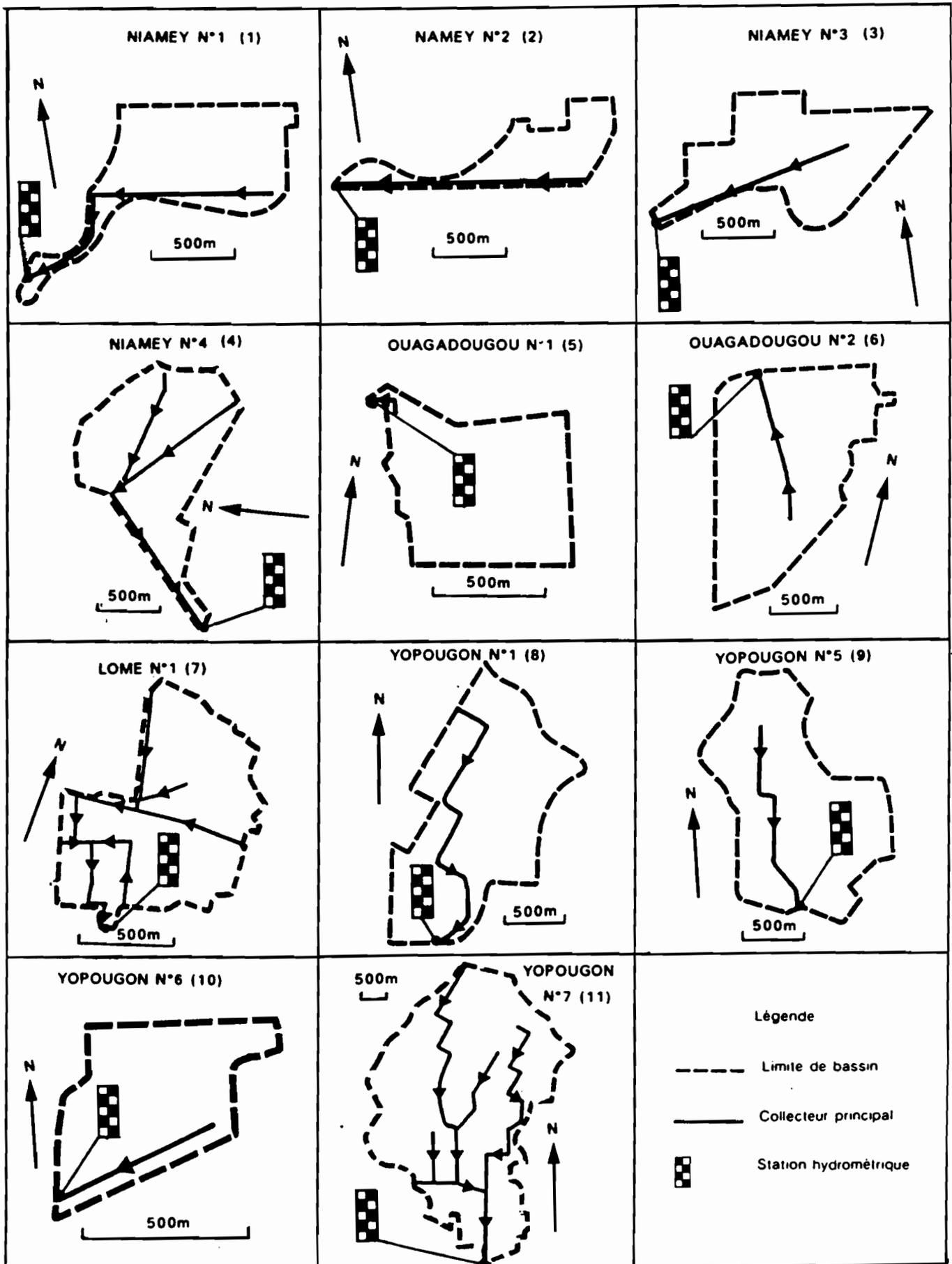
La qualité de la reconstitution est moyenne : 6 valeurs se situent dans les limites de l'intervalle des valeurs K_{inf} et K_{sup} , 3 sont sous-estimées et 2 surestimées. Nous avons alors tenté divers essais d'ajustement des exposants intervenant dans la formule (2) pour améliorer la précision de la reconstitution : ces essais se sont révélés infructueux, et nous pensons avoir atteint là les limites de l'interprétation du paramètre de transfert par les caractéristiques utilisées.

Nous nous sommes alors orientés vers une approche plus détaillée des caractéristiques du réseau de drainage, et de son influence sur le transfert de l'écoulement. Nous avons reconstitué pour chaque bassin le réseau primaire, ou supposé tel, défini comme étant constitué par les principaux collecteurs inventoriés par les auteurs des rapports de campagne (figure 10-13). A l'aide de ces informations, il est possible d'apporter quelques éléments de réponse à l'imprécision des valeurs reconstituées par la formule (2). Certains des écarts observés sont faciles à interpréter :

- pour le bassin n°1 de Niamey par exemple, pour lequel la valeur de K calculée par la formule est sous-estimée par rapport à la valeur fournie par ajustement du modèle II, il est clair que cette sous-estimation est due à l'allongement de la partie du bassin proche de l'exutoire ;
- pour le bassin n°1 de Lomé, le paramètre de transfert est également sous-estimé par la formule (2) : le tracé du réseau rallonge le cheminement de l'écoulement et augmente la durée du transfert de l'écoulement.

Nous avons alors tenté d'introduire diverses expressions du plus long chemin hydraulique sur le bassin parmi les facteurs explicatifs du ruissellement, comme le proposent plusieurs auteurs (Lemoine et Michel, 1972), (Desbordes, 1974). Les essais d'ajustement de ces formules se sont avérés décevants, et les résultats moins précis, en moyenne, que ceux fournis par la formule (2). Dans une certaine mesure, les incertitudes portant sur le tracé du réseau, sur le chemin de l'écoulement hors des collecteurs primaires sont à l'origine de ces résultats. Ceci étant dit, les difficultés rencontrées soulignent également la complexité du problème qui consiste à caractériser les conditions de drainage sur un bassin, et les limites des indicateurs utilisés pour y parvenir. Enfin, il semble exister d'autres raisons, propres aux conditions d'aménagement et de fonctionnement des réseaux en Afrique de l'Ouest, que les facteurs explicatifs du ruissellement que nous avons choisis ne peuvent correctement prendre en compte. Nous indiquons quelques unes de ces raisons dans le paragraphe suivant, et essayerons d'en dégager une approche adéquate pour une meilleure représentation des conditions de transfert.

Figure 10-13 : Représentation des principaux collecteurs sur les bassins expérimentaux.



10.2.3 Essai d'interprétation du transfert en milieu urbain africain

S'il est clairement pressenti que les conditions de transfert sont influencées par de nombreux facteurs, tels que pente, imperméabilisation, densité et localisation du système de drainage, la difficulté qui se présente ici est d'exprimer au mieux ces facteurs et leur variabilité spatiale à l'aide d'un minimum d'indicateurs globaux, restant accessibles à la mesure.

C'est dans ce contexte que nous avons d'abord cherché à analyser l'adéquation des indicateurs utilisés dans la formule (2).

Densité de drainage

Dans ces formules, la densité de drainage est exclusivement exprimée par le coefficient d'imperméabilité IMP. Dans les pays industrialisés, l'action d'urbaniser s'accompagne le plus souvent d'aménagements en matière de drainage des eaux pluviales, conçus suivant des schémas très semblables en ce qui concerne par exemple la proportion des collecteurs secondaires et tertiaires par rapport au réseau principal, ou encore la disposition et le nombre de bouches d'égouts ou autres ouvrages de capture. Le coefficient d'imperméabilisation constitue alors un indicateur relativement robuste pour traduire la densité du réseau de drainage.

En Afrique de l'Ouest, cette liaison est sans doute beaucoup moins robuste :

d'abord, le fonctionnement des réseaux est considérablement perturbé par absence ou irrégularité d'entretien, et deux réseaux de caractéristiques équivalentes peuvent fonctionner de façon totalement différente suivant l'état d'encombrement des collecteurs ;

ensuite, la notion d'imperméabilisation n'implique pas forcément les mêmes aménagements, suivant le type d'urbanisation considérée : à proportion de surfaces imperméabilisées égales, les réseaux sont par exemple moins développés dans les zones d'habitat traditionnel que dans les zones administratives ou à habitat moderne. Les réseaux secondaires et tertiaires sont de façon générale très inégaux d'une ville à l'autre, d'un quartier à l'autre ;

A cet égard, le cas du bassin n°4 de Niamey est assez significatif. Ce bassin a fait l'objet en 1985 et 1986 de gros travaux d'équipement, précédant la campagne de mesures que nous avons réalisée en 1987. Le réseau de drainage a été considérablement développé, et on peut y voir l'origine de la surestimation de K à laquelle conduit l'application de la formule (2).

Autrement dit, le coefficient d'imperméabilité ne peut rendre compte à lui seul des inégalités de développement ou de fonctionnement qui caractérisent les réseaux africains. Il convient alors de descendre à un niveau plus fin pour représenter les caractéristique du drainage sur les bassins étudiés. Nous proposons d'utiliser le parcours moyen de l'écoulement hors du réseau. Cette notion de parcours moyen pose cependant plusieurs difficultés que nous voulons préciser ici :

elle suppose de donner une définition précise du parcours moyen et de se doter des algorithmes correspondants pour le calcul. Pour la définition, on peut considérer en première approximation la distance comme étant la longueur du segment le plus court reliant le point considéré au collecteur. De façon plus fine, on utilisera les voiries et la topographie comme éléments déterminants des chemins de l'écoulement. Plusieurs indicateurs peuvent être construits à partir de ces définitions : moyenne arithmétique, quadratique, voire harmonique des distances de chaque point du bassin au collecteur le plus proche. Quoi qu'il en soit, le calcul de l'indicateur intégrateur n'est pas simple, et pour y parvenir, on pourrait penser à l'utilisation de versions dérivées des modèles numériques de terrain ou d'autres outils infographiques.

ce ou ces indicateurs étant déterminés, la recherche de nouveaux ajustements multivariés à partir des bassins présentés dans cette étude validera ou invalidera leur adéquation à l'objectif visé. En supposant que le choix de ces indicateurs s'avère performant, la question qui reste posée est de savoir comment les utiliser sur des bassins non jaugés. Indépendamment du problème classique d'extrapolation d'une relation statistique, c'est plutôt la définition du réseau lui-même qui pourrait poser problème, et il faut bien préciser cette définition pour que les indicateurs choisis soient rapportés à des objets comparables. Or, l'identification des réseaux est une opération délicate : il ne saurait être question de prendre en compte l'intégralité du réseau, de l'exutoire jusqu'au point le plus hydrauliquement éloigné, et, comme en milieu naturel, se pose le problème de déterminer quelles sont les limites à fixer pour les caractéristiques des drains que l'on prendra en compte. Ce problème peut être en partie résolu par le choix d'un seuil limite, rapporté aux dimensions du collecteur à l'exutoire : les collecteurs de dimensions inférieures à ce seuil ne seraient pas pris en compte dans la définition du réseau. On pourrait par exemple définir le réseau comme l'ensemble des collecteurs dont la section est supérieure à la moitié de la section du collecteur à l'exutoire. En milieu urbain, cette définition pourrait désigner des objets stables, dans la mesure où la hiérarchisation du réseau est plus ou moins fixée par des normes ou des pratiques d'aménagement qui semblent couvrir l'ensemble de l'Afrique de l'Ouest. Dans un premier temps, il conviendrait de fixer le seuil de façon à individualiser le réseau primaire tel que nous l'avons représenté sur les bassins. Il serait plus intéressant ultérieurement de retenir un seuil permettant d'inclure le réseau secondaire dans la définition, ce qui permettrait de différencier le transfert sur des bassins dont les réseaux secondaires sont inégalement développés, dense

sur l'un et inexistant sur l'autre par exemple. Ceci implique que l'on puisse aménager la formule pour cette modification de la définition du réseau, et sous-entend que d'autres bassins doivent être étudiés pour y parvenir.

Occupation des sols

La production de l'écoulement intervient également sur le transfert, dans la mesure où une augmentation du volume ruisselé peut accélérer la vitesse de l'écoulement. Pour les bassins situés dans les pays industrialisés, le coefficient d'imperméabilisation semble être un facteur effectivement discriminant, qui caractérise la production de l'écoulement. En Afrique de l'Ouest, nous avons vu que la contribution au ruissellement des surfaces nues peut être très importante : en fonction de l'analyse que nous avons faite des mécanismes de production, il paraît pertinent de prendre en compte un indicateur exprimant les proportions respectives des surfaces revêtues, des surfaces nues et des surfaces couvertes de végétation pour différencier les conditions de transfert de l'écoulement sur chaque bassin. Cet indicateur pourrait être dans un premier temps la proportion de surfaces couvertes de végétation, dont les caractéristiques hydrodynamiques sont les plus tranchées par rapport aux autres.

Facteurs d'échelle :

Les facteurs d'échelle apparaissant dans la formule (2) sont la superficie du bassin et sa pente, qui donnent les dimensions du bassin dans l'espace. Nous avons vu qu'une longueur représentant l'allongement du réseau peut conduire à une meilleure interprétation du paramètre de transfert. Il paraît intéressant de combiner cette longueur avec le parcours moyen de l'écoulement hors du réseau. Le produit obtenu a la dimension d'une surface, et se substitue à A pour exprimer à la fois la superficie du bassin, la densité, la localisation et la forme du réseau de drainage. La pente du bassin ajoute la troisième dimension nécessaire à la représentation du bassin dans l'espace.

Conclusion

La combinaison des indicateurs A, IMP, p, voire L, s'avère limitée pour décrire les conditions de transfert de l'écoulement en milieu urbain africain. Ces limites sont dues aux inégalités de développement et de fonctionnement des réseaux et à la contribution au ruissellement des surfaces nues. Le système d'indicateurs constitué par :

- . le parcours moyen de l'écoulement hors du réseau,
- . le plus long parcours de l'écoulement dans le réseau,
- . la proportion de surfaces couvertes de végétation,
- . la pente du bassin,

doit être envisagé pour affiner l'interprétation du paramètre de transfert K en milieu urbain africain.

CONCLUSIONS :

Ce chapitre a permis de préciser ce que l'on peut attendre du modèle de stockage à un réservoir linéaire pour exprimer le transfert de l'écoulement sur les bassins urbains africains. Ce modèle de transfert a été couplé à chacun des deux schémas de production retenus à l'issue du chapitre 9, soit :

- . un premier schéma appliqué aux surfaces naturelles nues, et constitué de pertes initiales et continues constantes,
- . un second schéma également appliqué aux surfaces naturelles nues et constitué de pertes initiales constantes et de pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse.

L'analyse montre que :

- . le paramètre K est influencé par le choix du schéma de production. Sur les 6 bassins dont les contributions des surfaces nues au ruissellement sont les plus importantes, les valeurs de K calées en utilisant respectivement les schémas de production I et II sont dans un rapport proche de 0,67. Ce rapport est dû principalement à l'influence du schéma de production sur la forme de la pluie nette ;
- . les performances du modèle de transfert sont également influencées par le choix du schéma de production. Pour des bassins à faible imperméabilisation ($IMP > 15\%$), on choisira le modèle I, et pour les autres, le modèle II. Dans ces conditions d'utilisation, la précision de ces modèles pour reconstituer les débits de pointe de crue est de l'ordre de 25 %, en termes d'écart arithmétique total, rapporté à la moyenne des valeurs observées ;
- . l'interprétation du paramètre K à l'aide de caractéristiques du bassin telles que la pente p, la superficie A, et l'imperméabilisation IMP conduit, pour le modèle II, à la relation :

$$K = 0,45 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39} \quad (2)$$

entre K (exprimé en x5 minutes) et les caractéristiques de pente (p en %), de superficie (A en ha) et d'imperméabilisation (IMP en rapport) du bassin.

Nous en avons déduit, pour le modèle I, une relation semblable en appliquant le rapport 0,67 mentionné plus haut :

$$K = 0,68 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39} \quad (3)$$

avec les mêmes symboles et unités que précédemment.

. la comparaison de ces relations avec celle proposé par Desbordes pour des bassins situés dans des pays industrialisés montre que, à caractéristiques égales de superficie, d'imperméabilisation et de pente, les bassins africains étudiés ont des temps de réponses plus faibles. Ces différences peuvent être attribuées aux caractéristiques des averses tropicales et à la contribution des surfaces nues au ruissellement.

