

MINISTÈRE DES ENSEIGNEMENTS
SÉCONDAIRES, SUPÉRIEURES, ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BURKINA FASO
La Patrie ou La Mort,
Nous vaincrons !

*Faculté des Langues, des Lettres, des Arts
et des Sciences Humaines et Sociales
(FLASHS)*

*Année académique
1995-1996*

MEMOIRE DE MAITRISE DE GEOGRAPHIE
OPTION : GEOGRAPHIE PHYSIQUE

**THEME : ASSAINISSEMENT PLUVIAL URBAIN DU BASSIN
VERSANT DU MARIGOT DE WEMTENGA (OUAGADOUGOU)
PAR LES TECHNIQUES ALTERNATIVES : ETUDE
HYDROLOGIQUE ET FAISABILITE DES BASSINS DE
STOCKAGE.**

Présenté par :
KANE Abdoulaye

Directeur de mémoire :
SANOU Dya Christophe
Maître-Assistant de Géographie

AVANT-PROPOS

Du 20 au 25 Mai 1985, le Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (C.I.E.H.) a tenu à Niamey le "Séminaire international sur l'assainissement urbain en Afrique de l'Ouest et du Centre".

Cette rencontre, en ce qui concerne le volet particulier de l'assainissement des eaux pluviales, a fait le constat du mauvais état général des équipements et ouvrages réalisés, ainsi que celui de leurs inadaptations aux contextes des milieux urbains africains.

Recommandation fut alors faite au Comité de mettre en oeuvre des programmes d'études et d'expérimentations sur différents thèmes de l'assainissement, l'un des objectifs spécifiques de ces programmes devant être la prospection de l'adaptabilité aux contextes africains des technologies alternatives en assainissement pluvial. Ces techniques sont fondées sur le stockage et l'infiltration des eaux.

C'est conformément à cette orientation que le C.I.E.H. a initié le projet " Techniques alternatives en assainissement pluvial " dans lequel s'inscrit ce mémoire de maîtrise intitulé : "Assainissement pluvial urbain du bassin versant du marigot de Wemtenga (Ouagadougou) par les techniques alternatives : étude hydrologique et faisabilité des bassins de stockage ".

En amont du dimensionnement des ouvrages de contrôle du ruissellement, il s'impose au préalable de déterminer d'une part les possibilités réelles de leurs implantations sur l'espace à assainir et ce, avec toutes les contraintes que cela impose. Et d'autre part, il s'agit de déterminer les caractéristiques de l'hydrogramme de récurrence par un modèle hydrologique global permettant de reconstituer les hydrogrammes complets de crues.

C'est ce double objectif que le présent mémoire se propose d'atteindre.

Ce travail a pu aboutir grâce à l'assistance et au soutien de biens de personnes auxquelles je tiens à témoigner toute ma gratitude.

Mes remerciements vont en premier lieu à Monsieur Dya Christophe SANOU, enseignant-chercheur au département de Géographie, et à Monsieur Bernard CHUZEVILLE, Hydraulicien au C.I.E.H¹ ; le premier pour avoir accepté d'assurer la direction académique de ce mémoire et le second pour m'avoir accepté comme stagiaire au C.I.E.H. sous sa direction

Je leur adresse mes vifs remerciements pour leurs constantes disponibilités. Qu'ils trouvent ici toute ma gratitude pour m'avoir fait profiter de leurs expériences et d'avoir consacré leurs temps au suivi de ce travail.

Ma reconnaissance va ensuite à Monsieur Aïdaye G. NGONINA, Ingénieur sanitaire au C.I.E.H., pour avoir assuré la continuité du suivi de mon stage après le départ de Monsieur CHUZEVILLE.

Je suis sincèrement reconnaissant à Monsieur J.M LAMACHERE, Chercheur hydrologue au centre O.R.S.T.O.M de Ouagadougou, pour s'être spontanément intéressé à mon travail, et par là même, d'avoir été disponible pour moi en tout temps. Ses conseils et remarques pertinentes m'ont plus d'une fois permis de résoudre biens de questions d'ordre hydrologique, puis de mieux orienter mon travail d'une manière générale.

Ce mémoire n'aurait peut être pas vu le jour sans la contribution constante et combien efficace de Monsieur Koffi A. WOME, Ingénieur en équipement rural au C.I.E.H.; je le remercie vivement pour la qualité de la collaboration qui a été la nôtre. Et, à travers lui, je remercie l'ensemble du personnel du C.I.E.H., en particulier ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé un tant soit peu pour la réalisation de ce travail.

Monsieur Alain MOREL A L'HUISSIER, enseignant à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris-France) et consultant du 3^e Projet de Développement Urbain (P.D.U.), a bien voulu me faire profiter de sa connaissance profonde des questions techniques d'assainissement pluvial. Son soutien matériel m'a également été des plus bénéfiques. Je l'en remercie de tout coeur.

¹ Monsieur CHUZEVILLE a définitivement quitté le C.I.E.H. le 17 juin 1992

Les critiques et suggestions pertinentes, puis l'aide matériel que m'ont apporté Monsieur J.M BARBIER, ingénieur hydraulicien et enseignant à l'ETSHER, m'ont été des plus profitables. Je l'en remercie vivement.

Que tout le personnel du département d'Hydrologie du centre ORSTOM de Ouagadougou trouve ici toute la gratitude que je témoigne à leur égard pour l'aide et le soutien qu'il m'a apporté tout de la réalisation de ce mémoire. Il s'agit en particulier de Messieurs : SANGARE Ousmane, BASSOLET Julien, BOENE Jean, BILGO Gérard et de GATHELIER Robert.

Je n'oublie pas ceux qui ont permis la mise en forme de ce document. Il s'agit en l'occurrence de :

- Messieurs Oulla Passary et Adama Traoré à l'ORSTOM,
- Monsieur Koné Patrice, à la Direction Générale de l'Urbanisme et de la Topographie,

Enfin, que tous mes proches, parents et amis, pour leurs soutiens affectif et moral, trouvent ici toute la gratitude que je témoigne à leur égard.

RESUME

Dans l'optique de l'assainissement pluvial du bassin versant du marigot de Wemtenga (agglomération urbaine de Ouagadougou) par "l'approche alternative", la technique des bassins de stockage apparaît comme l'une des solutions possibles.

La mise en relation des contraintes, puis des potentialités du bassin versant avec les conditions d'implantation des ouvrages indiquent le choix suivant. Seule la réalisation des bassins-tampons de stockage est possible et indiquée sur l'espace du bassin versant.

Le dimensionnement de ces ouvrages nécessite que soit déterminé, par un modèle hydrologique global, l'hydrogramme complet de la crue de récurrence, choisie pour être décennale. Le logiciel TERESA (informatisation du modèle hydrologique mis au point par Bouvier), retenu pour la simulation de l'hydrogramme décennal, s'est avéré d'un fonctionnement défaillant à l'utilisation.

Les seuls débits de pointe, finalement déterminés par la méthode rationnelle, sont de 24 m³ /s et 44 m³ /s pour le sous-bassin de la partie amont, d'une superficie de 408 ha. Ces valeurs correspondent respectivement aux états d'urbanisation actuelle et future du sous-bassin. Elles sont proches des valeurs obtenues par l'étude du C.I.E.H. sur le bassin voisin du marigot de Zogona en 1987.

MOTS CLES

Burkina Faso - Ouagadougou - Assainissement - Bassin versant - Technologies alternatives - Bassin de stockage - Modèle de Bouvier - Mesures hydrologiques - Indice d'érosion.

INTRODUCTION GENERALE

A l'instar de biens de villes du Tiers-Monde en général, et de celles d'Afrique tropicale en particulier, la croissance urbaine de la ville de Ouagadougou, 11 %/an en moyenne (INSD, 1991) pose des problèmes complexes de gestion. Parmi ces difficultés, celles de l'assainissement ne sont pas des moindres, et singulièrement celles de l'évacuation des eaux pluviales urbaines.

En effet, les nuisances liées à l'insuffisance ou à la quasi-inexistence des réseaux d'évacuation des eaux pluviales dans la plupart des quartiers de la ville sont nombreuses et aussi prononcées les unes que les autres. Les constats faits en la matière pendant les saisons de pluie rendent suffisamment compte de la gravité de la situation. Il s'agit notamment :

- des fréquentes stagnations d'eau sur les voies de circulation et à l'intérieur des concessions. Ces eaux constituent non seulement une gêne pour les populations, mais elles sont également des sites larvaires et des sources de maladies d'origines hydriques,
- de phénomènes d'érosion pluviale, quelques fois spectaculaires, des voies de desserte et des berges des cours d'eau traversant la ville (surtout ceux qui ne sont pas aménagés et ils sont les plus nombreux),
- des inondations dont sont particulièrement victimes les populations riveraines des grands canaux de la ville : l'une des plus importantes et des plus récentes fut celle du 19 mai 1992. Elle a occasionné des dégâts matériels énormes sur l'ensemble du lit majeur du canal du MORO-NABA (cf. Observateur Paalga n° 2920 du 20 Mai 1992, page n° 2).

Ces situations et événements fâcheux ont pu se produire en raison du simple fait que l'assainissement d'une manière générale, et particulièrement celui des eaux pluviales, n'a jamais été considéré comme une priorité dans les différents projets et schémas d'aménagement de la ville; il en est ainsi même dans les récentes constructions de cités.

Lorsqu'on s'est soucié de réaliser des réseaux d'évacuation des eaux pluviales, leurs longueurs totales sont toujours restées très insignifiantes; malgré cette réduction à la portion

congrue, ce réseau fonctionne mal ou pas du tout selon les zones. Le mauvais entretien explique certes en partie ce dysfonctionnement, mais les causes essentielles se situent en amont : elles sont d'ordre technique.

Ainsi, les réseaux réalisés dans la ville ont presque toujours été dimensionnés à partir de méthodes et techniques conçues pour les milieux urbains des pays industrialisés, car les paramètres pris en compte dans les calculs ne cadrent nullement avec les particularités du contexte de la ville. Ainsi, à titre d'exemples (Bouvier C., 1990):

- la pluviosité à Ouagadougou est nettement plus élevée qu'à Paris,
- les surfaces non revêtues de la ville de Ouagadougou contribuent largement à la production et au transfert du ruissellement contrairement à celles des milieux urbains des pays industrialisés,
- la rapide croissance urbaine de la ville de Ouagadougou rend très vite insuffisantes les capacités d'évacuation des ouvrages d'eau pluviale qui, d'ailleurs, assurent plutôt des fonctions de réseaux unitaires.

Bien que quelques tentatives d'adaptation au contexte local de ces méthodes aient eu lieu, l'essentiel des études techniques est réalisé aujourd'hui sur la base d'une transposition directe de savoirs éprouvés en milieux étrangers et totalement inadaptés au milieu urbain de Ouagadougou.

Par ailleurs, ces techniques, dites "classiques", sont désormais jugées coûteuses et techniquement inappropriées dans leurs milieux d'élaboration. Car, elles nécessitent la réalisation d'ouvrages dont le fonctionnement à pleine capacité est relativement exceptionnel en raison des niveaux de protection qu'ils doivent assurer (événement pluvieux décennal le plus souvent). Et leur fonctionnement hydraulique sous les événements pluvieux les plus fréquents laisse à désirer le plus souvent. Toutes choses qui sont également vraies pour la ville de Ouagadougou.

Au-delà de tout ce qui précède, il se pose la nécessité d'abandonner le concept et les pratiques sous-tendant les principes de l'évacuation pluviale classique. Car, la ville de Ouagadougou ne peut plus se satisfaire de l'évacuation directe et sans stagnation des eaux de pluies. Il y a donc lieu de trouver des solutions adaptées au contexte local.

La tendance actuelle au contrôle du ruissellement, qui se développe dans les pays industrialisés, semble théoriquement adaptable au cas de la ville de Ouagadougou en raison des avantages qu'elle est susceptible d'apporter. Appelées approche "alternative", ces techniques sont fondées sur l'un des principes suivants ou leurs combinaisons:

- le stockage temporaire des eaux suivi de leur écoulement ultérieur à des débits plus faibles,
- l'infiltration des eaux dans le sol sans une reprise, et ce afin de réduire les débits collectés dans les réseaux de drainage.

Dans cette optique, l'objectif global de notre étude est de déterminer les paramètres préalables, nécessaires au dimensionnement et à l'implantation d'un ouvrage particulier des techniques alternatives en assainissement pluvial : les bassins de rétention.

Spécifiquement, il s'agit d'une part, de déterminer les caractéristiques réelles du bassin versant et de les mettre en rapport avec les conditions d'implantation des bassins de stockage. Cela permet de juger de la pertinence du choix du type de bassin de rétention, et aussi de localiser les lieux propices de leurs implantations. D'autre part, il s'agit de déterminer les caractéristiques de l'hydrogramme de récurrence (décennale) par un modèle hydrologique global permettant de reconstituer les hydrogramme complets de crues.

Le présent mémoire s'articule en deux parties distinctes :

- la première partie traite de la faisabilité des bassins de stockage sur l'espace du bassin versant. Il s'agira d'expliquer les techniques de contrôle du ruissellement par les bassins de rétention, puis de mener une étude du cadre globale du bassin versant (Chapitres I à IV).

- la seconde partie porte sur la campagne de mesures expérimentales menées sur le bassin versant, et elle aboutit à la simulation de l'hydrogramme de crue décennale dont les caractéristiques serviront au dimensionnement des ouvrages de stockage des eaux pluviales (Chapitre V à IX).

METHODOLOGIE

Pour mener cette étude, nous avons retenu une méthodologie d'approche comprenant trois volets: la recherche bibliographique, les travaux de terrain et la rédaction du mémoire.

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Le premier volet consiste en une RECHERCHE DE FONDS DOCUMENTAIRES (ouvrages, cartes, plans, prises de vues aériennes.) portant sur le thème et/ou sur la zone de l'étude. La liste de l'ensemble des documents exploités constitue la bibliographie.

Cette investigation documentaire nous a permis d'opérer les options suivantes en ce qui concerne les méthodes et techniques d'approches qui seront utilisées dans la présente étude. Ce sont :

- la typologie de l'habitat définie par Bouvier. Elle nous servira de référence pour la définition des types d'habitat du bassin versant,
- le logiciel TERESA. Ce logiciel est l'informatisation du modèle hydrologique mis au point par Bouvier. Il nous servira à la modélisation des hydrogrammes de crues observés à l'exutoire du bassin versant.
- enfin, la méthode statistique de détermination des états de surfaces élémentaires, à partir de laquelle nous déterminerons celles du bassin versant.

Il convient de noter que cette première étape a montré que, pour la ville de Ouagadougou, peu d'écrits sur l'assainissement, et en particulier celui des eaux pluviales, ont porté sur la mise en évidence de l'inadéquation des pratiques techniques actuelles vis-à-vis du contexte local, et encore moins sur des propositions de solutions aux problèmes posés. Le seul document de référence en la matière, complet, est la thèse de (Bouvier C., 1990). Cela explique l'exploitation abondante que nous en ferons.

Par ailleurs, certainement en raison de la nouveauté de notre thème d'étude, il n'existe pratiquement aucune étude antérieure sur l'essai d'application pratique des "technologies alternatives" en assainissement pluvial dans la ville de Ouagadougou. Finalement, c'est donc dans un contexte d'insuffisance d'écrits antérieurs sur le thème choisi que nous entreprenons cette étude.

II TRAVAUX DE TERRAIN

Ils constituent le second volet de notre méthodologie d'approche. Différentes interventions constituent cette seconde étape.

II.1 LE COMPLETEMENT DE DOCUMENTS PHOTOCARTOGRAPHIES

Il s'agit de :

- la vérification sur le terrain, des limites du bassin versant qui ont été tracées sur les cartes. Par l'observation du sens de l'écoulement des eaux sous les averses importantes, il s'est agi de peaufiner le tracé des limites du bassin versant, car elles ne sont plus naturelles en raison des modifications induites par l'urbanisation. Cela reste valable également pour le réseau hydrographique dont certaines branches sont colmatées par les populations afin de protéger leurs maisons ou alors de faciliter la circulation.

- l'identification sur le terrain des :

- . limites réelles des types d'habitat,
- . surfaces élémentaires difficilement identifiables sur les prises de vues aériennes,
- . des anciennes carrières et des réserves administratives. Dans ce dernier cas, il s'agit de vérifier que les réserves administratives identifiées n'ont pas entre temps été mises en valeur.

Viennent ensuite les mesures expérimentales effectuées durant la saison pluvieuse. Il s'agit de la campagne de mesures hydropluviométriques et de la tentative de mesure de l'érosion d'une ravine.

II.2 MESURES EXPERIMENTALES SUR LE TERRAIN

II.2.1 Mesure de l'érosion d'une ravine :

Pour tenter de quantifier les phénomènes d'érosion régressive, nous avons choisi un site de mesure situé sur le bassin I. C'est une ravine de dimensions réduite servant de collecteur à un sous-bassin très restreint, mais dont l'espace est occupé surtout de maisons d'habitation. Les écoulements y sont relativement rapides.

Le dispositif et la méthode de mesure sont décrits au chapitre IV.

II.2.2 Campagne de mesures hydropluviométriques

L'objectif de cette campagne est de recueillir des données de base destinées à la simulation de l'hydrogramme décennal dont les caractéristiques serviront à dimensionner des bassins de retenue.

Les moyens mis en oeuvre comprennent :

- un réseau de 3 pluviomètres et 3 pluviographes, repartis de façon homogène sur l'espace du bassin du marigot de Wemtenga,
- deux stations de jaugeage , installées respectivement aux ponts sur la rivière, au boulevard Charles de Gaulle et au boulevard circulaire.

Les techniques utilisées pour les travaux pratiques de ce volet seront expliquées dans la deuxième partie du mémoire.

III. ENQUETE AUPRES DES MENAGES EN VUE DE LA COMPREHENSION DE LEURS PERCEPTIONS DES PROBLEMES D'ASSAINISSEMENT (EN PARTICULIER CEUX DES EAUX PLUVIALES).

Cette enquête a été réalisée dans la partie sud du secteur 29, de la ville de Ouagadougou. Plus précisément, elle s'est déroulée sur l'ensemble des sections du plan

d'urbanisme intitulé "Ouagadougou, Plan de lotissement du secteur 29 " au 1/2.000 en date du 28/11/1986. Cet espace est occupé par un lotissement récent du type populaire.

Le questionnaire d'enquête, subdivisé en deux parties, a été administré à l'échantillon de concessions choisies. Ce sont :

- le questionnaire population, portant uniquement sur la connaissance de la structure des ménages,
- le questionnaire parcelles, portant sur la connaissance des types d'aménagement des concessions.

L'échantillonnage a été réalisé ainsi qu'il suit.

III.1 Echantillonnage

Il a été établi la liste exhaustive de l'ensemble des parcelles des différentes sections du plan. En générant aléatoirement des numéros de parcelles, un échantillon de 200 parcelles a été retenu. Le questionnaire d'enquête a été administré aux ménages présents sur ces parcelles.

La zone d'enquête étant en cours d'occupation parce que nouvellement lotie, l'échantillon a été porté à 500 parcelles en vue de remplacer celles qui ne seraient pas encore occupées.

En définitive, la taille effective de l'échantillon a été de 192 concessions et 192 personnes enquêtées; car après vérification des fiches d'enquête, huit (8) se sont révélées incorrectement remplies.

Dans l'ensemble, l'application de cette méthodologie ne s'est pas faite sans difficultés.

Outre le problème d'insuffisance documentaire évoqué plus haut, d'autres obstacles, quelques fois insurmontables, ont jalonné le déroulement de cette étude.

Ainsi, avons-nous été obligés de surseoir aux mesures d'érosion sur ravine. Nous avons successivement planté des piquets en bois, puis en fer, tout autour de la ravine.

Malheureusement, à chaque nouvel implant, les piquets sont arrachés par des inconnus. Ce qui nous privait de toute référence pouvant permettre la comparaison ultérieure des différentes mesures.

En ce qui concerne les travaux d'hydropluviométrie du bassin, notons qu'ils ont accusé un retard considérable de démarrage. Cela a été dû à l'accord tardif intervenu entre le C.I.E.H. et le département de Géographie quant à l'opportunité de la mise en oeuvre d'une campagne de mesures.

De tout ce qui précède, le problème majeur auquel nous avons été confronté demeure celui lié aux enquêtes. Non pas qu'elles se soient déroulées dans des conditions difficiles, mais nous n'avons jamais pu entrer en possession des résultats obtenus. Ils sont détenus par le Centre d'Etude et de Recherche pour la Gestion des Ressources de l'Environnement (CERGRENE).

Au terme d'un contrat signé entre les deux institutions, le C.I.E.H. a commis le CERGRENE de la réalisation des volets socio-économique et culturel du projet «Techniques alternatives en assainissement pluvial». Les objectifs assignés à cette étude étaient :

- de déterminer dans trois capitales africaines (Ouagadougou, Niamey et Lomé), la perception des populations urbaines en matière d'assainissement,
- de dégager les stratégies idoines qui permettraient l'implication des populations urbaines dans le choix et la gestion responsabilisée et autonome des techniques appropriées d'assainissement alternatif.

Embrassant l'ensemble des volets de l'assainissement (eaux usées, eaux pluviales, déchets solides), il a été convenu que cette enquête et celle que nous devrions réaliser dans le cadre de notre mémoire soient jumelées. Après un premier traitement des données brutes réalisé par le CERGRENE, nous devrions plus tard recevoir les résultats nous concernant afin de procéder à leur analyse; cela ne fut jamais fait.

PREMIERE PARTIE :

**FAISABILITE DES TECHNIQUES
DE STOCKAGE SUR L'ESPACE
DU BASSIN VERSANT**

CHAPITRE I :

TECHNIQUE DES BASSINS DE STOCKAGE EN ASSAINISSEMENT PLUVIAL

L'assainissement pluvial urbain par les techniques alternatives consiste, par des procédés variés, à ralentir la transmission du ruissellement et conséquemment réduire les volumes et les débits d'eau pluviale produits par les surfaces urbaines. Cela permet à terme de concevoir puis de réaliser des émissaires de dimensions réduites.

L'approche alternative propose une série de dispositifs dont le ou les choix sont fonction des caractéristiques et de l'environnement du milieu à assainir. Ses dispositions sont réalisables à chacune des échelles de l'espace urbain :

- le bâtiment,
- la parcelle ou la concession,
- un groupe de parcelles, un îlot ou un quartier homogène,
- un sous-bassin versant bien identifié.

Divers ouvrages, ayant tous la même fonction de régulation du ruissellement, ont été proposés en fonction de l'une ou l'autre des techniques. Parmi ces ouvrages sont les bassins de rétention, réalisables à l'échelle d'un bassin versant. En principe, ils constituent des composantes structurelles du schéma d'aménagement d'un espace urbain. Mais leur réalisation est tout à fait envisageable sur un espace encore faiblement urbanisé.

La définition et la description des ouvrages de bassins de retenue font l'objet du sous-chapitre suivant.

1.1 Définition et description des bassins de stockage

L'Instruction Technique Interministérielle Française, en date du 22 juin 1977, définit les bassins de stockage comme étant "...des ouvrages destinés à régulariser les débits reçus à

l'amont afin de restituer à l'aval un débit compatible avec la capacité de transfert de l'exutoire" (Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'ENPC, 1978).

Ainsi les bassins de stockage sont des ouvrages de génie civil insérés dans un réseau de caniveaux, afin d'amortir, voire annuler, l'effet d'augmentation des débits d'écoulement produit par la diminution des quantités d'infiltration.

Aussi, si d'ordinaire, l'augmentation des volumes d'eau produits par un bassin versant nécessite-t-elle le redimensionnement du réseau de drainage (caniveaux et exutoires) pour en assurer un meilleur assainissement, la réalisation de bassins de stockage sur cet espace peut désormais rendre caduque une telle opération.

Cette définition indique la nouvelle possibilité qui s'offre au projeteur en assainissement des eaux pluviales : c'est celle d'attribuer aux émissaires de drainage des dimensions aussi réduites que possible avec pour limites inférieures, les dimensions devant permettre l'évacuation correcte des débits d'avant l'urbanisation du site.

Si en fonction des buts qui leur sont assignés, des organes qui les équipent, et de leurs modes de fonctionnement, il existe plusieurs variantes de bassins de stockage (Raous P., 1983), nous limiterons notre propos aux deux types suivants. Il s'agit :

- des bassins de stockage-tampon : ils stockent temporairement les eaux de ruissellement et les restituent à un débit plus faible en aval, le fond de l'ouvrage pouvant être étanche ou non,
- des bassins d'infiltration : ils stockent puis infiltrent les eaux si les conditions du milieu le permettent. Cette infiltration peut concerner la totalité des eaux stockées ou alors une portion seulement. Dans ce second cas de figure, la portion non infiltrée est restituée en aval comme précédemment. Le plan d'eau de l'ouvrage peut être permanent ou non.

Que ce soit l'un ou l'autre ouvrage, le bassin de stockage est une cuvette constitué par :

- une digue (sauf dans le cas particulier d'anciennes carrières aménagées en bassins)
- équipé de trois types d'ouvrages d'évacuation :
- . un ouvrage de fonctionnement normal destiné à assurer la régulation du débit aval en fonctionnement normal,
 - . un déversoir de sécurité, situé sur le bord aval de la digue le plus souvent; il est destiné à protéger la digue lors des crues exceptionnelles,

- . un ouvrage de fond permettant la vidange du bassin,
- un corps de bassin (fond et berges) dont le fond est construit avec une pente $p > 5\%$ afin d'éviter la formation de zones marécageuses.

Selon que le bassin-tampon soit ou non accessible au public, les berges sont dressées avec les pentes respectives suivantes : $p < 1/6$ et $p < 1/2$. Sa profondeur est maintenue à 1 mètre (C.I.E.H., 1991).

Quant au bassin d'infiltration, un tirant d'eau minimum de 1.50 m y est maintenu en saison sèche afin d'éviter le développement des plantes aquatiques.

- L'implantation et le choix du type de bassin de stockage dépendent des conditions physiques et des contraintes urbanistiques du milieu concerné. Mais en retour, il est indispensable que l'ouvrage s'insère convenablement dans le site choisi de façon à réduire ses éventuelles nuisances, et en même temps, faciliter sa gestion et son entretien.

La figure n°1 (page suivante) indique un schéma de bassin de rétention et celui d'une buse de sortie.

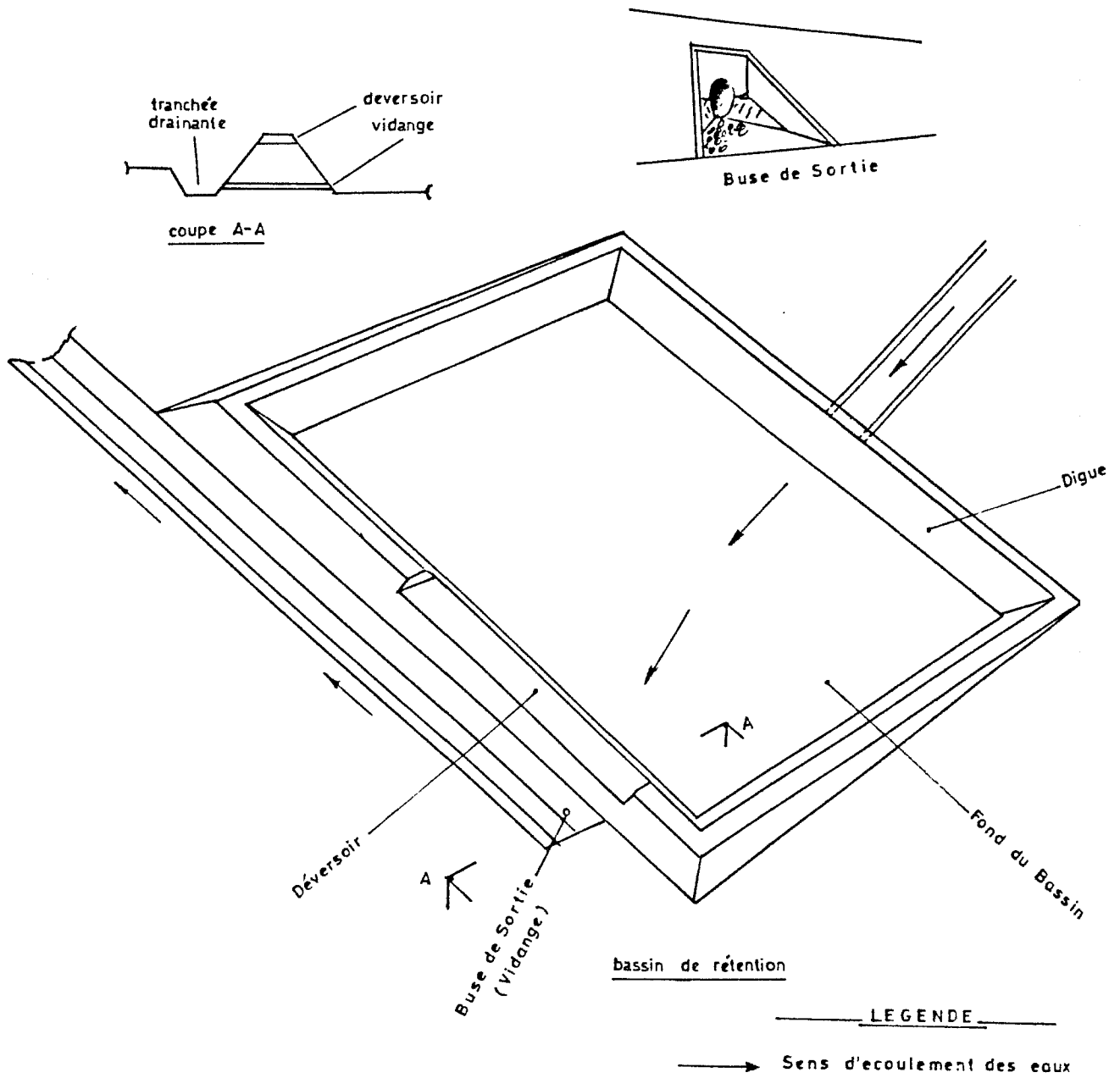
I.2 Conditions et facteurs d'implantation des bassins de stockage

I.2.1 Conditions et facteurs physiques

L'un des facteurs physiques intervenant dans le choix du site d'un bassin de rétention est la topographie. En effet, pour les deux types d'ouvrages retenus, leur fonction est d'abord de stocker les eaux de ruissellement. Or, naturellement, c'est dans les points bas d'un espace que se stockent les eaux après avoir ruisselé selon les pentes naturelles du terrain.

Pour exploiter cette disposition naturelle, les bassins doivent donc être installés de préférence dans ces zones topographiquement basses. C'est seulement à défaut d'une telle situation que l'on peut envisager de créer artificiellement une zone à la topographie basse afin d'y implanter un bassin.

Figure 1 : Bassin de rétention et buse de sortie.



En fonction de leurs natures et de leurs capacités d'infiltration, les formations géologiques et pédologiques déterminent également le choix et les dispositions à prendre pour l'emplacement des ouvrages de stockage.

En premier lieu, la stabilité des ouvrages est liée à la bonne tenue du sol et des rochers sur lesquels ils reposent. Pour un sol meuble facilement érodable par exemple, et reposant sur des formations géologiques de mauvaise tenue, l'ouvrage et en particulier les digues qui les délimitent, pourraient s'effondrer si des précautions préalables de renforcement ne sont pas prises.

En second lieu, en raison d'éventuelles situations de pollution des eaux souterraines qui pourrait être créées, le choix pour la réalisation des bassins d'infiltration dépend également de la hauteur de la nappe phréatique et de sa variation au cours du temps.

En effet, en amont des problèmes d'évacuation des eaux pluviales urbaines, aucune solution adéquate n'a jusque-là encore été trouvée en vue de la gestion des déchets solides dans le contexte des villes africaines en général, et de celui de Ouagadougou en particulier. Il en résulte que les eaux de ruissellement charrient des déchets de toutes sortes au cours des averses importantes. Quand bien même trouverait-on des solutions techniques pour empêcher l'entrée des déchets solides dans un ouvrage d'infiltration, les charges en solution, puis celles en suspension parviendraient à coup sûr à l'intérieur de l'ouvrage.

Le contact direct entre une telle eau, suffisamment polluée, et les eaux souterraines, captées pour l'approvisionnement en eau potable des populations, peut avoir lieu lorsque le niveau piézométrique de la zone concernée est assez proche de la base topographique locale. Il en résultera alors très probablement la pollution de la nappe phréatique.

Une telle situation pourrait également advenir lorsque le niveau piézométrique, quand bien même serait-il assez bas, varie de niveau en fonction des apports ponctuels, et s'approche épisodiquement de la base topographique locale. Le fond du bassin doit être situé à un niveau supérieur à celui de la nappe si l'on veut éviter une telle pollution.

Outre ces éléments sus-cités, les conditions et facteurs physiques offertes par l'urbanisation de la zone d'étude déterminent également la localisation du site des ouvrages.