. pour la relation (2), le coefficient de corrélation est de 0,62. Les temps de réponse des bassins africains restent donc relativement variables par rapport aux caractéristiques des bassins utilisées pour les décrire : pente, superficie, imperméabilisation, voire plus long chemin hydraulique dont l'introduction n'a pas apporté d'amélioration sensible. Une approche plus détaillée de la densité et de la forme des réseaux, une meilleure prise en compte de la participation des surfaces nues au ruissellement doivent être envisagées pour réduire cette variabilité.

CONCLUSIONS DE LA TROISIEME PARTIE :

Dans cette troisième partie, les modèles que nous avons finalement retenus pour simuler les écoulements sur les bassins urbains africains s'appuient sur la combinaison d'une fonction de production à deux paramètres et d'une fonction de transfert à un paramètre.

Nous avons considéré, au niveau de la production de l'écoulement, 3 sous-bassins fictifs représentés par :

- . les surfaces revêtues, pour lesquelles la pluie nette est identique, en forme et en volume, à la pluie que reçoivent ces surfaces (pertes à l'écoulement nulles),
- . les surfaces couvertes de végétation, pour lesquelles la pluie nette est nulle,
- . les surfaces nues, pour lesquelles la pluie nette correspond à un abattement de la pluie que reçoivent ces surfaces, et fait intervenir deux paramètres traduisant l'un des pertes initiales constantes (STO), et l'autre des pertes continues dans le temps, soit constantes (INF), soit proportionnelles à l'intensité de l'averse (COEF).

La pluie nette disponible au ruissellement est construite comme étant la moyenne des pluies nettes de chacun de ces bassins fictifs, pondérée par leurs superficies respectives.

Cette pluie nette est transformée en hydrogramme de crue par une fonction de stockage linéaire à un réservoir, faisant intervenir un paramètre unique, K, caractéristique du bassin.

Performances des modèles :

Dans la gamme des bassins étudiés, les modèles proposés conduisent à une reconstitution de l'ensemble des lames ruisselées et des débits de pointe de crue observés précise en moyenne à 25 % près, en terme d'écart arithmétique total entre valeurs observées et calculées, rapporté à la somme des valeurs observées. Le protocole de calage que nous avons utilisé assure une précision de cet ordre sur deux parties indépendantes de l'échantillon de chaque bassin.

Règles d'utilisation des modèles

L'utilisation des modèles demande que soient précisés les points suivants :

Coefficients d'occupation des sols : le dépouillement, réalisé de préférence à partir de photographies aériennes, doit caractériser les proportions respectives de surfaces revêtues, surfaces couvertes de végétation, surfaces nues.

Paramètres de production : les paramètres que nous recommandons d'utiliser pour évaluer la contribution au ruissellement des surfaces nues sont exprimés par les relations suivantes :

Modèle I	$STO_{aj} = 1,7 \cdot STO_{ex}$	$INF_{aj} = 1,7 \cdot INF_{ex}$
Modèle II	$STO_{aj} = 1,7 \cdot STO_{ex}$	$COEF_{aj} = COEF_{ex} / 1,7$

où STO_{ex} , INF_{ex} et $COEF_{ex}$ sont des valeurs expérimentales déduites des mesures réalisées au simulateur de pluie, effectuées dans les conditions précisées au chapitre 4. En l'absence de mesures expérimentales, on pourra choisir forfaitairement des valeurs de STO_{ex} , INF_{ex} , $COEF_{ex}$ respectivement égales à 5 mm, 5 mm/h et 0,83 : ces valeurs sont très voisines de celles que nous avons mesuré expérimentalement sur 3 des 4 sites étudiés. Pour le quatrième site, celui de Lomé, ces valeurs forfaitaires conduiraient à surestimer les volumes ruisselés, ce qui va dans le sens de la sécurité.

Paramètres de transfert : les paramètres que nous recommandons d'utiliser pour reconstituer les hydrogrammes de crue sont exprimés par les relations suivantes :

Modèle I	$K = 0,68 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39}$
Modèle II	$K = 0,45 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39}$

où A représente la superficie du bassin, en hectares, IMP le coefficient d'imperméabilisation, en rapport, et p la pente du bassin en %.

Caractéristiques des averses : l'utilisateur reste libre de simuler un événement de projet de son choix. Il est également possible de simuler à partir de longues chroniques d'averses les chroniques de débit correspondantes, et d'en déduire la distribution statistique des débits de pointe de crue. Nous disposons à cet effet de plusieurs chroniques d'averses représentatives de la variété des régimes de précipitations rencontrés en Afrique de l'Ouest (tableau 5-6).

Limites d'utilisation des modèles :

L'analyse réalisée dans cette troisième partie fait apparaître un certain nombre de restrictions à l'utilisation de ces modèles. Il est bon tout d'abord de préciser les limites des caractéristiques des bassins qui interviennent dans les relations de prédétermination établies pour l'utilisation de ces modèles en mode projet :

$$5 < \text{STOex} < 8 \text{ mm} \qquad 3 < \text{INFex} < 13 \text{ mm/h} \qquad 0,57 < \text{COEFex} < 0,90$$

$$8 < p < 15 \text{ m/km} \qquad 0,10 < \text{IMP} < 0,55 \qquad 22 < A < 1110 \text{ ha}$$

Certains points méritent une attention toute particulière avant d'envisager l'utilisation des modèles en dehors de ces limites :

pour les modèles proposés, le ruissellement du bassin est borné inférieurement par la contribution des surfaces revêtues. Pour cette raison, le choix d'une valeur de perméabilité maximale est impératif : au delà de cette valeur, et notamment si les surfaces revêtues ne sont pas reliées directement au réseau, on peut craindre que le ruissellement évalué par les modèles soit nettement surestimé par rapport au ruissellement réellement observé. C'est le cas en particulier des bassins dont les surfaces couvertes de végétation interceptent de l'eau en provenance des surfaces revêtues, type zones résidentielles, pour lesquelles l'application des modèles au niveau 2 serait sans doute plus satisfaisante.

la gamme des superficies réellement représentative de l'échantillon des bassins étudiés est de l'ordre de 20 à 200 hectares. La valeur de 1110 hectares, superficie du bassin n°7 de Yopougon, est très supérieure, et les résultats obtenus sur ce bassin ne peuvent constituer une validation satisfaisante,

les formules de prédétermination du paramètre de transfert sont établies pour des conditions moyennes de densité de drainage et de longueur des collecteurs, et nécessitent que soient calculés des indicateurs plus précis de la densité de drainage et du cheminement de l'écoulement sur le bassin,

l'usage du modèle I, basé sur des pertes initiales et continues constantes pour la production, est exclusivement réservé aux bassins faiblement imperméabilisés, caractérisés par un coefficient d'imperméabilisation inférieur à 15 %. La formule de prédétermination de K n'est valable qu'à cette condition.

l'application des modèles supposent que les zones étudiées soient convenablement drainées. On vérifiera que la rétention de l'écoulement soit faible au niveau des toitures d'une part, des cours de concessions d'autre part. On s'assurera également qu'il n'existe pas d'endoréismes localisés sur les bassins étudiés.

Poursuite des travaux :

Les limites évoquées précédemment, l'amélioration de la précision intrinsèque des modèles et de la robustesse des relations de prédétermination des paramètres doivent inciter à poursuivre les travaux portant sur la modélisation du ruissellement. Nous en indiquons dans ce qui suit quelques aspects, relatifs aux concepts, à la méthodologie et à la métrologie :

les développements conceptuels doivent rester compatibles avec une utilisation opérationnelle ultérieure, ce qui suppose pouvoir relier les paramètres intervenant dans ces concepts à des caractéristiques identifiées et mesurables. Pour ces dernières, on pourra utiliser celles que nous avons réunies dans les chapitres 4 et 5, restées partiellement inexploitées. Les concepts à tester sont nombreux : citons parmi eux les variations de l'opérateur de transfert en fonction des caractéristiques d'averses, ou le choix d'une fonction de transfert représentée par un stockage linéaire à 2 réservoirs ;

une autre démarche méthodologique permettrait de mieux cerner les interactions entre concepts de production et de transfert utilisés : le calage de la fonction de transfert pourrait intervenir soit antérieurement, soit simultanément avec celui de la fonction de la production. D'autre part, l'analyse des conditions de ruissellement pourrait être affinée en fonction des divers événements pluvieux : il conviendrait alors d'étudier plus précisément le comportement de tel ou tel événement, jugé représentatif d'une classe de phénomènes particuliers.

sur le plan de la métrologie, les progrès de la mesure spatialisée devraient conduire à une meilleure utilisation des modèles...globaux, en fournissant une évaluation moyenne plus précise des indicateurs intervenant dans ces modèles. Citons en particulier la contribution du radar à la mesure des caractéristiques de pluie, celle de la télédétection à la mesure des coefficients d'occupation des sols et celle des modèles numériques de terrain à une évaluation moyenne de la pente d'une part, et d'une expression de la densité de drainage d'autre part.

CONCLUSION

Arrivant au terme de ce travail, nous voulons en rappeler les différents résultats et en tirer quelques conclusions sur la suite à donner à l'étude du milieu urbain.

Les conditions de ruissellement des bassins urbains de l'Afrique de l'Ouest ne peuvent être décrites par les modèles mis au point pour des bassins européens ou américains. Leurs spécificités sont liées aux caractéristiques des averses, à l'importante contribution au ruissellement des surfaces non revêtues, aux inégalités rencontrées dans le développement et le fonctionnement des réseaux. Ce constat nous a conduit à définir sur la base de 11 bassins expérimentaux les règles d'utilisation de modèles plus adaptés.

Les mesures expérimentales du ruissellement sur parcelles ont permis de préciser la contribution potentielle des surfaces non revêtues au ruissellement : l'apport de la simulation de pluie est intéressant dans la mesure où apparaît une relation robuste entre les paramètres de production à utiliser dans les modèles et les mesures expérimentales. Par rapport à l'observation sur parcelles, cette relation laisse cependant inexplicite environ 40 % des pertes à l'écoulement observées à l'échelle du bassin. L'interprétation de ce pourcentage reste difficile : il intervient dans un environnement méthodologique, métrologique et conceptuel dans lequel chaque élément est dépendant des autres, et susceptible d'interférer avec une interprétation physique qu'on voudrait donner à ce pourcentage. Nous nous appuyons sur le fait que les bassins étudiés restent homogènes dans cet environnement pour espérer une transposition correcte des modèles, au moins dans les limites des caractéristiques des bassins étudiés.

Par rapport à cette approche de type analyse de systèmes, une vision plus déterministe et plus spatialisée des phénomènes paraît séduisante. Nous n'avons guère exploré ce domaine, si ce n'est par nos tentatives de partitionnement du bassin en sous-bassins présumés homogènes en regard des conditions de l'écoulement. Pour l'un des modèles, la distinction entre surfaces revêtues et non revêtues est effectivement pertinente ; avec une partition plus fine, les résultats se dégradent considérablement. Nous voulons donc souligner les difficultés auxquelles conduisent une approche distribuée de la modélisation :

- la discrétisation des surfaces nécessite un surcroît de données numériques définissant les caractéristiques de chacune des unités choisies,
- les chemins de l'écoulement doivent également être définis pour chacune de ces unités, ce qui multiplie les hypothèses à formuler.

Les modèles distribués comportent encore suffisamment de contraintes sur ces plans pour que reste justifié le développement de modèles globaux, ou tout au moins de modèles s'appuyant sur des échelles d'espace

comparables à celle du bassin étudié. Moins puissants que les modèles distribués, ils bénéficient pour leur part de l'effet de lissage exercé par le bassin sur ses propres discontinuités.

Les modèles que nous avons proposés doivent être développés pour affiner leur précision intrinsèque, pour renforcer la robustesse des relations de prédétermination des paramètres, sur le plan du transfert notamment, et pour mieux connaître les interactions existant entre les différents concepts mis en jeu.

En attendant ces développements, ces modèles constituent une base opérationnelle sur laquelle peuvent s'appuyer les aménageurs. On pourrait en tirer un plus grand bénéfice en les intégrant à des modèles plus complets, comprenant des modules pluviométriques et des modules de propagation dans les réseaux. Ces modules existent par ailleurs et ne requièrent probablement pas d'aménagements spécifiques pour être opérationnels en Afrique de l'Ouest. Un premier travail d'évaluation de la compatibilité des concepts développés dans cette étude avec ceux sur lesquels s'appuient les modèles de ruissellement utilisés en milieu européen a déjà été entrepris (N'Doye, 1989) : ils montrent la possibilité d'utiliser des logiciels existants, comme TERESA et MOUSE, moyennant quelques modifications à envisager.

Ces développements permettront de disposer d'un outil réalisant la simulation complète de l'écoulement en réseau, autorisant ainsi la comparaison des performances de telle ou telle configuration du réseau, ou déterminant les possibilités d'assainissement de telle ou telle partie de la ville. Son usage, au stade d'un projet d'urbanisme, donnera la possibilité de faire apparaître le drainage comme un élément structurant du développement de l'agglomération.

Il restera également à s'assurer que, pour d'autres conceptions d'aménagements basés davantage sur la rétention de l'écoulement, les modèles proposés parviennent effectivement à simuler les conditions de ruissellement. Dans une certaine mesure, on peut espérer que les séparations qui interviennent dans ces modèles entre les surfaces revêtues et non revêtues d'une part, entre les pertes à l'écoulement initiales et continues dans le temps d'autre part, puissent faciliter la prise en compte de ces aménagements. Il conviendra de mettre en place des bassins prototypes pour s'assurer de cette capacité et pour préciser alors les règles d'utilisation des modèles.

Il importe de fournir au plus tôt un tel outil, capable de caractériser les écoulements dans le temps et dans l'espace en regard de divers systèmes de drainage proposés après une réflexion concertée entre urbanistes, socio-économistes, médecins et hydrologues. C'est là la moindre des contributions de l'hydrologie à la résolution des problèmes des villes africaines. C'est là aussi, du moins nous l'espérons, le point de départ d'une réflexion plus profonde sur ces problèmes, et de la mise en oeuvre de moyens que justifie les caractéristiques actuelles et futures du développement de ces villes.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE :

- Andrieu, H., 1986. "Interprétation des mesures du radar RODIN de Trappes pour la connaissance en temps réel des précipitations en Seine St-Denis". Thèse de Docteur-Ingénieur, CERGRENE, 193 p.**
- BCEOM,1984.Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain - Aspect technique.CIEH, 338 pages, 11 annexes.**
- BETURE-SETAME, 1985. Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain - Aspects institutionnels et financiers. CIEH, 67 pages.**
- BETURE-SETAME, 1985. Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain - Etude de l'entretien des ouvrages. CIEH, 63 pages, 4 annexes.**
- Bouvier C., Jeanneau J.L., 1988. "Simulation de pluies en milieu urbain". 53 p., CIEH/ORSTOM, Montpellier.**
- Bouvier C., Thebé B., 1988. Urbanisation et occupation des sols dans les villes d'Afrique de l'Ouest. 47 p., CIEH/ORSTOM, Montpellier.**
- Bouvier C., 1988. Recueil de données hydro-pluviométriques sur bassins urbains africains. 26 p., CIEH/ORSTOM, Montpellier.**
- Bouvier C., 1989. Notice de fonctionnement du logiciel EXCAR. Collection Ovni, n°2, 25 p., ORSTOM Montpellier.**
- Brunet-Moret Y., 1968. Etude des averses exceptionnelles en Afrique Occidentale. ORSTOM-CIEH, 15 pages, 13 cartes.**
- Brunet-Moret Y, 1969. Etude de quelques lois statistiques utilisées en hydrologie. Cahiers ORSTOM, série Hydrologie, vol. 11, n°3.**

- Carnevale P., Darriet F., Robert V., 1986. Nouvelles perspectives de lutte contre *Culex quinquefasciatus* dans la ville de Bobo-Dioulasso. Communications du Congrès l'Eau, la Ville et le Développement.p: 85-88. ISTED. Marseille. France.
- Casenave A., Valentin C., 1988. Les états de surface de la zone sahélienne. Influence sur l'infiltration. CEE, 202 p.
- CETE, 1971. "Programme RERAM". 70 p., Ministère de l'Équipement, Aix en Provence.
- CETE, 1973. "Programme CERA : calcul électronique des réseaux d'assainissement". 40 p., Ministère de l'Équipement, Bordeaux.
- Chocat B., 1978. "Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial". Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 304 p.
- Chocat B., 1981. "Un système d'aide à la gestion, la prévision et la conception des équipements d'assainissement". Thèse d'Etat n° 8119, INSA Lyon, 310 p.
- C.P.C.S, 1967. Commission de Pédologie et de Classification des Sols. Classification des sols ENSA Grignon. Laboratoire Pédologie-Géologie, 87p.
- Delrieu G., Creutin J.D., 1989. Expérience Grenoble 1988 : bilan et perspectives, rapport sur le projet de recherche "Cycle urbain des eaux pluviales". Institut Mécanique de Grenoble, 90 pages.
- Desbordes M., 1974. "Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial". Thèse D.I., 224 p., CNRS AO 9125, Université des Sciences, Montpellier.
- Desbordes M., Raous P., 1975. "Extension du Modèle de Caquot aux bassins versants hétérogènes". SMERS, 9/1975, 48 p.
- Desbordes M., 1984. "Modélisation en Hydrologie Urbaine : Recherches et applications". LHM 22/84, 183 p., STU, Paris.
- Desbordes M., Servat E., 1986. Pour une approche spécifique de l'hydrologie urbaine en Afrique. Communications du Congrès l'Eau, la Ville et le Développement.p: 145-150. ISTED. Marseille. France.
- Desbordes M., 1987. "Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain". Thèse de Doctorat d'Etat, 242 p., Université des Sciences, Montpellier.

- Heberling G., 1985. Urbanisme et évacuation des eaux pluviales. Compte-rendus du séminaire CIEH sur l'assainissement urbain : Conception des projets d'assainissement, Dimensionnement des ouvrages. Niamey, Niger.
- Herbaud J., 1966a. "Etude du ruissellement en zone urbaine à Brazzaville. Le bassin du Makélékélé". 37 p., Publication du CIEH, Ouagadougou.
- Herbaud J., 1966b. "Etude du ruissellement en zone urbaine à Niamey. Les bassins versants du Gounti-Yena". Tome 1 : texte. Tome 2 : annexes. Publication du CIEH, Ouagadougou.
- Herz R., 1985. L'évacuation des eaux pluviales par bassins de rétention et d'infiltration, Compte-rendus du séminaire CIEH sur l'assainissement urbain : Conception des projets d'assainissement, Dimensionnement des ouvrages. Niamey, Niger.
- Himmelblau D.M., 1972. Applied non linear programming. Mc Graw-Hill, Inc., 497 pages.
- IAHR, 1984 , Proceedings of III International Conference in Urban Storm Drainage, Dubrovnik, Yougoslavie.
- IAHR, 1987 , Proceedings of IV International Conference in Urban Storm Drainage, Lausanne, Suisse.
- Institut Géographique National, 1978. Une méthode pratique de détermination des coefficients de ruissellement urbains. Note Technique IGN, 15 p.
- Knaebel G., Cadillon M., Jolé M., Rioufol R., 1986. Que faire des villes sans égouts ? 199p., SEDES
- Koch P., 1954. "Traité sur les réseaux d'égouts". Dunod, Paris.
- Le Barbé L., 1982. "Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou. Essai d'interprétation théorique. Recherche d'une méthode d'évaluation de la distribution des débits de pointes de crue à l'exutoire des bassins urbains.". Cahiers ORSTOM, série Hydrologie, vol. 19, n°3, 1982, p. 135-204.
- Le Barbé et Womé K.A., 1984. Etude du ruissellement en zone urbaine à Lomé. Recueil des données de base. Années 1977, 1978 et 1979. CIEH-ORSTOM, 120 p.
- Lemoine L. et Michel C., 1972. "Essai d'adaptation à l'Afrique Tropicale des méthodes classiques de calcul du débit des ouvrages d'assainissement urbain". 35 p., Publications du CIEH.

- Leroux M., 1980. Le climat de l'Afrique Tropicale. Thèse d'Etat, Université de Dijon, 3 tomes, 1427 p.
- Maikibi M., 1985. Systèmes alternatifs de drainage des eaux de ruissellement. Compte-rendus du séminaire CIEH sur l'assainissement urbain : Conception des projets d'assainissement, Dimensionnement des ouvrages. Niamey, Niger.
- Marchal J.Y., Lericollais A., Grégoire E., Poncet Y., Bernus E., Salem G., 1989. "Le Sahel". Géographie Universelle. Flammarion.
- Mazaudou B., Negre J.L., 1982. "Un modèle mathématique de simulation adapté à la conception et à la gestion des réseaux d'assainissement : le programme CAREDAS". 17èmes journées de la SHF, Question 4, Rapport 11, p. 11.1/11.6.
- Mazurek H., 1985. Programme de digitalisation de documents graphiques. Maison de la Géographie, 17 p., Montpellier.
- Ministère de l'Agriculture, 1980. Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. Méthode SOCOSE, vol.2, CETGREF, Antony, 39 p.
- Ministère de l'Intérieur, 1977. "Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations". 62 p., annexes, abaques. Imprimerie Nationale.
- Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme, 1949. "Instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations". N° C.G. 1333, 50 p., Imprimerie Nationale.
- N'Doye I., 1988. Etude fréquentielle comparative de quelques caractéristiques des averses en Afrique de l'Ouest. Mémoire d'Ingénieur de l'ETARC, 60 p., CNEARC.
- N'Doye I., 1989. Contribution à l'étude du ruissellement urbain en Afrique de l'Ouest. Compatibilité de logiciels d'hydrologie urbaine avec les concepts de ruissellement proposés en Afrique de l'Ouest. Mémoire de DEA, 80 p., Université des Sciences, Montpellier.
- Normand D., 1971. Etude générale du ruissellement -5- Ajustement de la formule de Caquot et méthode de transformation hyétogramme-hydrogramme. SOGREAH R. 9861.25 p.
- Normand D., Veyrat P., 1968. Etude de synthèse des crues en France au débouché de bassins versants de 1 à 100 km². SOGREAH R.9861, 18 p.

- Puech C., Chabi-Gonni D., 1984. Courbes Hauteur de pluie - Durée - Fréquence pour des pluies de durée 5 minutes à 24 heures. Afrique de l'Ouest et Centrale. CIEH, 155 p.
- Ramachandra A., Rao S.S., Delleur J.W., 1973. Instantaneous unit hydrographs peak discharges and time lags in urban bassins. Bulletin Sciences de l'Eau, XIX, n°2, 6/1974, p. 185-198.
- Rao S.S., 1978. Optimization - Theory and applications. Wiley Eastern Limited, 747 pages.
- Ribstein P., 1989. Modèles de crue et petits bassins versants au Sahel. Thèse de Doctorat, Univerité des Sciences, Montpellier, 300 p.
- Rodier J. et Auvray C., 1965. Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km² en Afrique Occidentale. ORSTOM-CIEH.
- Rodier J, 1967."Etude de ruissellement en zone urbaine".Compte-Rendus du Conseil du CIEH, Abidjan, 9 p.
- Salem G., 1987. "Urbanisation et santé à Pikine. Etat d'avancement des recherches au 30/12/87". 27 p. ORSTOM.
- Servat E. et Dezetter A., 1988. SIMPLE et ROSEN : deux méthodes d'optimisation non linéaire. Théorie et pratique. Notice OVNIh n°1 du Laboratoire d'Hydrologie - ORSTOM, 36 pages.
- Sighomnou D., 1986. "Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique Tropicale. Cas de Yopougon (Côte d'Ivoire)". Thèse de Doctorat 3ème Cycle, Université des Sciences, Montpellier, 254 p.
- UNESCO, 1971. Tectonique de l'Afrique. UNESCO Ed., Paris, 602 p. + cartes.
- UNESCO, 1988, Proceedings of International Symposium, Hydrological processes and Water management in urban areas, 879 p., Duisbourg, RFA

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES SUR LES CAMPAGNES DE MESURES EXPERIMENTALES DU RUISSELLEMENT URBAIN EN AFRIQUE DE L'OUEST

POUYAUD B. - (1974) -

"Projets d'installation de stations de jaugeages pour la mesure des débits de ruissellement dans les collecteurs urbains. Rapport de mission dans les villes d'Abidjan, Bamako, Bouaké, Libreville, Lomé et Ouagadougou." CIEH-ORSTOM. 50 pages.

LOME

MOYON Y. - (1979) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à LOME. Rapport des campagnes 1977 et 1978" CIEH-ORSTOM. 108 pages.

Ouvrage collectif - (1981) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à LOME. Rapport de campagne 1979". CIEH-ORSTOM. 54 pages.

LE BARBE L., WOME K.A. - (1984) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à LOME. Recueil des données de base. Années 1977, 1978 et 1979". CIEH-ORSTOM. 304 pages.

COTONOU

AFOUDA A., ALE G., VODJI L. - (1981) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à COTONOU. Rapport de campagne 1978". CIEH-ORSTOM. 12 pages. 3 figures. 34 tableaux.

MILLET B. - (1980) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à COTONOU. Rapport de campagne 1979". CIEH-ORSTOM. 120 pages.

LE BARBE L., WOME K.A., BOREL Y. - (1985) -

"Etude du ruissellement en zone urbaine à COTONOU. Recueil des données de base. Années 1978 et 1979". CIEH-ORSTOM. 296 pages.

YOPOUGON

CHEVALLIER P., SIGHOMNOU D., MAHIEUX A., GIODA A. - (1983) -

"Mesures hydropluviométriques en zone urbaine à Yopougon (Côte d'Ivoire) - Installation et première campagne". BCEOM - ORSTOM. 60 pages.

CASENAVE A., SIGHOMNOU D., MAHIEUX A., GIODA A., HOORELBECK J. - (1983) -

"Mesures hydropluviométriques en zone urbaine à Yopougon (Côte d'Ivoire). Deuxième campagne". BCEOM - ORSTOM. 32 pages.

CHEVALLIER P., CASENAVE A., ETIENNE J., GIODA A., LAPETITE J.M., MAHIEUX A. - (1984) - "Mesures hydropluviométriques en zone urbaine à Yopougon (Côte d'Ivoire). Troisième campagne". BCEOM - ORSTOM. 51 pages.

CASENAVE A., CHEVALLIER P., ETIENNE J., GIODA A., LAPETITE J.M., SAKLY F. - (1984) - "Mesures hydropluviométriques en zone urbaine à Yopougon (Côte d'Ivoire). Quatrième campagne". BCEOM - ORSTOM. 24 pages.

SIGHOMNOU D. - (1986) - "Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique tropicale. Cas de Yopougon (Côte d'Ivoire)". Thèse de Doctorat 3è cycle - USTL - Montpellier - 245 p.

BAMAKO

DNHE - (1985 a) - "Ruissellement urbain - Bamako - Rapport de synthèse - Tome 1". DNHE - CIEH - 30 p. 3 ann.

DNHE - (1985 b) - "Ruissellement urbain - Bamako - Rapport de synthèse - Tome 2". DNHE - CIEH. 11 plans.

OUAGADOUGOU

LE BARBE L., CHEVALLIER P., THIEBAUX J.P. - (1978) - "Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. Rapport de campagne 78". ORSTOM - CIEH. 26 p.

LE BARBE L. - (1980 a) - "Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. Rapport général. Tome 1 : les données de base". ORSTOM - CIEH. 159 p.

LE BARBE L. - (1980 b) - "Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. Rapport général. Tome 2 : L'interprétation des données". ORSTOM - CIEH. 88 p.

LE BARBE L. - (1980 c) - "Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. Rapport général. Tome 3 : Photos aériennes et plans". ORSTOM - CIEH. 3 plans.

LE BARBE L. - (1982) - "Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou". Cahiers ORSTOM. Série Hydrologie. Vol. XIX, n° 3, p : 135-24.

NIAMEY

GATHELIER R., HOEPFFNER M. - (1978) -
"Les bassins urbains de Niamey - Campagne 1978".
ORSTOM - CIEH - 13 p. 17 tab. 33 fig.

HARANG P., GATHELIER R. - (1979) -
"Les bassins urbains de Niamey - Campagne 1979"
ORSTOM - CIEH - 16 p. 18 tab. 30 fig.

GATHELIER R., DUBEE G. - (1980) -
"Les bassins urbains de Niamey - Campagne 1980".
ORSTOM - CIEH - 4 p. - 14 tab. 22 fig.

GATHELIER R. - (1985) -
"Etude du ruissellement urbain à Niamey. Rapport général. Tome 1 : les données de base".
ORSTOM - CIEH. 161 p. 12 fig.

GATHELIER R. - (1985) -
"Etude du ruissellement urbain à Niamey. Rapport général. Tome 2 : Plans".
ORSTOM - CIEH - 3 plans.

BOUVIER C. - (1986) -
"Etude du ruissellement urbain à Niamey. Rapport général. Tome 3 : Interprétation des données".
ORSTOM - CIEH - 83 p. 2 ann.

BOUVIER C., GUIGUEN N., PEPIN Y. - (1988) -
"Les bassins urbains de Niamey - Campagne 1987".
ORSTOM - CIEH - 25 p. 11 tab. 21 fig.

CAMPAGNES DE SIMULATION DE PLUIE :

BOUVIER C., GATHELIER R., GIODA A. - (1986) -
"Campagne de simulation de pluies en milieu urbain. Niamey.". 19 p., ORSTOM, Montpellier.

BOUVIER C., BERTHELOT M., JANEAU J.L. - (1987) -
"Campagne de simulation de pluies en milieu urbain. Yopougon.". 16 p., ORSTOM, Montpellier.

BOUVIER C., DELFIEU J.M., JANEAU J.L. - (1987) -
"Campagne de simulation de pluies en milieu urbain. Ouagadougou.". 16 p., ORSTOM, Montpellier.

BOUVIER C., MAILLAC P., SEGUI S., SMAOUI A., JANEAU J.L. - (1987) -
"Campagne de simulation de pluies en milieu urbain. Lomé.". 20 p., ORSTOM, Montpellier.

SOMMAIRE

Résumé.....	5
Abstract	6
Plan 7	
Avant-Propos.....	9
INTRODUCTION GENERALE.....	11
PREMIERE PARTIE : GENERALITES SUR LE DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES EN AFRIQUE DE L'OUEST.....	13
INTRODUCTION : Le contexte démographique des villes africaines.....	17
CHAPITRE 1 : ASPECTS TECHNIQUES DES AMENAGEMENTS DE DRAINAGE DES EAUX PLUVIALES EN AFRIQUE DE L'OUEST.....	19
1.1 Généralités sur les aménagements actuels	19
1.1.1 La conception actuelle des ouvrages de drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest	19
1.1.2 Contraintes de fonctionnement des ouvrages en Afrique de l'Ouest	21
1.1.2.1 Contraintes liées aux régimes climatiques.....	21
1.1.2.2 Contraintes liées à la croissance de l'urbanisation	23
1.1.2.3 Contraintes liées au transport solide.....	25
1.1.3 Le coût du drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest	25
1.2 Perspectives des aménagements du drainage des eaux pluviales dans les villes d'Afrique de l'Ouest.....	28
1.2.1 Intérêt des techniques dites "alternatives"	28
1.2.2 La réutilisation des eaux pluviales	31
Conclusions.....	35

CHAPITRE 2 : GENERALITES SUR LA NATURE ET L'UTILISATION DES MODELES DE RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN.....	39
Introduction :.....	39
2.1 Généralités sur les modèles de ruissellement.....	40
2.1.1 Justification des modèles	40
2.1.2 Objectifs des modèles d'assainissement pluvial.....	41
2.1.3 Caractéristiques des modèles de ruissellement	42
2.2 Nature et évolution des modèles de ruissellement urbain appliqués dans les pays industrialisés	45
2.2.1 La Formule Rationnelle et ses dérivés.....	45
2.2.2 Les modèles de Desbordes.....	52
2.3.3 Conclusions.....	57
2.3 Adaptation des modèles rationnels en Afrique de l'Ouest	59
2.3.1 Description des modifications intervenant dans les modèles rationnels	59
2.3.2 Vérifications expérimentales des modèles rationnels.....	61
2.3.3 Conclusions.....	65
2.4 Application d'un modèle de Desbordes en Afrique de l'Ouest	65
2.5 Modélisation du ruissellement urbain basée sur des concepts empruntés à l'hydrologie des espaces naturels	67
2.5.1 Les études réalisées à Brazzaville et Niamey.....	67
2.5.2 Le modèle de Le Barbé	68
Conclusions.....	74
 DEUXIEME PARTIE : DESCRIPTION DES BASSINS EXPERIMENTAUX.....	77
 INTRODUCTION :.....	79
 CHAPITRE 3 : LES DONNEES HYDRO-PLUVIOMETRIQUES.....	83
 Introduction	83