1.2.2 Facteurs urbanistiques

Dans la mesure où :

- ce sont les surfaces urbaines imperméabilisées qui sont susceptibles de produire le maximum d'eau de ruissellement,
- les ouvrages de stockage ont pour fonction de réduire les écoulements, alors les bassins doivent être implantés à proximité immédiate de ces surfaces imperméabilisées. Ainsi, le site de l'ouvrage doit jouxter les espaces urbains dont l'occupation est ou sera dense.

Cette première condition entraîne la seconde, qui, elle, réside dans la nécessité de l'intégration de l'ouvrage à son environnement proche, c'est-à-dire au tissu urbain dans l'ensemble.

Le bassin, par sa présence, ne doit pas apporter de nuisances ni à l'environnement physique qui l'accueille, ni aux populations locales.

A cet effet, il est indiqué de concevoir sur l'espace à assainir, plutôt une série de bassins de rétention de tailles réduites qu'une seule de grandes dimensions. Car, non seulement la disponibilité des grands espaces nus en zone urbaine est rare, mais aussi, les éventuelles nuisances pouvant naître de la difficulté d'entretien de petits bassins sont relativement maîtrisables.

Pour cette même raison de rareté de l'espace, le bassin doit être multifonctionnel afin d'en assurer l'utilisation à temps plein. Aussi, pourra-t-il être aménagé en terrains de sport (basket ball, football, hand ball, volley ball) qui seront utilisés après les trois mois hivernales de l'année (Juin, Juillet, Août).

Au terme de cet exposé sur les techniques de bassins de stockage, et surtout sur les conditions de leurs implantations, il s'agit, au regard des opportunités naturelles et urbaines offertes par le bassin versant du marigot de Wemtenga, de déterminer:

- l'ouvrage type de bassin de stockage à envisager pour le contrôle du ruissellement,
- les dispositions pratiques quant à leurs implantations réelles.

L'investigation de la zone d'étude à travers les chapitres suivants permettra d'élucider ces questions.

CHAPITRE II :

FACTEURS PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT DE WEMTENGA

II.1 Situation et limite du bassin versant

Limité en aval par "le marigot de Ouagadougou ", le bassin versant du marigot de Wemtenga est une zone péri-urbaine située dans la banlieue sud-est de l'agglomération urbaine de Ouagadougou. Il couvre une superficie de 1500 ha. Englobant des parties des secteurs 13, 27, 28, 29 et 30, cette zone, en cours d'occupation dans sa partie amont, sera entièrement urbanisée à l'horizon 2010 selon les prévisions du Schéma Directeur d'Aménagement Urbain (S.D.A.U) de 1984.

En le limitant à la route nationale n°4, le bassin versant comporte trois sous-bassins emboîtés qui sont d'aval en amont :

- le sous-bassin du boulevard circulaire ou bassin n°1 (408 ha) dont l'exutoire est le pont par lequel le boulevard franchit le marigot,
- le sous-bassin du boulevard Charles de Gaulle ou bassin n°2 (936 ha), dont l'exutoire est le pont par lequel le boulevard franchit le marigot,
- le sous-bassin de la route nationale n°4 (route de Niamey) ou bassin N°3 (1278 ha) dont l'exutoire est le pont par lequel la route nationale n°4 franchit le marigot.

Pour des raisons d'ordres technique et logistique, la présente étude ne concerne que les deux premiers sous-bassins que nous appellerons désormais bassin I et bassin II. La carte n°1 précise la situation géographique de la zone d'étude.

A l'instar de l'ensemble de la ville de Ouagadougou, le bassin versant du marigot de Wemtenga s'inscrit dans un cadre géologique de socle sur lequel reposent des formations pédologiques sablo-argileuses dans l'ensemble.

1.2 Contextes géologique et pédologique

1.2.1 Géologie du bassin versant

Dans le cadre de l'assainissement alternatif des eaux pluviales par la technique des bassins de stockage, l'investigation du contexte géologique a pour objectif la détermination de la tenue des formations géologiques et de leurs capacités d'infiltration.

Aussi dans la présente étude devons-nous déterminer précisément :

- la tenue des formations géologiques quant à leur capacité de supporter les ouvrages de rétention des eaux pluviales qui seront stockées,
- la capacité de percolation des formations géologiques situées au-dessus de la nappe phréatique,
- les éventuels pouvoirs d'épuration des eaux par ces formations géologiques,
- et enfin, la hauteur piézométrique moyenne maximale enregistrée au cours des dernières années. Cela, afin de pouvoir situer les éventuels dangers de pollution des eaux souterraines.

La géologie du bassin versant s'inscrit dans le cadre plus global de la géologie de la ville de Ouagadougou. Celle-ci est constituée d'un substratum de socle cristallin et cristallophyllien d'âge antébirrimien, très érodé. Arasé et aplani, ce socle est recouvert d'un manteau discontinu d'épaisseur variable, composé d'altérites, de cuirasses et de dépôts détritiques.

A dominante granito-gnessique, il affleure rarement dans la cité. Suite aux mouvements de tectonique cassante qu'il a subi. Il comporte en son sein de multiples fracturations qui déterminent l'orientation du relief et du réseau hydrographique.

L'état actuel de la connaissance détaillée de cette structure géologique est relativement peu avancé. C'est seulement à partir de l'observation d'images satellitaires, de prises de vues aériennes, et surtout des coupes géologiques des forages réalisés au cours des différents programmes d'hydrauliques initiés dans la ville, que l'on en a une certaine connaissance.

Et justement, selon une direction Ouest-Est, allant du marigot de Boulmiougou à Nioko I, un nombre important de forages a été exécuté. L'assemblage des coupes géologiques de ces forages a permis de réaliser la coupe géologique de la ville (figure n°2, page suivante).

Celle-ci permet de faire une description sommaire de la stratigraphie des formations géologiques du bassin versant :

- à la base est le socle granitique, situé à une profondeur moyenne de 45 mètres; il a subi une fracturation,
- ce substratum est directement recouvert des produits de désagrégation que sont les arènes. Elles correspondent à des couches d'altérations épaisses qui expliquent le nombre important de forages qui a été réalisé tout au long de la ligne de la coupe,
- vient ensuite un horizon argileux dont l'épaisseur varie de 5 mètres à une vingtaine de mètres d'Ouest en Est; elle est la composante géologique du lit de la rivière. Celle-ci est comblée par des dépôts sableux et argileux, résultats de la désagrégation des cuirasses anciennes et des sables argileux,
- enfin, cet ensemble est couronné de cuirasses disposées en lambeaux de part et d'autre du cours d'eau. Elles moulent un ancien relief aplani dont le relief actuel provient par incision. D'une structure alvéolaire, elle est dotée d'une grande porosité. Elle est par ailleurs parcourue de multiples fissures qui, en s'élargissant, peuvent conférer à la couche une bonne perméabilité.

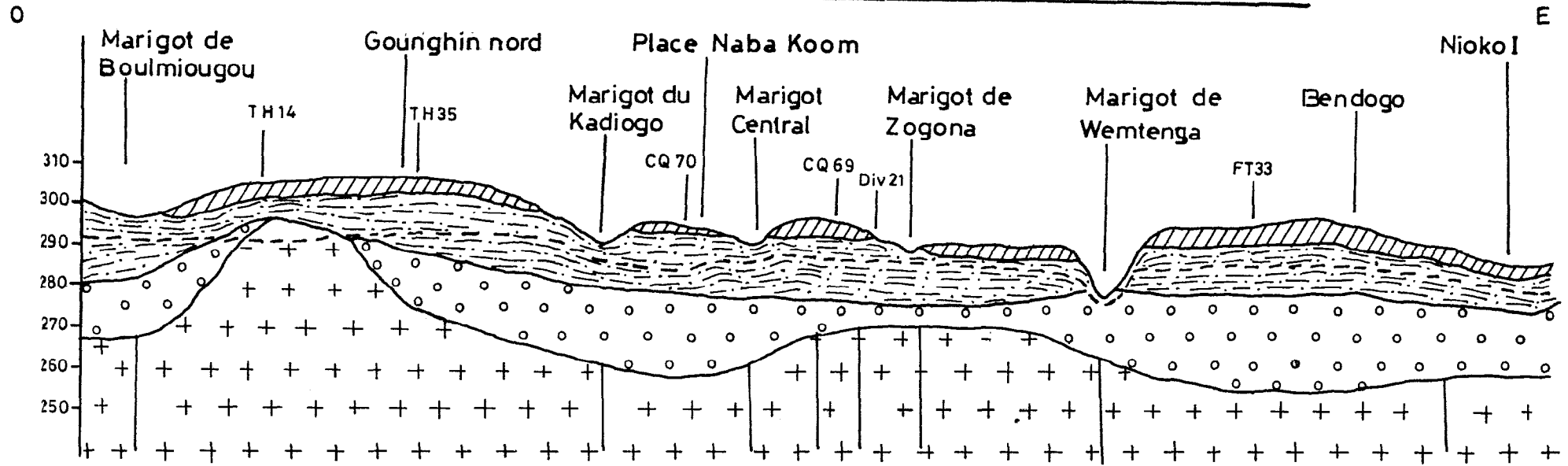
Une campagne de tests de percolation menée par le C.R.E.P.A. (Centre Régional de l'Eau Potable et de l'Assainissement à faible coût) en 1991 nous permet d'avoir une connaissance de l'aptitude à la percolation de formations géologiques du bassin versant (tableau n°1).

Lieu de mesure	Puits Profondeur (m) Diamètre (m)	Sol à la profondeur d'essai	Taux de percolation (mm/h)
Secteur 29 (derrière boulevard circulaire)	2.0 0.6	Horizon de cuirasse	4018
Secteur 30 (Kalgodin)	2.0 0.6	Horizon de cuirasse	34.80
Secteur 28 (derrière boulevard circulaire)	2.0 0.6	Horizon de cuirasse dure	19.31

Tableau n° 1 : Capacité de percolation des formations de cuirasses sur le bassin versant

Source: Ministère de l'Eau. O.N.E.A., 1991

COUPE GEOLOGIQUE O-E DE OUAGADOUGOU



LEGENDE



Cuirasse



Arenes grenues



Socle granique



Horizon Argileux



Faille



Niveau statique

Echelle

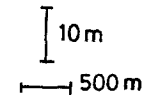


FIGURE N°2

Il convient par ailleurs de signaler que lors d'études hydrogéologiques menées dans la ville de Ouagadougou (lieu non localisé) ces dernières années, les mesures piézométriques prises en fin de saisons de pluies indiquent que le niveau de la nappe est de 3 mètres en moyenne. Ces mesures ont été réalisées sur plateaux (ROGOTO H., 1993).

A partir de tout ce qui précède, il s'agit de répondre aux questions suivantes :

- les capacités de percolation des formations sus-jacentes à la nappe phréatique peuvent-elles provoquer une diminution substantielle des volumes d'eau qui seront stockés dans les bassins de rétention?
- peut-on espérer une épuration des eaux infiltrées par ces formations en tenant compte du niveau piézométrique de 3 mètres évoqué précédemment, afin d'éviter toute pollution des aquifères de surface?
- les formations de cuirasses sont-elles aptes à constituer les matrices de réception des ouvrages de rétention des eaux stockées sans risque d'effondrement ?

Notons au passage que les résultats des différentes campagnes de sondages et de forages ont montré que les infiltrations des barrages de la ville de Ouagadougou sont insignifiantes et inexploitable. Les eaux s'évaporent plutôt qu'elles ne s'infiltrent. Or, ces barrages peuvent être assimilés à des bassins de retenue de part leur fonction de stockage. Cela démontre donc qu'il prévaudra d'importants risques de colmatage pour le fonctionnement d'éventuels bassins d'infiltration; ce qui nécessiterait alors le curage systématique des ouvrages comme solutions.

Au regard de tout ce qui précède, on peut retenir que :

- par endroits, les cuirasses présentent de fortes capacités de percolation (cf. Tableau n° 1); ce qui est a priori favorable à l'implantation de bassins d'infiltration,
- par ailleurs, leur grande résistance leur permet sans nul doute d'être le réceptacle d'ouvrages de stockage des eaux sans grands dangers d'effondrement,
- le risque de pollution cependant demeure entier, car la base des formations de cuirasses (3 m d'épaisseur en moyenne) coïncide avec le niveau piézométrique moyen de la ville en fin de saison des pluies.

Si la bonne porosité des cuirasses est une qualité d'infiltration, en revanche elle exclut toute possibilité d'épuration des eaux infiltrées. Par conséquent, le contact direct entre les eaux de ruissellement infiltrées et les eaux souterraines provoquera la pollution des

secondes. Il s'avère donc problématique d'envisager la réalisation des bassins d'infiltration sur l'espace du bassin versant, à moins de trouver des solutions aux problèmes sus-évoqués. Il y a lieu cependant de retenir qu'une application de cette technique, si elle est possible, permettra la recharge de la nappe souterraine. Ce qui est très important pour une ville comme Ouagadougou où le problème d'approvisionnement en eau potable se pose avec acuité.

En définitive, en raison de toutes ces difficultés inhérentes à l'implantation des ouvrages d'infiltration et auxquelles nous ne sommes pas en mesure d'apporter des solutions à l'étape actuelle de notre recherche, nous préconisons plutôt le choix des bassins-tampons. C'est à cette problématique que nous nous intéresserons dans la suite de cette étude.

Dans l'ensemble, la structure géologique de la région de Ouagadougou a généré des sols sablo-argileux dont la participation active à la production et au transfert du ruissellement est désormais établie.

II.2.2 HYDRODYNAMIQUE DES SOLS NUS

L'investigation du contexte pédologique consiste en la détermination de la nature des sols nus, et en particulier en la quantification de leur participation au ruissellement; les valeurs en résultant sont nécessaires pour la modélisation du ruissellement par le modèle de Bouvier.

La justification de la prise en compte de ce déterminant réside dans le fait qu'il a été démontré que les espaces naturels nus de la ville de Ouagadougou contribuent largement à la production et au transfert du ruissellement quels que soient leurs états initiaux. Les valeurs de coefficients de ruissellement consignées dans le tableau suivant l'attestent.

N° de parcelles E.I.S	1	2	3	4	5	6
Sol sec	85	81	78	77	81	75
Sol humide	95	98	93	92	91	97

E.I.S = Etat Initial du sol

Tableau n°2 : coefficients de ruissellement (en %) mesurés sur parcelles à Ouagadougou. Source: Bouvier, 1990.

Le ruissellement sur sol nu subit des pertes qui sont dues à l'infiltration, au stockage dans les dépressions et à l'évaporation. La méthode retenue pour quantifier ce ruissellement sur sol nu consiste en l'évaluation des pertes qui y surviennent. Cela nécessite donc que soient déterminées les caractéristiques hydrodynamiques des sols du bassin versant.

Il eût fallu pour cela mettre en oeuvre une étude expérimentale de l'hydrodynamique des sols nus. Or, la mise en oeuvre d'une telle étude aurait exigé des moyens logistiques et financiers que nous ne sommes pas en mesure de mobiliser. Aussi, allons-nous adopter pour les sols du bassin les résultats expérimentaux obtenus par Bouvier. Les valeurs que l'auteur obtient sont représentatives des sols de l'ensemble de la ville de Ouagadougou, donc de ceux du bassin versant de Wemtenga, comme l'indique le protocole expérimental.

Pour représenter la diversité des sols de la ville, six (6) parcelles expérimentales ont été choisies. Chacune est un carré d'un mètre de côté. Le sol de chaque parcelle a fait l'objet d'une :

- description successive des états de surface et des différents horizons des profils,
- analyse granulométrique sur les cinq (5) premiers centimètres.

Les analyses montrent que sur l'ensemble de la ville, les sols sont nus, de composition sablo-argileuse. Ils présentent presque tous des croûtes superficielles, surmontées parfois d'une couverture meuble détritique dont l'épaisseur ne dépasse guère un (1) cm. Le couvert végétal y est très faible.

L'analyse des hydrogrammes de ruissellement, obtenus à l'aide d'un simulateur de pluie, a permis de caractériser le comportement des sols au cours du ruissellement en différentes phases consécutives, permettant l'évaluation des pertes à l'écoulement. Ces phases ainsi que les pertes qui y surviennent s'établissent ainsi qu'il suit:

a) la phase d'imbibition : aucun ruissellement n' y est observé. Durant cette phase, les pertes à l'écoulement sont égales au volume des pluies précipitées: ce volume constitue les pertes initiales,

b) la phase transitoire : durant cette phase l'intensité de l'infiltration diminue progressivement, tandis que le stockage augmente : c'est le début du ruissellement,

c) la phase de régime permanent : le ruissellement y prend une valeur constante; les pertes à l'écoulement sont alors constantes et constituées uniquement de l'infiltration. Ce sont les pertes continues au cours desquelles le ruissellement est maximum,

d) la phase de vidange où l'ensemble du phénomène de ruissellement s'achève progressivement.

Les résultats obtenus sont consignés dans les deux tableaux suivants :

Pi (mm) sol sec			Pi (mm) sol humide		
Inf.	Méd.	Sup.	Inf.	Méd.	Sup.
1.7	3.5	4	0.3	1.3	1.7

Pi = Pluie d'imbibition Inf = Valeur inférieure (minimale)
Méd = Valeur médiane Sup = Valeur supérieure maximale

Tableau n°3: Pluies d'imbibition mesurées sur sols nus sablo-argileux (pertes initiales).

Source : Bouvier, 1990

Fn (mm/h) sol sec			Fn (mm/h) sol humide		
Inf.	Méd.	Sup.	Inf.	Méd.	Sup.
4	5	6	1	1	2

Fn = Intensité d'infiltration en régime permanent

Tableau n°4 : Intensités d'infiltration mesurées après apparition du régime permanent sur sols sablo-argileux (pertes continues). Source : Bouvier, 1990.

Au cours de la saison des pluies, les averses peuvent survenir soit sur un sol sec, soit sur un sol humide. Ceci dépend du nombre de jours séparant deux averses consécutives. Pour tenir compte de cette contingence, nous avons choisi de déterminer les pertes initiales expérimentales (STO_{EX}) et les pertes continues expérimentales (INF_{EX}) comme étant chacune la moyenne des valeurs médianes obtenues dans chaque cas :

$$STO_{EX} \text{ ou } INF_{EX} = \frac{M_{SS} + M_{SH}}{2}, \text{ avec}$$

Mss = valeur médiane obtenue sur sol sec,

Msh = valeur médiane obtenue sur sol humide.

$$\text{Ainsi, } STO_{ex} = \frac{1.3 + 3.5}{1.5} = 2.4 \text{ mm et } INF_{ex} = \frac{1 + 5}{2} = 3 \text{ mm / h.}$$

Ces résultats sont ceux obtenus sur parcelles expérimentales. Et, conformément au modèle de Bouvier, pour passer de l'hydrodynamique de la parcelle expérimentale à celle du bassin versant, il faut pondérer les valeurs expérimentales du coefficient multiplicateur 1,7. Ainsi, les pertes constantes (STO') et continues (INF') sont donc égales à :

$$STO' = 1.7 \times STO_{ex} \quad \text{et} \quad INF' = 1,7 \times INF_{ex}$$

Ainsi :

$$STO' = 1.7 \times 2.4 \text{ mm} = 4.08 \text{ mm}$$

$$INF' = 1.7 \times 3 \text{ mm} = 5.1 \text{ mm/h.}$$

Il ressort de ses caractéristiques géologique et pédologique que le bassin versant du marigot de Wemtenga est un espace potentiellement producteur de volumes importants d'eau de pluie non infiltrée.

En raison de la faiblesse de la pente générale du bassin versant, peut-on s'y attendre à des phénomènes de ruissellements importants et rapides?

I.3 Paramètres géométriques

II.3.1 Topographie du bassin versant

Le bassin versant s'inscrit dans une topographie assez plane, car les valeurs respectives des pentes sont faibles. Par définition, la pente (P) est le rapport de la dénivelée (h) entre deux lieux par la distance (L) les séparant. Elle est exprimée par le rapport suivant :

$$P = \frac{H(m)}{L(m)}$$

A partir de cette expression, nous avons déterminé les pentes partielles et cumulées du cours d'eau. Le tableau n°4 en indique les résultats; la figure n°3 en est la représentation graphique: c'est le profil en long du cours d'eau.

Tableau n°5 : Caractéristiques topographiques du bassin

LIEU	ALTITUDE (m)	DENIV.		LONG. (m)		PENTE	
		tronçon	cumul	tronçon	cumul	tronçon	cumul
Limite amont du bassin versant.	315						
Tête de marigot	307	08	08	1968	1968	0.40	0.40
Pont blvd. circulaire	295	12	20	1800	3768	0.66	0.53
Pont blvd de Gaulle	290	05	25	1200	4968	0.42	0.53

DENIV. = dénivelée LONG. = longueur

Le caractère lâche des courbes de niveaux est tel qu'il faut observer une relative réserve vis-à-vis de quelques unes des limites du bassin versant. En effet, les limites Sud-Est et Sud-Ouest de l'ensemble du bassin versant, ainsi que la ligne de partage des eaux entre le bassin I et le bassin II ne sont pas rigoureusement précises. Car, sur la carte topographique du bassin versant, le caractère lâche des courbes de niveaux en ces zones particulières ne permet pas de tracer une limite de partage des eaux; même l'observation des écoulements dans ces zones au cours des averses importantes n'a pas permis de résoudre complètement ce problème, tant les phénomènes de ruissellement y sont étalés en surface.

Des différents types d'érosion qui peuvent survenir sur l'espace du bassin de Wemtenga, c'est certainement celle en nappe qui sera favorisée par cette faiblesse des pentes.

Enfin remarquons que cette valeur de la pente est située en dehors de la fourchette de valeurs des pentes des bassins expérimentaux de Bouvier. Cela sera assurément un facteur qui contribuera à rendre imprécise la modélisation du ruissellement.

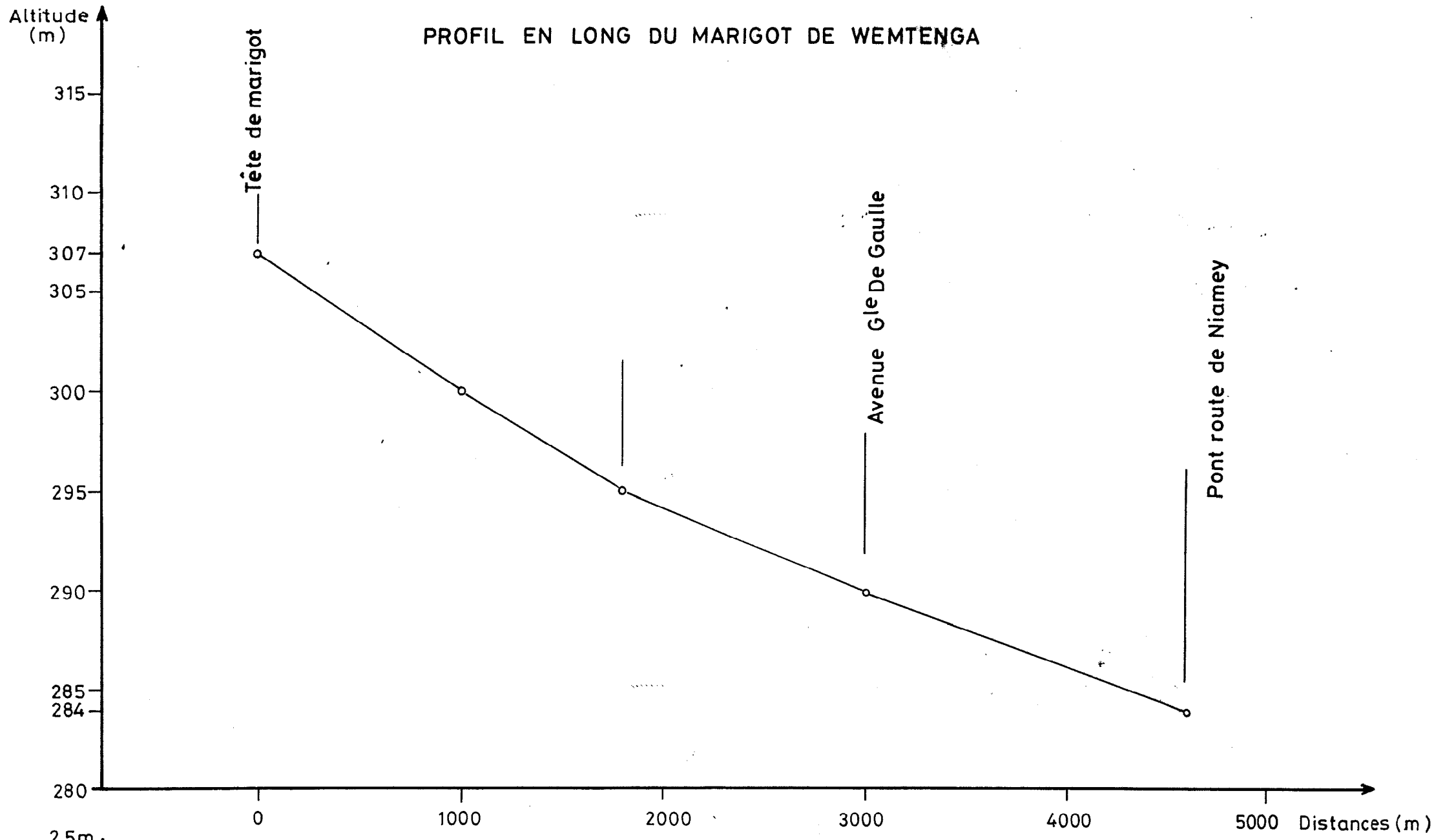
En ce qui concerne les indices de compacité des deux bassins, ils augurent des écoulements rapides sur leurs surfaces respectives.

II.2.2 Indice de compacité

Le rapport suivant définit l'indice de compacité K :

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

avec P = Périmètre du bassin versant, et A= Aire du bassin versant



2,5m
250m
Echelle

Bassin	Exutoire	Superficie (ha)	Périmètre (km)	K
B.V I	Pont blvd de Gaulle	936	12.8	1.1
B.V II	Pont blvd circulaire	408	8	1.1

Tableau n° 6: Superficies, périmètres et indice de compacité des deux bassins.

Le tableau montre que les deux indices de compacité sont égaux, et se ramènent à l'unité (1). Cela indique que nous avons à faire à des bassins de formes ramassées. D'où, le cheminement hydraulique d'une goutte d'eau, du point le plus éloigné à l'exutoire de chaque bassin, sera relativement court. Le temps correspondant à cet écoulement est le temps de concentration.

En somme, l'on doit donc s'attendre à des phénomènes d'écoulements rapides et importants sur le bassin versant du marigot de Wemtenga.

De l'ensemble de ce qui précède, nous retenons que le bassin versant se caractérise par:

- une structure géologique de socle à faible perméabilité, et ayant subi des mouvements de tectonique cassante de faibles ampleurs,
- des lithosols sablo-argileux faiblement perméables,
- des pentes partielles et cumulées faibles.

Il ne peut découler d'un tel contexte physique qu'un réseau hydrographique naturel très peu dense. Tel est justement le cas de celui du marigot de Wemtenga. A ce réseau naturel, il a été greffé un réseau de drainage artificiel, jusque là très embryonnaire.

II.4 Réseau hydrographique

II.4.1 Le lit naturel du cours d'eau

Le marigot de Wemtenga est un canal naturel où l'écoulement est temporaire, car il est alimenté uniquement par les eaux de ruissellement au cours de la saison pluvieuse. Son lit est complètement asséché le reste du temps.

Conformément à la direction de la pente générale, il s'écoule du sud vers le nord de la ville. En aval dans le bois de Boulogne, il rejoint " le marigot de Ouagadougou ". Le cours

d'eau résultant de cette jonction est un affluent du MASSILI dans lequel il se jette plus loin, au nord-ouest, hors de la ville.

De l'amont jusqu'à la hauteur du boulevard Charles de Gaulle, le réseau hydrographique naturel présente un lit principal presque rectiligne à partir duquel ont pris naissance quelques ravines mises en place par l'érosion régressive (carte n°2).

« Le tronçon de tête » du marigot présente un lit en forme de V. Pour le reste du cours du d'eau, la vallée présente plutôt une forme en U. Ce sont en fait les activités de ramassage de sable auxquelles se livrent les populations dans le lit du cours d'eau qui ont accentué cette forme en U.

Les dimensions du lit principal sont fonction de sa forme. Ainsi le tronçon compris entre la tête du marigot et le pont du boulevard circulaire a une vallée dont la dénivelée dépasse rarement 2.5 m pour une largeur moyenne de 15 m. Quant au tronçon compris entre les deux ponts, sa vallée a une largeur variant entre 30 et 40 m pour une dénivelée de 3 à 4 m.

Tout au long du lit du marigot, aux endroits où les activités de ramassage de sable sont intenses, il est difficile de déterminer avec précision le chenal principal d'écoulement. A force de creuser, les populations ont créé des sortes de chenaux anastomosés: le lit y présente un aspect de bad-lands.

En ce qui concerne les ravines, elles jouent le rôle de collecteurs des eaux drainées par les voiries. Par ailleurs bien que peu encaissées, certaines d'entre elles menacent dangereusement les fondations de quelques maisons d'habitations riveraines. Au fur et à mesure du temps, l'imperméabilisation croissante des surfaces rendra cette situation d'autant plus périlleuse que les ravines s'encaisseront davantage par l'action érosive de ruissellements plus importants.

A ce lit naturel du marigot s'ajoute un réseau de drainage artificiel, réalisé le long des grands axes de circulation.

II.4.2 Ouvrages de drainage et diagnostic de leur fonctionnement.

Les ouvrages de drainages sont :

- les caniveaux maçonnés qui longent le boulevard circulaire et le boulevard Charles de Gaulle; le tableau n°7 indique leurs caractéristiques (carte n°2),
- les ponts et dalots situés sous ces mêmes axes routiers.

Dans une certaine mesure, à ces ouvrages maçonnés, il convient d'ajouter les routes non revêtues, en raison des fonctions de drainage des eaux pluviales dont elles font office.

LIEU		TRONCON	DIMENSIONS	MATERIAUX	FONCTIONNALITE
Boulevard circulaire Sect. 28	Côté Est	1 ^{er}	150 x 50 cm 800 m	Béton armé	Fonctionnalité
		2 ^e	200 x 100 cm 710 m	Béton armé	Bonne
	Côté Ouest		200 x 100 cm 650 m	Béton armé	Bonne
Boulevard Charles De Gaulle	Côté Sud sect. 28	1 ^{er}	200 x 100 cm 640 m	Béton armé	Bonne
		2 ^e	300 x 100 cm 220 m	Béton armé	Bonne
	rive droite de la rivière	1 ^{er}	100 x 100 cm 330 m	Béton armé	Bonne
		2 ^e	60 X 60 cm 730 m	Béton armé	Bonne

Tableau n°7 : Caractéristiques des caniveaux du bassin versant

Globalement, la plupart des caniveaux assurent relativement bien le drainage des eaux pluviales. Les ponts, au nombre de deux, constituent les exutoires des deux bassins d'étude. Leurs fonctionnements hydrauliques sont tout à fait satisfaisants, malgré un encombrement partiel de celui de l'amont par des dépôts sableux.

En ce qui concerne les dalots, certains d'entre eux sont quelques fois encombrés de déchets. Les écoulements en ces endroits subissent alors de légers refoulements temporaires : ils sont légèrement différés.

On peut cependant estimer que le réseau hydrographique du marigot de Wemtenga assure globalement bien le drainage des eaux pluviales. Si la faiblesse de la densité de ce réseau artificiel pose l'urgence d'une résolution des problèmes d'assainissement pluvial, elle constitue par ailleurs un "avantage" dans une certaine mesure. En effet, la marge de manoeuvre dont on dispose pour concevoir le nouveau réseau de drainage reste toujours assez large.

L'ensemble des éléments et facteurs physiques ainsi présentés a permis de sérier les avantages et les contraintes du site dans le but de choisir le type d'ouvrage à envisager sur l'espace du bassin. Si ces éléments et facteurs physiques sont essentiels pour effectuer ce choix, ils demeurent cependant insuffisants. Car, l'état de l'urbanisation actuelle et future y est également déterminant dans une large mesure, et surtout en ce concerne le lieu d'implantation des ouvrages éventuels. C'est ce à quoi seront consacrés les chapitres suivants.

CHAPITRE III :

URBANISATION DU BASSIN VERSANT

III.1 Evolution de l'urbanisation

Le "plan d'urbanisme de Ouagadougou"(République de HAUTE VOLTA) de 1969 montre que le bassin versant du marigot de Wemtenga était une zone entièrement rurale en cette année.

A l'instar des autres zones périphériques de la ville, il a été progressivement occupé par l'habitat spontané, expression de la dynamique d'extension incontrôlée de la ville. L'habitat structuré n'y fera son apparition que beaucoup plus tard, et cela à un rythme très lent.

Ainsi la cartographie de prises de vues aériennes montre qu'en Juillet 1982, 43 % de la superficie totale du bassin étaient urbanisés, soit 402 ha. L'habitat spontané occupait plus des 3/4, soit 310 ha. Une telle occupation de l'espace est caractérisée (carte n°3) pour l'essentiel par :

- une densité d'occupation du sol d'apparence très variable (aspect regroupé ou plutôt lâche des maisons d'habitation sur les prises de vues aériennes selon les zones),
- le plus souvent, une absence de clôtures de délimitation des concessions,
- l'étroitesse des voies de desserte,
- une absence totale de tout équipement en ouvrages de drainage.