3.1	Nature et Traitement des données.....	83
3.1.1	Calcul des caractéristiques globales des événements averse-crue.....	84
3.1.2	Dépouillement à pas de temps fixe des données hydro-pluviométriques.....	85
3.2	Les caractéristiques des bassins et la qualité des données	87
3.2.1	Les bassins de Lomé.....	87
3.2.2	Les bassins de Cotonou.....	89
3.2.3	Les bassins de Yopougon	91
3.2.4	Les bassins de Ouagadougou	93
3.2.5	Les bassins de Niamey	95
3.2.5.1	Résultats de la campagne 1978-1980	95
3.2.5.2	Résultats de la campagne 1987	97
3.2.6	Les bassins de Bamako	99
	Conclusions.....	101
	CHAPITRE 4 : ETUDE EXPERIMENTALE DES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DES SURFACES NATURELLES	107
	Introduction :.....	107
4.1	Déroulement et mise en oeuvre des campagnes.....	109
4.1.1	Description de l'appareillage.....	109
4.1.2	Choix des protocoles	109
4.1.3	Description des parcelles étudiées	113
4.1.3.1	Généralités.....	113
4.1.3.2	Caractéristiques des parcelles choisies pour chaque site.....	114
4.2	Comparaison des volumes ruisselés sur les parcelles.....	118
4.3	Hydrodynamique de la parcelle.....	124
4.3.1	Rappels théoriques sur l'hydrogramme de ruissellement sur parcelle	124
4.3.2	Pluie d'imbibition P_i	128
4.3.3	Durée d'apparition du régime permanent t_m	128
4.3.4	Intensité d'infiltration en régime permanent	129
4.3.5	Détention superficielle récupérable D_R	130

4.4	Construction des courbes représentatives des pertes à l'écoulement sur les surfaces naturelles.....	131
4.4.1	Méthodologie	131
4.4.2	Détermination des valeurs médianes expérimentales.....	132
4.4.3	Ajustement de la fonction représentative des pertes à l'écoulement.....	135
4.4.4	Représentation des courbes expérimentales des pertes à l'écoulement.....	138
4.4.5	Détermination des pertes au ruissellement cumulées	138
4.5	Prédétermination des pertes à l'écoulement sur parcelles	140
	Conclusions :.....	144
	CHAPITRE 5 : URBANISATION ET OCCUPATION DES SOLS	147
	Introduction	147
5.1	Description des types d'urbanisation rencontrées sur les bassins expérimentaux.....	148
5.2	Influence de l'urbanisation sur les écoulements et leur modélisation.....	154
5.2.1	Généralités.....	154
5.2.2	Représentation d'une concession en zone d'habitat traditionnel.....	154
5.2.3	Classification des surfaces susceptibles d'influencer la production et le transfert de l'écoulement.....	156
5.3	Les méthodes de calcul des coefficients d'occupation des sols	159
5.3.1	Les problèmes de dépouillement cartographique	159
5.3.1.1	Identification des surfaces.....	159
5.3.1.2	Dépouillement des coefficients d'occupation des sols	160
5.3.2	Elaboration d'une méthode de dépouillement des coefficients d'occupation des sols par sondage statistique	161
5.3.2.1	Analyse théorique du problème	161
5.3.2.2	Conseils pratiques d'utilisation	163
5.4	Coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes.....	165
5.4.1	Généralités.....	165
5.4.2	Calcul des coefficients d'occupation des sols	165

5.4.3	Correspondances entre la typologie de l'urbanisation et la classification des surfaces drainantes.....	168
	Conclusions.....	170
	CONCLUSIONS DE LA DEUXIEME PARTIE :	173
	TROISIEME PARTIE : MODELISATION DES ECOULEMENTS.....	177
	INTRODUCTION.....	179
	CHAPITRE 6 : DEFINITION DES CONCEPTS	181
	Introduction	181
6.1	Paramétrisation des mécanismes de production.....	182
6.1.1	Nature et équations des mécanismes de production.....	182
6.1.1.1	Pertes initiales et pertes continues constantes	182
6.1.1.2	Pertes initiales constantes et pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse	185
6.1.1.3	Pertes initiales variables en fonction des précipitations antérieures.....	187
6.1.2	Mode d'application des schémas de production.....	189
6.1.2.1	Niveau 0 (bassin considéré dans son ensemble)	190
6.1.2.2	Niveau 1 (distinction simple des surfaces imperméables et naturelles) ..	190
6.1.2.3	Niveau 2 (distinction des surfaces revêtues et non revêtues en fonction de leurs positions respectives)	192
6.1.2.4	Individualisation des surfaces couvertes de végétation.....	194
6.2	Mécanismes de transfert	195
	Conclusions :	197
	CHAPITRE 7 : ANALYSE DES CONCEPTS	199
	Introduction	199
7.1	Choix du protocole de calage.....	199

7.1.1	Généralités.....	199
7.1.2	Modalités du protocole.....	201
7.2	Analyse de la pertinence des concepts.....	204
7.2.1	Influence de la partition.....	204
7.2.2	Influence des précipitations antérieures.....	210
7.2.3	Influence du schéma de production.....	212
Conclusions :.....		213
CHAPITRE 8 : CHOIX D'UN PROTOCOLE DE VALIDATION.....		215
Introduction.....		215
8.1	Première approche d'un protocole de validation.....	215
8.2	Etude d'un exemple.....	218
8.3	Mise au point d'un nouveau protocole.....	221
Conclusions :.....		224
CHAPITRE 9 : DETERMINATION ET INTERPRETATION DES PARAMETRES DE PRODUCTION.....		227
Introduction.....		228
9.1	Interprétation des mesures expérimentales.....	228
9.2	Représentation des variations des critères.....	230
9.2.1	Schéma de production I.....	230
9.2.2	Schéma de production II.....	234
9.3	Interprétation des paramètres de production.....	236
9.3.1	Schéma de production I.....	236
9.3.2	Schéma de production II.....	240
9.3.3	Interprétation des transformations.....	242
9.4	Précision associée aux schémas de production.....	245
Conclusions :.....		250

CHAPITRE 10 : DETERMINATION ET INTERPRETATION DU PARAMETRE DE TRANSFERT.....	252
Introduction	252
10.1 Performances de la fonction de transfert.....	253
10.1.1 Modalités du calage de la fonction de transfert	253
10.1.2 Valeurs "optimales" du paramètre de transfert	254
10.1.3 Comparaison des modèles.....	256
10.1.4 Reconstitution des hydrogrammes observés.....	261
10.2 Interprétation du paramètre de transfert	266
10.2.1 Sensibilité du critère aux variations du paramètre K.....	266
10.2.2 Ajustement d'une relation multivariée	267
10.2.3 Essai d'interprétation du transfert en milieu urbain africain	272
Conclusions :.....	275
CONCLUSIONS DE LA TROISIEME PARTIE	278
CONCLUSION GENERALE.....	283
Bibliographie	287
Bibliographie mesures expérimentales.....	293
Sommaire	297
Liste des tableaux.....	305
Liste des figures.....	308
Liste des photographies.....	311
Annexes	313

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 :	Taux d'accroissements démographiques urbains dans le monde.....	17
Tableau 1-2 :	Pourcentages d'urbanisation des pays sahéliens.....	18
Tableau 1-3 :	Comparaison des intensités de pluies maximales en zones tropicales et tempérées.....	22
Tableau 1-4 :	Comparaison des débits décennaux à Paris et Abidjan.....	22
Tableau 2-1 :	Valeurs empiriques des paramètres du schéma de Horton, appliquées en France.....	56
Tableau 2-2 :	Comparaison des débits décennaux calculés sur des bassins de Niamey par Herbaud, par Lemoine et Michel.....	62
Tableau 2-3 :	Comparaison des résultats du modèle de Le Barbé et de la formule rationnelle sur les bassins de Ouagadougou.	63
Tableau 2-4 :	Comparaison des débits décennaux calculés et observés à Yopougon.....	64
Tableau 3-1 :	Caractéristiques des bassins de Lomé	87
Tableau 3-2 :	Caractéristiques des bassins de Cotonou	89
Tableau 3-3 :	Caractéristiques des bassins de Yopougon	91
Tableau 3-4 :	Caractéristiques des bassins de Ouagadougou.....	93
Tableau 3-5 :	Caractéristiques des bassins de Niamey.....	95
Tableau 3-6 :	Caractéristiques des bassins de Bamako.....	99
Tableau 3-7 :	Liste des bassins retenus pour le calage des modèles de ruissellement	101
Tableau 3-8 :	Comparaison des coefficients de ruissellement et d'imperméabilisation des bassins.	104
Tableau 4-1 :	Classifications pédologiques et géologiques des sites étudiés.	114
Tableau 4-2 :	Coefficients de ruissellement mesurés sur parcelles.....	118
Tableau 4-3 :	Humidités pondérales des sols mesurées avant la première pluie du protocole. Parcelles de Lomé.	120
Tableau 4-4 :	Ruissellement médian mesuré sur sols nus sablo-argileux.	122
Tableau 4-5 :	Coefficients de ruissellement mesurés sur la parcelle n°1 de Lomé - Protocole complet. .	122
Tableau 4-6 :	Pluies d'imbibition mesurées sur sols nus sablo-argileux.....	128
Tableau 4-7 :	Durées d'apparition du régime permanent mesurées sur sols nus sablo-argileux.....	129
Tableau 4-8 :	Intensités d'infiltration mesurées après apparition du régime permanent. Sols nus sablo-argileux.....	130
Tableau 4-9 :	Détentions superficielles récupérables mesurées sur sols nus sablo-argileux.	132
Tableau 4-10 :	Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols nus sablo-argileux. Niamey.....	133

Tableau 4-11 :	Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols nus sablo-argileux. Ouagadougou.	133
Tableau 4-12 :	Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols nus sablo-argileux. Yopougon.....	134
Tableau 4-13 :	Distribution des valeurs expérimentales des pertes à l'écoulement sur sols nus sablo-argileux. Lomé.....	134
Tableau 4-14 :	Rapports entre valeurs expérimentales mesurées pour les pluies n°1 et 4 de la parcelle n°1 de Lomé.....	132
Tableau 4-15 :	Valeurs expérimentales médianes correspondant à la classe des sols restructurés initialement secs. Sols nus sablo-argileux de Lomé.	135
Tableau 4-16 :	Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur parcelles. Sols nus sablo-argileux de Niamey.....	139
Tableau 4-17 :	Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur parcelles. Sols nus sablo-argileux de Ouagadougou.....	139
Tableau 4-18 :	Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur parcelles. Sols nus sablo-argileux de Yopougon.....	139
Tableau 4-19 :	Valeurs cumulées des pertes à l'écoulement sur parcelles. Sols nus sablo-argileux de Lomé.....	139
Tableau 4-20 :	Comparaison des valeurs expérimentales et attendues de K_i , K_{i0} , I_i	142
Tableau 4-21 :	Types des sols rencontrés sur les bassins étudiés.	145
Tableau 5-1 :	Représentation des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux.	149
Tableau 5-2 :	Nombre de points à identifier en fonction de p_i et ϵ	164
Tableau 5-3 :	Correspondances entre bâti-états de surface et classification des surfaces drainantes, en fonction de la typologie d'urbanisation.....	166
Tableau 5-4 :	Coefficients d'occupation des sols des différentes surfaces drainantes.....	167
Tableau 5-5 :	Valeurs centrales et variation des proportions des différentes surfaces drainantes sur T3.....	169
Tableau 7-1 :	Valeurs numériques des coefficients d'occupation des sols.....	205
Tableau 7-2 :	Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Schéma I.....	208
Tableau 7-3 :	Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Schéma II.	208
Tableau 7-4 :	Influence des précipitations antérieures. Valeurs numériques des paramètres d'ajustement. Bassins N4 et O1.	212
Tableau 8-1 :	Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Ouagadougou n°2.....	219
Tableau 8-2 :	Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Yopougon n°5.	219

Tableau 8-3 :	Schéma I. Paramètres et critères fournis par le protocole de validation. Yopougon n°6.	219
Tableau 9-1 :	Valeurs expérimentales des paramètres des schémas de production I et II.....	229
Tableau 9-2 :	Intensités moyennes des corps d'averses.....	229
Tableau 9-3 :	Proportions des surfaces nues non revêtues sur les différents bassins, en %.....	230
Tableau 9-4 :	Comparaison du critère minimum et du critère correspondant à STO=INF= 50. Schéma de production I.....	232
Tableau 9-5 :	Coefficients de la transformation entre valeurs expérimentales et ajustées du modèle I.....	239
Tableau 9-6 :	Coefficients de la transformation entre valeurs expérimentales et ajustées du modèle II.....	242
Tableau 9-7 :	Valeurs des paramètres STO_{aj} et INF_{aj} retenues pour l'application du schéma I.....	245
Tableau 9-8 :	Valeurs des paramètres STO_{aj} et $COEF_{aj}$ retenues pour l'application du modèle II.....	245
Tableau 9-9 :	Valeurs des critères EQT, EAT, EQTC, EATC. Schéma de production I et II.	249
Tableau 10-1 :	Valeurs optimales du paramètre K.....	254
Tableau 10-2 :	Valeurs des critères EQT, EAT, EQTC, EATC. Modèles I et II.	259
Tableau 10-3 :	Limites admissibles des variations du paramètre K.....	266

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 :	Coupure de presse sur les inondations de Djibouti.	27
Figure 1-2 :	Bassin de rétention à l'échelle de la parcelle.	30
Figure 1-3 :	Bassin de rétention à l'échelle du quartier.	30
Figure 1-4 :	Schématisation du circuit de l'eau en milieu urbain.	32
Figure 2-1 :	Décomposition des étapes de la transformation pluie-débit	41
Figure 2-2 :	Application de la formule rationnelle pour une pluie d'intensité constante.	47
Figure 2-3 :	Application de la formule rationnelle pour une pluie d'intensité variable.	47
Figure 2-4 :	Modèles de Desbordes.	53
Figure 2-5 :	Production et transfert du modèle de Le Barbé.	69
Figure 3-1 :	Localisation des bassins urbains	80
Figure 3-2 :	Situation et équipement des bassins de Lomé	86
Figure 3-3 :	Situation et équipement des bassins de Cotonou	88
Figure 3-4 :	Situation et équipement des bassins de Yopougon	90
Figure 3-5 :	Situation et équipement des bassins de Ouagadougou	92
Figure 3-6 :	Situation et équipement des bassins de Niamey	94
Figure 3-7 :	Localisation des débordements	96
Figure 3-8 :	Situation et équipement des bassins de Bamako	98
Figure 4-1 :	Carte de situation des campagnes de simulation de pluie	108
Figure 4-2 :	Schéma de fonctionnement du simulateur de pluie.	110
Figure 4-3 :	Description du profil pédologique	113
Figure 4-4 :	Coupe schématique pédologique des sols de Lomé	116
Figure 4-5 :	Hydrogramme de ruissellement sous pluies simulées d'intensité constante.	125
Figure 4-6 :	Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement. Niamey	137
Figure 4-7 :	Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement. Ouagadougou	137
Figure 4-8 :	Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement. Yopougon	137
Figure 4-9 :	Courbes expérimentales des pertes à l'écoulement. Lomé	137
Figure 5-1 :	Représentativité des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux	150
Figure 5-2 :	Localisation des types d'urbanisation sur les bassins expérimentaux	153
Figure 5-3 :	Schéma d'une concession en zone d'habitat traditionnel.	155
Figure 5-4 :	Classification des surfaces drainantes	157
Figure 5-5 :	Résumé des principales caractéristiques des bassins expérimentaux	172