Sept ans plus tard, en 1989, ce même type d'occupation du bassin versant prévaut mais avec des proportions différentes. La superficie urbanisée passe à 496 ha, soit 53 % de la surface du bassin versant. A ce croît correspond une diminution des surfaces spontanées car elles n'occupent désormais que 298 ha.

Aux espaces spontanés sont donc juxtaposées des surfaces occupées par un habitat structuré qui correspond au type dit "populaire" ou "traditionnel" : c'est le type T3 défini par Bouvier.

En 1991 l'ensemble des zones d'habitat spontané a été entièrement démoli. En application du S.D.A.U de la ville de Ouagadougou, le bassin versant sera entièrement urbanisé à l'horizon 2010, à l'exception d'une frange méridionale. La carte n°4 indique les états successifs de l'évolution de l'urbanisation du bassin versant.

L'observation du SDAU montre que les voiries constituent les seules infrastructures structurantes du bassin versant du marigot de Wemtenga. Constituées de voies de 15 m et 20 m d'emprise, les voiries sont orientées selon des directions qui définissent elles mêmes la trame urbaine du bassin versant. Tantôt rectangulaires, tantôt carrées, ou enfin sans forme géométrique particulière, les trames du bassin sont assez variées.

Au regard de leurs orientations respectives, on remarque que les directions de la trame urbaine n'ont pas été choisies en fonction de celles du réseau hydrographique.

En effet, les drains principaux de l'écoulement pluvial sur l'espace du bassin versant que constituent les ravines ont une orientation générale SE-NO sur le versant droit du marigot, et SO-NE sur le versant gauche. Sur l'ensemble urbain du bassin, seule une portion de la zone amont, située entre sa limite méridionale et le boulevard circulaire, aura une orientation conforme à celle du réseau hydrographique. Partout ailleurs, les deux orientations sont différentes.

D'une manière générale, l'urbanisme choisi pour le bassin versant ne semble nullement tenir compte des aspects physiques du milieu. Sur le plan au 1/25.000 du SDAU, la présence de parcelles en plein dans le lit du marigot de Wemtenga en est une preuve.

A l'instar de la plupart des zones périphériques, le bassin versant du marigot de Wemtenga sera occupé pour l'essentiel par des maisons d'habitation. L'état actuel de l'urbanisation en est l'amorce.

III.2 Urbanisation actuelle

III.2.1 Typologie de l'urbanisation

En partant de la typologie de l'urbanisation établie par Bouvier, nous avons répertorié quatre types sur le bassin versant du marigot de Wemtenga. Ce sont :

T1 : Terrains nus sans ou avec peu de constructions. Exemple: enceintes des écoles, "réserves administratives",

T2 : Zones d'habitat non loti, habitat souvent précaire et non contrôlé dont les équipements en matière de réseaux (voiries, drainage et autres) sont nuls. Exemple: zone méridionale du bassin versant.

T3 : Zones d'habitat dense loti, constituées en majorité de maisons de petite taille puis de quelques unes de haut standing. Les premières, généralement en dur et couvertes de tôles ondulées, sont soit clôturées (la plupart) soit non clôturées (quelques unes, en amont du bassin). Exemple : la quasi-totalité du bassin versant.

L'observation des prises de vues aériennes, puis les visites sur le terrain ont révélé que ce type d'habitat présente des densités fort variables sur l'espace du bassin versant. Cela est l'expression de la différence du niveau d'urbanisation entre le bassin versant I et le bassin versant II.

Afin de tenir compte de cette variation spatiale de densité en T3, nous avons subdivisé ce type d'urbanisation en :

- T3 densément occupé, T3d
- T3 moyennement occupé, T3m
- T3 d'occupation lâche, T3l

T4 : Cas particulier du Juvénat de Saint-Camille garçon. Zone abondamment boisée et où s'érigent quelques bâtiments rectangulaires couverts de tuiles. Présence d'un terrain de football.

Outre ces types d'urbanisation, nous avons par ailleurs retenu le cas spécifique de la zone du cimetière du secteur 29. Terrain légèrement boisé en saison sèche (formations arbustives), il devient une zone complètement couverte de végétation au cours de la saison pluvieuse (formations herbacées naturelles et plantes cultivées aux abords par les populations). Nous avons alors considéré cet espace comme zone boisée.

La carte n°4 indique la disposition spatiale de ces différentes zones et le tableau n°8 leurs proportions respectives par bassin versant.

T.U. B.V.	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)			T4 (%)	Bois (%)	Total (%)
			T3l	T3 m	T3d			
B.V. I	57	5	35.5	2	-	-	-	99.5
B.V II	33	2	39.0	14.5	8.5	1	1	99.0

T.U. = Type d'urbanisation
B.V. = Bassin versant

NB : Dans le tableau, les totaux n'atteignent pas 100 %. Ce sont les superficies occupées par les voiries bitumées (0,5 % pour le bassin I, et 1 % pour le bassin II) qui constituent les compléments à 100 %.

Tableau n°8 : Répartition des types d'urbanisation par bassin versant

Dans chacun des types d'urbanisation ci-dessus répertoriés, nous faisons mention spéciale des réserves administratives, car ce sont elles qui seront les sites des ouvrages éventuels de stockage des eaux pluviales. Elles sont donc répertoriées sur la carte n°1.

La participation à la production et au transfert du ruissellement de chacun de ces types d'urbanisation est fonction des proportions des états de surfaces élémentaires qui les composent (cf. méthodologie). Il s'agit alors de déterminer les proportions de ces surfaces élémentaires par bassin versant.

III.2.2 Répartition des états de surfaces élémentaires par bassin versant

Il s'agit de subdiviser l'espace du bassin versant en ses différents types de surfaces élémentaires susceptibles d'influer sur la production et le transfert du ruissellement.

Comme précédemment expliqué, ces surfaces sont :

- les surfaces imperméabilisées (toitures, voiries revêtues, terrasses dans les concessions), notées IMP,
- les surfaces naturelles nues (cours, voiries non revêtues grands espaces), notées SN,
- les surfaces couvertes de végétation, notées V.

En application de la méthode de sondage statistique, nous avons procédé à la sélection du nombre de points à compter puis à leur comptage.

a) Sélection du nombre de points à compter

Nous avons choisi de compter un nombre N de 240 points, qui, augmenté de 20 % pour compenser les indéterminations, devient 288 points. Cela revient à dire que nous estimons à 3% d'erreur maximum, la proportion réelle (inconnue) de chacune des surfaces déterminées au seuil de confiance de 67 % (Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, 1986).

Nous avons ensuite fait agrandir les zones correspondant aux différents types d'urbanisation afin d'y superposer des grilles de points de densités inférieures ou égales à 1 point/cm (recommandation des principes d'utilisation de la méthode).

Au bout du compte, seuls les agrandissements des zones correspondant aux types T3, T4 et T1 ont été retenus en raison de la netteté de leurs images.

b) Comptage du nombre de points

En ce qui concerne cette étape, nous avons adopté différentes approches selon le type d'urbanisation.

* Pour les types T1, nous avons :

- déterminé au planimètre la superficie totale des terrains entièrement nus sur les prises de vues aériennes. au 1/10000,
- calculé les différentes proportions de surfaces élémentaires des grandes enceintes (genre école) sur des prises de vues aériennes agrandies au 1/2000,
- disposé des grilles de points de densité 2 sur les vastes espaces ayant peu de constructions (prises de vues aériennes. au 1/10000) et procédé au comptage des points.

Les résultats obtenus par bassin versant sont consignés dans le tableau suivant:

Urbanisation	B.V	B.V. I	B.V II
	T1 (%)	IMP	2
	SN	54	31
	V	1	0
% par rapport à la surface totale du bassin versant		57	33

B.V. = Bassin versant

Tableau n°9 : Types d'habitat T1 : Proportions des surfaces élémentaires par bassin versant

* Pour les types T2 : aucune estimation chiffrée des proportions de surface n'a été possible en raison de la médiocrité des images agrandies. L'unique recours consistait alors à adopter les proportions de surfaces élémentaires obtenues par J.P TRIBOULET et al. lors de l'étude hydrologique du marigot de Zogona en 1987.

Les proportions de surfaces élémentaires fournies par cette étude sont les suivantes:

- surfaces imperméabilisées (IMP) = 5 %
- autres surfaces = 95 %.

Donc elle ne spécifie pas les proportions exactes associées aux surfaces nues et aux surfaces couvertes de végétation.

Pour estimer ces proportions, nous avons procédé au planimétrage des différentes densités d'occupation du sol sur les prises de vues aériennes au 1/10.000. Les résultats obtenus sont les suivantes : SN = 65 % et V = 30 %.

Reportés à l'échelle des bassins versants, ces pourcentages donnent les résultats suivants :

URBANISATION	ETATS DE SURFACE	SURFACE ELEMENTAIRE (%)	BASSIN VERSANT I	BASSIN VERSANT II
	T2	IMP		0.25
	SN		3.25	1.2
	V		1.5	0.7
% par rapport à la superficie totale du bassin			5.0	2.0

Tableau n°10 : Types d'habitat T2 : Proportions des surfaces élémentaires par bassin versant

* Pour les types T3, nous avons :

- déterminé des zones-échantillons de chaque sous-type défini précédemment,
- agrandi chacune des zones-échantillons de façon à pouvoir y superposer des grilles de points de densités inférieures à 1 point/cm² ;
- procédé au comptage des points correspondant à chaque surface élémentaire. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

SURFACE ELEMENTAIRE	IMP (%)	SN (%)	V (%)	TOTAUX(%)
SOUS-TYPES T3				
T3d	17	53	30	100
T3m	9	75	16	100
T3l	16	66	27	100

Tableau n°11a : Types d'habitat T3 : proportions des surfaces élémentaires par zone-échantillon

En reportant ces proportions par zone-échantillon à l'échelle de chaque bassin, on obtient les résultats suivants :

SURFACE ELEMENTAIRE	B.V I			B.V II		
	T3d	T3m	T3l	T3d	T3m	T3l
IMP	-	0.2	2.0	1.5	1.0	2.0
SN	-	1.5	23.0	4.5	11.0	26.0
V	-	0.3	10.5	2.5	2.5	11.0
TOTAUX	-	2.0	35.5	8.5	14.5	39.0

B.V : Bassin Versant.

Tableau n°11b : Types d'habitat T3 : Proportions des surfaces élémentaires par bassin versant

En additionnant les proportions des surfaces élémentaires obtenues par bassin versant pour les types d'urbanisations, on obtient le tableau final suivant. Il faut noter qu'aux proportions des surfaces imperméabilisées sont ajoutées celles des voiries bitumées.

Surface élémentaire	IMP (%)	SN (%)	V (%)
Bassin versant			
Bassin versant I	5	82	13
Bassin versant II	8	74	18

Tableau n°12 : Répartition des surfaces élémentaires pour l'ensemble du bassin versant en 1992.

Cette répartition actuelle des surfaces élémentaires sur les deux bassins sera profondément modifiée au terme de l'urbanisation complète du bassin. Car, en amont les types d'urbanisation auront changé. Le type dominant sera le T3 conformément à l'affectation globale du bassin.

Pour estimer la répartition des surfaces élémentaires du bassin versant correspondant à ce stade d'occupation, nous avons utilisé les résultats de l'étude de GADELLE et al. (1993).

Type d'urbanisation	Zone-échantillon	% de surface élémentaire		
		IMP	SN	V
T3	Koulouba (secteur 5)	50	37	13

Tableau n°13 : Proportions de surfaces élémentaires de type T3 à occupation complète.

Réparties à l'échelle du bassin versant, les proportions respectives des surfaces élémentaires seront les suivantes.

BASSIN VERSANT \ SURFACE ELEMENTAIRE	IMP (%)	SN(%)	V(%)
Bassin versant I	50	37	13
Bassin versant II	50	38	12

Tableau n° 14 : Répartition des surfaces élémentaires pour l'ensemble du bassin versant t à l'horizon 2010.

L'augmentation relative des surfaces élémentaires imperméabilisées est due au fait que nous estimons que d'ici l'an 2010, les voiries les plus importantes des deux bassins seront goudronnées.

Les chiffres du tableau n°12 montrent que l'occupation actuelle des sols du bassin versant du marigot de Wemtenga est caractérisée par la prépondérance des surfaces naturelles nues. La plupart d'entre elles, faisant office de route, ont un état très compacté; d'où y a-t-il une augmentation considérable de leur capacité de production d'eau de ruissellement. Ce potentiel important de capacité de production de ruissellement va entraîner des changements notables dans la dynamique du milieu physique du bassin versant.

CHAPITRE IV :

IMPACTS DE L'URBANISATION SUR LA DYNAMIQUE DU MILIEU PHYSIQUE

La transformation de l'espace semi-rural qu'était le bassin versant du marigot de Wemtenga en une zone presque entièrement urbanisée a engendré des changements notables dans la dynamique de son milieu naturel. Il s'agit en l'occurrence:

- d'une augmentation considérable des débits transitant par l'exutoire des bassins;
- d'une intensification croissante des phénomènes d'érosion, particulièrement dans le lit du marigot; ce qui est l'expression d'une mauvaise gestion des eaux pluviales.

IV.1 Augmentation quantitative des débits d'écoulement

La carte de la classification des types d'urbanisation du bassin versant (carte n°3) atteste de l'occupation progressive de son espace, d'aval en amont. Au croît de l'urbanisation correspond une diminution proportionnelle des possibilités d'infiltration des eaux pluviales dans les terrains naturels.

Il résulte de cette situation une production progressivement croissante des volumes d'eau non infiltrés à chaque averse importante. Pourtant, le bassin n'a pas davantage été équipé de nouveaux ouvrages de drainage. La densité du réseau demeure donc toujours faible.

En dépit de cet état de fait, le transfert des volumes d'eau importants vers l'exutoire est relativement bien effectué. Car, les voiries non revêtues et bien nivelées contribuent efficacement à l'évacuation des eaux pluviales. A terme, on enregistre une augmentation considérable des débits transitant par les exutoires.

Il est vrai que par la seule campagne de mesures hydropluviométriques de 1992, nous ne pouvons justifier ces propos. Cependant, le constat suivant, dans une certaine mesure, atteste de ce phénomène.

En effet, la section du pont par lequel la route nationale n°4 franchit le marigot de Wemtenga est désormais exigüe pour assurer l'évacuation instantanée des débits d'écoulement actuels. Lors d'écoulements importants, l'évacuation à cet exutoire est faite en deux temps : en amont de l'exutoire, seuls les filets d'eau au regard direct du pont sont évacués directement tandis que les autres butent contre les parois latérales du pont et ne sont évacués que beaucoup plus tard.

Corollairement à l'augmentation des volumes d'eau de ruissellement, les phénomènes d'érosion se sont intensifiés sur les espaces nus des deux bassins, et plus particulièrement dans le lit du marigot. Ils sont dus à la fois à l'action des eaux courantes et aux conséquences de certaines activités anthropiques.

IV.2 Intensification des phénomènes d'érosion

Les formes d'érosion sont différentes selon les zones concernées. La carte n°2 fait l'inventaire des diverses zones affectées par les phénomènes d'érosion.

IV.2.1 Erosion hydrique

C'est la première forme d'érosion. Selon que l'on soit sur les espaces nus du bassin versant ou dans le lit du marigot, les formes d'érosion sont différentes. En effet, si l'érosion aréolaire et celle en rigole sont plus courantes sur les espaces nus, c'est plutôt l'érosion en ravine qui prévaut aux abords du lit du marigot.

L'érosion aréolaire : elle est l'action conjuguée de deux phénomènes consécutifs que sont : - la destruction de la structure du sol due à la chute des gouttes de pluie sur le sol, "effet splash",

- le transport de ces particules arrachées, par les eaux de ruissellement.

Ainsi, en tombant sur le sol, les gouttes de pluie arrachent des particules de terre qui s'éparpillent tout autour des points d'impact. Après la phase d'imbibition du sol et de remplissage de ses dépressions naturelles, les flaques d'eau débordent de "leurs réceptacles respectifs, coalisent, et le ruissellement diffus se déclenche" (TRAORE A., 1991).

C'est alors que l'écoulement procède à un transport différentiel, en charriant les particules fines arrachées au sol, et en laissant sur place les particules grossières (gravillons) : c'est le décapage pelliculaire, d'abord localisé, puis généralisé avec l'apport croissant d'eau. Ce phénomène affecte l'ensemble des espaces nus; il est surtout observable sur le bassin I en raison de sa faible urbanisation.

Afin de quantifier cette "perte de sols" par l'érosion hydrique, nous tenterons de déterminer plus loin l'indice d'érosion de Wischmeier, à partir des données acquises lors de la campagne de mesures expérimentales.

A préciser que ce sont la faiblesse des pentes et la forte intensité des averses (voir plus loin) qui favorisent cette forme d'érosion, insidieuse. A celle-là, s'ajoute l'érosion en rigole.

L'érosion en rigole : cette forme d'érosion est consécutive à la production et à l'intensification du ruissellement. A l'origine de ces phénomènes sont :

- le compactage progressif d'une partie des espaces nus dû à la circulation,
- l'imperméabilisation croissante des espaces nus.

Des ruissellements concentrés se produisent sur les espaces nus et sur les voiries non revêtues. Il se crée alors des rigoles le long des lignes de jonction des ruisseaux. L'augmentation de leur masse dans les rigoles confère aux eaux une plus grande capacité d'arrachage des particules de terre selon l'équation suivante :

$$f = 1/2.m.v^2.$$

avec : f = force érosive des eaux d'écoulement,
 m = masse des eaux,
 v = vitesse d'écoulement.

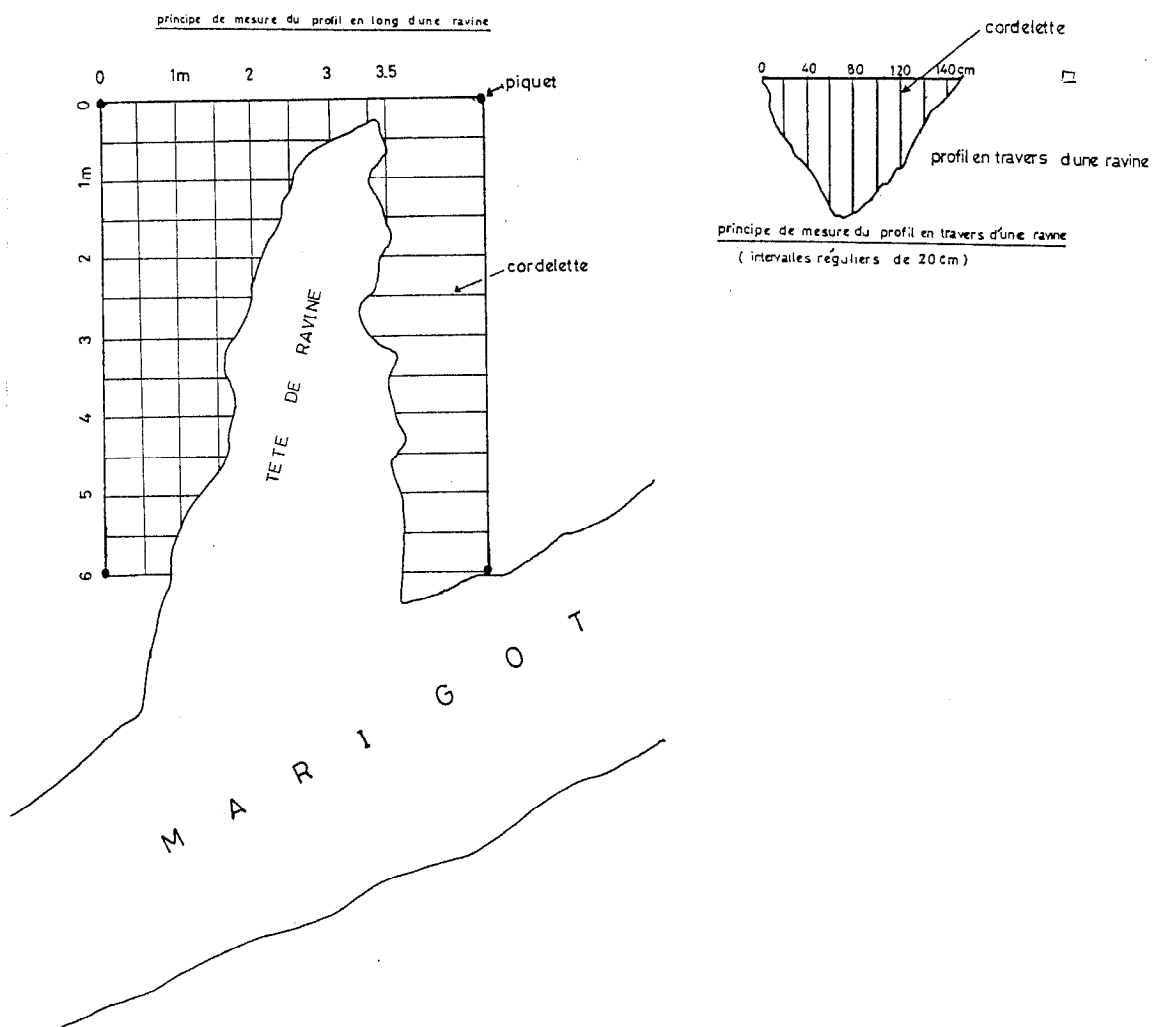
Ainsi des rigoles de 10 à 20 cm, voire 30 cm, sont-elles créées çà et là sur les espaces du bassin versant. Elles rendent la circulation particulièrement pénible sur les voiries non revêtues. L'aggravation de cette forme d'érosion aboutit à l'érosion en ravine qui, elle, prend toutes ses expressions aux abords du cours d'eau.

L'érosion en ravine : au fur et à mesure que les eaux de ruissellement s'acheminent vers le marigot, elles coalescent davantage. Les dépressions naturelles servant de collecteur de ces eaux sont alors fortement incisées par des phénomènes d'érosion régressive. Les ravines ainsi créées ont des dimensions très variables.

Elles progressent par le grignotement de la base des berges de la rivière. Il en résulte un élargissement croissant de la vallée d'années en années. C'est pour tenter de quantifier cette érosion que nous avons mis en place le dispositif suivant sur une ravine en amont du boulevard circulaire. Les contraintes expliquées dans le chapitre « Méthodologie » nous ont contraint à abandonner ces mesures.

Mais, plus que l'érosion en ravine, c'est surtout les activités de ramassage de sable dans le marigot par les populations qui aggravent ce phénomène.

Figure n°4: Dispositif de mesure expérimentale de mesure sur ravine



IV.2.2 Erosion due aux actions anthropiques

Cette forme d'érosion survient après l'érosion hydrique, et en particulier après l'érosion en ravine.

Pour des fins commerciales ou pour aménager leurs concessions, les populations riveraines procèdent à l'enlèvement de ce sable dès que l'écoulement du marigot devient laminaire. Par raclage du fond du marigot, et surtout de la base des berges, ces actions provoquent des phénomènes d'affouillement, et à terme, l'effondrement des berges (photo n°1 à n°3).

La conséquence est l'élargissement rapide des berges. Ceci, facilement observable tout au long du lit du marigot, est à certains endroits très spectaculaire, et en particulier dans la partie aval du bassin versant, au-delà de notre zone d'étude. Le lit s'en trouve très disséqué (photos n°4 et n°5).



PHOTO N°1



PHOTO N°2



PHOTO N°3

Photo n°1: Scène d'enlèvement de sable par les populations riveraines du marigot de Wentenga, à l'aval immédiat du pont du boulevard Charles de Gaulle. Fin Juillet 1992. Auteur: A.KANE.

Photo n°2: Bord du marigot de marigot de Wentenga; aval immédiat du pont du boulevard Charles de Gaulle. Mise en tas du sable prélevé dans le lit. Fin Juillet 1992
Auteur: A. KANE

Photo n°3: Effondrement de la berge du pont du boulevard Charles de Gaulle par affouillement de la base. Août 1992. Auteur: A. KANE



PHOTO N° 4



PHOTO N° 5

Photo n°4: Dissection du lit du marigot de Wemtenga à mis parcours entre les ponts du boulevard Charles de Gaulle et de la route nationale n°4. Remarquer la dénivelée importante entre le radier d'une ancienne buse et le fond actuel du lit du marigot. Cela indique par ailleurs que le cours d'eau a dû changer de direction au cours du temps.

Auteur: A. KANE

Photo n°5: Un autre angle de vue de la photo précédente, montrant le fond du lit. La mire de quatre (4) mètres indique la dénivelée entre le fond du lit du marigot et le niveau de base de l'ancienne route qui franchissait le marigot. Le surcreusement du lit du marigot peut être estimé à trois (3) mètres à partir de la mire.

Auteur: A. KANE

CONCLUSION PARTIELLE : Quel choix technique pour le bassin versant?

S'il est un constat qui s'impose au regard de tout ce qui précède, c'est bien celui de l'urgence de la résolution des problèmes d'assainissement pluvial du bassin versant du marigot de wemtenga. Cela est commandé d'une part par la production croissante d'eau de ruissellement dont le transfert est mal assuré, et d'autre part par l'état d'érosion très avancée du lit du cours d'eau.

A cet effet, l'investigation du contexte géologique du bassin versant montre clairement, qu'en ce qui concerne les technologies alternatives, les bassins d'infiltration ne constituent pas une technique appropriée pour l'assainissement des eaux pluviales dans ce cas précis. Le colmatage probable et rapide du fond des ouvrages, phénomène qui empêchera toute infiltration, en est la cause majeure.

Seule la faisabilité des bassins-tampons est susceptible d'aboutir à des résultats tangibles, en attestent les bonnes conditions physiques et urbaines offertes par le site du bassin versant au regard des contraintes d'implantation de ces types d'ouvrages. Ainsi, la multiplicité des zones de "réserves administratives" sur l'espace du bassin versant, situées au coeur de la future agglomération urbaine, donne un éventail de choix assez large quant à la détermination précise des sites potentiels des ouvrages de rétention d'eau pluviale. Car, la plupart d'entre elles n'ont jusque-là aucune affectation particulière.

Au regard précisément du réseau hydrographique naturel, du réseau de caniveaux qui au demeurant est très sommaire, et des directions des pentes partielles du bassin versant, les zones indiquées par le signe § sur la carte n°2 se présentent comme les sites les mieux indiqués de bassins-tampons à réaliser. Ces ouvrages, en réduisant les débits d'écoulement, permettront d'amoinrir les phénomènes d'érosion observés sur les espaces nus du bassin versant, et par la même occasion rendront possible la mise en place d'un réseau de caniveaux de très faible densité pour l'ensemble de l'espace à assainir.

Par ailleurs, en les aménageant en même temps en terrains de sport (basket, football, volley-ball...), on aura résolu d'éventuelles insuffisances d'aires de loisirs que leurs réalisations auraient provoquées.

Au plan géologique, ce sont les formations de cuirasses qui seront la matrice de réception de ces ouvrages; ce qui exclut donc pratiquement tout risque éventuel d'effondrement des digues des bassins. Car, les cuirasses sont des formations géologiques très compactes, et qui assureront donc aux ouvrages maçonnés leur stabilité.

Au volet pédologique, l'étude de Bouvier a montré que les sols du site urbain de Ouagadougou sont de composition sablo-argileuse. Ces formations se caractérisent par leur forte érodibilité, et la facilité de leur transport eu égard à leur faible granulométrie. En échouant dans les bassins de stockage, elles provoqueront des phénomènes de comblement rapide. Aussi, sera-t-il nécessaire de procéder à des opérations de curages systématiques.

Cependant, sans dépasser le cadre des objectifs de cette étude, il convient de se poser la question sur l'incidence financière qu'engendreraient de telles opérations. Ne risque-t-on pas là de s'écarter de l'avantage de "faiblesse des coûts" qui caractérise en principe les techniques alternatives en assainissement ?

Afin de permettre un meilleur fonctionnement des ouvrages, il y a lieu, au plan technique, d'examiner de plus près les questions relatives à leur vidange.

Ainsi, la partie amont des déversoirs des ouvrages doit être suffisamment renforcée pour résister à la pression des eaux lors d'éventuels débordements. L'enrochement de cette partie pourrait en être une solution.

En ce qui concerne l'ouverture de fonctionnement normal de l'ouvrage, son décalage par rapport au fond du bassin est à l'origine de la stagnation d'une lame d'eau après la vidange. Afin de permettre la vidange de cette lame restante, nous proposons un agrandissement de cette buse, de sorte qu'elle soit calée sur le fond de l'ouvrage. La partie inférieure de la buse sera donc située à la même hauteur que le plancher de l'ouvrage.

Les questions relatives à la faisabilité des ouvrages de bassins de rétention ayant été examinées, il convient alors de déterminer les paramètres hydrologiques nécessaires à leur dimensionnement. C'est ce à quoi est consacrée la deuxième partie de cette étude.

DEUXIEME PARTIE :

CAMPAGNE DE MESURES
HYDROPLUVIOMETRIQUES:
RESULTATS ET ANALYSE

CHAPITRE V :

DEROULEMENT DE LA CAMPAGNE DE MESURES

En ne considérant que les mesures effectives réalisées sur le terrain, la campagne 1992 s'est étalée du 8/07/1992 au 19/09/1992. Il apparaît ainsi que non seulement le démarrage des travaux a accusé un retard considérable, puisque les premières pluies ont été enregistrées au mois de Mai, mais aussi que la campagne a pris prématurément fin.

V.1 Equipement du bassin

Au total, le bassin a été équipé de trois (3) pluviomètres, trois (3) pluviographes (exemples, photos n°6 et n°7) et deux (2) stations de mesures de débits. La carte n°1 donne l'emplacement des différents postes et stations.

V.1.1 Postes pluviométriques

L'installation des postes pluviométriques requiert un certain nombre de critères qu'il est bien difficile de réunir en zone urbaine. En effet selon l'Organisation Météorologique Mondiale (O.M.M., 1981), un appareil pluviométrique doit être installé :

- à une distance supérieure ou égale à quatre (4) fois la hauteur de tout obstacle se trouvant autour de lui, à défaut de pouvoir lui assurer une protection efficace contre le vent,
- à une distance de un (1) mètre du sol (ancienne norme 1.50 m) sur un terrain horizontal.

Or, les lieux propices d'installation des postes, dans le souci d'une occupation homogène du bassin versant, ont coïncidé avec des zones fortement urbanisées. Les dimensions des

surfaces non construites en ces lieux excluent toute possibilité d'y implanter un poste dans le respect du premier critère évoqué. Et pour raison de sécurité, il n'est pas indiqué de les installer en des lieux non habités.

PHOTO N° 6



PHOTO N° 7

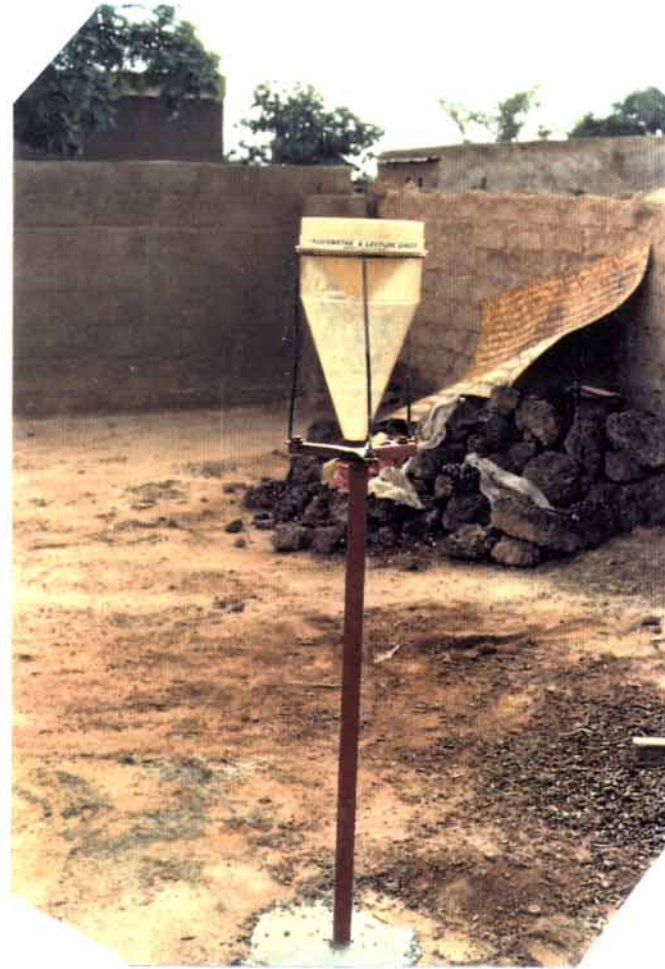


Photo n°6: Pluviographe à augets basculeurs à l' International School of Ouagadougou
(Zogona). Août 1992.

Auteur: A. KANE

Photo n°7: Pluviomètre à lecture directe dans une concession familiale au Secteur 30
(Ougadougou). Juillet 1992.

Auteur: A. KANE

Les noms de postes sont ceux de leurs lieux d'installation (Juvénat, « International School of Ouagadougou », Secteur 30, Secteur 30 bis) ou d'un lieu caractéristique voisin (Château d'eau, Moulin).

Aussi, deux (2) pluviomètres (Secteur 30 et Secteur 30 bis) et deux (2) pluviographes (Château d'eau et Moulin) ont été installés dans des concessions. Les deux derniers postes ont été installés dans de grandes enceintes correspondant à des écoles : un pluviographe à l'« International School of Ouagadougou » et un pluviomètre au Juvénat de St. Camille Garçon.

Le tableau n°15 indique les caractéristiques des différents postes pluviométriques.

POSTES	APPAREILLAGE	REMARQUES
Secteur 30 P	Pluviomètre à lecture directe. 400 cm ² . 1.50 m de hauteur	Installé le 8/07/92
Juvenat P	Pluviomètre à lecture directe. 400 cm ² . 1.50 de hauteur	Installé le 8/07/92
Château d'eau P	Pluviomètre à lecture directe 400 cm ² . 1.50 de hauteur	Installé le 8/07/92 puis déplacé au secteur 30 bis le 13/08/92
PG	Pluviographe 400 cm ² cylindre journalier 1 m de hauteur	Installé le 7/08/92 bon fonctionnement
Moulin P.G	Pluviographe 400 cm ² cylindre journalier 1.00 m de hauteur	Installé le 7/08/92 bon fonctionnement Une panne
I.S.O P.G.	Pluviographe 400 cm ² cylindre journalier 1.50 m de hauteur	Installé le 29/07/92 pannes fréquentes
Secteur 30 bis P	Pluviomètre à lecture directe 400 cm ² 1.50 de hauteur	Installé le 13/08/92

Pluviomètre : P
Pluviographe : PG
I.S.O. : « International School of Ouagadougou »

Tableau n° 15 : Equipement pluviométrique

V.1.2 Stations hydrométriques

" Une station hydrométrique ou de jaugeage peut être définie comme l'ensemble des dispositifs utilisés en un point d'un cours d'eau afin d'en déterminer les débits à tout instant à partir du repérage du niveau de l'eau à un limnimètre fixe, ou mieux, à partir de l'enregistrement limnigraphique des variations du niveau, comptées depuis une origine quelconque repérée sur le limnimètre" (HENRI A. et al., 1976).

Les deux stations de la campagne de mesure ont été installées aux exutoires des bassin versant I et bassin versant II par le service hydrologique de l'ORSTOM. L'ensemble des équipements des stations et leurs dates d'installation sont donnés par le tableau n°16.

STATION	APPAREILLAGE	REMARQUES
Passerelle du boulevard circulaire LG1	Limnigraphe type OTT 10 à tambour flotteur. Déroulement journalier. Réduction 1/10. Deux éléments d'échelle de 1 m chacun.	Installation définitive le 23/7/92 à 17h 10. h = 0.05cm.
Pont avenue de Gaulle LG2	Limnigraphe type OTT 10 à tambour flotteur. Déroulement journalier. Réduction 1/10. Trois éléments d'échelle de 1m chacun.	Installation définitive le 28/7/92 à 17 h 45. h = 000 cm.

Limnigraphe : LG

Tableau n° 16 : Equipement hydrométrique

Les stations de mesure ont été installées en amont immédiat des deux ponts. Les sections de mesures furent respectivement :

- la section de la rivière au niveau de la passerelle, en amont, pour le bassin versant I; et cela pour tous les débits,
- la section aval du pont de l'avenue de Gaulle pour le bassin versant II, comme l'indique la photo n°8, pour les forts débits. Pour les faibles débits, une section plus en aval et plus rétrécie fut choisie.

Sous l'effet de l'érosion régressive, la base aval des radiers des deux ponts s'est affouillée, créant ainsi des points de chute des eaux de ruissellement. Ces lieux nous ont servi de seuils de contrôle (photo n°8).

section de mesures



seuil de contrôle

PHOTO N°8

Photo n°8: Pont du boulevard Charles de Gaulle. Ecoulement laminaire indiquant la fin du ruissellement après une forte pluie.

Le point de chute des eaux au lieu de la cassure du radier permet de rendre compte de l'étalement homogène des filets d'eau: ce fut le seuil de contrôle au cours des mesures hydrométriques. Les jaugeages sont effectués en aller et retour, le long de la section entière du pont.

Auteur : A.KANE .

V.2 Mode de gestion des stations

V.2.1 La pluviométrie

Pluviographes et pluviomètres sont visités tous les jours.

Les hauteurs d'averse journalière sont obtenues par addition des quantités tombées entre 8 heures ce jour et 8 heures le lendemain. Les résultats de ces mesures pluviométriques sont indiqués dans les tableaux n° 17a et n° 17b, sous forme de hauteurs de précipitations journalières.

V.2.2 L'hydrométrie

Il y a lieu ici de distinguer d'une part, les visites journalières effectuées à la station et, d'autre part les opérations de jaugeages qui ont lieu en cas d'averse ayant généré un ruissellement important.

Dans le second cas, comme indiqué plus haut, c'est la détermination du débit de ruissellement à chaque station ou jaugeage. A cet effet, il existe plusieurs méthodes (HENRI A. et al., 1976). Celle retenue au cours de cette campagne est la mesure du débit à partir des vitesses (ALDEGHERI M., 1979).

Pour une cote donnée lue à l'échelle limnimétrique, on mesure, à l'aide d'un moulinet à hélice coulissant sur perche, la vitesse de l'écoulement en différentes verticales successives, le long de la section de chaque station.

Le nombre de points de mesure sur chaque verticale est fonction de la hauteur de la lame de ruissellement du moment. Quant au nombre de verticales, distantes les unes des autres d'un mètre, il est fonction de la section mouillée du moment.

Cette opération dure tant que la hauteur de la lame d'eau permet de faire tourner l'hélice du moulinet sans dommage.

Tableau n°17a:

MARIGOT DE WEMTENGA - JUILLET 1992
PLUVIOMETRIE JOURNALIERE (MM)
(8h 00 - 8h 00)

JOUR	JUVENAT	SECTEUR 30 (S.30)	CHATEAU D'EAU (C.E)	I.S.O
	P1	P2	P3	PG1
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8	*	*	*	
9	3.9	4.7	3.3	
10				
11				
12				
13	27.5	21.3	44.3	
14				
15	22.2	31.9	18.9	
16				
17				
18	27.9	33.8	25.2	
19				
20				
21	6.9	7.8	8.1	
22				
23	1.8	1.8	1.8	
24				
25	-	-		
26			-	
27	+♦	+44.3	+48.1	
28				
29	3.4	4.1	6.7	* Tr
30	3.5	2.5	6.3	1.5
31	36.3	40.8	40.8	33.5
Total	133.4	193	203.5	35.0

- * Installation
- Valeur manquante
- ♦ Pluviomètre vidé
- + Cumul avec l'averse du jour précédent

P = Pluviomètre
PG = Pluviographe

Tableau n°17b:

BASSIN DU MARIGOT DE WEMTENGA - AOUT 1992
Pluviométrie journalière (mm)
(8h 00 - 8H 00)

JOUR	JUV.	SECT. 30	C.E	I.S.O	MOULIN	S.30 BIS
	P1	P2	P3 / PG3	PG1	PG2	P3
1						
2						
3						
4						
5	4.0	38.4	40.2	29.5 (s)		
6	10.9	11.6	12.5	9.1 (s)		
7			* PG		*	
8						
9	7.0	8.4	5.5	9.1 (s)	6.0	
10	5.1	6.4	4.5	7.4 (s)	5.0	
11	45.2	36.9	47.0	-	34.0	
12						
13	16.4	15.7	16.0	14.5	15.0	* 16.9
14						
15						
16	14.2	16.9	7.0	10.5	11.0	12.1
17	6.4	7.6	4.5	4.5	6.5	5.0
18	1.0	2.3	0.5	2.0	2.0	0.9
19						
20						
21						
22	20.4	25.8	20.0	12.5	26.0	19.6
23	3.3	6.2	1.5	11.0	4.0	2.5
24						
25					Tr	
26	3.7	9.9	8.5	7.0	6.5	3.6
27						
28	-	-	8.5	6.5	24.5	-
29	+52	+51.8	+32.5	31.0	33.0	+55.8
30					Tr	
31	24.6	24.0	23.5	23.1 (s)	23.0	25.1
Total	214.9	261.9	232.2	177.7	197.0	141.5

- * Installation
- Valeur manquante
- + Cumul avec l'avrese du jour précédent
- s Hauteur recueillie au seau

P = Pluviomètre
PG = Pluviographe

Tableau n°17c:

BASSIN DU MARIGOT DE WEMTENGA - SEPTEMBRE 1992
Pluviométrie journalière (mm)
(8 h 00 - 8 h 00)

JOUR	JUV. P1	S. 30 P2	C.E PG3	I.S.O PG1	MOULIN PG2	S. 30 BIS P3
1						
2	23.9	22.0	18.2	23.5	18.5	19.6
3	4.9	4.9	5.6 (s)	2.0	4.5	5.7
4						
5						
6						
7	♦	10.9	10.0	9.5	14.0	20.8
8						
9						
10	2.0	3.7	3.0	-	-	1.0
11						
12						
13						
14						
15			Tr			
16						
17						
18						
19	8.0 (?)	4.1	4.5	3.0 (s)	5.0	5.3
20						
21						
22						
23						
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
31						
Total	38.8	45.6	41.3	38.0	40.5	52.4

- Valeur manquante
- ♦ Pluviometre vide
- s Hauteur recueillie au seau

P = Pluviometre
 PG = Pluviographe

Au total nous avons enregistré :

- 13 crues à la station du boulevard Charles de Gaulle avec une cote maximale de 51 cm et 133 cm de cote maximale observé.
- 29 à la station du boulevard circulaire avec une cote maximale de 51 cm alors que celle observée est de 103 cm.

Au vu de la description des conditions expérimentales des différentes mesures, on peut porter quelques critiques à la qualité des données recueillies.

CHAPITRE VI :

CRITIQUES SUR LA QUALITE DES DONNEES RECUEILLIES

Dans le cadre de la présente étude, des contraintes majeures d'installation et plusieurs pannes de fonctionnement sont les principales raisons des erreurs de quantification.

VI.1 Données pluviométriques

Ainsi, nous estimons que les quantités d'eau recueillies au poste pluviométrique du Juvénat sont en deçà de celles réellement tombées. Nous lions cette sous-estimation à la probable interception d'une partie des précipitations par les arbres de plus d'une dizaine de mètres de hauteur, situés à environ huit (8) mètres du pluviomètre.

Il en est de même pour l'ensemble des autres postes pour lesquels nous ne pouvions non plus respecter le premier critère d'installation, celui de la distance réglementaire.

Néanmoins, comparativement à certains postes permanents situés autour du bassin versant, tels ceux du CIEH, de l'ORSTOM et de Somgandé, où les hauteurs recueillies l'ont été dans de biens meilleures conditions, les valeurs obtenues ne semblent pas erronées.

En effet, variant de -25 % à 13 %, les différences mensuelles entre les hauteurs tombées par exemple au CIEH et à chacune des stations du bassin versant sont contenues dans la fourchette de valeur +/- 20-25 %. Celles-ci représentent les différences de hauteur enregistrées entre deux pluviomètres voisins installés dans les mêmes conditions (Lahaye J.P., Puech C., 1985).

Pour le cas particulier des pluviographes, ils ont connu quelques défaillances de fonctionnement. Il s'agit :

- d'arrêts des horloges (Pluviographe de l'« International School of Ouagadougou »).
- Remarquons cependant que ce type de panne était plutôt rare,
- de l'obturation de la collerette du pluviographe (« International School of Ouagadougou » et Château d'eau).

Chaque fois que cela était possible, nous avons retenu la quantité d'eau mesurée au seau en remplacement de celle enregistrée lorsque celle-ci manquait.

Ces défaillances d'enregistrements ont pour conséquence l'impossibilité de mettre en relation les crues observées et les intensités d'averses correspondantes. Cela diminue la taille de l'échantillon de l'étude de relation pluie-débit.

En effet, les quantités d'eau mesurées dans le seau sont en principe, en deçà des valeurs lues sur le pluviogramme pour les mêmes averses. Statistiquement, elles représentent une série homogène à part entière. Cependant, en raison de leur faible nombre, on peut les adjoindre aux autres valeurs lues sur le pluviogramme et considérer l'ensemble comme une population statistique homogène.

De ce qui précède, on retient donc que les données pluviométriques comportent une certaine marge d'erreur, quoiqu'on puisse les considérer comme étant d'assez bonne qualité. Elles demeurent surtout quantitativement insuffisantes en raison :

- de la durée de la campagne de mesure,
- des pannes de fonctionnement des pluviographes au cours desquelles aucune valeur n'a pu être fournie,
- d'actes de vandalisme où des pluviomètres ont été vidés de leurs contenus.

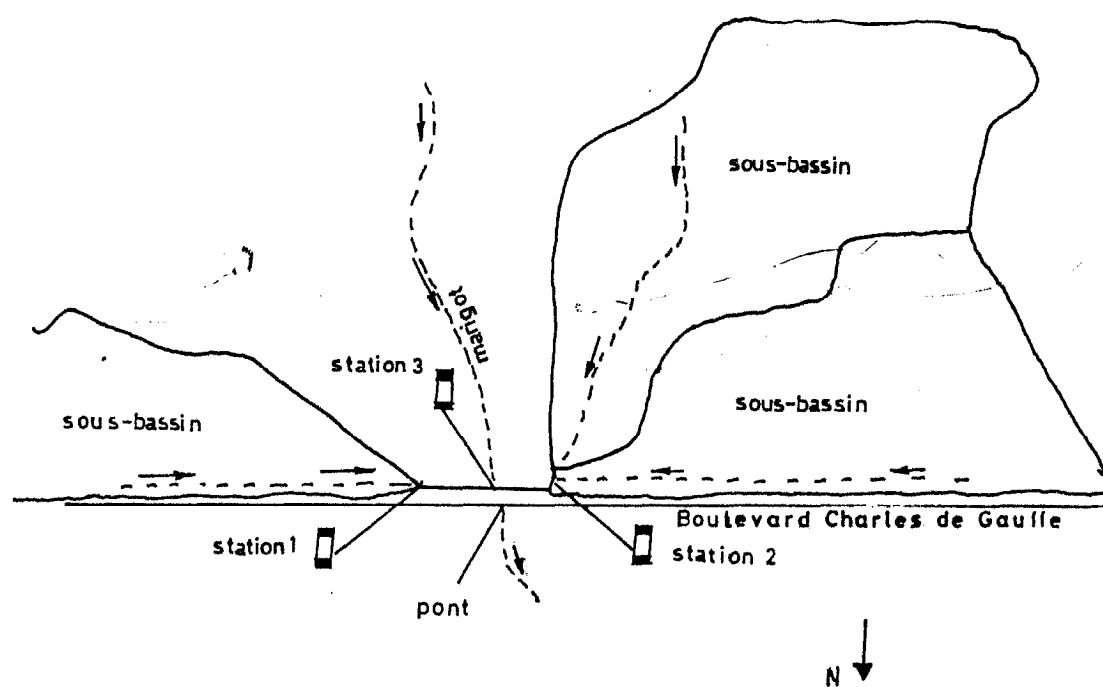
VI.2 Données hydrométriques

Les stations limnimétriques ont été installées dans le strict respect des normes requises (Henri et al, 1976).

Cependant, pour ce qui concerne la station du boulevard Charles de Gaulle, des améliorations auraient pu être apportées à son installation. Au lieu d'une station unique installée à même le pont, il aurait été plus judicieux d'en installer trois comme l'indique le

schéma suivant. Ceci permettrait de déterminer le comportement des sous-bassins dont les deux caniveaux latéraux constituent les exutoires.

Figure n°5 : Stations au pont de Gaulle



LEGENDE

- Station installée: Station n° 3
- Station Complémentaire: Stations n° 1 & 2
- Sens d'écoulement des eaux

L'envasement fréquent des gaines des limnigraphes, malgré les nettoyages systématiques, nous a conduit à procéder à une estimation des faibles hauteurs d'eau enregistrées.

En effet, l'examen des limnigrammes à la station du boulevard Charles de Gaulle montre que l'écoulement s'y arrête à partir de 4 cm. Mais en raison des phénomènes d'envasement, les limnigrammes ont présenté de légères incohérences des hauteurs par rapport à celles

lues à l'échelle limnimétrique. En prenant pour référence les enregistrements du début de la campagne, nous avons dû déterminer les hauteurs d'écoulement inférieures à 10 cm. A cette cote correspond l'arrêt des écoulements dû à l'envasement.

En ce qui concerne la station du boulevard circulaire, l'envasement y était nettement plus fréquent. L'examen des limnigrammes a montré qu'à partir de 7 cm, il n'y a plus d'écoulement à cette station. Mais, au fil du temps, le flotteur du limnigraphe s'est posé à des cotes régulièrement croissantes :

- 8 cm le 31/07/1992,
- 12 cm le 27/07
- 14 cm le 7/08
- 20 cm le 28/08

Malgré les nettoyages de la gaine, l'envasement s'est intensifié plus tard, si bien que le flotteur n'a plus atteint de nouveau la base de la gaine. Il s'est alors posé successivement à :

- 14 cm le 31/08,
- 16 cm le 3/09
- 18 cm le 6/09.

Cette hauteur de 18 cm a finalement été la cote de base jusqu'à la fin de la campagne.

Les phénomènes d'envasement sont d'abord liés à l'état physique du bassin versant.

82 % de sa superficie sont en effet constitués d'espaces nus, plutôt "imperméables" et complètement dénudés pour l'essentiel.

La forte intensité des averses qui s'y abat provoque des ruissellements importants. Des matériaux terreux sont alors arrachés au sol par l'érosion. Ce sont ces matériaux qui vont envaser le lit du marigot.

Sur le bassin versant I, cette forte érosion est continue tout au long de la saison pluvieuse. En effet, aux lendemains d'importantes pluies, les populations raclent ou balaièrent systématiquement le sol des espaces nus. Elles procèdent alors à un tamisage qui sépare les éléments sableux des gravillons. Le fruit de ces actions est vendu aux éventuels acquéreurs.

Ces activités empêchent la pousse d'un éventuel tapis herbacé. Il en résulte que les sols nus demeurent en l'état durant toute la saison pluvieuse. L'érosion hydrique continue alors de se produire à tout moment, bien que les pluies soient de moins en moins agressives, au fur et mesure de la saison.

La présence d'ostacle au ruissellement va ensuite intensifier ces phénomènes d'envasement. Ainsi, à l'exutoire du bassin versant I où l'amont du radier du pont se trouve affouillé par les eaux. Seuls les écoulements importants franchissent cet obstacle, chargés de matériaux d'érosion. Les dépôts de matériaux prennent alors une proportion plus importante à l'amont de cet ouvrage.

C'est cet ensemble d'éléments qui expliquerait donc l'envasement de la gaine du limnigraphe à cette station.

Pour le dépouillement des limnigrammes, nous avons procédé comme précédemment, par estimation des hauteurs inférieures à 18 cm à partir des limnigrammes du début de la campagne de mesures.

Les mesures de débit quand à elles présentent quelques insuffisances, notamment à la station aval.

En effet, il n'a pas été possible de jauger les hautes eaux en raison de l'endommagement du saumon de 50 kg durant les travaux. La force du courant a rompu le câble de l'appareil et son hélice s'est déformé au contact avec le radier bétonné du pont. Les débits mesurés ne sont donc que celle des basses et moyennes eaux à cette station. En amont par contre, il ne s'est pas posé de difficultés particulières : les débits de toutes les hauteurs ont pu être mesurés.

Dans l'ensemble, cette campagne de mesures a pu fournir des données aux qualités relativement bonnes en ce qui concerne l'hydrométrie; mais légèrement moins pour ce qui est des données pluviométriques.

CHAPITRE VII :

TRAITEMENT DES DONNEES DE BASE

VII.1 DEPOUILLEMENT DES DONNEES BRUTES RECUEILLIES

VII.1.1 Données pluviométriques

VII.1.1.1 Pluies moyennes journalières et Coefficients d'abattement

Les pluies moyennes journalières sont calculées à partir des précipitations journalières par la méthode des polygones de Thiessen. Elle suppose que la zone d'influence de chaque poste s'étend jusqu'à mi-distance du poste voisin. Sur cette zone, la pluie est uniforme, égale à celle relevée au poste considéré. Le polygone de chaque station est formé par la jonction de l'ensemble des médiatrices des segments reliant le poste à chacun des postes voisins. La pluie moyenne journalière est obtenue par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\sum_i (p_i \cdot s_i)}{\sum s_i} = \frac{\sum_i (p_i \cdot s_i)}{S}$$

P_{mj} est la pluie moyenne journalière

S est la surface du bassin

s_i la surface du polygone du poste i ,

p_i la hauteur de pluie recueillie au poste i .

L'équipement progressif du bassin en appareils pluviométriques impose le calcul de nouveaux coefficients de Thiessen, pour chaque implantation d'appareil supplémentaire. La

formule de calcul est : $T = \frac{s_i}{S}$ avec :

T : coefficient de Thiessen

s_i : la surface du polygone du poste i

S : la surface du bassin.

C'est cet équipement progressif qui explique les variations des valeurs des coefficients de postes au cours de la campagne. Le tableau n°18 indique ces valeurs.

PERIODE	BASSINS	JUV. PM1	S.30 PM2	C.E PG3	I.S.O PG1	MOULIN PG2	S.30 Bis PM3
Du 8/07	Bassin I	0.24		0.76			
au 28/07	Bassin II	0.34	0.33	0.33			
Du 29/07	Bassin I	0.24		0.76			
au 6/07	Bassin II	0.28	0.33	0.33			0.06
Du 07/08	Bassin I	0.14		0.68		0.18	
au 12/08	Bassin II	0.19	0.16	0.29	0.31		0.05
Du 13/08	Bassin I	0.14		0.53		0.05	0.28
au 30/09	Bassin II	0.18	0.15	0.23	0.06	0.21	0.17

Juv. : Juvenat
S.30 : Secteur 30
C.E. : Château d'eau
I.S.O. : « International School of Ouagadougou

Tableau n°18 : Coefficients de Thiessen

Les pluies moyennes journalières, calculées à partir de ces coefficients, sont consignées dans le tableau n° 18 ainsi que les coefficients d'abattement de chaque averse.

Par définition, le coefficient d'abattement (K) est le rapport de la pluie moyenne (Pm) sur le bassin par la pluie ponctuelle maximale (PM) : $k = \frac{Pm}{PM}$.

	JUILLET		AOÛT		SEPTEMBRE	
DATE	Bassin I	Bassin II	Bassin I	Bassin II	Bassin I	Bassin II
	Pmj K	Pmj K	Pmj K	Pmj K	Pmj K	Pmj K
1						
2					19.4 0.74	20.4 0.85
3					5.4 0.94	4.9 0.86
4						
5			31.5 0.78	28.8 0.72		
6			12.1 0.97	11.5 0.92		
7					- -	- -
8						
9	3.4 0.87	4.0 0.85	5.8 0.83	6.6 0.72		
10			4.7 0.92	5.1 0.69	2.2 0.73	- -
11			44.4 0.94	- -		
12						
13	40.3 0.91	40.0 0.90	16.3 0.96	15.9 0.94		
14						
15	19.7 0.89	24.3 0.76				
16			9.6 0.68	11.7 0.69		
17			5.0 0.66	5.8 0.76		
18	25.8 0.90	29.0 0.85	0.7 0.35	1.3 0.56		
19					5.2 0.65	5.2 0.65
20						
21	7.8 0.96	7.6 0.94				
22			20.2 0.78	21.7 0.83		
23	1.8 1.0	1.8 1.0	2.1 0.52	3.8 0.61		
24						
25						
26			6.4 0.52	6.5 0.66		
27	48.1 1.0	45.5 0.94				
28			-	-		
29	5.9 0.88	4.5 0.67	47.6 0.83	50.5 0.88		
30	4.8 0.76	3.9 0.62				
31	39.7 0.97	39.1 0.95	24.3 0.97	23.1 0.92		
moyenne mensuelle	0.91	0.84	0.76	0.76	0.76	0.79

- Valeur non calculée

Tableau n°19 : Pluies moyennes (Pmj) et coefficients d'abattement (k)

VII.1.1.2 Relevés pluviographiques intégraux

Le dépouillement des pluviogrammes a été réalisé à l'aide du logiciel PLUVIOM mis au point par l'ORSTOM. L'opération consiste d'abord à déterminer manuellement les temps de début et fin d'averse sur le pluviogramme et, ensuite à diviser la courbe en intervalles dans chacun desquels l'intensité de l'averse est constante. Le logiciel traduit les points choisis par digitalisation en leurs coordonnées temps-hauteur de pluie. L'annexe I présente les relevés pluviographiques intégraux des trois postes pluviographiques.

VII.1.2 Données hydrométriques

Le traitement des données hydrométriques a été réalisé à l'aide du logiciel HYDROM mis au point par l'ORSTOM.

VII.1.2.1 Dépouillement des jaugeages

Le principe est basé sur le calcul du débit à travers une section S. Ainsi, pour chaque cote lue à l'échelle, on déduit une vitesse moyenne dans la section, qui, multipliée par la surface moyenne de la section mouillée donne le débit :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = V(\text{m/s}) \times S(\text{cm}^2)$$

Q = débit moyen

V = vitesse moyenne

S = section mouillée.

Pour chaque jaugeage, le dépouillement donne les valeurs de débit, de la section mouillée, de la vitesse moyenne, et de la cote réduite (tableaux n°20 et 21).

N°	Date	Heure	Cote réduite (cm)	Débit (m ³ /s)	Section mouillée (m ²)	Vitesse moyenne (m/s)
1	22/08	07h25 - 07h44	40	3.760	12.00	1.678
2	"	07h45 - 08h00	35	2.988	12.00	1.528
3	"	08h02 - 08h30	28	2.213	12.00	1.255
4	"	08h45 - 08h58	19	1.164	5.30	0.527
5	"	09h00 - 09h14	17	0.945	5.30	0.486
6	"	09h15 - 09h29	15	0.711	5.10	0.440
7	"	09h30 - 09h43	14	0.614	4.90	0.407
8	"	09h44 - 09h55	12	0.509	4.80	0.377
9	"	09h56 - 10h10	11	0.436	4.80	0.344
10	"	10h20 - 10h28	10	0.371	4.80	0.315
11	"	10h29 - 10h36	10	0.319	4.80	0.295
12	"	10h37 - 10h46	09	0.271	4.10	0.281
13	"	10h47 - 10h00	09	0.228	4.10	0.251

Tableau n°20 : Station du Boulevard Charles de Gaulle : liste chronologique des jaugeages

	Date	Heure	Cote reduite (cm)	Débit (m/s)	Section mouillée (m ²)	Vitesse moyenne (m/s)
1	31/07	19h52 - 20h15	26	0.988	2.361	0.418
2	31/07	20h17 - 20h44	23	0.736	2.412	0.305
3	01/08	23h55 - 00h31	37	2.431	3.700	0.657
	01/08	00h32 - 00h55	31	1.696	3.225	0.526
5	12/08	07h45 - 08h18	51	3.993	5.012	0.797
6	"	08h20 - 08h45	38	2.209	3.992	0.553
7	"	08h46 - 09h08	29	1.364	3.215	0.424
8	"	09h10 - 09h29	25	0.929	2.813	0.330
9	"	09h29 - 09h45	22	0.763	2.582	0.296
10	"	09h46 - 10h01	20	0.544	2.370	0.230
11	"	10h04 - 10h19	18	0.420	2.254	0.186
12	"	10h22 - 10h39	16	0.310	2.083	0.149
13	13/08	11h04 - 11h30	30	1.468	3.251	0.452
14	"	11h32 - 11h47	28	1.201	2.936	0.409
15	"	11h48 - 12h06	26	1.005	2.810	0.358
16	"	12h08 - 12h24	23	0.777	2.607	0.298
17	"	12h26 - 12h45	21	0.647	2.464	0.263
18	"	15h00 - 15h15	13	0.121	1.795	0.067
19	"	15h17 - 15h35	12	0.113	1.718	0.066
20	16/08	06h40 - 07h00	19	0.487	2.495	0.195
21	"	07h02 - 07h18	20	0.584	2.339	0.250
22	"	07h20 - 07h37	19	0.443	2.194	0.202
23	"	07h38 - 07h55	18	0.395	2.103	0.188
24	"	07h56 - 08h10	17	0.338	1.997	0.169
25	"	08h11 - 08h28	16	0.286	1.933	0.148
26	"	09h45 - 10h08	11	0.046	1.570	0.029
27	"	10h10 - 10h24	10	0.014	1.531	0.009
28	"	09h45 - 10h08	35	2.556	3.288	0.778
29	"	10h10 - 10h24	26	1.197	2.505	0.478

Tableau n°21 : Station du boulevard circulaire : liste chronologique des jaugeages.

VII.1.2.2 Etalonnage des stations de mesures

Il est l'établissement d'une correspondance fixe entre les hauteurs lues à l'échelle limnimétrique et les débits d'écoulement à la station : c'est le tarage de la station. Il a été réalisé pour chacun des deux bassins à partir des cotes réduites et des débits correspondants.

Tarage aux deux stations

Nous avons signalé plus haut que les cotes maximales, observée et jaugée, étaient de 103 cm et 51cm pour le bassin I et, 133 cm et 51 cm pour le bassin II. Le tracé des courbes de tarage nécessite donc une extrapolation des cotes jaugées à celles observées. L'annexe III représente ces courbes.

A partir des courbes de tarage, nous avons établi les barèmes d'étalonnage des deux stations.

Barème d'étalonnage

"L'utilisation directe d'une courbe de tarage à la traduction des hauteurs d'eau en débits serait pénible. C'est pourquoi on établit à partir de cette courbe un barème de traduction : c'est un tableau donnant la correspondance (Q, H) pour chaque centimètre de cote à l'échelle (H)." (ROCHE M., 1963).

Pour chacune des deux stations les barèmes sont les suivants:

Tableau n°22 : Barème d'étalonnage de la station du boulevard circulaire de 0000 cm à 105 cm.

Tarage valide du 01/07/1992 au 31/12/1992. Bi-univoque

Cotes (m)	Débits (m ³ /s)	Cotes (m)	Débits (m ³ /s)
0000	0.000	0028	1.280
0007	0.000	0030	1.500
0008	0.005	0035	2.400
0010	0.020	0040	2.700
0011	0.045	0045	3.300
0012	0.085	0050	4.100
0014	0.170	0060	5.500
0016	0.280	0070	7.500
0018	0.410	0080	9.300
0020	0.550	0090	11.400
0022	0.710	0095	12.000
0024	0.890	0100	14.000
0026	1.070	0105	15.000

Tableau n° 23 : Barème d'étalonnage de la station de l'avenue Charles de Gaulle de 000 cm à 0135 cm.

Tarage valide du 01/07/1992 au 31/12/1992. Univocité : 0

Cotes (m)	Débits (m ³ /s)	Cotes (cm)	Débits (m ³ /s)
0004	0000	0070	8.600
0005	0.050	0075	9.300
0010	0.325	0080	10.400
0015	0.900	0085	11.300
0020	1.400	0090	12.200
0025	2.000	0095	13.200
0030	2.550	0100	14.100
0035	3.100	0105	15.100
0040	3.800	0110	16.100
0045	4.600	0115	17.100
0050	5.300	0120	18.100
0055	6.150	0125	19.100
0060	6.900	0130	20.100
0065	7.750	0135	21.100

VII.1.2.3 Dépouillement des limnigrammes

Il consiste en premier lieu à déterminer manuellement, sur la courbe, les points caractéristiques des variations de hauteur d'eau enregistrées en fonction du temps. Ces points sont alors traduits numériquement par digitalisation avec le logiciel. A partir de là courbe d'étalonnage précédemment établie, le logiciel effectue la conversion des hauteurs en débits. Cela permet de disposer des hydrogrammes de crue.

VII.2 Caractéristiques globales des épisodes averses-crues

VII.2.1 Sélection des épisodes averses-crues

Les examens des hydrogrammes recueillis aux exutoires des deux bassins a permis de sélectionner sept (7) crues pour chacun des deux bassins. Le tableau n°23 présente les épisodes pluvieux et les coefficients d'abattement correspondant à ces crues.

Tableau n°24 : Liste des principaux épisodes pluvieux : pluies moyennes et coefficients d'abattement

		Date	C.E	I.S.O	Moulin	Pm		$K = \frac{Pm}{PM}$	
Coefficient de Thiessen	Bassin I		0.76		0.24	Bas. I	Bas. II	Bas. I	Bas. II
	Bassin II		0.37	0.06	0.57				
		31/07	40.8	33.5			-		
		11/08	47.0	-	36.5	44.5	40.4	0.94	0.86
		16/08	7.5	11.0	12.5	8.7	10.6	0.70	0.85
		22/08	19.0	13.0	28.5	21.3	22.1	0.75	0.77
		28/08	9.0	8.0	24.0	12.6	17.5	0.52	0.73
		29/08	33.0	30.5	33.0	33.0	32.8	1.0	0.99
		31/08	24.0	23.1	21.5	23.4	22.5	0.97	0.94
		07/09	10.0	10.0	13.5	10.8	12.0	0.80	0.88

N.B. : Ces postes sont les postes pluviographiques du bassin.