Figure 5-6 :	Carte de situation des postes pluviographiques.....	175
Figure 5-7 :	Distributions des hauteurs d'averses.....	175
Figure 6-1 :	Schéma de production basé sur des pertes initiales et continues constantes. Hyétogramme de la pluie nette.	183
Figure 6-2 :	Schéma de production basé sur des pertes initiales constantes et des pertes continues proportionnelles à l'intensité de l'averse. Hyétogramme de la pluie nette.....	186
Figure 6-3 :	Schématisation des variations des pertes initiales.....	188
Figure 6-4 :	Application des schémas de production au niveau 0.	190
Figure 6-5 :	Application des schémas de production au niveau 1.	191
Figure 6-6 :	Application des schémas de production au niveau 2.	193
Figure 7-1 :	Cheminement vers le minimum de la fonction critère, par la méthode de Nelder et Mead (d'après Rao).....	203
Figure 7-2 :	Schéma de production I. Influence des partitions du bassin sur les critères.	206
Figure 7-3 :	Schéma de production II. Influence des partitions du bassin sur les critères.....	206
Figure 7-4 :	Influence des partitions du bassin sur la reconstitution des lames ruisselées. Bassin n°4 de Niamey.....	207
Figure 7-5 :	Schéma de production I. Influence du paramètre DESTO sur les critères.....	211
Figure 7-6 :	Schéma de production II. Influence du paramètre DESTO sur les critères.	211
Figure 7-7 :	Influence de DESTO sur la reconstitution des lames ruisselées. Bassin n°4 de Niamey....	211
Figure 7-8 :	Influence de DESTO sur la reconstitution des lames ruisselées. Bassin n°1 de Ouagadougou.....	211
Figure 7-9 :	Influence du choix du schéma de production sur les critères.	212
Figure 8-1 :	Définition et objectifs du protocole de validation d'un modèle sur un bassin.....	217
Figure 8-2 :	Comparaison des valeurs minimales des critères de calibration et de validation. Schéma de production I.....	218
Figure 8-3 :	Ecarts relatifs entre les valeurs minimales des critères de calibration et de validation. Schéma de production I.....	218
Figure 8-4 :	Variations des critères EQTp sur chaque demi-échantillon. Schéma de production I. Bassin n°1 Ouagadougou.	222
Figure 8-5 :	Variations du critère EQTCp sur l'échantillon complet. Schéma de production I. Bassin n°1 Ouagadougou.	222
Figure 9-1 :	Interprétation des courbes expérimentales des pertes à l'écoulement.....	228
Figure 9-2 :	Schéma de production I. Variations du critère EQTC.....	231
Figure 9-3 :	Reconstitution des lames ruisselées avec ou sans contribution au ruissellement des surfaces nues.....	233

Figure 9-4 :	Schéma de production II. Variations du critère EQTC.	235
Figure 9-5 :	Schéma de production I. Isovaleurs correspondant à + 25 % du critère minimum.	237
Figure 9-6 :	Schéma de production II. Isovaleurs correspondant à + 25 % du critère minimum.	241
Figure 9-7 :	Schéma de production I. Détail des lames ruisselées calculées et observées.....	246
Figure 9-8 :	Schéma de production II. Détail des lames ruisselées calculées et observées	247
Figure 9-9 :	Comparaison des critères EATC	249
Figure 9-10 :	Comparaison des critères EQTC	249
Figure 10-1 :	Influence des schémas de production I et II sur la forme de la pluie nette.....	255
Figure 10-2 :	Modèle I. Détail des débits de pointe de crue calculés et observés.....	257
Figure 10-3 :	Modèle II. Détail des débits de pointe de crue calculés et observés	258
Figure 10-4 :	Comparaison des critères EATC. Transfert.	260
Figure 10-5 :	Comparaison des critères EQTC. Transfert.....	260
Figure 10-6 :	Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle I.....	262
Figure 10-7 :	Reconstitution des hydrogrammes de crue correspondant au plus fort débit de pointe observé sur chaque bassin. Modèle II.	262
Figure 10-8 :	Modèle I. Limites de variations de K telles que $EQTC - EQTC_{min} < 25 \%$	267
Figure 10-9 :	Modèle II. Limites de variations de K telles que $EQTC - EQTC_{min} < 25 \%$	267
Figure 10-10 :	Comparaison des valeurs optimales des paramètres de transfert pour les modèles I et II et des valeurs fournies par la formule de Desbordes.....	268
Figure 10-11 :	Comparaison des valeurs $K(2)$, K_{inf} et K_{sup} . Modèle II.	
Figure 10-12 :	Comparaison des différences des valeurs K_{cal} , K_{inf} et K_{sup} à la valeur K_{opt} . Modèle II	269
Figure 10-13 :	Représentation des principaux collecteurs sur les bassins expérimentaux.	271

LISTE DES PHOTOGRAPHIES

1.	Yopougon. Collecteur secondaire en zone d'habitat individuel moderne.	20
2.	Niamey. Collecteur secondaire enterré, bordé de bouches verticales de capture.	20
3.	Lomé. Collecteur principal à ciel ouvert.	20
4.	Yopougon. Déchets dans un collecteur principal.....	24
5.	Niamey. Encombrement d'un collecteur secondaire.	24
6.	Yopougon. Sédimentation dans un collecteur principal.....	24
7.	Lomé. Habitat traditionnel T3 au premier plan, zone commerciale T6 au second plan.	152
8.	Niamey. Habitat traditionnel T3.	152
9.	Yopougon. Zone industrielle T5.	152

ANNEXES

Annexe 1 : Caractéristiques des événements averse-crue utilisés (A1 à A14)

Annexe 2 : Description et notation des parcelles expérimentales, d'après la méthodologie proposée par Casenave et Valentin (B1 à B16)

NIAMEY BASSIN n°1

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																
5	1978 6260210	20,6	19,0	32,3	142,8	1,2	1530,0	70,6	3,8	5,4	26,1	25,0	105,0	10,0	24,7	0
10	1978 7291445	25,3	23,3	43,0	10,5	2,7	1530,0	83,8	4,8	6,8	26,7	20,0	140,0	14,5	25,0	0
16	1978 8172220	13,6	10,0	25,0	150,4	1,4	1720,0	24,0	2,8	4,0	29,1	25,0	95,0	-10,0	-10,0	0
20	1978 9092045	28,7	23,5	85,0	237,3	0,2	1530,0	52,8	6,0	8,5	29,5	35,0	275,0	10,0	19,4	0
5	1979 6120035	15,5	15,5	26,9	274,3	0,2	1200,0	47,3	3,7	5,2	33,4	20,0	175,0	5,0	33,0	10
10	1979 7060140	29,0	22,4	53,9	143,4	0,4	1350,0	52,3	5,8	8,2	28,2	35,0	320,0	10,0	33,6	0
14	1979 7230920	15,0	14,4	64,1	46,3	7,9	1060,0	83,6	3,0	4,3	28,4	15,0	200,0	11,0	30,9	0
2	1980 7022050	28,8	21,4	80,4	51,1	8,0	681,0	37,2	4,5	6,3	21,9	85,0	390,0	74,8	120,1	0
22	1980 9091615	13,8	13,8	24,0	64,3	6,7	1400,0	98,0	3,7	5,2	37,9	30,0	160,0	5,0	37,0	0
Demi-échantillon n°2																
3	1978 6080815	54,4	52,3	177,2	169,9	2,0	1780,0	58,7	15,1	21,2	39,0	145,0	270,0	10,0	44,5	0
8	1978 7111010	22,8	18,0	55,1	60,8	2,8	1310,0	61,3	3,1	4,4	19,2	20,0	125,0	19,8	-10,0	0
13	1978 8042025	13,1	12,8	15,0	40,8	15,5	1650,0	44,4	2,7	3,8	29,4	15,0	80,0	14,5	107,7	0
19	1978 8302115	20,9	18,3	40,4	54,4	10,9	1650,0	72,6	4,2	5,9	28,3	15,0	105,0	5,0	15,5	0
25	1978 10020455	29,5	27,7	105,1	153,5	0,6	1650,0	39,3	7,1	9,9	33,7	50,0	245,0	12,3	26,3	0
6	1979 6130455	15,8	12,1	30,2	27,2	8,9	1250,0	65,0	3,7	5,2	33,0	25,0	275,0	10,0	28,6	8
13	1979 7210800	18,1	17,6	38,0	103,3	2,7	1300,0	75,0	3,5	5,0	27,5	20,0	180,0	5,0	30,2	2
1	1980 6301500	23,2	20,0	49,4	4359,0	0,0	586,0	68,1	3,0	4,2	18,1	60,0	340,0	-10,0	61,2	8
7	1980 7261725	15,2	11,2	15,9	222,0	0,3	586,0	57,9	1,6	2,3	14,9	15,0	245,0	28,8	35,3	2
23	1980 9181845	19,3	19,2	34,0	217,9	0,2	1300,0	84,3	4,2	5,9	30,5	35,0	185,0	5,0	57,3	0

NIAMEY BASSIN n°2

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																
4	1978 6200150	19,8	18,5	50,0	277,5	0,2	2220,0	42,3	3,5	8,4	42,3	65,0	170,0	5,0	34,9	0
8	1978 7111010	21,8	17,4	57,5	60,8	2,8	1940,0	63,6	2,8	6,7	30,9	25,0	140,0	15,0	-10,0	0
19	1978 8302115	19,2	16,9	44,8	54,4	12,3	2220,0	61,5	2,9	6,9	35,9	30,0	185,0	5,0	22,7	0
6	1979 6130455	15,9	12,1	30,2	27,2	8,2	1300,0	70,4	3,1	7,4	46,7	25,0	220,0	5,0	28,4	8
10	1979 7060130	26,2	20,1	50,3	145,1	0,4	1700,0	52,9	5,7	13,6	51,8	65,0	285,0	-10,0	27,3	0
13	1979 7210800	15,5	15,1	39,8	103,3	3,2	1530,0	76,7	2,8	6,7	43,2	25,0	130,0	-10,0	25,8	0
20	1979 8221535	23,4	22,3	64,7	3,9	5,2	1190,0	60,2	4,2	10,0	42,5	70,0	215,0	-10,0	40,1	2
Demi-échantillon n°2																
3	1978 6080815	50,5	48,4	175,0	169,9	2,3	2510,0	78,2	12,1	28,8	57,0	135,0	240,0	15,0	27,1	0
5	1978 6260210	18,1	16,3	30,1	142,8	1,0	2510,0	61,6	3,2	7,7	42,4	30,0	140,0	5,1	21,2	0
16	1978 8172205	16,7	12,3	25,0	150,2	1,5	1460,0	24,0	2,7	6,5	39,1	45,0	145,0	-10,0	-10,0	2
5	1979 6120035	14,3	14,3	25,1	274,3	0,1	1030,0	52,5	2,7	6,4	44,6	20,0	135,0	10,0	36,4	8
7	1979 6160235	10,3	10,3	15,1	67,3	5,9	1110,0	38,3	1,8	4,4	42,7	20,0	95,0	5,2	29,2	0
12	1979 7162150	19,9	16,2	40,0	86,7	7,4	1610,0	42,1	4,4	10,6	53,1	35,0	245,0	5,1	47,5	0
14	1979 7230915	14,3	13,9	73,9	46,3	7,1	1700,0	86,4	3,4	8,1	56,5	40,0	130,0	-10,0	12,2	2
21	1979 8280110	10,5	5,2	20,0	126,7	2,0	564,0	15,6	1,7	4,0	38,5	95,0	165,0	-10,0	-10,0	0

NIAMEY BASSIN n°3

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	I _{max} mm/h	V _r 10 ³ m ³	L _r mm	K _r %	t _m mn	t _e mn	t _r mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																	
5	1979	6120035	10,3	10,3	34,9	274,3	0,1	490,0	24,3	1,5	2,0	19,4	50,0	135,0	-10,0	25,2	8
13	1979	7210800	12,4	12,0	30,2	103,3	2,8	1010,0	67,4	2,0	2,7	22,1	20,0	105,0	5,1	25,1	0
20	1979	8221545	17,0	16,1	50,2	4,1	6,0	1080,0	54,3	3,0	4,1	23,9	15,0	180,0	20,0	40,2	0
7	1980	7261725	10,9	8,4	19,9	222,0	0,3	550,0	44,6	1,1	1,5	13,4	30,0	160,0	20,0	32,9	0
13	1980	8092255	15,8	11,6	65,0	12,0	4,5	400,0	22,8	2,0	2,8	17,6	175,0	305,0	10,4	79,3	8
20	1980	9040520	25,1	23,9	74,6	21,4	34,7	1430,0	72,9	4,7	6,4	25,7	20,0	215,0	14,9	38,4	0
Demi-échantillon n°2																	
4	1979	5310910	41,0	37,7	149,8	3,3	4,2	1410,0	48,1	6,4	8,7	21,3	85,0	290,0	20,2	33,4	0
6	1979	6130455	14,4	11,3	30,2	27,2	5,9	1160,0	41,3	3,2	4,5	30,9	25,0	160,0	5,0	24,6	8
14	1979	7230920	15,4	13,9	20,6	46,3	5,8	1410,0	71,3	2,2	3,0	19,5	15,0	115,0	14,9	23,4	0
1	1980	6301515	20,9	15,6	25,7	4359,3	0,0	1080,0	67,2	5,1	7,0	33,4	15,0	335,0	10,0	56,9	0
11	1980	8061215	17,9	12,3	25,5	25,5	5,9	1330,0	24,1	5,0	6,9	38,6	45,0	250,0	10,1	45,3	2
15	1980	8190610	28,4	17,3	35,3	2,5	1,2	924,0	24,0	5,3	7,2	25,5	30,0	495,0	25,1	88,3	10
22	1980	9091615	15,1	15,1	20,1	64,3	6,7	1110,0	116,0	2,3	3,1	20,7	15,0	140,0	5,0	36,0	0

NIAMEY BASSIN n°4

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
----	-------------------------------------	---------	----------	----------	----------	-----------	-------------	--------------	--------------------------------------	----------	---------	----------	----------	----------	-----------	-----

Demi-échantillon n°1

2	1987	7092210	14,6	14,3	35,0	187,8	0,2	3110,0	36,0	6,0	4,9	33,4	25,0	170,0	15,0	44,3	0
5	1987	7112315	10,1	9,5	20,0	2,6	12,5	3650,0	30,0	4,3	3,5	34,4	15,0	150,0	10,0	36,1	0
8	1987	7170445	18,4	5,4	25,0	23,3	24,1	975,0	25,2	7,3	5,9	31,9	15,0	375,0	15,0	55,6	8
12	1987	8022340	12,2	11,7	34,7	63,5	8,6	3340,0	36,8	4,9	3,9	32,1	25,0	120,0	9,7	30,9	0
15	1987	8110550	20,9	13,6	50,3	95,1	1,9	2350,0	35,3	6,4	5,1	24,6	30,0	305,0	5,6	36,8	0
19	1987	8250700	24,9	12,4	20,9	117,3	3,5	2480,0	51,7	9,7	7,8	31,3	20,0	430,0	5,0	39,0	8
24	1987	9201250	24,9	21,6	29,7	149,2	0,1	6790,0	98,7	11,7	9,5	38,0	30,0	280,0	-10,0	13,3	0

Demi-échantillon n°2

1	1987	7012345	11,0	7,9	29,7	4367,8	0,0	1540,0	37,2	2,6	2,1	18,8	25,0	80,0	9,7	17,4	8
3	1987	7102025	12,3	12,3	15,0	21,6	9,5	3620,0	72,0	5,7	4,6	37,7	15,0	130,0	10,0	47,5	0
7	1987	7160455	36,3	36,3	34,4	0,8	2,7	13500,0	132,7	23,4	18,9	51,9	20,0	260,0	-10,0	27,5	0
10	1987	7301915	39,7	39,2	40,6	104,4	0,3	12100,0	118,8	22,8	18,4	46,3	25,0	645,0	5,3	42,7	0
14	1987	8070350	9,9	8,5	24,7	80,8	4,2	1330,0	22,8	2,5	2,0	20,2	25,0	95,0	10,0	20,3	0
18	1987	8200600	39,1	30,3	25,6	75,3	1,1	13300,0	126,5	20,4	16,4	42,0	20,0	395,0	5,0	16,4	0
20	1987	8270410	18,5	11,4	40,3	40,3	12,3	2130,0	36,7	7,3	5,9	32,0	15,0	380,0	15,0	44,2	0
27	1987	9262230	20,8	10,5	66,5	91,1	1,6	1310,0	23,9	8,4	6,8	32,5	50,0	435,0	11,2	64,0	8