Les valeurs des coefficients d'abattement, pour la plupart assez proche de 1, montrent que les averses des deux bassins ont une répartition spatiale assez homogène. Cependant, en comparant les valeurs obtenues par bassin, on se rend compte que celles du bassin II sont encore plus proches de 1 que celles du bassin I. Cela indique que les averses du bassin I sont caractérisées par une homogénéité spatiale moins marquée que celles du bassin II.

Pour chaque épisode et pour chaque bassin, les travaux suivants ont été réalisés:

- le dépouillement sur un pas de temps de 5 mn des hyétogrammes et des hydrogrammes correspondants (annexe II),
- la représentation graphique des hyétogrammes moyens et des hydrogrammes correspondants. Par définition, le hyétogramme moyen est la répartition temporelle, au cours de l'averse, de la pluie moyenne tombée sur le bassin versant. L'annexe IV représente ces graphiques.

Afin de caractériser les événements de l'échantillon retenu, nous présentons dans le paragraphe ci-après leurs caractéristiques globales en donnant au préalable les notions et définitions y afférant.

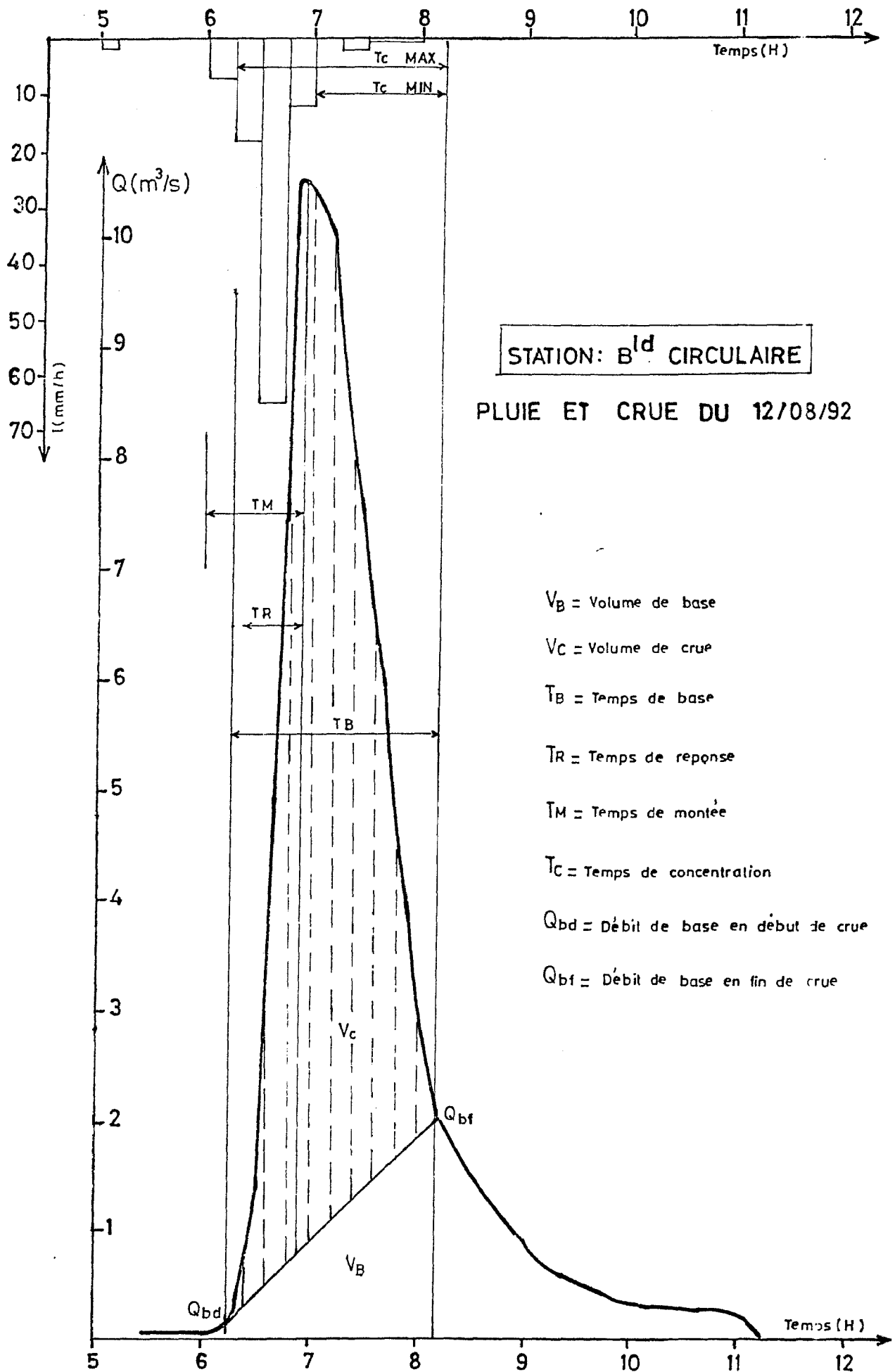
VII.2.2 Détermination des caractéristiques globales des événements averses-crues retenus

A titre d'exemple, la figure n°6 montre la représentation graphique de quelques uns des paramètres qui seront déterminés. Pour chacun des événements choisis, ces paramètres sont les suivants :

- *l'intensité maximale (I_{max}) en tranche de 5 mn* : c'est la plus grande des valeurs d'intensité du hyétogramme moyen. Les tranches sont en pas de temps de 5 mm. Cette intensité s'exprime en mm/h,

- *la hauteur du corps de l'averse (P_c)* : on définit le corps de l'averse comme étant la partie du hyétogramme dont l'intensité est supérieure à un seuil et qui se distingue ainsi de la traîne de l'averse, de faible intensité. Il s'exprime en mm. Ce seuil a été fixé à 5 mm/h pour les averses de Ouagadougou (Le Barbé L, 1982). La hauteur du corps de l'averse est donc la hauteur totale des tranches du hyétogrammes dont l'intensité dépasse 5 mm/h,

- *la durée du corps de l'averse (T_c)* : c'est la durée du corps d'averse précédemment défini. Il s'exprime en mm,



- le débit de base en début de crue (Q_{bd}) : il correspond au débit observé avant la montée de la crue. Il s'exprime en m^3/s ,

- le débit de base en fin de crue (Q_{bf}) : il est le débit observé en fin de crue. Il s'exprime en m^3/s ,

- le débit maximum (Q_{max}) en tranche de 5 m^3/s : il est le débit maximum observé sur le pas de temps. Il s'exprime en m^3/s .

- le volume écoulé (Ve) : c'est le volume total écoulé pendant la crue. Sur le graphique d'hydrogramme, il est déterminé en mesurant la surface comprise entre la courbe des débits en fonction du temps, l'axe des débits nuls et les droites de début et de fin de crue. Il s'exprime en m^3 ,

- la lame écoulée (Le) en mm : c'est la hauteur d'eau moyenne sur le bassin, équivalente au volume écoulé. Il est égal au rapport du volume d'eau écoulé (Ve) par la surface (S) du bassin : $Le(mm) = \frac{Ve(m^3)}{S(m^2)}$. Elle s'exprime en mm .

- le coefficient de ruissellement (Kr) : il est le rapport de lame écoulée (Le) par la pluie moyenne tombée (Pm) sur le bassin : $Kr = \frac{Le(mm)}{Pm(mm)}$. Il s'exprime en %.

- le temps de montée (Tm) : c'est l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité temporel de l'averse de la pointe de la crue. Il s'exprime en minute.

Les tableaux suivants indiquent les valeurs des paramètres ainsi déterminés.

Tableau n°25a: Paramètres hydrométriques des épisodes averses-crués du bassin versant II

Date	Pm (mm)	I max (mm/h)	Pc (mm)	Dc (mn)	Qbd (m ³ /s)	Qbf (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)	Ve (10. m ³)	Le (mm)	Kr (%)	Tm (mn)	Tr (mn)
11/08	30.8	70.2	26.7	55	0.325	1.325	20.500	107.490	11.4	37.0	30	-
16/08	9.5	12.6	6.1	40	0.215	0.325	3.575	17.003	1.8	18.9	20	25
22/08	23.0	43.3	19.5	70	0.050	1.200	8.420	49.293	5.2	22.6	35	30
28/08	17.5	38.6	16.5	55	0.105	1.650	12.675	63.319	6.8	38.9	25	20
29/08	32.7	11.5	24.0	215	0.160	1.750	6.610	115.147	12.3	37.6	100	35
31/08	23.2	7.9	13.2	125	0.325	0.850	6.030	68.685	7.3	31.4	110	90
07/08	12.2	30.6	14.0	75	0.440	1.300	6.460	25.803	2.8	23.0	20	25

Tableau n°25b: Paramètres hydrométriques des épisodes averses-crués du bassin versant I

Date	Pm (mm)	I max (mm/h)	Pc (mm)	Dc (mn)	Qbd (m ³ /s)	Qbf (m ³ /s)	Qmax (m ³ /s)	Ve (10. m ³)	Le (mm)	Kr (%)	Tm (mn)	Tr (mn)
11/08	32.8	93.6	29.2	60	0.200	2.000	10.100	40.433	9.9	29.4	40	10
18/08	8.0	14.0	4.5	25	0.014	0.021	0.126	0.298	0.1	1.0	18	40
22/08	21.4	48.2	0.0	45	0.000	0.130	0.836	3.488	0.8	5.0	30	20
28/08	12.3	23.5	11.6	65	0.126	0.200	2.900	8.435	2.1	18.1	30	20
29/08	32.6	9.0	24.4	210	0.088	0.325	0.933	4.051	1.0	2.7	140	90
31/08	23.4	10.6	15.4	135	0.088	0.330	0.836	2.964	0.7	3.0	80	160
07/08	11.0	22.8	17.9	85	0.000	0.260	1.940	4.087	1.0	7.5	20	100

CHAPITRE VIII :

CALCUL DE L'INDICE D'EROSION DE WISCHMEIER

L'indice d'érosion R de Wischmeier se rapporte au phénomène de destruction de la structure des sols par la pluie et le ruissellement. Il rend compte de l'érosion, quantitativement. "Il est le facteur le plus représentatif pour le calcul des pertes de sols causées par l'érosion hydraulique" (GALABERT R., HOEPFFNER, 1979).

Dans la présente étude, nous ne disposons pas de données chiffrées sur les poids de terre transportée. Nous déterminerons l'indice d'érosion R pour la mettre en relation avec les crues observées afin de mieux comprendre la dynamique du bassin versant. Seules les pluies supérieures à 10 mm seront prises en compte.

VIII.1 Méthode de calcul

Par définition, l'indice d'érosion R est le produit de l'énergie cinétique totale (E_c) d'une pluie par l'intensité maximale sur trente minutes (I_{30}). Il se calcule par la formule suivante :

$$R = \frac{E \cdot I_{30}}{100} \times \frac{1}{1735.6}$$

avec $E_c = \Sigma (E_u \cdot \Delta P)$,

E_c en Tm/Km²

I_{30} en mm/h,

R en unité américaine (points U.S.A.).

A partir des tableaux de "relevés pluviométriques intégraux", nous avons calculé pour chaque poste et pour chaque averse de plus de 10 mm, l'indice d'érosion R. Ensuite, chaque bassin comportant plus d'un pluviographe, nous avons déterminé un indice d'érosion moyen, R_m , pour chaque bassin et pour chaque averse par la relation :

$$R_m = \sum (R_i \cdot C_i)$$

R_i étant l'indice d'érosion,

C_i le coefficient de Thiessen correspondant.

VIII.2 Résultats et analyse

Les résultats obtenus sont consignés dans les deux tableaux suivants.

Coefficient de Thiessen	P.G.1 (I.S.O)		P.G.2 (Moulin)		P.G.3 (C.E.)		
	Bassin I	Bassin II	Pr (mm)	R (pts USA)	Pr (mm)	R (pts USA)	
		0.06		0.24 0.57		0.76 0.37	
	Date	Pr (mm)	R (pts USA)	Pr (mm)	R (pts USA)	Pr (mm)	R (pts USA)
	12/08	-		34.0	19.6	47.0	21.5
	13/08	14.5	1.0	15.0	2.7	16.0	1.3
	16/08	10.5	1.1	11.0	1.8	7.0	
	22/08	12.5	1.8	26.0	13.3	20.0	5.7
	23/08	11.0	2.1	-		-	
	28/08	6.5		24.5	15.3	8.5	
	29/08	31.0	6.1	33.0	3.4	32.5	6.4
	31/08	-		23.0	1.4	23.5	2.2
	02/09	23.5	7.4	18.5	3.4	-	
	07/09	9.5		14.0	2.4	10.0	1.8
	Total	119	19.5	199.0	63.3	164.5	38.9

Pr : Précipitation

R : Indice d'érosion

Tableau n°26 : Pluviométrie journalière et indices d'agressivité

Date	BASSIN I				BASSIN II			
	Pm (mm)	Rm	V.E _T (10.m ³)	Kr (%)	Pm (mm)	Rm	V.E _T (10.m ³)	Kr (%)
12/08	32.8	21.0	46.898	35.0	30.8	20.3	131.024	42.7
13/08	15.8	1.6	11.300	17.5	15.3	2.1	51.734	35.0
22/08	21.4	7.5	4.228	4.8	23.0	9.8	54.518	27.2
28/08	12.3	15.3	8.760	17.4	17.5	15.3	68.675	59.6
29/08	32.6	5.7	13.560	10.2	32.7	4.6	125.000	40.1
31/08	23.4	2.0	7.144	7.5	23.2	1.7	71.687	33.0
02/09	18.5	3.4	-		18.8	3.2	57.380	33.1
07/09	11.0	1.9	4.361	33.1	12.2	2.2	31.536	30.6
Total	167.8	58.4	96.251		173.5	59.2	591.554	

Pm : Pluie moyenne

Rm : Indice moyen d'érosion

V.E_T : Volume Ecoulé total

Kr : Coefficient de ruissellement

Tableau n°27 : Pluies moyennes, indices d'érosion et crues.

Pour l'ensemble de la campagne de mesures 1992, les averses de plus de 10 mm représentent 46 % du total des averses. Ce qui se répartit comme suit par mois : 17.5 % en Juillet, 25 % en Août, 3.5 % en Septembre. Si nous ne disposons pas de chiffres pour le

mois de Juin, nous pouvons cependant en avoir une idée à partir des relevés de la station permanente du C.I.E.H. Celle-ci indique que pour le mois de Juin, les averses de plus de 10 mm représentent 44 % du total.

En dépit de ce pourcentage important d'averses de plus de 10 mm, nous n'en disposerons malheureusement que d'un nombre assez limité pour mener l'analyse sur leur agressivité à cause de l'installation tardive des pluviographes.

Pour des hauteurs d'averses de même ordre de grandeur, respectivement 30.8 mm et 32.7 mm, les averses du 12/08 et du 29/08 ont des valeurs d'indices d'érosion très différentes : 20.3 et 4.6 points. Par ailleurs, celle du 28/08, de hauteur nettement inférieure à celles des deux précédentes, soit 17.5 mm, compte un indice d'érosion trois fois supérieur à celui du 29/08, 15.3 points. L'observation des hyétogrammes de ces averses montre que les distributions temporelles des intensités des averses du 12/08 et du 28/08 sont relativement plus rapprochées et surtout les intensités sont plus élevées que celles du 29/08. Cela confirme bien donc que l'indice d'érosion est fonction de la distribution temporelle des averses.

Outre cette confirmation, les résultats du tableau n°27 permettent surtout de faire les constats suivants :

- les indices d'érosion individuels et totaux respectifs des deux bassins ont des valeurs assez voisines. Cette similitude de valeurs traduit en fait l'homogénéité de la distribution spatiale des intensités temporelles des averses sur le bassin versant du marigot de wemtenga,

- une relative infériorité des hauteurs de pluies moyennes journalières sur le bassin I par rapport au bassin II. Cela traduit l'influence des coefficients de Thiessen par bassin dans le calcul des pluies moyennes. Le tableau n°27 montre que pour chaque averse ponctuelle, en général, les hauteurs sont décroissantes selon l'ordre suivant des stations : Moulin, Château d'eau, "International School of Ouagadougou". Or, la station du Moulin a le coefficient de Thiessen le plus élevé pour chacun des deux bassins versant. Puisque la pluie moyenne est fonction de ce coefficient pour des hauteurs de pluie constantes, on comprend donc que les valeurs obtenues soient plus élevées sur le bassin versant II que sur le bassin versant I.

- une importance accrue des volumes de ruissellement sur le bassin versant II par rapport au bassin versant I. Cela est d'emblée logique dans la mesure où le bassin versant I est contenu dans le bassin versant II, et que le premier est moins urbanisé que le second.

- aux plus importants volumes de ruissellement correspondent les indices d'érosion les plus élevés. Les exemples sont donnés par les averses des jours suivants : 12/08 (131 024 m³ pour 30.8 mm), 22/08 (54 518 m³ pour 23.0 mm), 29/08 (125 000 m³ pour 312.7 mm). Seule, l'averse du 28/08 constitue une exception. Cela indique certainement que plus une pluie est agressive, plus elle érode, et plus le volume de ruissellement qui lui est consécutif est considérable en raison de la distribution élevée de ses intensités. Mais l'absence de données chiffrées sur les quantités de terre érodées ne permet pas de corroborer cette hypothèse.

Il bien entendu que la dynamique du ruissellement n'est pas en fait strictement liée à la notion d'agressivité des averses. Lors de leurs travaux respectifs sur le ruissellement à Ouagadougou, Bouvier et Le Barbé ont identifié les paramètres essentiels de production et de transfert du ruissellement. Ces paramètres sont valables pour l'ensemble du site urbain de Ouagadougou, donc pour le bassin versant du marigot de Wemtenga.

Ce sont :

- la hauteur et l'intensité des averses pour les caractéristiques pluviométriques,
- la superficie et la pente des bassins pour les caractéristiques physiographiques,
- les différentes proportions de surfaces élémentaires pour les états de surfaces des bassins,
- la nature des sols.

Nous disposons désormais de tous les paramètres nécessaires pour envisager la modélisation du ruissellement par le modèle de Bouvier. En passant par une reconstitution des hydrogrammes observés, nous déterminerons l'hydrogramme décennal aux exutoires des deux bassins.

CHAPITRE IX :

MODELISATION DU RUISSELLEMENT

Nous avons retenu la fréquence décennale comme fréquence de la crue caractéristique à prendre en compte pour le calcul des dimensions des ouvrages de retention d'eau pluviale.

IX.1 Défaillance du logiciel TERESA

Après de multiples tentatives de lancement, le logiciel TERESA s'est avéré inopérant tant en ce qui concerne la reproduction des hydrogrammes observés que la simulation des hydrogrammes de projet. Aussi, ce chapitre sera-t-il consacré à la seule détermination des débits de la crue décennale.

Les limites d'utilisation des méthodes usuelles de détermination de débits d'hydrogrammes (méthode de Caquot et méthode rationnelle) en hydrologie urbaine ne permettent pas de calculer d'un seul tenant ceux d'un bassin de plus de 400 ha. Le bassin II faisant 936 ha, nous ne pouvons alors faire recours à aucune de ces deux méthodes en ce qui le concerne.

Ainsi, nous nous limiterons aux calculs de débits sur le seul bassin I.

IX.2 Détermination du débit de pointe décennal par la méthode rationnelle à l'exutoire du bassin n°1.

IX.2.1 Débit de pointe décennal dans les conditions d'urbanisation de 1992

La formule rationnelle générale s'écrit $Q(F) = K \times C \times I_m \times A$, où

$Q(F)$ = Débit maximal de fréquence de dépassement F , en l / s,

K = Coefficient numérique dépendant des unités choisies,

C = Coefficient de ruissellement,

A = Superficie du bassin versant,

I_m = Intensité maximale de fréquence F tombée pendant le temps de concentration (t_c) du bassin. I_m est fonction des durées et des fréquences des précipitations. Elle est déterminée par la loi de Montana :

$$I_m = a \times t_c^{-b} \text{ où,}$$

I est l'intensité ponctuelle de l'averse en mm/h,

t_c est le temps de concentration en mn,

a et b sont des coefficients.

En partant des relations suivantes :

1) $i = a \times t_c^{-b}$ (formule de Montana)

2) $t_c = 1/60 \times 100L/U$ avec,

L la longueur de drain principal en hm,

U la vitesse moyenne en m/s,

Lemoine et Michel (1972) ont adapté la formule rationnelle aux contextes africains. Ils proposent les équations suivantes pour déterminer le temps de concentration (T_c) et l'intensité ponctuelle (i) de l'averse : $T_c = 1/12 \times L^{-0.5}$ et $i = 12^b \times a \times L^{-b} \times I^{-0.5}$.

Pour tenir compte de la variation spatiale des précipitations sur l'espace du bassin versant, on applique un coefficient d'abattement α à la pluie ponctuelle : $\alpha = A^{-e}$, avec $e = -0,05$. D'où, $\alpha = A^{-0,05}$.

Finalement, la formule s'écrit :

$$Q(F) = 100/6 \times 12^b \times a(F) \times C \times I^{0.5b} \times L^{-b} \times A^{0.95}$$

a) Choix des coefficients de Montana

Les coefficients de Montana sont donnés en fonction du temps de concentration t_c (inférieurs ou supérieurs à une heure):

- $t_c < 1$ heure ou

- $t_c > 1$ heure.

La formule de t_c s'écrit : $t_c = 1/12 \cdot L^{-0.5}$.

Pour le bassin I, on a :

$$L = 37.7 \text{ hm}$$

$$I = 0.005.$$

$$\text{D'où } t_c = 1/12.37,7.(0.005)^{-0.5} = 44'25.$$

Or, pour la région de Ouagadougou, pour $t_c < 1$ heure, les coefficients a et b sont :
 $a = 9,4$ et $b = 0,5$.

La formule du débit décennal s'écrit alors : $Q_{10\text{ans}} = 5427.C.I^{0.25}.L^{-0.5}.A^{0.95}$.

b) Détermination du coefficient de ruissellement

Pour l'utilisation de la formule rationnelle, les hypothèses adoptées pour les coefficients de ruissellement unitaires par type de surface sont indiquées dans le tableau suivant :

TYPES DE SURFACE	COEFFICIENT DE RUISSellement
Surface bâtie	0.95
Cours non revêtue	0.83
Route bitumée	0.88
Route en terre	0.83
Terre cultivée ou couverte de végétation	0.35
Terre nue sans végétation	0.65

Tableau n°28 : Coefficients unitaires de ruissellement

Il est d'usage courant d'adopter une valeur de coefficient de ruissellement au moins deux fois plus petite que celle attribuée aux surfaces non revêtues, qui est 0.83.

Au regard de la proportion importante (82 %) de ce type de surface sur le bassin I, et de la relative faiblesse des coefficients de ruissellement (allant de 18 % à 29 %) observés lors des événements averses-crues, nous retenons plutôt 0.30 comme coefficient de ruissellement unitaire pour les surfaces non revêtues.

Nous déterminerons le coefficient de ruissellement moyen du bassin en faisant la somme des coefficients de ruissellement de chacun des types de surfaces élémentaires composant le bassin versant. Chacun de ces coefficients élémentaires est obtenu en pondérant la proportion de chaque surface élémentaire par son coefficient de ruissellement unitaire correspondant.

SURFACE ELEMENTAIRE	SURFACE BATIE	SURFACE NATURELLE NUE	TERRE AVEC VEGETATION	ROUTE BITUMEE
Proportion de surface (%)	004.5	82	13	0.5
Coefficient de ruissellement unitaire (%)	95	30	35	88
Coefficient de ruissellement	0.42	3.28	0.45	0.04
Coefficient de ruissellement du bassin (%)		33.86		

Tableau n°29: Calcul du coefficient de ruissellement de 1992 sur le bassin I

c) Débit maximal de fréquence décennal

Au regard des résultats précédentes obtenues, on a finalement :

$$Q_{10\text{ans}} = 5427.C.I^{0.25}.L^{-0.5}.A^{0.95}$$

$$Q_{10\text{ans}} = 5427.0,34.(0,005)^{0,25}.(37,7).(408)^{0,95}$$

$$Q_{10\text{ans}} = 24\ 130,07 \text{ l / s}$$

$$Q_{10\text{ans}} = 24,130 \text{ m}^3/\text{s}$$

IX.1.2 Débit de pointe décennal dans les conditions d'urbanisation future

L'expression majeure du passage du bassin versant I à l'état d'urbanisation complète sera l'accroissement de son taux de surfaces imperméabilisées. Il en résultera par conséquent une augmentation de son coefficient de ruissellement.

Le tableau n°14 donne les proportions de surfaces élémentaires du bassin versant dans les conditions d'urbanisation future. En minimisant les proportions futures de voies bitumées sur l'espace du bassin versant, nous réduisons la proportion des surfaces

imperméabilisées aux seules toitures. Le tableau suivant donne alors la valeur du coefficient de ruissellement correspondant à la situation décrite.

SURFACE ELEMENTAIRE	SURFACE BATIE	SURFACE NUE	TERRE AVEC VEGETATION
Proportion de surface par rapport au bassin versant entier	50	37	13
Coefficient de ruissellement actuel	95	30	35
Coefficient de ruissellement futur	63		

Tableau n°30: Coefficient de ruissellement dans les conditions d'urbanisation future.

Finalement le débit de pointe de fréquence décennale dans les conditions d'urbanisation future est :

$$Q_{10\text{ans}} = 5427.0,63.(0.005)^{0,25}.(37,7)^{-0,25}.(408)^{0,95}$$

$$Q_{10\text{ans}} = 44\,709,01 \text{ l/s} = 44,709 \text{ m}^3 / \text{s}$$

IX.3 Comparaison des résultats avec ceux de l'étude du C.I.E.H. sur le marigot de Zogona

Les bassins des marigots de Zogona et de Wemtega sont voisins et contigus. si leurs Limites sont fixées à leurs exutoires respectifs de la route nationale n°4, alors ils ont des caractéristiques géométriques assez voisines (tableau n°31).

BASSIN	WEMTEMGA	ZOGONA
Superficie (ha)	1227	1426
Périmètre (km)	14.9	16.9
Pente (%)	0.5	0.5

Tableau n°31 : Caractéristiques géométriques des bassins

Cependant, les découpages respectifs de ces bassins en sous-bassins donnent des superficies différentes pour des exutoires situés sur les mêmes axes routiers. Aussi, afin de comparer l'ordre de grandeur des résultats des deux études, nous retiendrons pour le bassin de Zogona les valeurs de l'un de ces sous-bassins dont les dimensions sont les

proches de celles du bassin I de Wemtenga. Ce sous-bassin est celui du « Gué». Les tableaux suivants indiquent les éléments de comparaison :

BASSIN VERSANT	Bassin I	Bassin de Zogona
CARACT. GEOMETRIQUE		
Superficie	408	322
Périmètre (km)	8	6.8
Pente (%)	0.5	0.91

CARACT. = caractéristique

Tableau n°32 : Caractéristiques géométriques des bassins à comparer

Etude	Caractéristique	Q _{10ans}	Ecart (%)
Zogona Modèle pluie-débit	urbanisation 1987	Cr = 44 %	+ 36
	Urbanisation future	Cr = 55 %	+ 24
Wemtenga Méthode rationnelle	urbanisation 1987	Cr = 34 %	+ 24
	Urbanisation future	Cr = 63 %	+ 44

Tableau n°33 : Coefficients de ruissellement et débit de pointe décennaux des bassin I et de zogona

Les paramètres essentiels de la comparaison entre les résultats des deux études sont le coefficient de ruissellement et le débit de pointe.

Obtenues à partir de méthodes différentes, les valeurs des débits décennaux (Q₁₀ ans) dans les conditions d'urbanisation future semblent assez proches pour les deux bassins. En effet, ayant une superficie et un coefficient de ruissellement plus élevés que ceux du bassin de Zogona, le bassin I, logiquement, a une valeur de débit plus élevée. L'écart entre ces débits est tout à fait comparable aux écarts entre les superficies et les coefficients de ruissellement.

BASSINS VERSANTS	BASSIN VERSANT I	BASSIN DE ZOGONA	ECART (%)
ELEMENTS DE COMPARAISON			
Superficie (ha)	408	322	+21
Coefficient de ruissellement (%)	63	55	+13
Débit (m ³ /s)	44	36	+18

Tableau n° 34 : Débits comparatives des bassins

Cette logique n'est cependant pas observée dans le cas des débits obtenus dans les conditions d'urbanisation "actuelle", c'est-à dire en 1987 à Zogona et en 1992 à Wemtenga. En effet, pour des bassins situés dans la même zone de l'agglomération urbaine de Ouagadougou, les coefficients de ruissellement ne sont pas proportionnels aux superficies bien que les types d'urbanisation soient très proches l'un de l'autre, toutes choses égales par ailleurs.

La raison tient simplement à la démolition en 1991 de l'ensemble de l'habitat spontané sur le bassin I alors que ce même type d'habitat couvrait environ 69 % du bassin de Zogona la même année. Il en découle donc une baisse du taux de surface imperméabilisée sur le premier bassin par rapport au second; ce qui revient à une diminution du coefficient de ruissellement. Cela montre finalement que la valeur du débit est surtout fonction du coefficient de ruissellement que d'autres paramètres.

En conclusion, on retiendra que la méthode rationnelle conduit à des résultats assez proches de ceux obtenus par la méthode globale "pluie-débit" du C.I.E.H. en ce qui concerne les valeurs des débits de pointe de ruissellement. Elle reste cependant limitée à la détermination de ce seul élément de l'hydrogramme de crue.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude, portant sur la résolution des questions préalables à l'essai d'assainissement pluvial du bassin versant du marigot de Wemtenga par la technique des bassins de stockage apporte quelques enseignements.

Les bassins-tampons de stockage sont une des solutions possibles de l'assainissement du bassin versant du marigot de Wemtenga. Le milieu physique ne présente pratiquement aucun obstacle majeur.

Le bassin versant est très sommairement équipé en ouvrage de drainage. Le projeteur en assainissement a ainsi une bonne marge de manoeuvre quant au choix de la technique de drainage appropriée. Mieux, le bassin a une position géographique excentrée par rapport à l'ensemble de la ville. Cela en fait un espace dont le contrôle du ruissellement s'impose au regard des volumes de ruissellement de plus en plus importants qu'il produira, consécutivement au croît de l'urbanisation. La capacité d'évacuation des caniveaux en aval sera ainsi rapidement dépassée.

D'éventuels dépôts de sable dans les ouvrages pourrait constituer une entrave à la reception et à l'évacuation correcte des eaux. Ces phénomènes seront consecutifs au charriage des sables du sol par les eaux de ruissellement. Mais de tels problèmes peuvent cependant être rapidement résolus par le curage systématique des ouvrages.

Au plan strictement urbanistique, l'état d'occupation actuelle du bassin se caractérise par la prépondérance des espaces nus en général, et des "réserves administratives en particulier. Cela est surtout vrai en ce qui concerne le bassin I où la démolition des zones d'habitat spontané vient de dégager de vastes espaces non encore occupés. La localisation des sites de bassins de stockage en est ainsi facilitée. A la limite, des zones de parcelles pourraient être retenues comme sites de bassins de stockage si des raisons techniques le justifiaient. Dans pareil cas, il faudrait alors dédommager les attributaires de ces parcelles non encore mises en valeur.

En tout éta de cause, il y a lieu de retenir que l'état d'érosion très avancée de la plupart des voies de desserte du bassin versant et de celui du lit principal du marigot pose l'urgence de son assainissement pluvial.

La réalisation de la présente étude a permis de se rendre compte du caractère non encore opérationnel de l'informatisation du modèle hydrologique globale mis au point par Bouvier. Il n'est encore possible ni de reproduire des hydrogrammes observés, ni de simuler des hydrogrammes de projet par ce logiciel. Ajoutons cependant que même si le logiciel était opérationnel, l'insuffisance quantitative de données de base recueillies lors de la campagne de mesures n'aurait pas permis de tester véritablement le modèle. Il se pose donc la nécessité d'initier d'autres campagnes de mesures hydropluviométriques (durant deux années consécutives au moins) afin d'obtenir des données de base plus fournies.

Au-delà des résultats qu'apporte cette étude, biens d'autres questions non moins importantes restent à résoudre. Entre autres volets, il s'agit :

- de la perception des populations du bassin versant en matière d'assainissement en général, et de celle des eaux pluviales en particulier. La démarche alternative préconisant une approche participative et une gestion autonome en assainissement, l'efficience des résultats escomptés dépend pour une large part de la connaissance que l'on a des préoccupations des populations bénéficiaires,

- des études de faisabilité d'autres techniques en assainissement alternatif à d'autres échelles, notamment à celle de la parcelle. Les concessions sont en fait les lieux de production maximale d'eau de ruissellement. Aussi, la maîtrise, puis le contrôle de ce ruissellement contribuera à réduire sensiblement celui à l'échelle du bassin versant.

- des études des coûts financiers des différents choix techniques, en ayant à l'esprit que l'approche alternative se veut avant tout une solution à faible coût.

- des études de relation entre les trois volets de l'assainissement que sont les ordures ménagères, les eaux usées et les eaux pluviales. Il est tout évident que le succès de toute technique de gestion des eaux pluviales est étroitement lié, en amont, à la résolution des problèmes d'eaux usées et d'ordures ménagères.

C'est en ces différentes raisons que résident la justification et l'intérêt de la poursuite de la présente étude.

ANNEXES

ANNEXE I :

RELEVES PLUVIOGRAPHIQUES INTEGRAUX

RELEVES PLUVIOGRAPHIQUES INTEGRAUX

21/07/1993 A 11H 4 1

NUMERO DU POSTE PLUVIOGRAPHIQUE : 1200023911

NOM DU POSTE PLUVIOGRAPHIQUE : OUAGA Z ECOLE AMER PG

BURKINA FASO

ANNEE : 1992

DU AU CM PR MARQUE BAG CAP UC CHRN PERD UMT/H
 01/01/1992 A 0H 0 - 31/12/1992 A 23H59 C 4 PRECIS MECA 400 AUG 5 PLAT MOIS 200

											SEAU	RT	
7 31 14 48	0	7 31 15 56	5	7 31 18 4	5	7 31 18 14	75	7 31 18 30	90	7 31 18 48	90		
7 31 18 55	100	7 31 21 7	100	7 31 21 13	105	7 31 21 33	220	7 31 21 57	250	7 31 22 14	265		
7 31 22 36	275	7 31 22 54	295	7 31 23 9	305	7 31 23 23	315	7 31 23 38	325	7 31 23 52	330		
8 1 0 9	335	8 1 9 48	335									330	1.004
8 13 5 40	0	8 13 6 34	0	8 13 6 44	15	8 13 7 8	25	8 13 9 56	25	8 13 10 9	75		
8 13 10 41	95	8 13 10 55	105	8 13 11 14	120	8 13 11 30	125	8 13 12 51	130	8 13 12 57	145		
8 13 14 40	145											154	1.003
8 16 5 0	0	8 16 5 53	5	8 16 6 4	40	8 16 6 25	70	8 16 6 43	85	8 16 7 3	95		
8 16 7 22	105	8 16 8 13	105	8 16 12 37	105							122	1.003
8 22 5 0	0	8 22 5 28	0	8 22 5 42	50	8 22 5 54	60	8 22 6 15	70	8 22 6 36	70		
8 22 6 47	95	8 22 7 5	110	8 22 7 34	120	8 22 8 20	125	8 22 8 56	125	8 22 12 36	125	138	1.003
8 23 13 0	0	8 23 13 45	5	8 23 13 55	10	8 23 14 0	15	8 23 14 11	40	8 23 14 29	95		
8 23 14 43	100	8 23 14 54	110	8 23 22 0	110							130	1.001
8 26 21 0	0	8 26 21 52	0	8 26 22 0	40	8 26 22 8	50	8 26 22 35	60	8 26 23 46	65		
8 27 0 9	70	8 27 8 55	70									81	1.004
8 28 13 35	0	8 28 14 30	5	8 28 14 36	25	8 28 14 49	40	8 28 15 5	45	8 28 15 17	65		
8 28 18 6	65	8 29 1 1	65	8 29 1 19	75	8 29 1 50	80	8 29 2 16	85	8 29 2 31	95		
8 29 3 20	95	8 29 3 50	95	8 29 4 13	110	8 29 4 20	185	8 29 4 29	235	8 29 4 37	245		
8 29 4 50	260	8 29 5 3	265	8 29 5 22	270	8 29 5 46	275	8 29 6 0	280	8 29 6 20	285		
8 29 6 31	290	8 29 7 6	295	8 29 7 22	300	8 29 7 38	305	8 29 7 49	315	8 29 8 4	325		
8 29 8 11	340	8 29 8 26	355	8 29 8 37	370	8 29 8 46	375	8 29 9 35	375			421	1.001
9 2 23 0	0	9 2 23 15	0	9 2 23 22	60	9 2 23 35	105	9 2 23 48	135	9 2 23 59	140		
9 3 0 15	140	9 3 0 44	145	9 3 1 8	160	9 3 1 36	175	9 3 2 4	195	9 3 2 27	210		
9 3 2 46	220	9 3 2 59	225	9 3 3 42	230	9 3 5 3	235	9 3 10 0	235			338	0.995
9 7 6 32	0	9 7 7 36	0	9 7 7 43	45	9 7 8 31	50	9 7 9 3	50	9 7 9 12	95		
9 7 15 32	95											114	1.001

RELEVES PLUVIOGRAPHIQUES INTEGRAUX

21/07/1993 A 9H10 1

NUMERO DU POSTE PLUVIOGRAPHIQUE : 1200023913

NOM DU POSTE PLUVIOGRAPHIQUE : OUAGA Z MOULIN PG

BURKINA FASO

ANNEE : 1992

DU AU CM PR MARQUE BAG CAP UC CHRN PERD UMT/H
01/01/1992 A 0H 0 - 31/12/1992 A 24H 0 C 4 PRECIS MECA 400 AUG 5 PLAT MOIS 200

DES

SEAU RT

11	8 9 1 44	0 8 9 2 45	10 8 9 2 58	10 8 9 3 17	15 8 9 3 58	15 8 9 4 25	30		
	8 9 4 48	40 8 9 5 0	45 8 9 5 30	55 8 9 5 57	60 8 9 8 22	60 8 9 10 44	60	65	0.999
	POINT 17 (L 3/C5) - INTENSITE A VERIFIER DE 97 MM/H EN 4 MN								
11	8 11 21 0	0 8 11 22 9	10 8 11 22 55	10 8 11 23 10	40 8 11 23 19	45 8 12 0 1	45		
	8 12 2 24	45 8 12 2 42	70 8 12 2 53	80 8 12 3 50	80 8 12 5 25	80 8 12 6 4	80		
	8 12 6 11	80 8 12 6 22	135 8 12 6 29	135 8 12 6 45	255 8 12 6 49	320 8 12 6 55	330		
	8 12 7 32	335 8 12 7 50	340 8 12 10 30	340				360	0.994
1	8 13 5 0	0 8 13 6 25	0 8 13 6 34	10 8 13 6 44	15 8 13 9 53	15 8 13 10 0	65		
	8 13 10 13	80 8 13 10 24	90 8 13 10 34	100 8 13 10 49	110 8 13 11 4	115 8 13 11 10	120		
	8 13 11 25	120 8 13 12 11	125 8 13 12 45	125 8 13 12 49	150 8 13 13 40	150 8 13 15 13	150	172	1.001
1	8 16 5 0	0 8 16 5 46	0 8 16 5 52	15 8 16 6 3	50 8 16 6 22	80 8 16 6 44	85		
	8 16 6 56	90 8 16 7 6	95 8 16 7 23	100 8 16 7 34	105 8 16 8 12	110 8 16 9 25	110		
	8 16 13 11	110						125	1.008
1	8 17 7 37	0 8 17 8 45	0 8 17 8 54	20 8 17 8 58	30 8 17 9 9	35 8 17 9 20	50		
	8 17 9 45	60 8 17 10 36	60 8 17 10 51	65 8 17 16 37	65			70	1.003
1	8 22 5 0	0 8 22 5 38	0 8 22 5 49	55 8 22 6 1	150 8 22 6 11	200 8 22 6 31	215		
	8 22 6 48	220 8 22 7 5	240 8 22 7 14	250 8 22 7 47	250 8 22 8 21	255 8 22 8 50	260		
	8 22 9 16	260 8 22 12 16	260					280	0.998
1	8 26 21 0	0 8 26 22 11	5 8 26 22 20	40 8 26 22 42	45 8 26 23 43	50 8 27 0 11	55		
	8 27 0 39	65 8 27 8 25	65					63	1.001
	POINT 5 (L 1/C5) - INTENSITE A VERIFIER DE 90 MM/H EN 3 MN								
1	8 28 12 0	0 8 28 13 11	0 8 28 13 22	40 8 28 13 31	140 8 28 13 34	185 8 28 13 46	205		
	8 28 13 56	235 8 28 14 1	240 8 28 14 52	245 8 28 19 0	245			261	1.005
1	8 28 23 0	0 8 29 0 27	0 8 29 0 46	5 8 29 1 28	10 8 29 2 21	15 8 29 2 40	40		
	8 29 2 56	70 8 29 3 13	85 8 29 3 26	110 8 29 3 54	150 8 29 4 26	175 8 29 4 57	200		
	8 29 5 25	230 8 29 5 56	265 8 29 6 20	285 8 29 6 50	305 8 29 7 6	315 8 29 7 27	325		
	8 29 8 35	325 8 29 10 17	330					342	1.002
	8 31 1 0	0 8 31 2 38	5 8 31 2 57	20 8 31 3 21	30 8 31 3 29	40 8 31 3 46	50		
	8 31 4 2	70 8 31 4 15	85 8 31 4 26	100 8 31 4 33	105 8 31 4 46	105 8 31 5 0	120		
	8 31 5 12	135 8 31 5 26	155 8 31 5 47	175 8 31 6 0	185 8 31 6 23	200 8 31 6 46	210		
	8 31 7 6	215 8 31 7 35	220 8 31 8 30	220 8 31 14 17	220 8 31 14 36	230 8 31 18 5	230	252	1.001
	9 2 22 0	0 9 2 23 24	0 9 2 23 38	55 9 2 23 53	80 9 3 0 10	90 9 3 0 29	90		
	9 3 0 49	95 9 3 1 8	105 9 3 1 37	120 9 3 2 8	145 9 3 2 21	155 9 3 2 41	165		
	9 3 2 51	170 9 3 3 9	175 9 3 3 40	175 9 3 4 51	185 9 3 11 0	185 9 3 12 0	185	222	0.999
	9 7 6 7	0 9 7 7 36	5 9 7 7 43	70 9 7 8 16	75 9 7 9 4	75 9 7 9 9	115		
	9 7 9 12	130 9 7 9 27	140 9 7 16 7	140				157	1.002

RELEVES PLOUVIographiques INTEGRALY

27/10/1993 A 12H 0 1

NUMERO DU POSTE PLOUVIographique : 1200023310

NOM DU POSTE PLOUVIographique : OUGA Z CHATEAU FG

BURKINA FASO

ANNEE : 1992

DU AU CH PR MARQUE BAG CAP UC CHEN PERD UMT/H
01/04/1992 A 0H 0 - 31/12/1992 A 24H 0 C 4 PRECIS HECA 400 AUG 5 PLAT MOIS 200

CODES

STAU RT

**41	8 9 4 0	0 8 9 4 46	5 8 9 4 57	15 8 9 6 2	15 8 9 6 16	20 8 9 6 26	20	
	8 9 6 34	30 8 9 6 43	50 8 9 6 54	30 8 9 7 9	35 8 9 7 26	35 8 9 7 40	40	
	8 9 9 18	40 8 9 9 58	50 8 9 11 0	55				60 1.008
**41	8 11 21 0	0 8 11 21 37	10 8 11 22 21	15 8 11 22 30	75 8 11 22 38	125 8 11 22 53	135	
	8 12 0 34	135 8 12 2 7	140 8 12 3 22	145 8 12 2 32	170 8 12 2 42	175 8 12 3 40	175	
	8 12 4 55	180 8 12 5 58	185 8 12 6 12	225 8 12 6 21	275 8 12 6 29	315 8 12 6 36	405	
	8 12 6 43	450 8 12 6 52	485 8 12 7 26	485 8 12 8 33	485 8 12 9 29	465 8 12 9 42	470	530 1.028
**41	8 13 6 0	0 8 13 6 20	0 8 13 6 32	30 8 13 6 45	35 8 13 6 23	35 8 13 9 50	35	
	8 13 9 53	45 8 13 10 1	90 8 13 10 9	105 8 13 10 16	110 8 13 10 23	115 8 13 10 32	120	
	8 13 10 39	125 8 13 10 51	135 8 13 11 2	140 8 13 11 15	145 8 13 12 16	150 8 13 12 49	150	
	8 13 12 56	180 8 13 14 3	180 8 13 15 0	180 8 13 15 58	180			167 0.998
**41	8 16 5 0	0 8 16 5 49	0 8 16 5 59	15 8 16 6 11	30 8 16 6 23	35 8 16 6 30	50	
	8 16 6 45	55 8 16 6 54	60 8 16 7 24	65 8 16 8 38	70 8 16 10 1	70 8 16 12 2	70	
	8 16 13 43	70						71 0.997
**41	8 22 5 0	0 8 22 5 37	0 8 22 5 44	30 8 22 5 53	45 8 22 5 59	65 8 22 6 5	110	
	8 22 6 18	140 8 22 6 38	145 8 22 6 38	155 8 22 6 51	160 8 22 7 1	165 8 22 7 15	175	
	8 22 7 32	180 8 22 7 49	180 8 22 8 20	185 8 22 8 59	195 8 22 10 1	195 8 22 11 40	200	184 0.997
**41	8 28 12 0	0 8 28 12 20	0 8 28 12 29	20 8 28 12 39	30 8 28 12 48	55 8 28 12 57	60	
	8 28 14 9	85 8 28 15 0	85					80 0.996
**41	8 29 23 0	0 8 29 0 6	5 8 29 0 30	10 8 29 0 45	20 8 29 1 22	25 8 29 2 15	30	
	8 29 2 31	50 8 29 2 45	70 8 29 3 0	85 8 29 3 13	105 8 29 3 31	125 8 29 3 44	140	
	8 29 4 0	150 8 29 4 12	175 8 29 4 30	190 8 29 4 47	200 8 29 5 2	210 8 29 5 13	225	
	8 29 5 31	240 8 29 5 44	260 8 29 5 59	280 8 29 6 17	295 8 29 6 32	300 8 29 6 49	310	
5-	8 29 6 58	315 8 29 7 18	320 8 29 7 40	325 8 29 11 0	325			329 0.999
**41	8 31 2 0	0 8 31 2 44	5 8 31 3 11	10 8 31 3 20	15 8 31 3 33	20 8 31 3 53	30	
	8 31 4 6	40 8 31 4 16	50 8 31 4 24	60 8 31 4 30	65 8 31 4 38	85 8 31 4 47	95	
	8 31 4 57	105 8 31 5 8	120 8 31 5 19	125 8 31 5 28	135 8 31 5 39	145 8 31 5 48	165	
	8 31 5 59	180 8 31 6 11	190 8 31 6 28	205 8 31 6 41	215 8 31 6 49	215 8 31 7 2	225	
5-	8 31 7 16	230 8 31 7 42	235 8 31 9 0	235				250 0.999
**00	8 7 6 0	0 8 7 7 27	0 8 7 7 31	15 8 7 8 24	25 8 7 8 42	25 8 7 8 50	55	
	8 7 8 55	80 8 7 8 58	100 8 7 10 0	100				97 0.993

ANNEXE II :

DEPOUILLEMENT DES HYETOGRAMMES ET DES PLUVIOGRAMMES

Averses-crues des:

-28-08-1992

- 29-08-1992

-31-08-1992

-07-09-1992

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 28.08.1992</i>				
13h05	0.0	0.000	0.0	0.000
13h10	5.8	0.000	13.7	0.000
13h15	5.8	0.000	13.7	0.000
13h20	23.5	0.000	38.6	0.000
13h25	23.5	0.000	38.6	0.000
13h30	17.5	0.343	33.0	0.105
13h35	7.4	0.687	9.1	5.880
13h40	9.7	0.030	10.2	8.890
13h45	11.2	1.498	13.6	11.900
13h50	6.6	1.965	11.4	12.550
13h55	3.7	2.433	4.6	13.200
14h00	12.8	2.900	9.0	12.675
14h05	11.5	2.654	5.9	12.150
14h10	0.1	2.408	0.4	11.625
14h15	0.1	2.162	0.4	11.100
14h20	0.1	1.916	0.4	10.210
14h25	0.1	1.671	0.4	9.320
14h30	0.1	1.425	1.8	8.590
14h35	0.1	1.179	0.7	7.860
14h40	0.1	0.933	0.7	7.160
14h45	0.1	0.811	0.7	6.460
14h50	0.0	0.689	0.1	6.020
14h55	0.0	0.566	0.1	5.580
15h00		0.444	0.1	5.140
15h05		0.322	0.7	4.700
15h10		0.200	0.7	4.413
15h15		0.190	0.0	4.125
15h20		0.180		3.838
15h25		0.169		3.350
15h30		0.159		3.273
15h35		0.149		2.995
15h40		0.139		2.718
15h45		0.129		2.440

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 28.08.1992 (suite et fin)</i>				
15h50		0.119		2.267
15h55		0.108		2.093
16h00		0.098		1.920
16h05		0.088		1.747
16h10		0.070		1.573
16h15		0.053		1.400
16h20		0.035		1.323
16h25		0.018		1.246
16h30		0.000		1.169
16h35				1.093
16h40				1.016
16h45				0.939
16h50				0.862
16h55				0.785
17h00				0.739
17h05				0.693
17h10				0.647
17h15				0.601
17h20				0.555
17h25				0.509
17h30				0.463
17h35				0.417
17h40				0.371
17h45				0.325
17h50				0.000

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 29.09.1992</i>				
0h00	1.5		0.7	
0h05	1.5		0.7	
0h10	1.5		0.7	
0h15	1.5		0.7	
0h20	1.5		0.7	
0h25	1.9		1.6	
0h30	3.4		2.3	
0h35	3.4		2.3	
0h40	3.4		2.3	
0h45	0.9		0.7	
0h50	0.9		0.7	
0h55	0.9		0.7	
1h00	0.9		0.9	
1h05	0.9		0.9	
1h10	0.9		0.9	
1h15	0.9		0.9	
1h20	0.5		0.6	
1h25	0.5		0.6	
1h30	0.5		0.6	
1h35	0.5		0.6	
1h40	0.5		0.6	
1h45	0.5		0.6	
1h50	0.5		0.6	
1h55	0.5		0.6	
2h00	0.5		0.6	
2h05	0.5		0.6	
2h10	0.5		0.6	
2h15	6.2		3.5	
2h20	7.9		7.5	
2h25	7.9		7.5	
2h30	7.9		7.2	
2h35	7.9		7.2	
2h40	9.0		9.8	

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 29.09.1992 (suite)</i>				
2h45	7.4		9.1	
2h50	7.4		9.1	0.160
2h55	5.6		4.8	0.780
3h00	7.2		5.5	1.400
3h05	7.2		5.5	0.900
3h10	7.2		5.5	2.100
3h15	9.7		11.5	3.300
3h20	9.7		11.5	4.300
3h25	8.0		7.5	5.300
3h30	6.5	0.000	6.8	5.000
3h35	6.5	0.088	6.8	4.700
3h40	6.5	0.169	6.8	5.300
3h45	8.0	0.251	7.5	5.493
3h50	8.0	0.332	7.7	5.687
3h55	7.3	0.413	6.0	5.880
4h00	5.8	0.494	5.3	5.984
4h05	0.9	0.576	5.3	6.089
4h10	0.9	0.657	5.3	6.193
4h15	0.9	0.738	10.5	6.297
4h20	0.9	0.746	6.9	6.401
4h25	0.9	0.754	6.9	6.506
4h30	4.2	0.763	5.1	6.610
4h35	4.2	0.771	4.7	6.562
4h40	4.2	0.779	4.7	6.513
4h45	4.2	0.787	4.7	6.465
4h50	4.2	0.795	4.5	6.417
4h55	4.5	0.803	5.0	6.368
5h00	6.0	0.812	5.8	6.320
5h05	6.0	0.820	5.8	6.248
5h10	6.0	0.828	5.8	6.175
5h15	6.0	0.836	5.8	6.103
5h20	6.0	0.858	5.7	6.030
5h25	6.2	0.860	6.3	6.065

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 29.09.1992 (suite)</i>				
5h30	7.8	0.872	7.0	6.100
5h35	7.8	0.865	7.0	6.135
5h40	7.8	0.897	7.0	6.170
5h45	7.8	0.909	7.1	6.243
5h50	7.8	0.921	7.1	6.315
5h55	7.2	0.933	5.8	6.388
6h00	5.7	0.933	5.0	6.460
6h05	5.7	0.933	5.0	6.370
6h10	5.7	0.933	5.0	6.280
6h15	2.7	0.933	3.6	6.190
6h20	2.5	0.933	3.2	6.100
6h25	2.5	0.933	3.2	6.010
6h30	3.2	0.933	3.4	5.920
6h35	3.2	0.933	3.4	5.830
6h40	3.2	0.933	3.4	5.740
6h45	3.2	0.923	3.4	5.715
6h50	3.2	0.914	3.4	5.690
6h55	3.2	0.904	3.4	5.665
7h00	3.2	0.894	3.4	5.640
7h05	3.0	0.884	2.9	5.615
7h10	1.5	0.875	2.2	5.590
7h15	1.5	0.865	2.2	5.420
7h20	1.5	0.855	2.2	5.250
7h25	0.8	0.846	0.5	5.080
7h30	0.8	0.836	0.5	4.910
7h35	0.8	0.753	0.5	4.740
7h40	0.0	0.670	0.4	4.570
7h45		0.587	0.4	4.400
7h50		0.504	0.2	4.230
7h55		0.421	0.2	4.060
8h00		0.338	0.2	3.890
8h05		0.296	1.1	3.720
8h10		0.255	0.4	3.550
8h15		0.213	0.4	3.300

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 29.09.1992 (suite)</i>				
8h20		0.171	0.4	3.050
8h25		0.130	0.5	2.800
8h30		0.088	0.5	2.550
8h35		0.073	0.2	2.438
8h40		0.059	0.2	2.327
8h45		0.044	0.0	2.215
8h50		0.029		2.103
8h55		0.015		1.992
9h00		0.000		1.880
9h05				1.793
9h10				1.707
9h15				1.620
9h20				1.533
9h25				1.447
9h30				1.360
9h35				1.273
9h40				1.187
9h45				1.100
9h50				1.060
9h55				1.020
10h00				0.980
10h05				0.940
10h10				0.900
10h15				0.862
10h20				0.823
10h25				0.785
10h30				0.747
10h35				0.708
10h40				0.670
10h45				0.632
10h50				0.593
10h55				0.555
11h00				0.517
11h05				0.478

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 29.09.1992 (suite et fin)</i>				
11h10				0.440
11h15				0.428
11h20				0.417
11h25				0.405
11h30				0.394
11h35				0.382
11h40				0.371
11h45				0.359
11h50				0.348
11h55				0.336
12h00				0.325
12h05				0.318
12h10				0.311
12h15				0.304
12h20				0.297
12h25				0.291
12h30				0.284
12h35				0.277
12h40				0.270
12h45				0.000

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 31.08.1992</i>				
2h00	0.7		0.8	
2h05	0.7		0.8	
2h10	0.7		0.8	
2h15	0.7		0.8	
2h20	0.7		0.8	
2h25	0.7		0.8	
2h30	0.7		0.8	
2h35	0.7		0.8	
2h40	2.0		4.0	
2h45	2.4		4.2	
2h50	2.4		4.2	
2h55	1.5		2.0	
3h00	1.5		2.0	
3h05	1.5		2.0	
3h10	2.9		2.6	
3h15	2.9		2.6	
3h20	3.0		4.5	
3h25	3.0		4.5	
3h30	2.5		3.3	
3h35	3.2		3.6	
3h40	3.2		3.6	
3h45	4.2		6.2	
3h50	4.2		6.2	
3h55	6.5		7.3	
4h00	6.0		6.0	
4h05	6.0		6.0	0.050
4h10	6.0		6.0	0.089
4h15	6.7		7.9	0.129
4h20	6.7		7.9	0.168
4h25	5.3		4.1	0.207
4h30	9.8		6.3	0.246
4h35	9.1		4.4	0.286
4h40	9.1		4.4	0.325

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 31.09.1992 (suite)</i>				
4h45	6.0		6.0	1.400
4h50	6.0		6.0	1.975
4h55	6.0		6.0	2.250
5h00	6.7		7.9	2.925
5h05	6.7		7.9	3.300
5h10	4.2	0.088	6.2	3.408
5h15	4.2	0.107	6.2	3.517
5h20	6.5	0.126	7.3	3.625
5h25	6.0	0.145	6.0	3.733
5h30	6.0	0.163	6.0	3.842
5h35	6.0	0.182	6.0	3.950
5h40	10.6	0.200	8.2	4.160
5h45	10.1	0.269	7.0	4.370
5h50	7.8	0.338	5.9	4.580
5h55	7.8	0.407	5.9	4.790
6h00	5.4	0.475	4.5	5.000
6h05	5.4	0.558	4.5	5.172
6h10	4.3	0.641	3.9	5.343
6h15	4.3	0.690	3.9	5.516
6h20	4.3	0.739	3.9	5.687
6h25	4.1	0.787	3.6	5.858
6h30	5.3	0.836	4.1	6.030
6h35	5.3	0.836	4.1	5.957
6h40	0.7	0.836	1.9	5.885
6h45	0.4	0.836	0.9	5.812
6h50	4.9	0.836	3.2	5.740
6h55	4.9	0.836	3.2	5.665
7h00	1.9	0.836	1.7	5.590
7h05	1.8	0.836	1.4	5.472
7h10	1.8	0.836	1.4	5.354
7h15	1.2	0.812	1.1	5.236
7h20	1.2	0.787	1.1	5.118
7h25	1.2	0.763	1.1	5.000

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 31.09.1992 (suite)</i>				
7h30	1.2	0.738	1.1	4.760
7h35	0.9	0.706	0.4	4.520
7h40	0.9	0.673	0.4	4.280
7h45	0.0	0.641	0.0	4.040
7h50		0.609		3.800
7h55		0.576		3.650
8h00		0.544		3.500
8h05		0.493		3.350
8h10		0.441		3.200
8h15		0.390		3.050
8h20		0.338		2.930
8h25		0.304		2.810
8h30		0.269		2.690
8h35		0.235		2.570
8h40		0.200		2.450
8h45		0.172		2.330
8h50		0.144		2.140
8h55		0.116		1.950
9h00		0.088		1.760
9h05		0.079		1.667
9h10		0.070		1.573
9h15		0.060		1.480
9h20		0.051		1.387
9h25		0.049		1.293
9h30		0.046		1.200
9h35		0.044		1.150
9h40		0.042		1.100
9h45		0.039		1.050
9h50		0.037		1.000
9h55		0.035		0.950
10h00		0.033		0.900
10h05		0.030		0.849
10h10		0.028		0.798

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 31.09.1992 (suite et fin)</i>				
10h15		0.026		0.747
10h20		0.023		0.696
10h25		0.021		0.644
10h30		0.019		0.593
10h35		0.016		0.542
10h40		0.014		0.491
10h45		0.011		0.440
10h50		0.007		0.417
10h55		0.004		0.394
11h00		0.000		0.371
11h05				0.348
11h10				0.325
11h15				0.000

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)	lm (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 07.09.1992</i>				
7h20	0.0		0.0	
7h25	13.7		6.7	
7h30	9.1		4.4	
7h35	18.5		28.3	
7h40	18.5		28.3	
7h45	9.4		5.1	
7h50	9.4		5.1	0.150
7h55	9.4		5.1	0.160
8h00	9.4		5.1	0.215
8h05	9.4		5.1	0.270
8h10	9.4		5.1	0.325
8h15	9.1		4.5	0.499
8h20	9.1		4.5	0.670
8h25	0.0		0.0	0.670
8h30	0.0		0.0	0.670
8h35	0.0		0.0	0.663
8h40	13.7		6.7	0.655
8h45	13.7		6.7	0.670
8h50	22.8		11.1	0.641
8h55	18.2		8.9	0.613
9h00	0.0		0.0	0.584
9h05	11.5	0.338	30.6	0.555
9h10	4.3	1.470	10.3	0.277
9h15	1.0	1.705	2.3	2.000
9h20	1.0	1.940	2.3	5.000
9h25	1.0	1.705	2.3	5.150
9h30	0.0	1.470	0.0	5.370
9h35		1.153		5.590
9h40		0.836		6.460
9h45		0.746		6.073
9h50		0.656		5.687
9h55		0.565		5.300
10h00		0.475		4.850

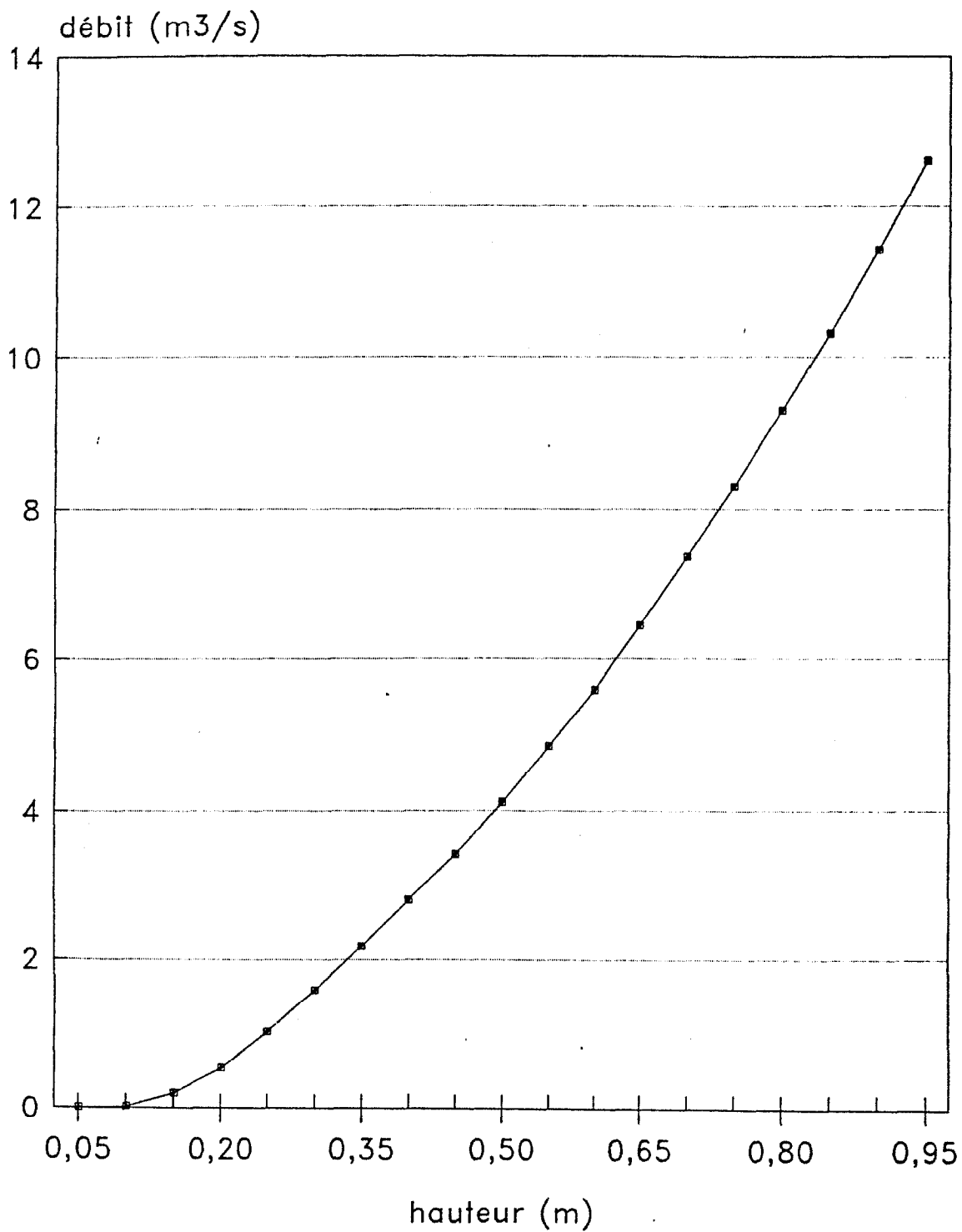
Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 07.09.1992 (suite)</i>				
10h05		0.372		4.400
10h10		0.269		3.950
10h15		0.224		3.695
10h20		0.179		3.440
10h25		0.133		3.185
10h30		0.088		2.930
10h35		0.070		2.697
10h40		0.051		2.465
10h45		0.033		2.232
10h50		0.014		2.000
10h55		0.007		1.860
11h00		0.000		1.720
11h05				1.580
11h10				1.440
11h15				1.300
11h20				1.233
11h25				1.167
11h30				1.100
11h35				1.033
11h40				0.967
11h45				0.900
11h50				0.823
11h55				0.747
12h00				0.670
12h05				0.593
12h10				0.517
12h15				0.440
12h20				0.419
12h25				0.397
12h30				0.376
12h35				0.355
12h40				0.334
12h45				0.312

Temps	BASSIN VERSANT I		BASSIN VERSANT II	
	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)	Im (mm/h)	Débit (m ³ /s)
<i>Averse du 07.09.1992 (suite et fin)</i>				
12h50				0.291
12h55				0.270
13h00				0.000