OUAGADOUGOU BASSIN n°1

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																	
8	1979	6180810	18,1	18,1	15,0	115,4	1,5	1610,0	108,7	3,5	7,3	40,5	25,0	155,0	5,1	31,7	0
11	1979	7060705	19,9	14,8	45,2	146,1	0,6	845,0	32,4	2,4	4,9	24,7	20,0	155,0	25,1	22,7	0
14	1979	7131250	22,1	19,8	30,2	86,8	3,4	1330,0	75,4	3,2	6,6	30,0	30,0	150,0	19,9	36,2	0
16	1979	7211145	15,5	12,6	30,0	101,8	2,8	641,0	50,3	1,5	3,0	19,6	15,0	130,0	19,9	28,7	0
18	1979	7230750	35,8	35,1	30,0	6,0	35,7	5390,0	144,0	12,6	26,2	73,1	30,0	165,0	5,0	33,8	0
26	1979	8071040	25,1	21,5	65,0	65,1	5,0	1100,0	36,0	3,9	8,1	32,2	25,0	150,0	24,8	26,1	0
32	1979	8280415	39,1	31,8	145,5	100,4	1,2	1210,0	51,6	6,1	12,7	32,5	45,0	280,0	79,9	55,6	8
35	1979	9010510	26,9	25,3	55,1	30,4	22,2	1990,0	78,0	6,1	12,6	47,0	25,0	255,0	14,9	30,8	10
43	1979	9091205	13,9	11,5	54,8	8,9	31,8	641,0	29,9	2,1	4,4	31,4	30,0	195,0	45,0	59,6	0
47	1979	9251520	18,7	18,0	54,7	177,4	0,2	641,0	48,6	1,7	3,6	19,2	25,0	190,0	20,1	47,2	0
49	1979	10080220	16,8	15,7	10,0	175,7	0,4	845,0	96,0	2,0	4,1	24,6	20,0	160,0	10,0	43,8	0
Demi-échantillon n°2																	
7	1979	6131100	11,4	8,4	49,8	27,2	5,5	146,0	19,3	0,4	0,8	7,2	15,0	100,0	60,1	55,1	0
10	1979	6300425	11,9	11,9	25,1	175,5	0,4	896,0	95,7	1,9	3,9	32,4	20,0	140,0	10,0	37,9	0
12	1979	7091335	17,8	12,3	49,7	76,2	4,2	239,0	30,0	0,6	1,3	7,1	15,0	100,0	59,5	10,2	8
15	1979	7170250	19,2	16,3	50,1	82,9	4,5	590,0	36,1	1,7	3,5	18,2	25,0	120,0	24,9	36,3	0
17	1979	7230045	31,4	30,1	20,1	34,0	9,0	3950,0	143,0	7,9	16,4	52,3	20,0	105,0	15,0	24,4	0
25	1979	8041655	17,6	16,4	20,1	100,8	1,7	1330,0	79,1	3,0	6,3	35,7	20,0	140,0	14,9	36,4	0
27	1979	8171445	10,4	8,8	25,0	240,9	0,2	66,0	64,8	0,1	0,3	2,6	5,0	75,0	25,0	34,0	0
34	1979	8302140	26,4	26,1	40,1	34,8	15,5	1730,0	90,1	6,5	13,5	51,1	35,0	160,0	15,0	26,6	0
42	1979	9090105	28,9	27,5	34,9	20,4	9,4	2170,0	95,9	6,7	14,1	48,6	35,0	190,0	14,9	48,3	0
44	1979	9111820	17,0	16,3	30,0	51,7	15,6	794,0	117,2	2,1	4,4	25,7	15,0	145,0	15,1	41,4	8
48	1979	9301555	15,4	12,1	34,9	118,8	1,6	239,0	28,9	0,7	1,4	9,2	10,0	125,0	24,9	37,0	0

OUAGADOUGOU BASSIN n°2

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																
2	1979 5082340	15,7	1,5	15,0	183,2	0,4	690,0	6,1	5,3	3,1	19,6	30,0	245,0	114,6	90,4	0
7	1979 6131100	11,1	7,5	30,4	27,2	3,6	1410,0	31,0	5,3	3,0	27,4	40,0	145,0	44,9	64,2	8
9	1979 6221805	17,0	17,0	39,9	105,5	1,8	6280,0	45,5	14,5	8,4	49,2	20,0	140,0	10,0	24,7	0
11	1979 7060705	19,9	16,0	59,7	146,1	0,6	3710,0	30,0	12,4	7,2	36,0	20,0	220,0	24,8	32,3	0
14	1979 7131250	24,4	23,0	49,6	86,8	2,3	6270,0	60,3	16,6	9,6	39,3	15,0	200,0	10,2	21,2	0
16	1979 7211145	14,1	10,4	30,0	101,8	3,1	2250,0	43,3	5,5	3,2	22,4	15,0	110,0	20,1	15,6	0
18	1979 7230750	38,0	38,0	30,0	6,0	26,5	15300,0	144,0	50,4	29,1	76,6	35,0	135,0	5,2	35,0	0
26	1979 8071040	24,1	21,7	65,0	65,1	5,0	4540,0	32,5	15,1	8,7	36,2	35,0	215,0	5,4	23,6	0
34	1979 8302140	19,3	19,3	44,9	34,8	16,0	5840,0	95,9	16,9	9,8	50,5	30,0	150,0	34,6	56,2	0
40	1979 9072045	17,1	16,2	34,7	47,0	10,2	5180,0	77,2	13,9	8,0	46,9	10,0	165,0	19,9	34,7	0
43	1979 9091205	13,6	9,7	40,3	8,9	36,4	4050,0	24,1	10,3	5,9	43,6	30,0	185,0	35,0	36,4	8
47	1979 9251520	17,6	16,6	30,5	178,5	0,2	4790,0	109,2	12,5	7,2	40,9	25,0	195,0	9,9	42,6	0
49	1979 10080220	13,0	12,1	10,0	175,7	0,4	5050,0	96,0	10,8	6,2	48,0	20,0	115,0	10,0	30,1	0
Demi-échantillon n°2																
1	1979 5010430	18,0	13,5	80,0	2884,5	0,0	2390,0	22,8	10,9	6,3	35,1	150,0	275,0	45,0	58,5	8
3	1979 5260055	10,0	5,5	20,0	404,5	0,0	2210,0	32,4	3,4	2,0	19,8	10,0	115,0	40,0	11,0	0
8	1979 6180810	15,2	15,0	15,0	115,4	1,3	8550,0	85,4	16,9	9,8	64,3	10,0	115,0	-10,0	18,9	2
10	1979 6300425	12,2	11,9	29,9	177,6	0,5	3600,0	65,4	7,6	4,4	35,8	15,0	125,0	10,0	36,9	0
12	1979 7091335	10,8	6,1	20,6	76,2	4,2	1200,0	30,0	2,4	1,4	13,0	15,0	105,0	25,9	10,1	8
15	1979 7170250	21,3	17,7	59,8	82,9	4,7	4540,0	48,9	13,3	7,7	36,1	20,0	210,0	10,2	17,9	0
17	1979 7230045	21,6	21,0	24,9	34,0	8,5	8110,0	47,5	22,4	12,9	59,8	25,0	130,0	24,7	56,8	2
25	1979 8041655	17,8	17,4	24,9	100,8	1,7	6550,0	68,6	13,3	7,7	43,3	15,0	125,0	15,1	34,5	0
32	1979 8280415	38,7	38,1	194,0	100,6	1,0	5840,0	54,0	27,6	16,0	41,3	35,0	285,0	75,2	36,7	0
35	1979 9010510	22,5	22,0	59,9	30,4	18,7	6980,0	78,0	22,6	13,1	58,2	15,0	225,0	10,2	34,0	8
42	1979 9090105	28,2	25,8	30,1	20,4	15,7	8750,0	90,1	28,1	16,3	57,6	30,0	210,0	5,2	34,6	0
44	1979 9111820	12,5	11,2	30,0	51,7	17,1	5560,0	76,4	12,4	7,1	57,2	15,0	140,0	24,8	42,3	8
48	1979 9301555	13,3	8,6	25,2	118,8	1,5	3140,0	35,9	7,8	4,5	33,7	15,0	205,0	10,2	12,6	0

LOME BASSIN n°1

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
----	-------------------------------------	---------	----------	----------	----------	-----------	-------------	--------------	--------------------------------------	----------	---------	----------	----------	----------	-----------	-----

Demi-échantillon n°1

18	1977	9170435	38,0	36,3	52,9	1342,7	0,0	4170,0	65,1	11,3	14,1	37,1	25,0	295,0	22,5	38,8	0
22	1977	10112055	38,0	25,8	149,3	20,3	20,9	1510,0	22,6	12,3	15,4	40,5	55,0	530,0	7,1	49,6	8
25	1977	10270350	26,1	22,2	51,1	214,2	0,3	2350,0	37,5	7,7	9,7	37,0	30,0	365,0	-10,0	39,0	0
27	1978	3130720	61,7	61,2	81,4	163,8	1,5	5910,0	82,7	24,5	30,6	49,6	35,0	335,0	-10,0	4,6	0
29	1978	4042010	41,1	30,7	47,9	323,4	0,0	3420,0	74,7	12,3	15,4	37,5	40,0	390,0	8,6	42,2	0
36	1978	4302035	12,7	12,3	34,3	70,2	2,4	1420,0	30,9	2,9	3,6	28,4	20,0	190,0	7,1	33,7	0
40	1978	5130645	31,0	25,3	52,5	65,8	5,4	3680,0	57,2	10,8	13,5	43,7	25,0	300,0	7,1	34,6	0
53	1978	6092320	23,7	16,9	40,0	69,3	1,6	2280,0	47,4	7,3	9,1	38,3	25,0	325,0	8,9	40,9	0
69	1979	4270240	23,1	22,1	21,1	90,8	4,4	3640,0	127,4	6,9	8,6	37,1	20,0	195,0	-10,0	25,9	0
72	1979	5151645	21,9	20,8	32,5	155,3	3,2	3370,0	64,5	6,8	8,5	38,9	15,0	175,0	10,4	32,8	0
79	1979	5301035	10,6	9,7	18,6	2,4	23,9	2460,0	48,4	4,8	6,0	56,9	25,0	200,0	-10,0	33,3	2
85	1979	6111010	45,4	44,5	62,1	44,3	8,4	4390,0	88,8	12,7	15,9	34,9	30,0	80,0	11,1	23,7	0
88	1979	6170535	28,5	23,7	76,8	29,6	19,0	2660,0	47,2	12,1	15,1	53,0	140,0	300,0	73,6	27,4	8
100	1979	9231500	43,4	42,9	71,8	13,3	4,8	4370,0	47,9	14,4	18,0	41,4	40,0	230,0	5,0	30,8	2
105	1979	10191105	14,7	14,0	22,5	8,5	0,9	1990,0	47,4	4,7	5,8	39,6	15,0	160,0	7,5	42,3	2

LOME BASSIN n°1 (suite)

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	I _{max} mm/h	V _r 10 ³ m ³	L _r mm	K _r %	t _m mn	t _e mn	t _r mn	lag mn	COM
----	-------------------------------------	---------	----------	----------	----------	-----------	-------------	--------------------------	--	----------------------	---------------------	----------------------	----------------------	----------------------	-----------	-----

Demi-échantillon n°2

5	1977 5080715	26,3	21,8	65,4	196,5	0,3	2570,0	65,7	7,1	8,9	33,8	20,0	220,0	-10,0	16,2	10
21	1977 10102340	31,7	31,6	24,3	78,9	0,2	3930,0	73,6	9,6	12,1	38,0	20,0	195,0	-10,0	22,4	2
24	1977 10180320	22,4	19,1	36,8	135,2	3,7	2510,0	48,3	6,5	8,1	36,2	20,0	215,0	-10,0	31,8	0
26	1978 3060640	45,7	38,7	117,9	1542,7	0,0	2170,0	47,7	12,7	15,9	34,7	30,0	435,0	-10,0	56,6	8
28	1978 3220435	31,2	26,2	43,9	210,9	0,8	3290,0	59,6	9,2	11,5	36,9	25,0	310,0	7,5	49,4	0
30	1978 4141320	26,5	21,3	82,5	227,9	0,4	2190,0	36,3	6,6	8,3	31,2	70,0	255,0	12,1	49,5	8
39	1978 5100935	13,8	11,0	26,4	7,7	7,3	2220,0	52,4	5,4	6,8	48,9	15,0	195,0	5,0	26,0	0
46	1978 5280525	21,9	13,8	45,0	12,6	16,8	2460,0	38,7	7,5	9,3	42,6	20,0	270,0	-10,0	25,3	0
66	1979 4020820	49,7	37,9	115,0	203,4	0,1	3240,0	92,4	12,7	15,9	32,0	40,0	275,0	-10,0	-10,0	8
71	1979 5082255	77,8	66,8	156,4	75,0	2,4	5490,0	86,9	34,3	42,9	55,2	50,0	540,0	-10,0	36,2	0
73	1979 5180630	17,8	14,8	25,0	59,8	7,2	3010,0	58,3	7,4	9,2	51,8	25,0	185,0	2420,0	65,7	2
80	1979 5312245	11,7	10,7	40,7	33,1	17,3	1120,0	28,5	3,5	4,4	37,4	20,0	195,0	27,1	47,9	10
87	1979 6152220	19,3	18,8	36,1	61,0	15,9	3510,0	51,9	6,8	8,4	43,7	20,0	155,0	-10,0	17,0	0
89	1979 6191645	77,6	68,4	113,2	54,8	15,2	6430,0	60,3	45,5	56,9	73,4	100,0	480,0	6,1	40,8	0
103	1979 10111755	10,8	10,0	23,9	58,3	0,1	1120,0	39,6	2,1	2,6	24,3	15,0	105,0	11,4	36,3	2
107	1979 10230330	13,0	12,2	41,1	60,3	11,5	1590,0	29,5	3,2	4,0	31,0	35,0	140,0	5,0	30,5	0

YOPOUGON BASSIN n°1

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																
3	1983 5040235	50,4	48,8	104,1	34,3	9,8	6080,0	61,2	18,7	10,1	20,1	75,0	205,0	24,7	39,2	8
8	1983 5151345	19,4	15,5	38,5	9,8	67,2	2880,0	49,9	7,8	4,3	21,9	30,0	120,0	82,9	33,3	0
16	1983 5220730	21,6	21,0	45,3	28,5	20,2	3470,0	45,5	8,8	4,8	22,1	35,0	175,0	13,1	32,3	0
22	1983 5280205	28,9	26,8	68,1	10,3	38,4	3470,0	67,0	8,9	4,8	16,7	195,0	195,0	38,5	48,7	8
30	1983 6031250	51,1	46,8	87,3	12,8	26,3	5400,0	72,0	20,2	11,0	21,5	20,0	285,0	18,5	25,3	0
36	1983 6120825	20,6	8,9	64,2	3,6	34,1	1690,0	14,5	6,0	3,3	15,9	25,0	275,0	55,5	8,5	8
59	1983 8120440	15,4	7,5	45,2	91,1	0,4	592,0	18,0	0,9	0,5	3,3	25,0	95,0	256,5	115,1	10
78	1983 9271230	15,0	10,4	38,8	100,3	1,0	901,0	25,2	1,6	0,9	5,8	10,0	110,0	78,0	43,3	10
92	1983 11140220	21,3	20,1	35,0	8,2	16,4	2290,0	56,7	3,8	2,0	9,6	20,0	65,0	45,0	36,9	0
100	1983 12110130	18,5	16,8	44,7	4,8	1,4	2170,0	43,9	4,7	2,6	13,8	200,0	195,0	31,6	97,0	8
4	1984 4071610	26,3	25,6	65,0	73,5	9,2	2510,0	76,6	6,5	3,5	13,4	25,0	120,0	15,0	26,6	0
21	1984 5161600	17,0	12,9	45,5	34,6	13,3	808,0	45,7	1,7	0,9	5,5	20,0	115,0	10,0	11,7	0
33	1984 6021505	65,1	59,0	80,0	4,4	10,2	6430,0	120,0	30,5	16,6	25,5	20,0	295,0	20,0	41,8	8
40	1984 6121225	55,0	46,7	93,5	0,8	12,2	6080,0	86,0	32,1	17,4	31,7	55,0	210,0	8,4	14,4	2
46	1984 6172300	17,0	15,0	43,4	3,2	41,0	2050,0	87,1	8,8	4,8	28,2	40,0	240,0	-10,0	38,1	8
50	1984 6212020	21,2	14,5	95,0	5,3	41,2	784,0	48,0	5,2	2,8	13,4	15,0	215,0	45,0	49,4	8
55	1984 6272110	16,5	14,8	27,3	45,1	9,1	2050,0	96,4	5,1	2,8	16,8	25,0	180,0	47,1	39,9	0
76	1984 9170950	41,0	40,7	88,8	47,8	1,2	5740,0	114,0	18,1	9,9	24,0	25,0	145,0	10,0	26,6	0
86	1984 10060210	18,8	18,2	73,4	60,7	4,6	1570,0	53,0	5,0	2,7	14,5	35,0	160,0	5,0	33,7	2
97	1984 10291730	26,1	21,7	60,3	143,9	0,7	5250,0	78,0	9,6	5,2	19,9	25,0	120,0	11,9	13,7	0
106	1984 12060255	15,3	14,0	18,5	103,3	0,4	2050,0	81,6	4,1	2,2	14,7	15,0	90,0	18,5	33,4	2