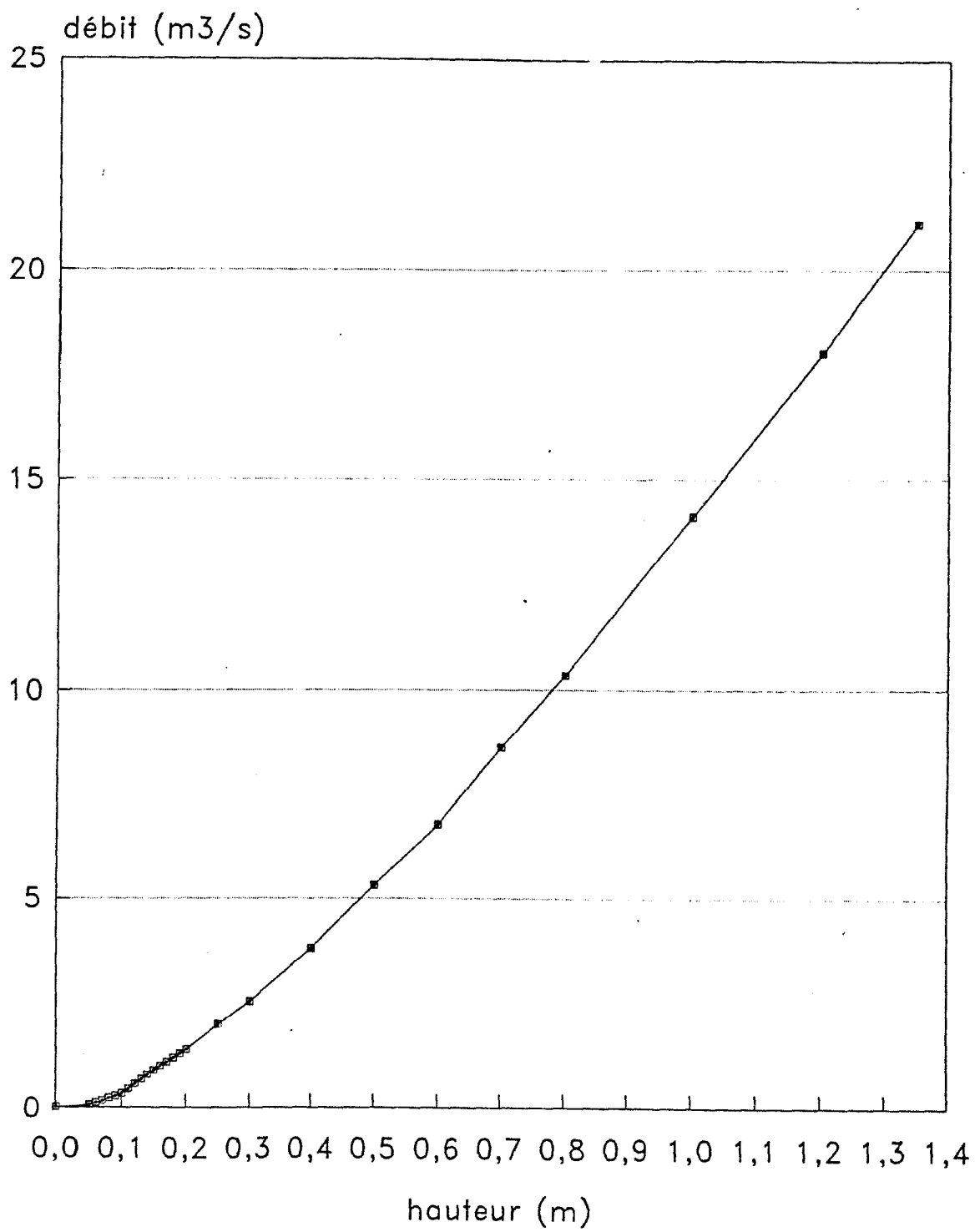
ANNEXE III:

COURBES DE TARAGE

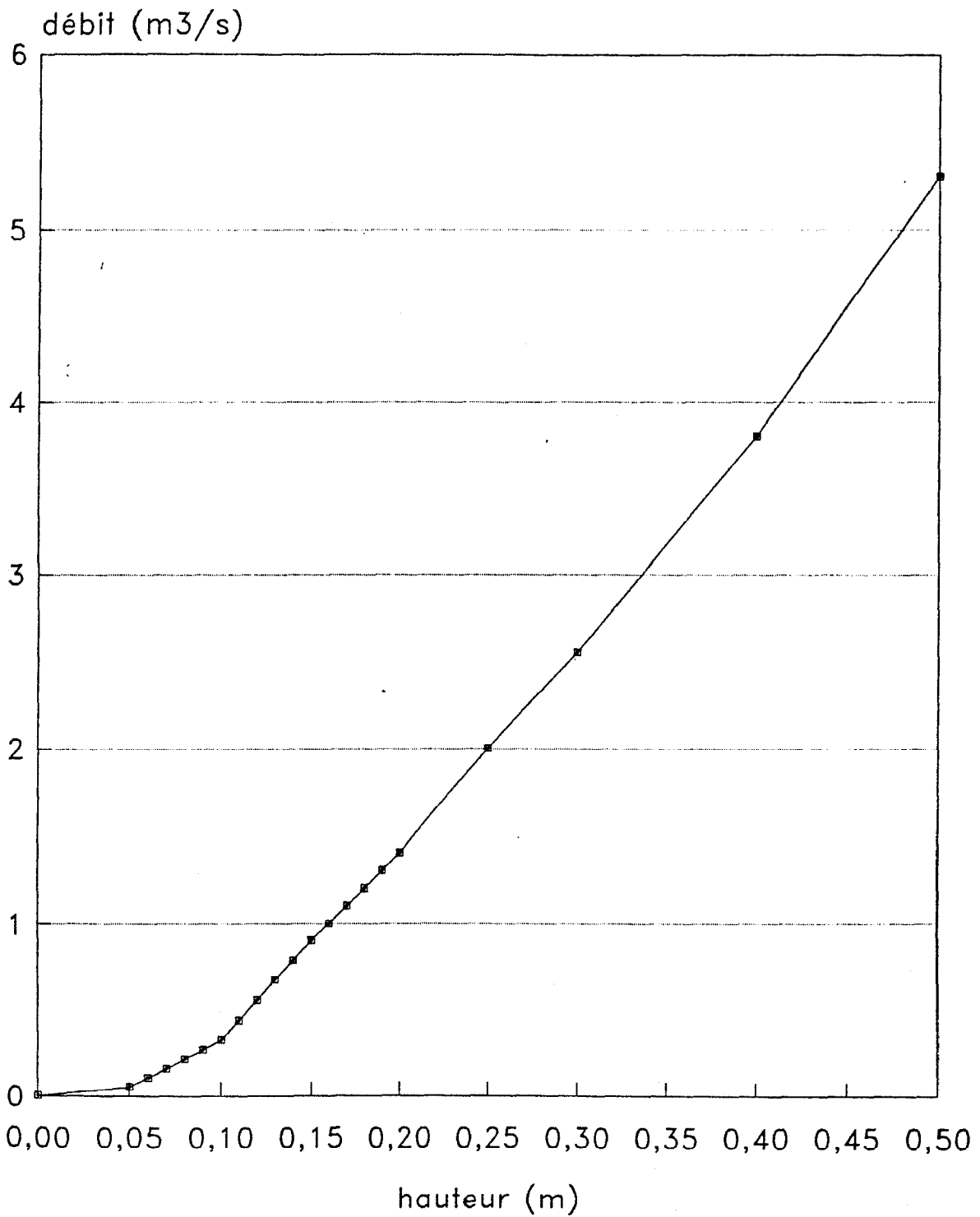
COURBE DE TARAGE : STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE



COURBE DE TARAGE : STATION DU BOULEVARD CHARLES DE GAULLE



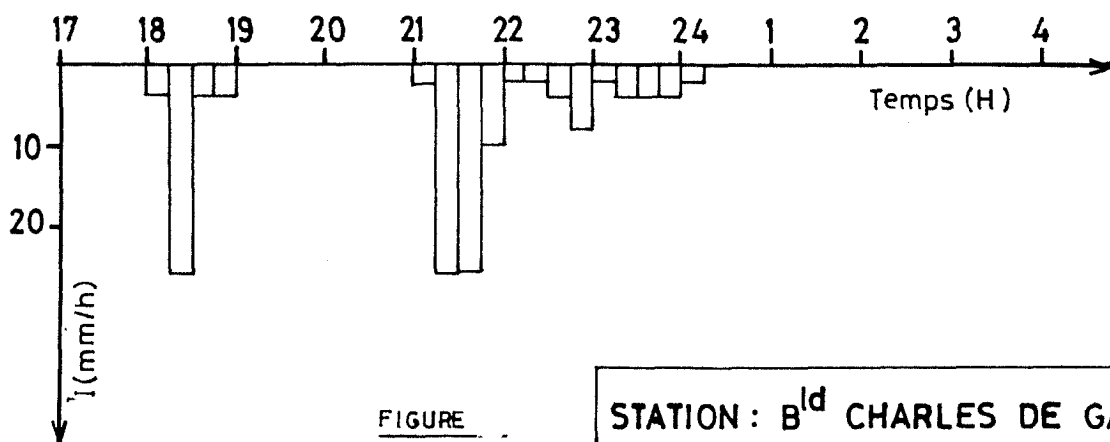
COURBE DE TARAGE : STATION DU BOULEVARD CHARLES DE GAULLE
Basses Eaux



ANNEXE IV:

GRAPHIQUES DES EVENEMENTS

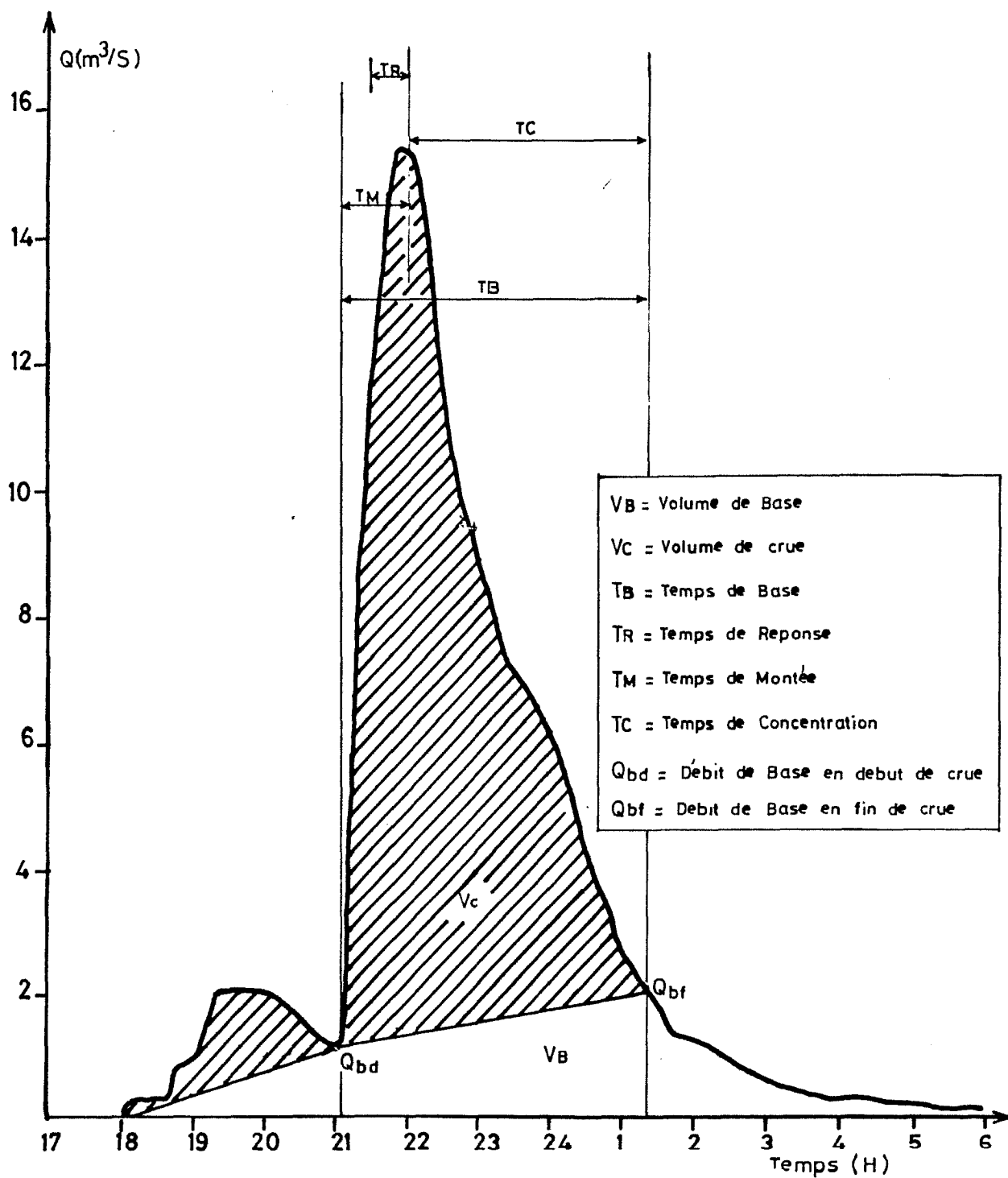
AVERSE-CRUE



FIGURE

STATION : B^{ld} CHARLES DE GAULLE

31/07/1992

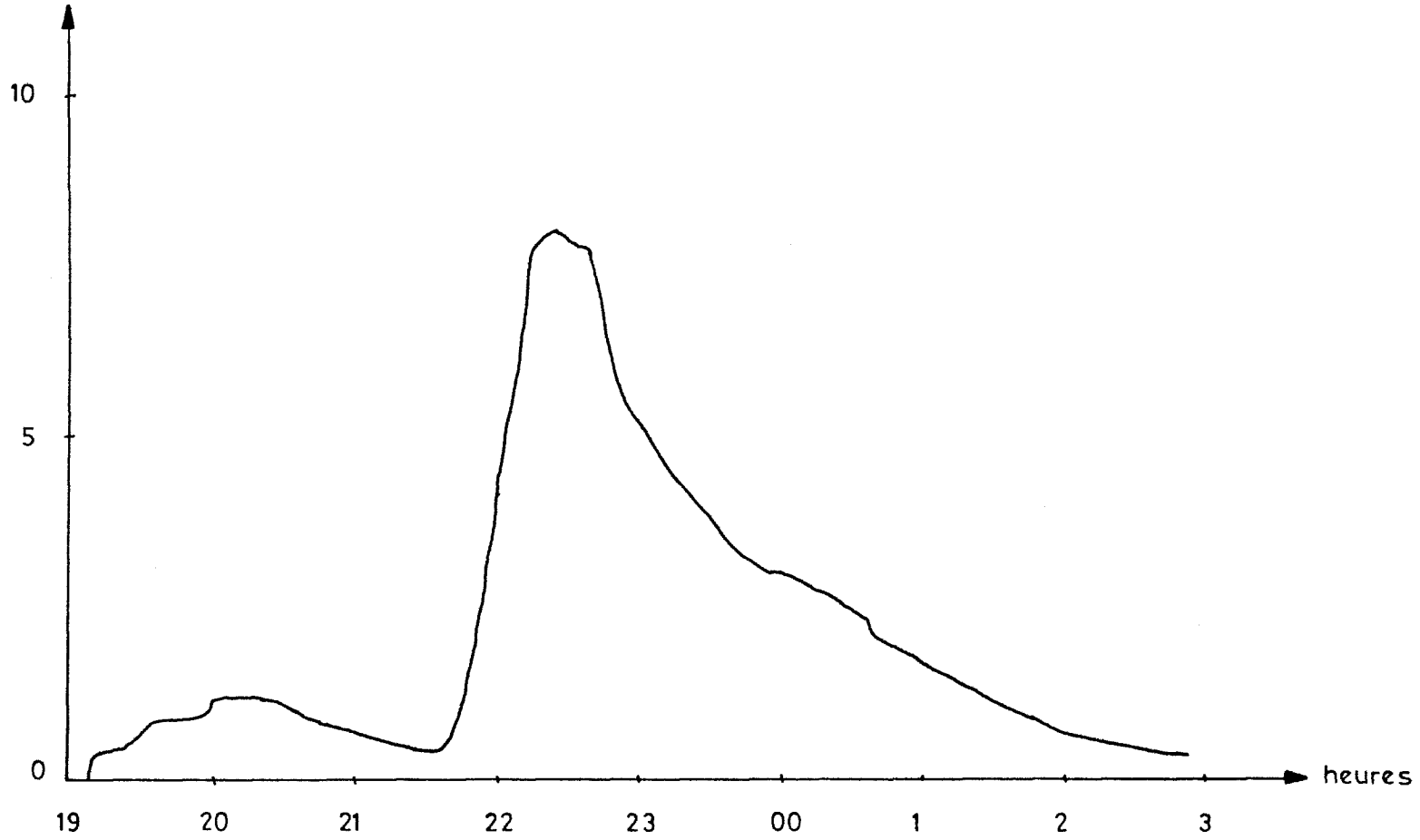


BASSIN N°1

STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE

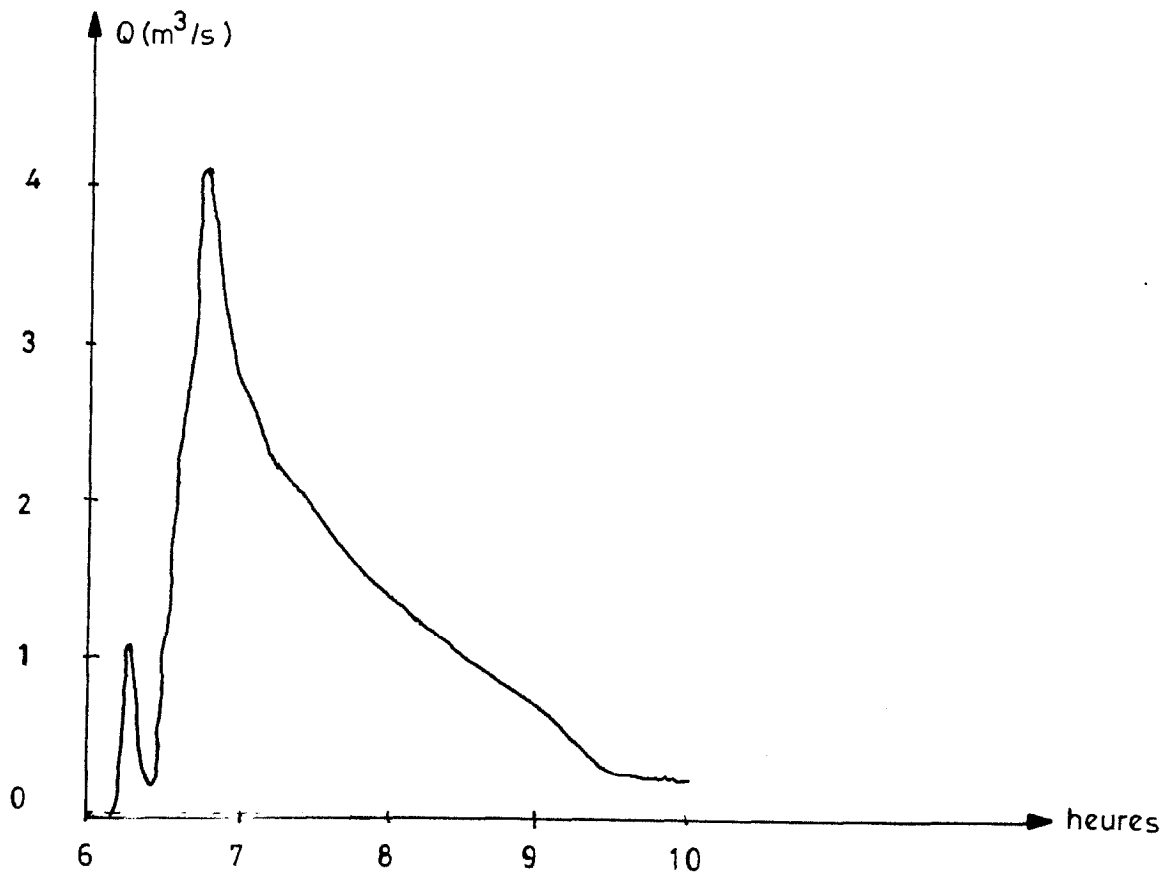
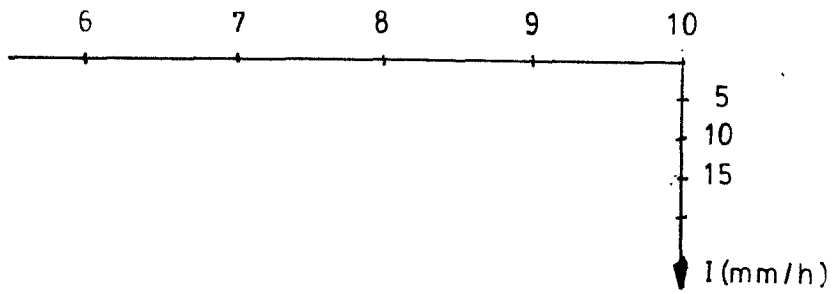
CRUE DU 31/07/1992

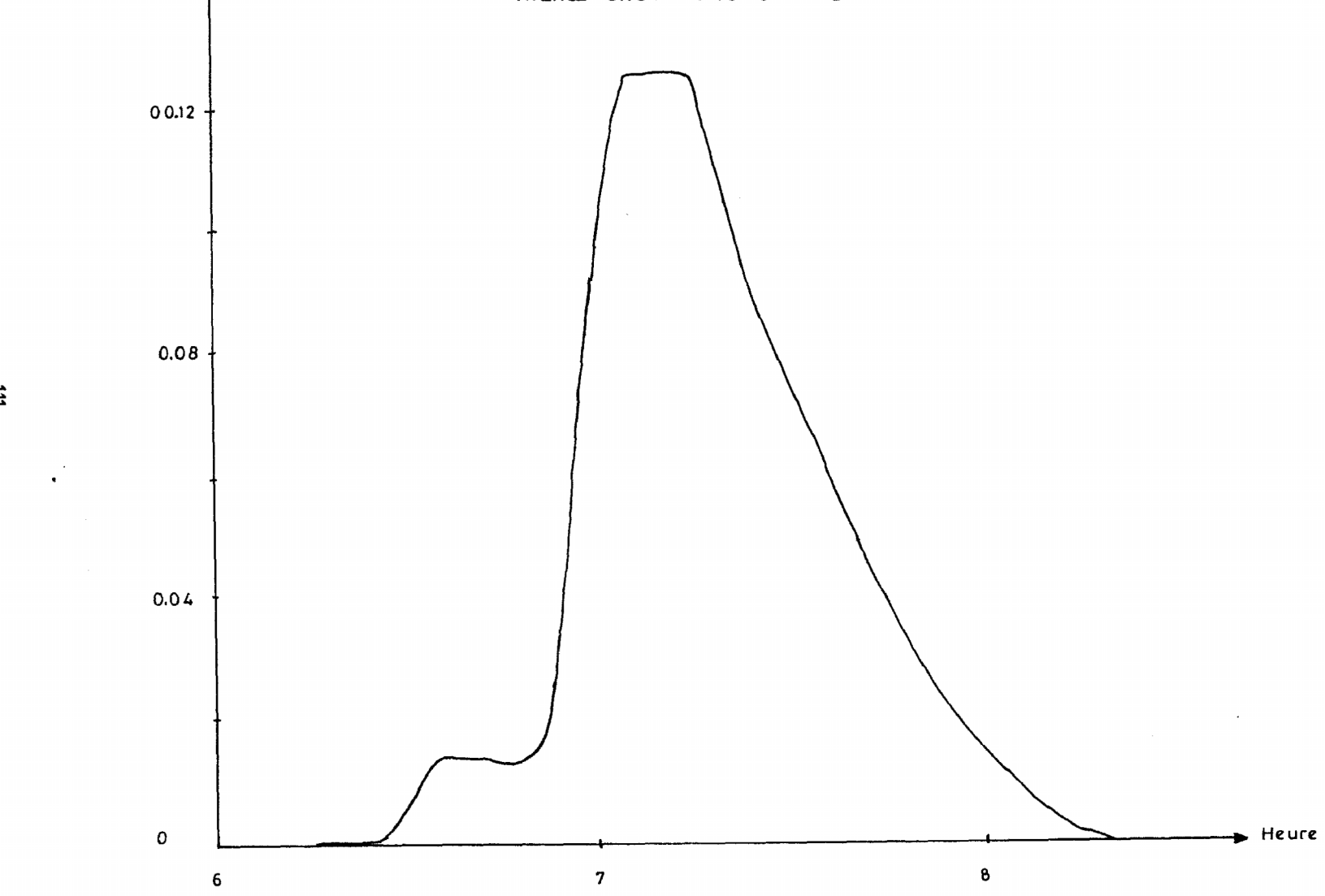
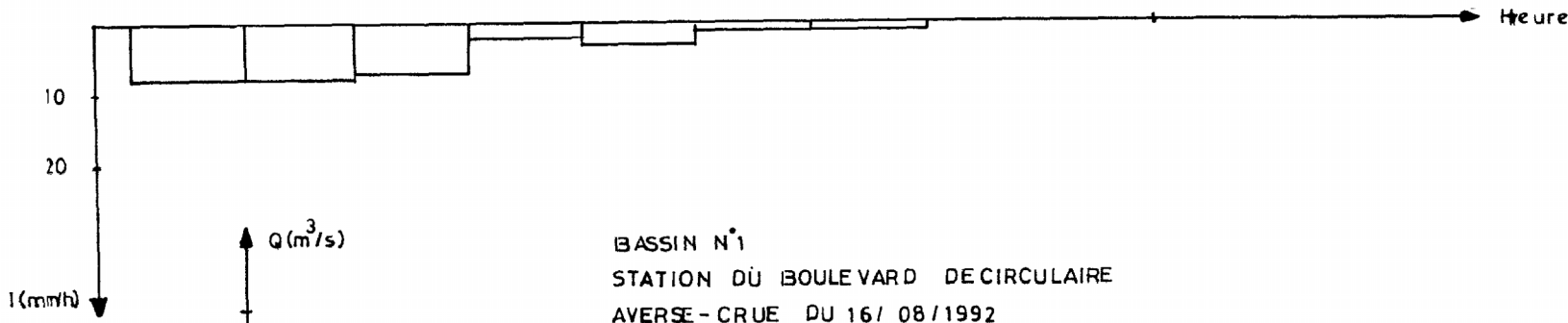
$Q(m^3/s)$