YOPOUGON BASSIN n°1 (suite)

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°2																	
2	1983	5021435	19,1	16,5	53,5	124,9	0,8	3940,0	40,8	8,8	4,8	25,1	40,0	105,0	43,4	34,5	8
7	1983	5142245	68,7	62,1	63,4	1,0	13,7	7140,0	123,7	30,3	16,5	24,0	40,0	200,0	25,0	20,0	0
14	1983	5192010	19,9	12,2	63,8	9,2	25,9	2290,0	33,7	4,8	2,6	13,0	335,0	125,0	73,1	138,0	8
21	1983	5271500	19,3	19,2	35,0	3,8	28,4	3350,0	81,1	10,0	5,4	28,1	25,0	140,0	-10,0	24,8	0
25	1983	5290545	20,9	16,0	10,0	7,3	43,5	4060,0	120,0	14,7	8,0	38,2	30,0	405,0	165,0	53,6	0
35	1983	6110715	27,9	22,9	114,7	49,3	8,8	3000,0	31,9	10,4	5,7	20,3	265,0	220,0	146,2	79,1	8
43	1983	6201335	80,3	70,4	216,2	3,1	14,7	4750,0	51,7	37,3	20,3	25,3	565,0	480,0	157,3	74,0	8
62	1983	8160745	25,4	17,8	99,0	3,0	2,5	196,0	24,0	0,4	0,2	0,9	5,0	115,0	96,1	16,3	10
79	1983	9280935	16,3	13,7	48,8	18,2	10,9	1450,0	30,6	3,1	1,7	10,4	20,0	170,0	23,1	29,4	0
94	1983	11230400	49,0	49,0	56,2	0,1	6,9	6660,0	120,8	14,8	8,0	16,4	30,0	115,0	13,1	33,8	2
3	1984	4041330	39,5	38,0	45,0	60,3	2,9	5600,0	96,0	15,0	8,2	20,7	25,0	145,0	30,0	34,2	0
17	1984	5062040	31,2	28,4	50,0	27,0	8,9	3350,0	72,0	8,5	4,6	14,7	25,0	130,0	10,0	24,4	0
26	1984	5260445	59,0	53,7	86,6	36,1	6,4	5840,0	79,4	28,0	15,2	25,8	60,0	355,0	5,0	26,6	0
38	1984	6091540	41,2	38,6	45,0	5,1	6,8	6080,0	108,0	16,4	8,9	21,6	25,0	155,0	75,0	38,1	0
44	1984	6170630	18,0	15,8	43,4	12,0	26,4	1570,0	43,9	10,7	5,8	32,2	75,0	345,0	-10,0	20,3	8
49	1984	6201935	24,7	10,6	100,0	53,4	21,3	496,0	13,2	4,3	2,3	9,4	245,0	300,0	-10,0	6,4	8
52	1984	6232340	15,1	10,8	43,8	40,7	27,5	1220,0	44,3	2,7	1,5	9,7	30,0	80,0	168,5	58,9	8
60	1984	7042320	17,9	15,3	26,9	3,6	5,7	1930,0	51,1	5,2	2,8	15,9	15,0	90,0	87,8	40,3	2
80	1984	9210400	45,7	42,6	42,4	23,8	11,2	8100,0	168,0	24,8	13,5	29,5	35,0	300,0	25,4	27,8	10
90	1984	10120735	38,1	36,2	90,0	4,6	6,2	5960,0	114,0	18,2	9,9	26,0	25,0	200,0	1070,0	82,5	0
98	1984	10300550	21,9	19,8	34,7	9,3	22,1	5890,0	56,3	13,1	7,1	32,5	30,0	240,0	-10,0	15,9	0

YOPOUGON BASSIN n°5

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																	
2	1983	5021330	22,3	20,2	48,1	125,3	1,4	10600,0	51,7	23,5	13,4	60,4	45,0	205,0	41,9	29,9	8
5	1983	5140430	23,8	23,8	29,8	89,8	1,1	15200,0	131,0	20,1	11,5	48,2	15,0	135,0	70,0	14,7	0
8	1983	5151125	20,3	17,6	38,9	7,4	80,2	9100,0	61,0	17,1	9,8	48,3	265,0	340,0	-10,0	15,1	0
16	1983	5220720	20,0	19,0	35,0	32,0	19,3	10500,0	54,8	16,3	9,3	46,6	25,0	180,0	8,9	26,5	0
20	1983	5271000	20,9	20,9	59,8	0,1	28,5	14500,0	38,4	26,3	15,0	71,9	45,0	120,0	20,1	23,5	2
25	1983	5290545	20,4	16,1	17,6	4,8	53,8	17800,0	102,6	29,2	16,7	81,7	20,0	160,0	162,9	39,7	0
28	1983	6010720	17,2	11,9	38,2	26,8	51,7	10800,0	39,8	17,9	10,2	59,5	25,0	110,0	130,9	34,7	0
35	1983	6101050	28,0	23,6	124,7	28,8	10,6	8560,0	31,8	23,8	13,6	48,6	370,0	440,0	44,2	71,4	8
37	1983	6122345	21,2	19,4	81,7	9,0	46,0	3870,0	30,9	13,5	7,7	36,6	15,0	195,0	32,7	37,2	2
43	1983	6201240	79,1	70,4	237,6	2,2	27,9	16600,0	60,1	87,5	50,0	63,2	780,0	900,0	-10,0	87,1	8
79	1983	9280935	16,5	14,2	31,3	18,2	11,6	5660,0	52,4	11,3	6,4	38,9	20,0	180,0	20,4	33,8	2
92	1983	11140220	15,0	13,4	31,1	7,9	16,5	13100,0	34,0	24,9	14,2	94,9	10,0	195,0	32,2	28,1	0
101	1983	12112230	15,4	15,1	40,0	17,3	9,6	1230,0	35,5	1,3	0,8	4,9	15,0	60,0	19,9	16,6	0
4	1984	4071600	26,4	25,0	61,2	73,3	7,2	9740,0	78,4	19,8	11,3	42,9	25,0	215,0	8,8	21,1	0
17	1984	5062040	24,8	21,0	25,1	27,0	8,3	7650,0	107,7	14,2	8,1	32,8	15,0	115,0	-10,0	4,1	0
26	1984	5260450	81,6	78,1	94,1	36,2	8,2	43100,0	135,3	122,2	69,8	85,6	45,0	180,0	5,0	9,4	0
38	1984	6091520	30,4	27,2	59,7	0,4	9,9	25200,0	96,6	37,7	21,5	70,8	75,0	195,0	40,4	14,1	0
44	1984	6170635	16,4	14,6	53,6	12,9	24,2	2230,0	38,4	7,6	4,3	26,4	140,0	385,0	13,9	24,6	8
50	1984	6212010	19,9	13,0	96,7	5,2	50,0	1230,0	18,8	6,2	3,5	17,8	20,0	215,0	39,9	15,6	8
76	1984	9171000	31,5	30,4	67,3	94,5	0,2	12700,0	98,6	28,8	16,4	52,2	10,0	525,0	10,0	45,3	0
86	1984	10060210	26,0	25,4	68,1	84,0	1,7	4230,0	52,9	19,5	11,2	42,9	60,0	175,0	8,1	28,4	0
94	1984	10161905	30,3	22,3	54,8	7,8	58,7	10400,0	50,0	22,5	12,9	42,5	25,0	205,0	5,0	-10,0	0
98	1984	10300535	21,3	19,9	43,0	9,0	22,7	12400,0	55,0	21,8	12,4	58,5	15,0	155,0	10,3	12,7	0

YOPOUGON BASSIN n°5 (suite)

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°2																	
1	1983	4270430	18,6	16,2	35,8	2788,5	0,0	11900,0	73,8	14,9	8,5	45,8	20,0	130,0	213,9	129,6	0
3	1983	5030230	50,1	46,5	80,1	10,3	19,1	30700,0	72,5	69,2	39,6	79,0	110,0	225,0	30,1	49,4	8
7	1983	5142245	71,6	65,3	56,2	5,5	22,1	39500,0	136,9	102,5	58,6	81,8	35,0	210,0	19,6	18,3	0
14	1983	5191950	21,4	13,4	71,4	9,3	30,0	6050,0	35,0	12,9	7,4	34,4	390,0	285,0	27,8	70,5	8
19	1983	5270510	23,0	22,4	27,0	4,9	5,6	15800,0	103,3	19,4	11,1	48,2	20,0	105,0	18,3	17,8	0
22	1983	5280155	30,6	27,9	67,3	10,3	48,4	11300,0	74,1	24,5	14,0	45,8	20,0	260,0	33,3	47,0	8
26	1983	5291920	32,9	18,8	92,8	7,9	62,9	9100,0	32,1	36,0	20,6	62,4	35,0	1065,0	210,0	73,4	8
30	1983	6031250	42,5	36,3	85,3	6,4	40,3	23200,0	72,0	47,8	27,3	64,2	50,0	320,0	-10,0	10,1	8
36	1983	6120825	19,5	10,6	65,0	3,3	36,1	1840,0	19,0	12,5	7,1	36,7	50,0	400,0	44,0	63,2	8
42	1983	6200610	24,4	22,1	79,3	55,2	4,7	8310,0	71,6	16,1	9,2	37,7	45,0	345,0	-10,0	11,7	2
59	1983	8120415	21,4	14,1	86,3	48,8	0,2	1190,0	18,5	4,9	2,8	12,9	255,0	280,0	22,2	76,8	8
89	1983	11130410	20,0	20,0	27,0	73,4	0,5	12200,0	97,0	22,4	12,8	64,0	20,0	155,0	5,0	19,6	0
98	1983	12011015	18,2	14,5	30,5	84,0	4,3	6130,0	39,0	13,8	7,9	43,2	70,0	155,0	5,0	30,9	10
3	1984	4041255	33,2	31,1	60,0	60,3	0,0	6710,0	132,0	16,3	9,3	28,1	70,0	150,0	25,0	47,4	8
8	1984	4172335	15,9	15,6	30,0	33,1	1,8	4370,0	78,5	7,4	4,2	26,7	20,0	95,0	14,7	27,4	0
21	1984	5160405	20,0	17,5	80,0	9,1	11,2	1690,0	32,8	6,2	3,6	17,8	50,0	170,0	281,9	26,3	2
33	1984	6021510	54,4	50,2	94,2	43,3	4,3	37700,0	90,5	73,6	42,0	77,2	30,0	270,0	-10,0	2,9	8
40	1984	6121230	84,9	75,3	90,2	0,9	10,3	41300,0	148,6	95,8	54,7	64,4	30,0	290,0	8,1	-10,0	0
49	1984	6201940	35,9	19,6	114,4	53,4	19,7	4080,0	53,6	13,8	7,9	21,9	10,0	425,0	-10,0	-10,0	8
66	1984	7150650	16,2	14,3	30,9	106,7	0,8	4080,0	39,7	8,9	5,1	31,5	35,0	165,0	10,0	22,8	0
80	1984	9210415	66,8	65,7	70,1	24,0	8,8	43700,0	161,3	98,5	56,3	84,3	40,0	185,0	5,0	11,4	0
93	1984	10160915	53,9	53,9	120,0	5,3	15,2	16100,0	68,5	52,0	29,7	55,2	40,0	150,0	5,0	9,7	0
97	1984	10291735	25,4	21,1	50,0	144,0	1,9	9130,0	75,4	17,5	10,0	39,3	25,0	190,0	12,0	11,1	0

YOPOUGON BASSIN n°6

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)	P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	Imax mm/h	Vr 10 ³ m ³	Lr mm	Kr %	tm mn	te mn	tr mn	lag mn	COM
Demi-échantillon n°1																
86	1983 10261845	16,1	15,0	25,1	2,2	4,7	2210,0	83,9	1,8	8,0	49,7	135,0	105,0	5,0	27,9	8
92	1983 11140240	18,5	17,9	30,0	8,3	16,0	1530,0	59,7	1,7	7,9	42,5	15,0	60,0	15,1	14,8	0
98	1983 12011015	18,0	16,8	45,1	84,0	3,0	910,0	54,2	1,1	4,8	27,0	65,0	65,0	5,0	34,5	8
5	1984 4091240	31,9	30,9	69,8	43,1	12,7	1360,0	77,9	1,8	8,2	25,7	15,0	80,0	-10,0	-10,0	8
17	1984 5062040	23,7	20,5	30,0	27,3	9,1	1930,0	96,1	2,8	12,6	53,0	15,0	115,0	-10,0	2,9	0
21	1984 5160405	34,3	29,6	75,1	9,1	11,9	2210,0	77,6	5,2	23,6	68,9	730,0	210,0	19,9	22,1	0
49	1984 6201940	33,4	15,9	90,3	53,4	19,5	615,0	37,4	3,8	17,2	51,5	80,0	375,0	5,0	-10,0	8
86	1984 10060215	34,0	32,5	65,0	11,0	0,8	1980,0	77,8	5,7	25,9	76,2	40,0	125,0	5,0	13,7	0
94	1984 10161905	36,9	27,5	40,0	7,8	49,7	2340,0	96,0	5,0	22,6	61,2	15,0	210,0	-10,0	-10,0	0
98	1984 10300535	21,7	19,5	35,1	9,0	18,4	2210,0	60,1	3,2	14,8	68,0	20,0	145,0	14,9	19,1	0
Demi-échantillon n°2																
79	1983 9280950	18,5	17,1	44,8	18,5	6,5	1760,0	47,9	2,6	12,0	64,7	20,0	100,0	14,9	9,3	0
89	1983 11130410	18,5	18,5	35,0	73,4	1,2	1920,0	54,4	2,1	9,4	50,4	15,0	60,0	-10,0	6,0	0
94	1983 11230400	35,3	33,2	60,1	0,1	7,0	2610,0	107,9	3,9	17,9	50,5	10,0	205,0	5,0	4,7	8
4	1984 4071600	24,0	22,7	60,0	73,3	7,2	1360,0	72,4	2,3	10,3	42,9	20,0	115,0	10,0	6,3	0
8	1984 4172335	22,9	22,2	25,0	33,1	2,5	1590,0	86,6	2,2	10,1	44,1	15,0	50,0	5,1	6,2	0
18	1984 5090850	16,1	14,1	50,0	57,2	10,0	1300,0	24,2	2,7	12,1	75,2	25,0	100,0	5,0	-10,0	0
44	1984 6170635	17,5	15,1	65,1	13,0	25,0	1470,0	48,9	2,9	13,3	75,9	320,0	225,0	5,0	5,1	8
76	1984 9171000	37,4	35,9	64,9	94,5	0,8	2800,0	105,5	6,2	28,2	75,4	10,0	125,0	5,0	7,6	0
93	1984 10160915	46,8	46,8	120,0	5,3	11,7	2330,0	72,0	9,6	43,6	93,1	35,0	150,0	10,0	14,7	0
97	1984 10291735	21,4	17,0	50,0	144,2	0,8	1360,0	48,2	2,5	11,2	52,3	10,0	350,0	5,0	-10,0	0

YOPOUGON BASSIN n°7

N°	Date début (an,,mois,jour,heure)		P mm	Pc mm	tp mn	ta mn	IPA mm	Qmax l/s	I _{max} mm/h	V _r 10 ³ m ³	L _r mm	K _r %	t _m mn	t _e mn	t _r mn	lag mn	COM
----	-------------------------------------	--	---------	----------	----------	----------	-----------	-------------	--------------------------	--	----------------------	---------------------	----------------------	----------------------	----------------------	-----------	-----

Demi-échantillon n°1

45	1984	6171500	18,9	15,0	41,3	2,7	37,2	7680,0	82,2	54,2	4,9	25,9	25,0	340,0	417,4	123,3	10
48	1984	6201935	29,7	16,6	111,3	12,3	22,3	5100,0	35,1	93,0	8,4	28,2	280,0	735,0	5,0	115,1	8
52	1984	6232325	21,0	15,0	49,0	2,4	30,4	9030,0	49,9	70,1	6,3	30,0	90,0	995,0	92,6	211,3	10
84	1984	9170950	39,4	38,8	81,3	46,3	1,2	17700,0	109,8	77,5	7,0	17,7	15,0	300,0	7,4	52,5	0
97	1984	10060210	25,0	23,9	66,3	24,3	13,3	14700,0	66,0	63,8	5,7	23,0	40,0	340,0	5,0	55,6	2
110	1984	10160900	45,5	43,8	97,2	0,4	19,1	23800,0	81,8	122,5	11,0	24,2	100,0	210,0	17,8	38,5	2
116	1984	10291730	25,3	20,5	56,6	5,9	4,2	9030,0	71,8	35,7	3,2	12,7	10,0	240,0	16,4	42,7	0

Demi-échantillon n°2

44	1984	6170635	15,7	12,8	47,3	12,1	23,6	6100,0	37,3	53,0	4,8	30,3	340,0	500,0	-10,0	93,1	8
46	1984	6180810	18,0	16,8	64,1	5,7	49,8	8450,0	46,9	77,2	7,0	38,5	300,0	550,0	31,9	93,3	8
50	1984	6212000	27,0	16,6	112,6	5,0	40,8	8220,0	36,7	92,2	8,3	30,7	20,0	800,0	20,8	86,2	10
77	1984	7230220	20,0	24,1	113,2	4,3	6,5	4100,0	17,0	51,0	4,6	22,9	400,0	780,0	113,7	168,7	10
88	1984	9210355	51,2	47,9	55,5	23,7	11,6	50500,0	153,0	173,1	15,6	30,4	40,0	200,0	28,5	37,0	10
105	1984	10130140	22,2	21,2	61,8	8,8	13,8	16400,0	68,0	60,8	5,5	24,7	35,0	225,0	15,7	48,2	2
111	1984	10161905	30,8	22,8	45,7	6,2	56,8	18100,0	70,1	80,3	7,2	23,5	30,0	230,0	-10,0	28,2	0
118	1984	10300535	21,7	19,8	39,6	1,7	24,5	12900,0	64,1	57,3	5,2	23,8	30,0	235,0	13,3	47,8	0

DEFINITION DES SURFACES ELEMENTAIRES

d'après la typologie de CASENAVE et VALENTIN.

SURFACE DE DESSICATION : DES.

Surface non cultivée présentant moins de 20% de turricules de vers et moins de 40% de charge grossière, sans pellicule ou avec une pellicule de dessication. On trouve généralement ces surfaces sur les sols sableux associés à des couvertures végétales supérieures à 50%.

SURFACE DE TYPE STRUCTURALE 2 : ST2.

Surface non cultivée présentant moins de 20% de turricules de vers et moins de 40% de charge grossière, couverte d'une pellicule structurale à deux micro-horizons (sable grossier continu, légèrement pris en masse recouvrant une pellicule plasmique).

SURFACE DE TYPE STRUCTURALE 3 : ST3.

Surface non cultivée présentant moins de 20% de turricules de vers et moins de 40% de charge grossière, couverte d'une pellicule structurale à trois micro-horizons (sable grossier libre sur du sable fin pris en masse reposant sur une pellicule plasmique, à forte porosité vésiculaire).

SURFACE DE TYPE EROSION : ERO

Surface non cultivée présentant moins de 20% de turricules de vers et moins de 40% de charge grossière, couverte d'une pellicule d'érosion.

SURFACE DE TYPE GROSSIER : G.

Surface non cultivée présentant moins de 20 % de turricule de vers et plus de 40 % de charge grossière, les éléments grossiers étant enchâssés dans une pellicule à 3 micro-horizons (sable grossier, sable fin, pellicule plasmique).

SURFACE DE TYPE CULTIVE 3 : C3.

Surface cultivée dont la porosité vésiculaire est supérieure à 30%. Cette surface est généralement associée à une pellicule de ruissellement dominante.

NOTATION DES PARCELLES EXPERIMENTALES

<u>Rubrique</u>	<u>Nature de la variable</u>	<u>Méthode d'obtention</u>
<u>Recouvrement</u>		
Couvert végétal	%	Estimation visuelle in situ
Résidus	%	" "
Granulométrie (taille des constituants)	%	" "
		Argiles : moins de 0,002 mm Limons : 0,05 mm à 0,002 mm Sables fins : 0,2 mm à 0,05 mm Sables grossiers : 0,2 mm à 2 mm Gravillons et graviers libres : 2 mm à 20 mm Cailloux : > à 20 mm
<u>Organisations de surface</u>		
Micro relief	hauteur (en cm)	Mesure in situ de l'amplitude moyenne
	obstruction	Notation in situ : 0 : pas d'obstruction, 1 : faible, l'obstacle est subparallèle à l'axe d'écoulement, 2 : moyen l'obstacle est à près de 45°, 3 : 45° > angle > 90°, 4 : angle = 90°
Algues et mousses	couvert	Notation in situ : 0 : absence, 1 : traces, 2 : près de 5%, 3 : près de 15%, 4 : > 30%
Activité mésofaunique	couvert	Notation in situ du couvert des constructions mésofauniques
	porosité	Notation in situ : 0 : absence 1 : type placage de termite, 2 : type turricule de vers, 3 : type fourmillières.
Gravillons enchassés	%	estimation visuelle in situ
Fentes	largeur	Notation in situ, 0 : absence, 1 : > 1 mm, 2 : > 1 mmet en réseau
Hydromorphie de surface	abondance de taches	Notation visuelle in situ 0 : absence, 1 : traces, 2 : taches de rouille peu nombreuses (5% de la surface), 3 : nombreuses (>5%). Ces taches se localisent généralement sur la face inférieure de la pellicule plasmique.
Prise en masse des sables	cohésion	Notation visuelle : 0 : absence, 1 : sables non pris en masse, 2 : sables pris en masse couvrant moins de 50 % de la

		surface, 3 : couvrant plus de 50 % de la surface.
Porosité vésiculaire	abondance des vésicules	Notation visuelle in situ 0 : absence, 1 : > 5%, 2 : entre 5 % et 30 %, 3 : > 30 %
Pellicules plasmiques	continuité	Notation visuelle : 0 : absence, 1 : la pellicule est présente à l'affleurement ou sous les sables sur plus de 50 % de la surfac, 2 : plus de 70 %, 3 : plus de 95 %.
	épaisseur	Notation visuelle, 0 : absence, 1 : pellicule peu individualisée, 2 : épaisseur de l'ordre de 0,5 mm, 3 : de l'ordre de 1 mm.
Microhorizon	type	GC : grossier continu, GL : grossier libre, GI : grossier inclu, SPT : sableux peu trié, SF : sableux fin, P : pellicule plasmique, PA : plasmique à agrégats, PF : plasmiques à fentes, PC : plasmique continu.
Croute	type	A : aucune, DES : dessiccation, ST1-2-3 : structurale 1-2-3, ERO : érosion, RUI : ruissellement, DEC : décantation, G : grossière, AUT : autres.
Erosion	type	Notation visuelle, 0 : absence, 1 : traces d'impacts 2 : figures en piedestal peu marquées, 3 : bien marquées, 4 : érosion en marches d'escalier 5 : érosion linéaire.
<u>Sol</u>		
	Profondeur apparition d'un horizon à drainage limité	Notation d'après description du profil pédologique, 0 : absence ou profondeur supérieure à 60 cm, 1 : entre 40 cm et 60 cm, 2 : entre 20 cm et 40 cm 3 : > 20 cm.
	texture (0-20 cm)	Notation tactile, 0 : sableux, 1 : sablo-argileux, 2 : argileux.

**porosité
(0-20 cm)**

**Notation visuelle,
0 : très poreux,
1 : assez poreux,
2 : peu poreux,
3 : très peu poreux.**

**hydromorphie
(0-20 cm)**

**Notation visuelle d'après indices de
couleurs et taches,
0 : absence,
1 : traces,
2 : quelques taches,
3 : nombreuses taches ou couleur
bleutée.**

**classe de
drainage**

**Notation synthétique d'après
description du profil, perméabilités
estimées comme
0 : très élevées,
1 : élevée,
2 : moyenne,
3 : assez faible,
4 : très faible,
5 : quasi nulle à saturation**

Description des parcelles - Recouvrement

Parcelle	NY1	NY2	NY3	NY4	NY5	NY6
couvert végétal %	0	0	0	0	0	0
résidus %	15	10	0	<1	1	<1

Granulométrie (prélèvement épaisseur 5 cm)

argiles % + limons %	15,7	15,5	9	9,2	4,1	4,9
sables fins %	48,5	49,3	60,7	61,0	31,0	56,2
sables grossiers %	32,6	31,0	30,3	28,7	40,0	30,3
éléments grossiers > 2 mm	3,2	4,2	0,0	1,1	24,9	8,6

Estimation de visu en surface

gravillons et graviers libres %	<1	5	0	<1	20	10
cailloux %	0	0	0	0	0	0

Description des parcelles - Recouvrement

Parcelle	OG1	OG2	OG3	OG4	OG5	OG6
couvert végétal %	0	0	0	0	0	0
résidus %	5	1	1	0	0	1

Granulométrie (prélèvement épaisseur 5 cm)

argiles % + limons %	6,6	8,0	8,2	8,2	3,9	10,4
sables fins %	18,2	15,1	21,2	25,4	8,6	23,4
sables grossiers %	55,1	50,8	35,5	51,7	29,6	54,8
éléments grossiers > 2 mm	20,0	26,1	35,1	14,7	57,9	11,4

Estimation de visu en surface

gravillons et graviers libres %	45,0	5,0	10,0	1	60,0	20,0
cailloux %	0	0	0	0	1	1

Description des parcelles - Recouvrement

Parcelle	YP1	YP2	YP3	YP4	YP5	YP6
couvert végétal %	1	0	0	5	80	< 1
résidus %	0	0	0	1	1	0

Granulométrie (prélèvement épaisseur 5 cm)

argiles %	13,2	9,9	11,2	10,2	6,2	4,5
limons %	4,5	6,6	3,2	4,2	1,9	1,8
sables fins %	24,9	24,6	29,7	38,8	24,6	28,8
sables grossiers %	55,0	56,5	53,3	44,8	66,0	64,0
gravillons et graviers libres %	Estimation de visu en surface					
	< 1	1	0	< 1	< 1	< 1
cailloux %	0	0	0	0	0	0

Description des parcelles - Recouvrement

Parcelle	LM1	LM2	LM3	LM4	LM5	LM6
couvert végétal %	0	0	0	0	0	0
résidus %	0	0	0	0	2	0
Granulométrie réalisée par LOME (prélèvement épaisseur 5 cm)						
argiles %	6,31	5,23	4,85	3,04	4,20	1,43
limons fins %	1,21	2,32	2,52	2,42	2,93	0,10
limons grossiers %	3,47	2,48	2,54	3,44	1,92	0,52
sables fins %	27,62	38,99	35,87	38,87	12,72	18,22
sables grossiers %	60,89	50,27	53,75	51,47	76,20	79,49
	Estimation de visu en surface					
gravillons et graviers libres %	0	0	1	5	5	0
cailloux %	0	0	0	0	0	0

Description des parcelles - Organisation de surface

Parcelle	NY1	NY2	NY3	NY4	NY5	NY6
microrelief hauteur (cm) obstruction	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0
algues et mousses	0	0	0	0	0	0

activité mésofaunique

couvert % porosité	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0
gravillons enchassés	2	50	0	0	30	20
fentes	0	0	0	0	0	0
hydromorphie de surface	0	0	0	0	0	0
prise en masse des sables	0	0	3	1	1	1
porosité vésiculaire	2	2	3	1	2	2

Pellicule plasmique

continuité	1	3	3	3	3	3
épaisseur	3	3	3	3	1	3

complexité des micro-organisations pelliculaires
superficielles

Type de micro horizon autre	1 2 3 -	SG PPC	GL GI SG SF PPC	PPC	SG SF PPC	SG SF PPC	SG SF PPC
type de croute		ST2	G	ERO	ST3	ST3	ST3
érosion		1	0	0	1	0	1

Description des parcelles - Organisation de surface

Parcelle	OG1	OG2	OG3	OG4	OG5	OG6
microrelief hauteur (cm) obstruction	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0
algues et mousses	0	0	0	0	0	0

activité mésofaunique

couvert % porosité	1 1	0 0	1 3	1 1	0 0	1 1
gravillons enchassés	60	2	1	1	30	5
fentes	0	0	0	0	0	0
hydromorphie de surface	0	0	0	0	0	0
prise en masse des sables	2	3	2	2	2	2
porosité vésiculaire	3	2	2	3	2	3

Pellicule plasmique

continuité	2	2	0	3	1	3
épaisseur	2	2	1	3	1	3

complexité des micro-organisations pelliculaires
superficielles

Type de micro horizon autre	1 2 3	GL GI SG SF PPC	SG SF PPC	GL GI SG SF PPC	SG SF PPC	GL GG SG SF PPC	SG SF PPC
type de croute		G	ST3	G G	ST3	G	ST3
érosion		1	0	0	1	0	1

Description des parcelles - Organisation de surface

Parcelle	YP1	YP2	YP3	YP4	YP5	YP6
microrelief hauteur (cm) obstruction	1 0	0 0	1 0	8 3	3 1	1 0
algues et mousses	0	0	1	0	0	0
activité mésofaunique						
couvert % porosité	0 0	0 0	0 0	1 23	5 23	0 0
gravillons enchassés	0	0	0	0	0	0
fentes	0	0	0	0	0	0
hydromorphie de surface	0	0	0	0	0	0
prise en masse des sables	3	0	3	1	1	3
porosité vésiculaire	1	3	2	0 cause semis	0	3
Pellicule plasmique						
continuité	2	3	2	0 cause	0	2
épaisseur	3	3	3	1 semis	0	3
Type de micro horizon autre	1 2 3 -- SG SF PP --	SG SF PP --	SG SF PP --	SG SF PP --	SABLES	SG SF PP --
type de croute	ST3	ST3	ST3	C3	DES	ST3
érosion	0	1	0	0	0	0

Description des parcelles - Sol

Parcelle	NY1	NY2	NY3	NY4	NY5	NY6
Profondeur d'apparition d'un horizon à drainage limité.						
	0	1	0	0	0	0
texture (0-20 cm)	1	1	1	1	2	1
porosité (0-20 cm)	2	2	2	2	3	2
hydromorphie (0-20 cm)	0	0	0	0	0	0
classe de drainage	4	4	4	4	4	4

Description des parcelles - Organisation de surface

Parcelle	LM1	LM2	LM3	LM4	LM5	LM6
microrelief hauteur (cm) obstruction	2	<à 1	<à 1	<à 1	2	<à 1
algues et mousses	0	0	0	0	0	0
	activité mésofaunique					
couvert % porosité	0 0	0 0	1 0	0 0	0 0	0 0
gravillons enchassés	0	0	0	1	3	0
fentes	0	0	0	0	0	0
hydromorphie de surface	0	0	0	0	0	0
prise en masse des sables	0	0	0	0	0	0
porosité vésiculaire	1	2	1	1	1	0
	Pellicule plasmique					
continuité	3	2	3	3	3	0
épaisseur	3	3	2	1	3	0
Type de micro 1 horizon 2 autre 3	SG SF PP --	SG SF PP --	SG SF PP --	SG SF -- --	SG SF PP --	SABLES -- -- --
type de croute	ST3	ST3	ST3	ST2	ST3	DES var SSA
érosion	0	0	0	0	1	0

Description des parcelles - Sol

Parcelle	YP1	YP2	YP3	YP4	YP5	YP6
Profondeur d'apparition d'un horizon à drainage limité.						
	0	3	0	0	0	3
texture (0-20 cm)	0	0	0	0	0	0
porosité (0-20 cm)	2	2	2	0	0	2
hydromorphie (0-20 cm)	0	0	0	0	0	0
classe de drainage	1	2	1	0	0	2

Description des parcelles - Sol

Parcelle	OG1	OG2	OG3	OG4	OG5	OG6
Profondeur d'apparition d'un horizon à drainage limité.						
	1	0	3	0	1	3
texture (0-20 cm)	0	0	1	1	1	1
porosité (0-20 cm)	1	1	2	1	2	2
hydromorphie (0-20 cm)	0	0	0	0	2	2
classe de drainage	2	3	4	1	4	3

Description des parcelles - Sol

Parcelle	LM1	LM2	LM3	LM4	LM5	LM6
Profondeur d'apparition d'un horizon à drainage limité.						
	0	1	1	2	0	1
texture (0-20 cm)	0	1	1	2	0	0
porosité (0-20 cm)	2	2	2	3	2	0
hydromorphie (0-20 cm)	0	0	1	3	3	1
classe de drainage	2	0	2	5	1	0