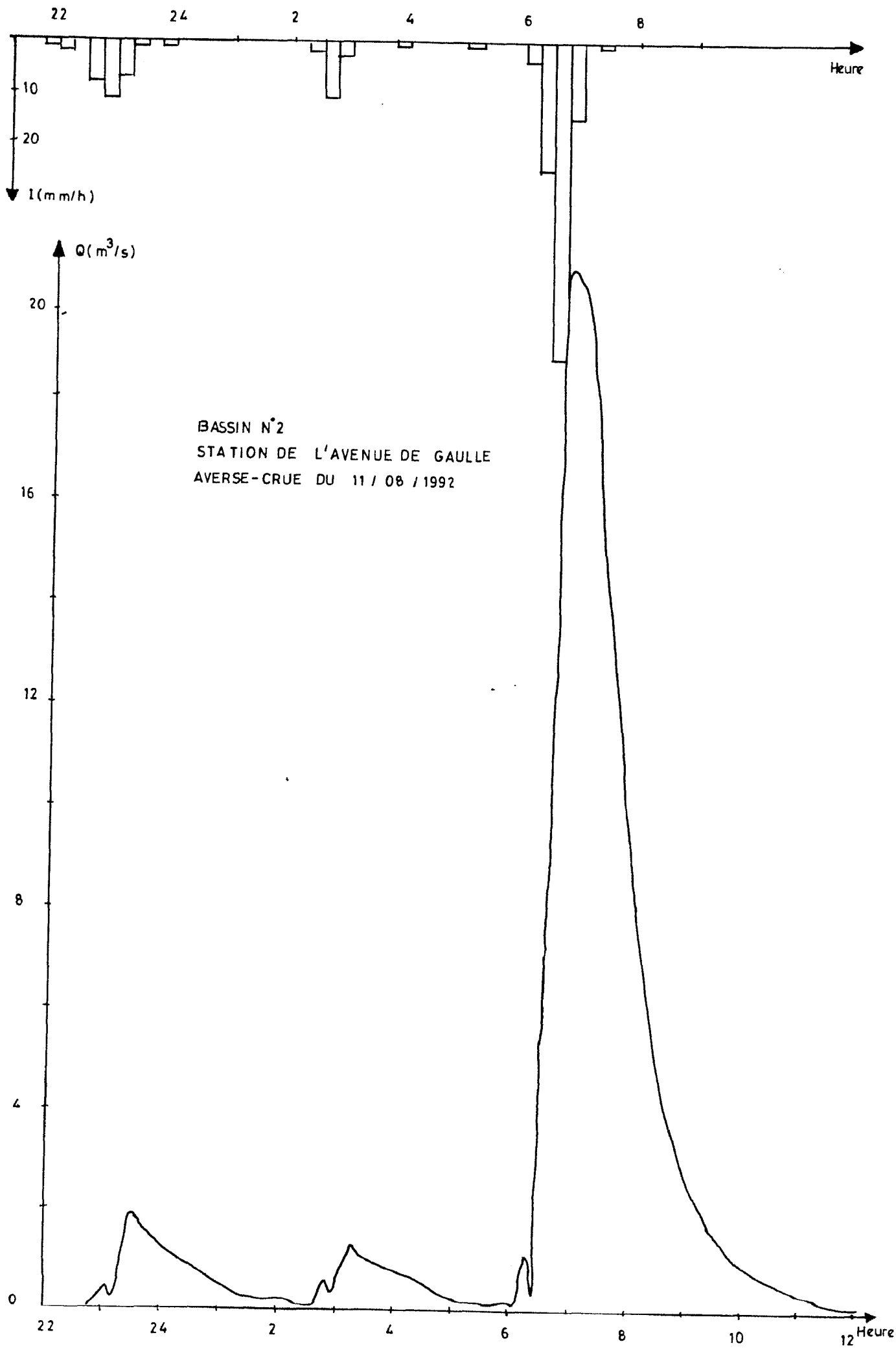


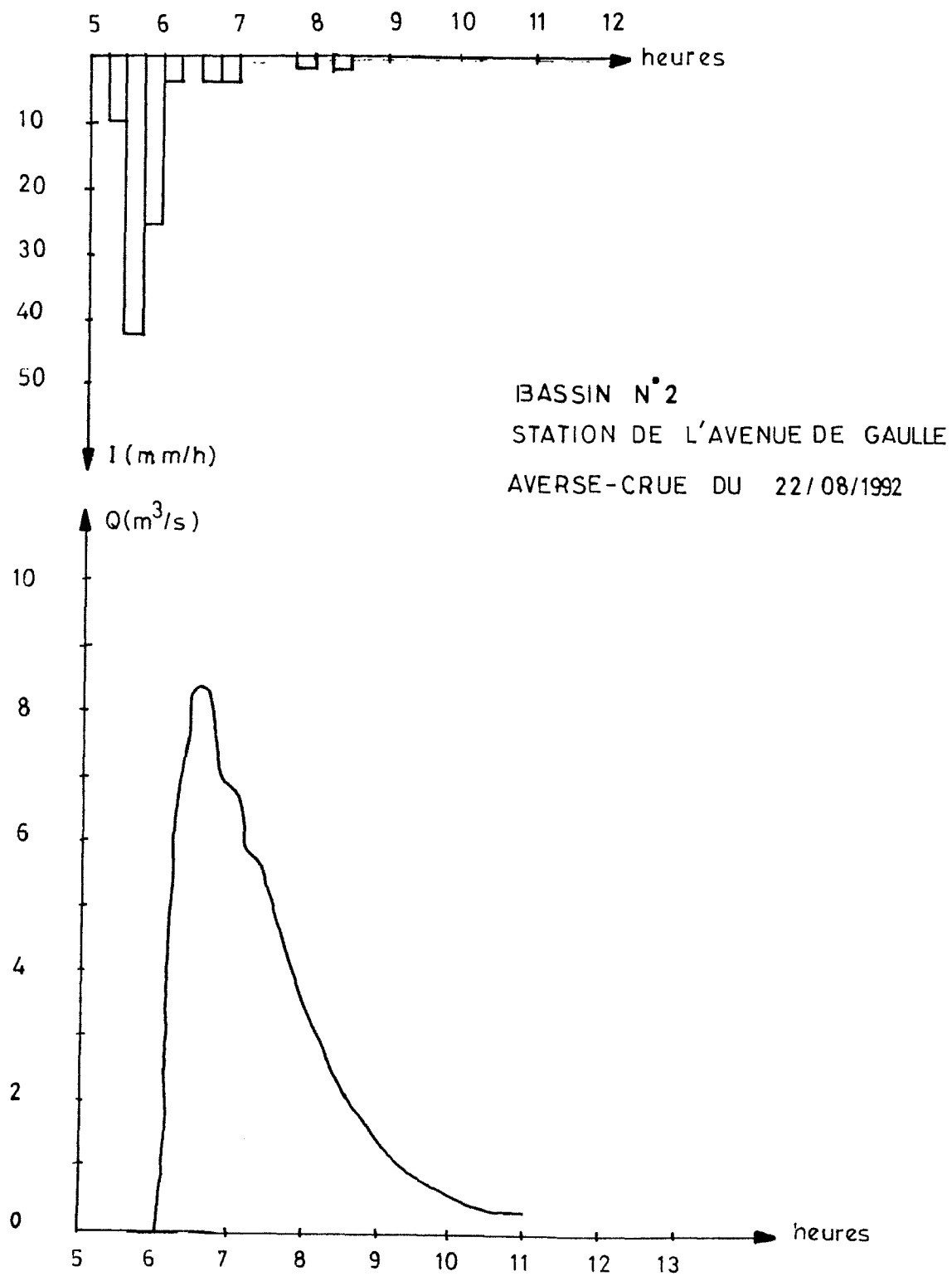
109

BASSIN N°2
STATION DE L AVENUE DE GAULLE
AVERSE-CRUE DU 16/08/1992

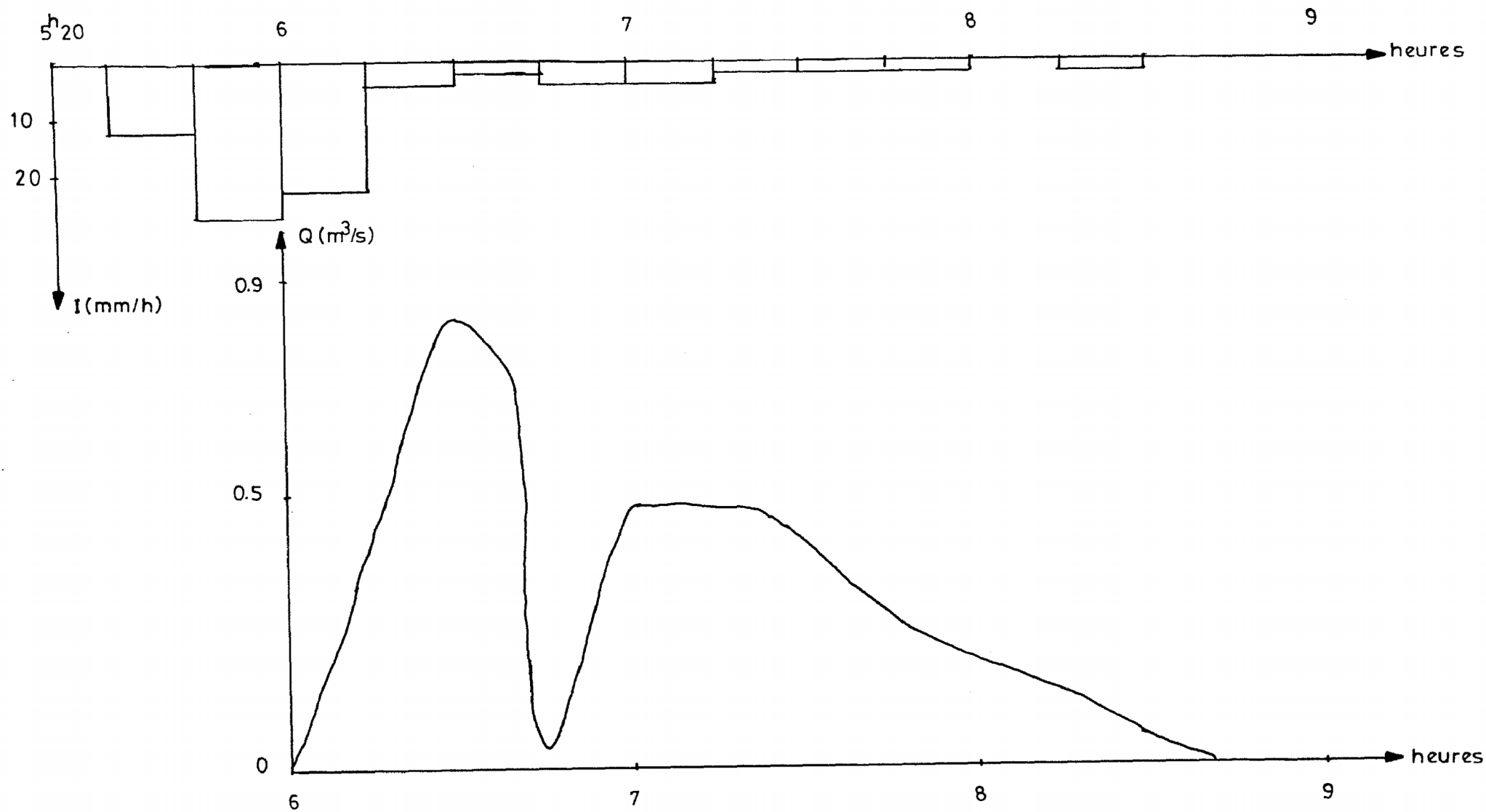


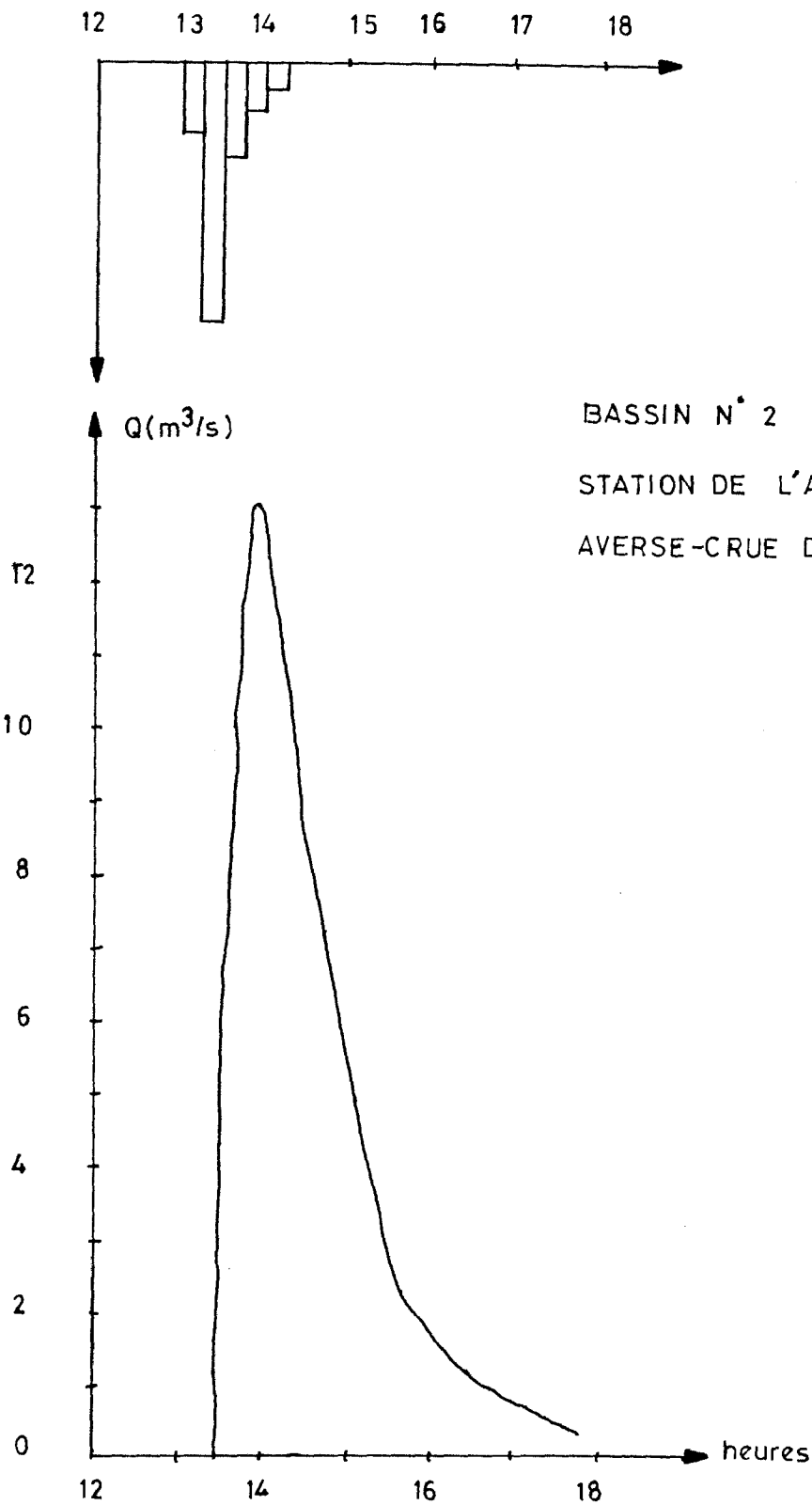






BASSIN N°1
STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE
AVERSE-CRUE DU 22/08/1992

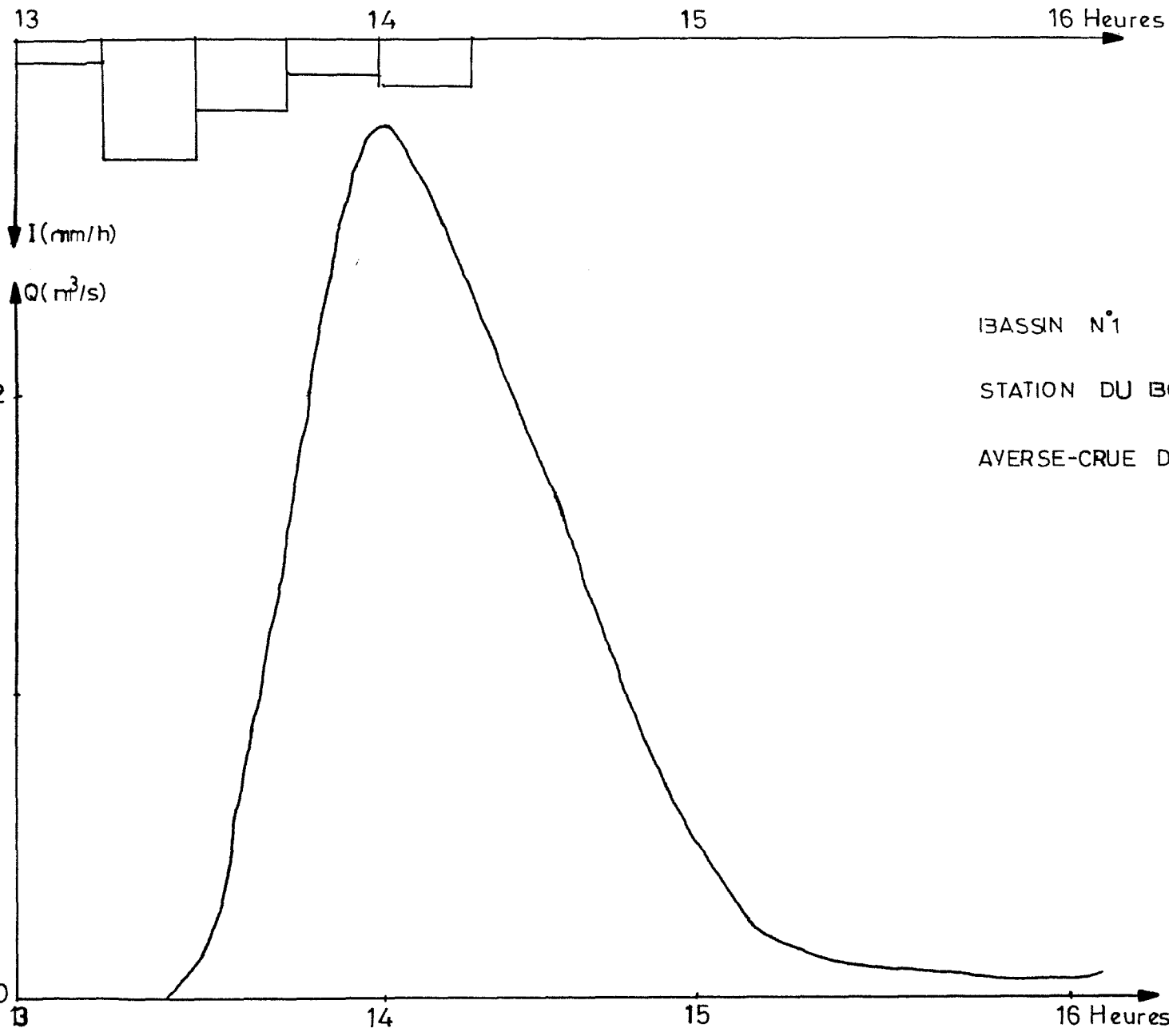




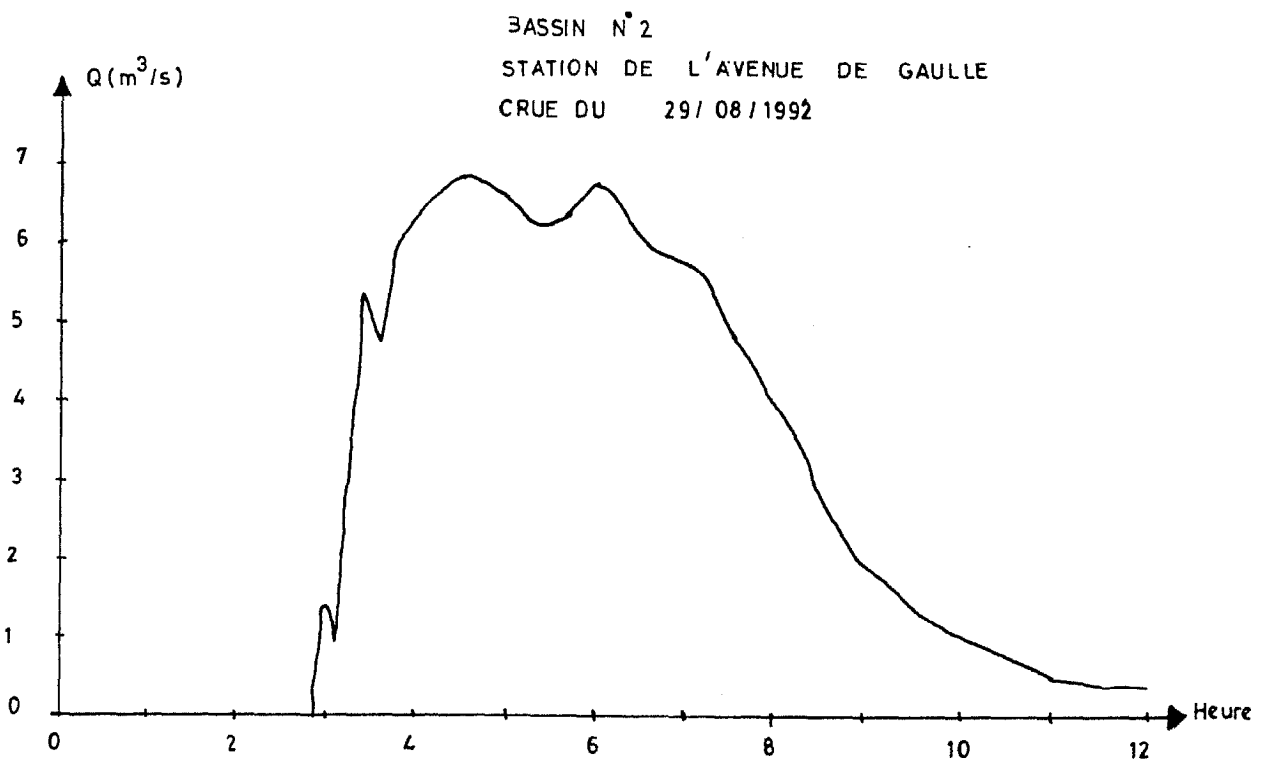
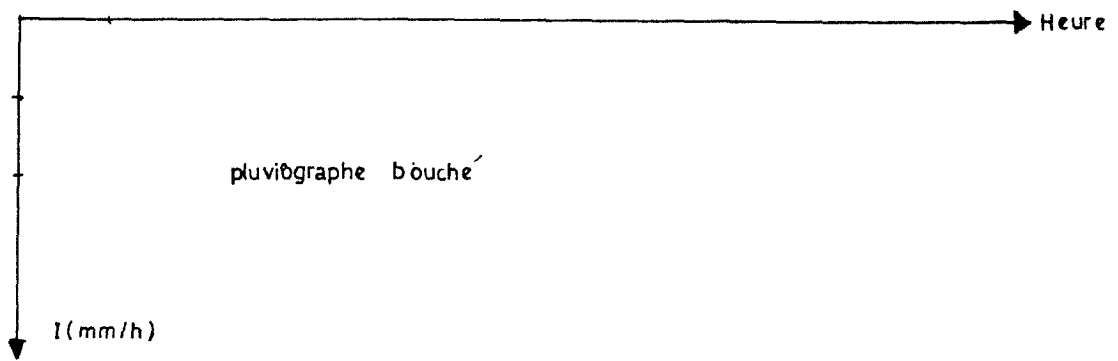
BASSIN N° 2

STATION DE L'AVENUE DE GAULLE

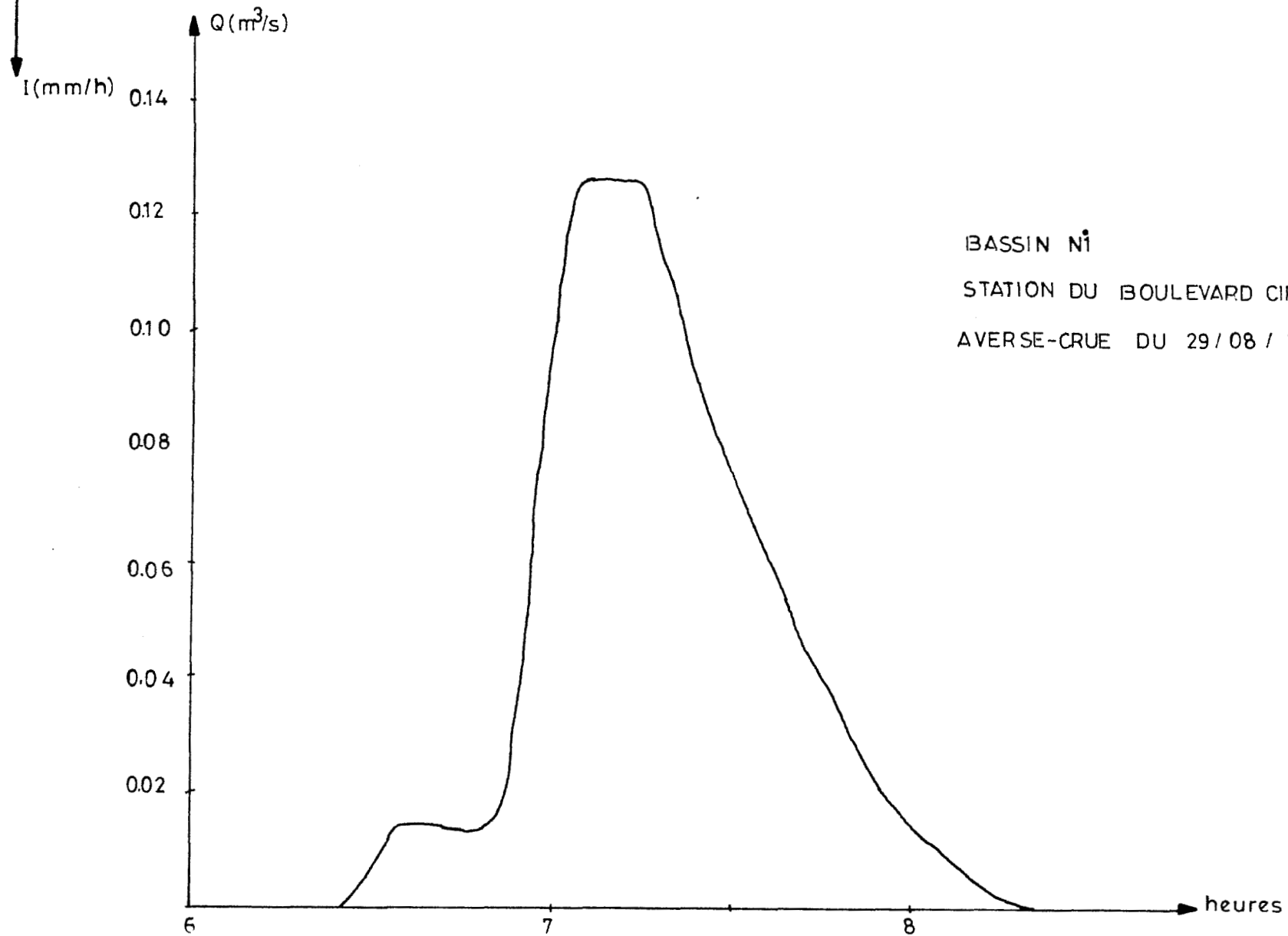
AVERSE-CRUE DU 28/08/1992



BASSIN N°1
STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE
AVERSE-CRUE DU 28/08/1992

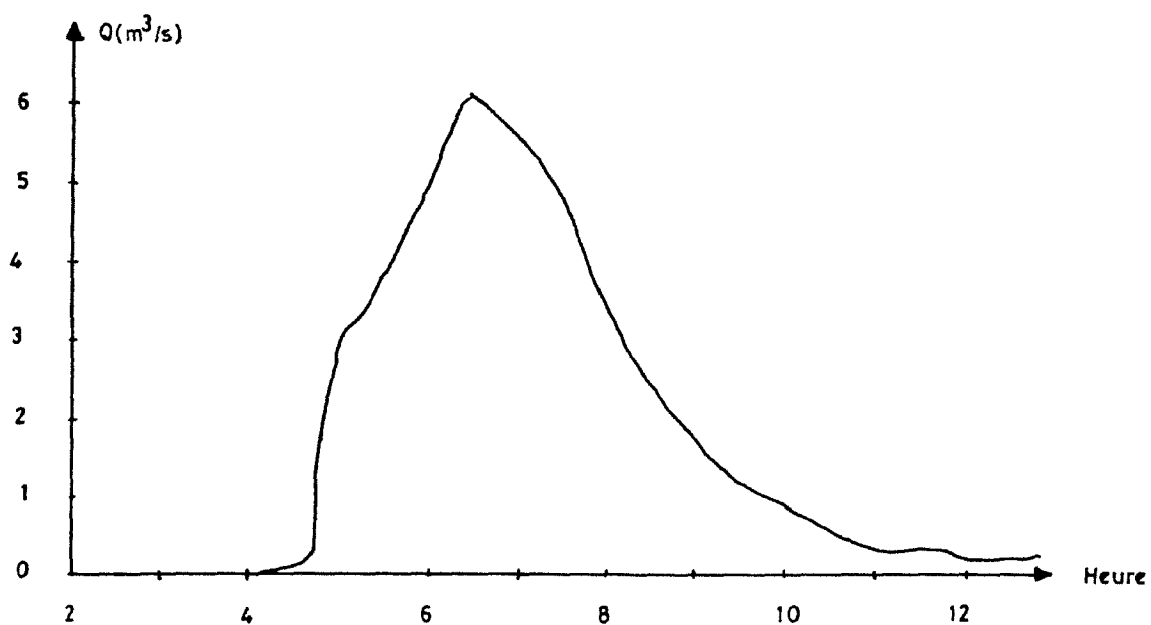
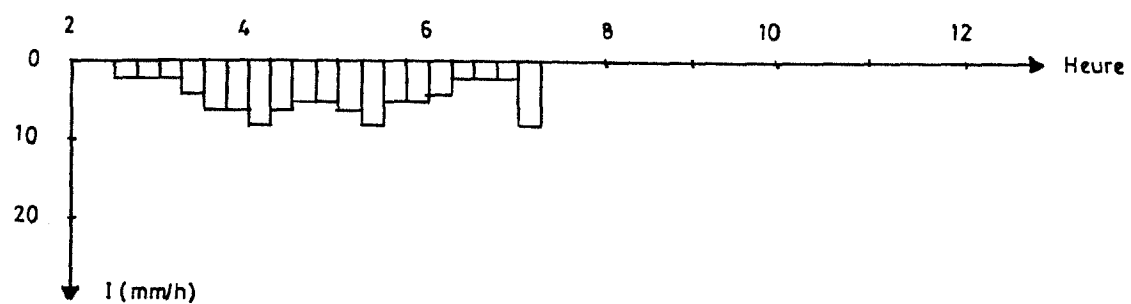


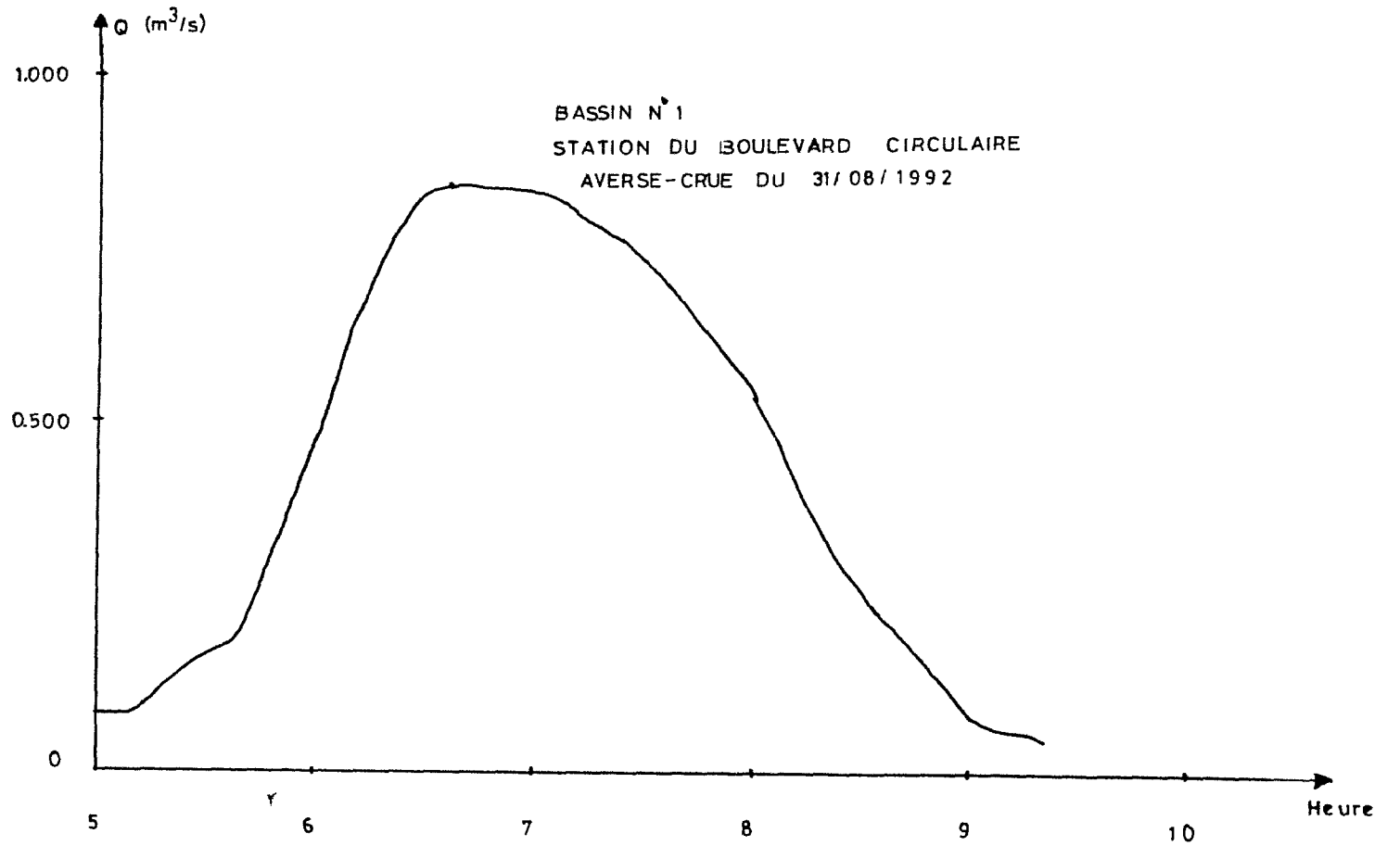
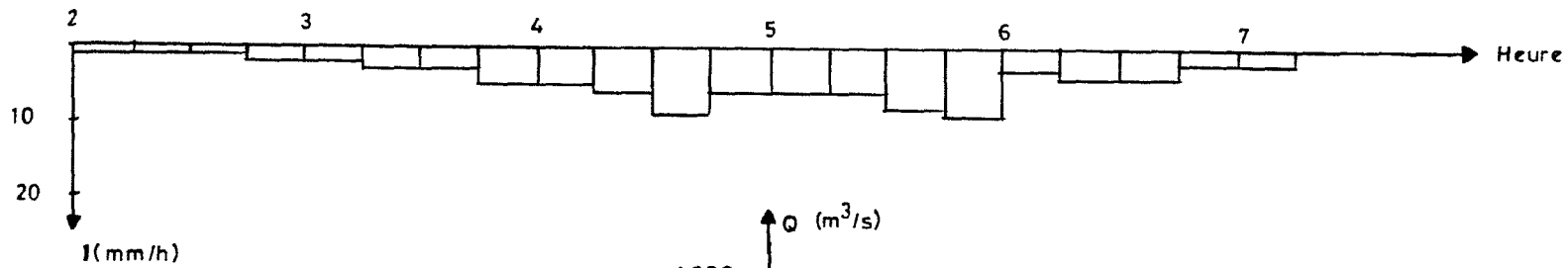
h 5^h30 6 7 8 heures



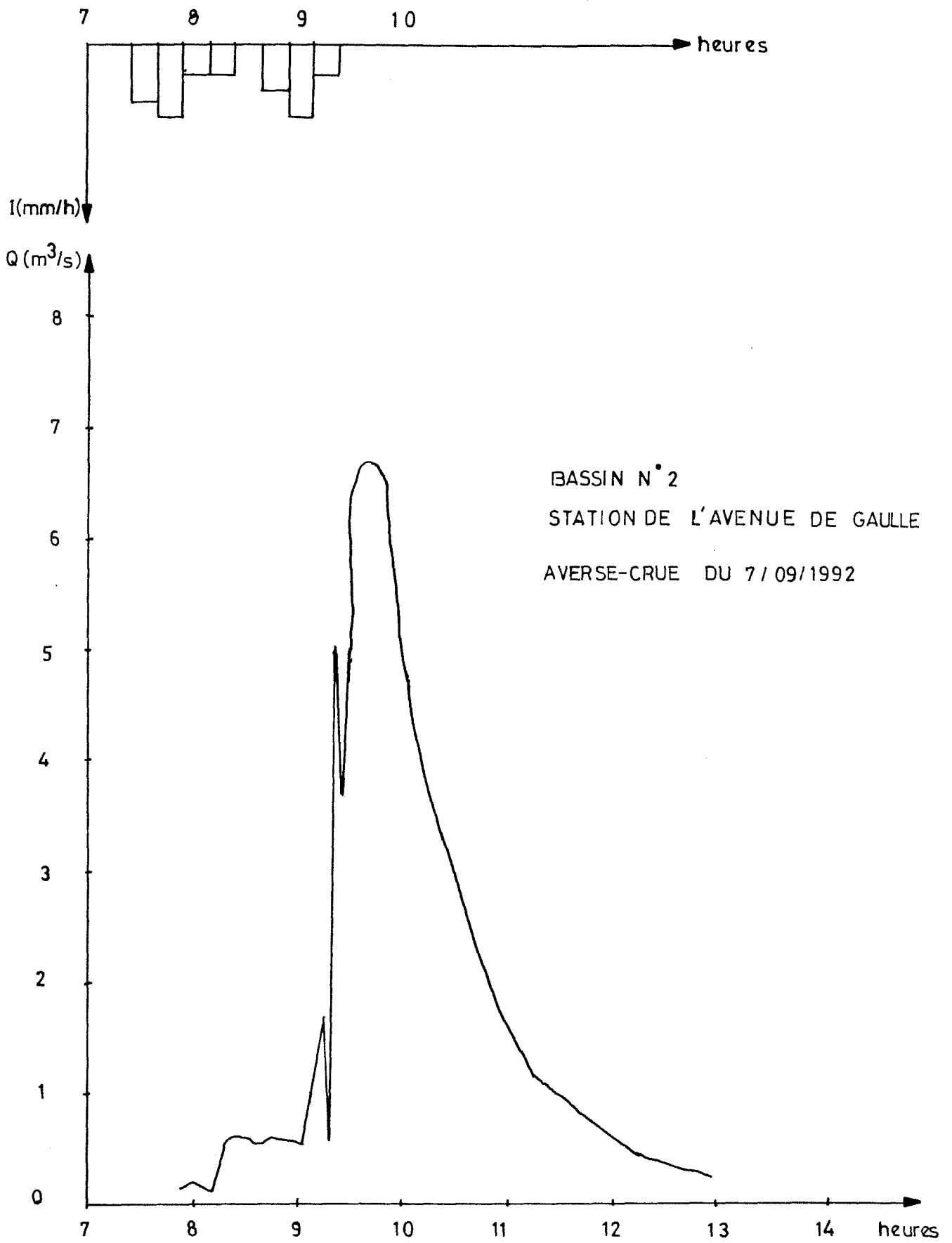
BASSIN N°1
STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE
AVERSE-CRUE DU 29/08/1992

BASSIN N°2
STATION DE L'AVENUE DE GAULLE
AVERSE-CRUE DU 31/08/1992

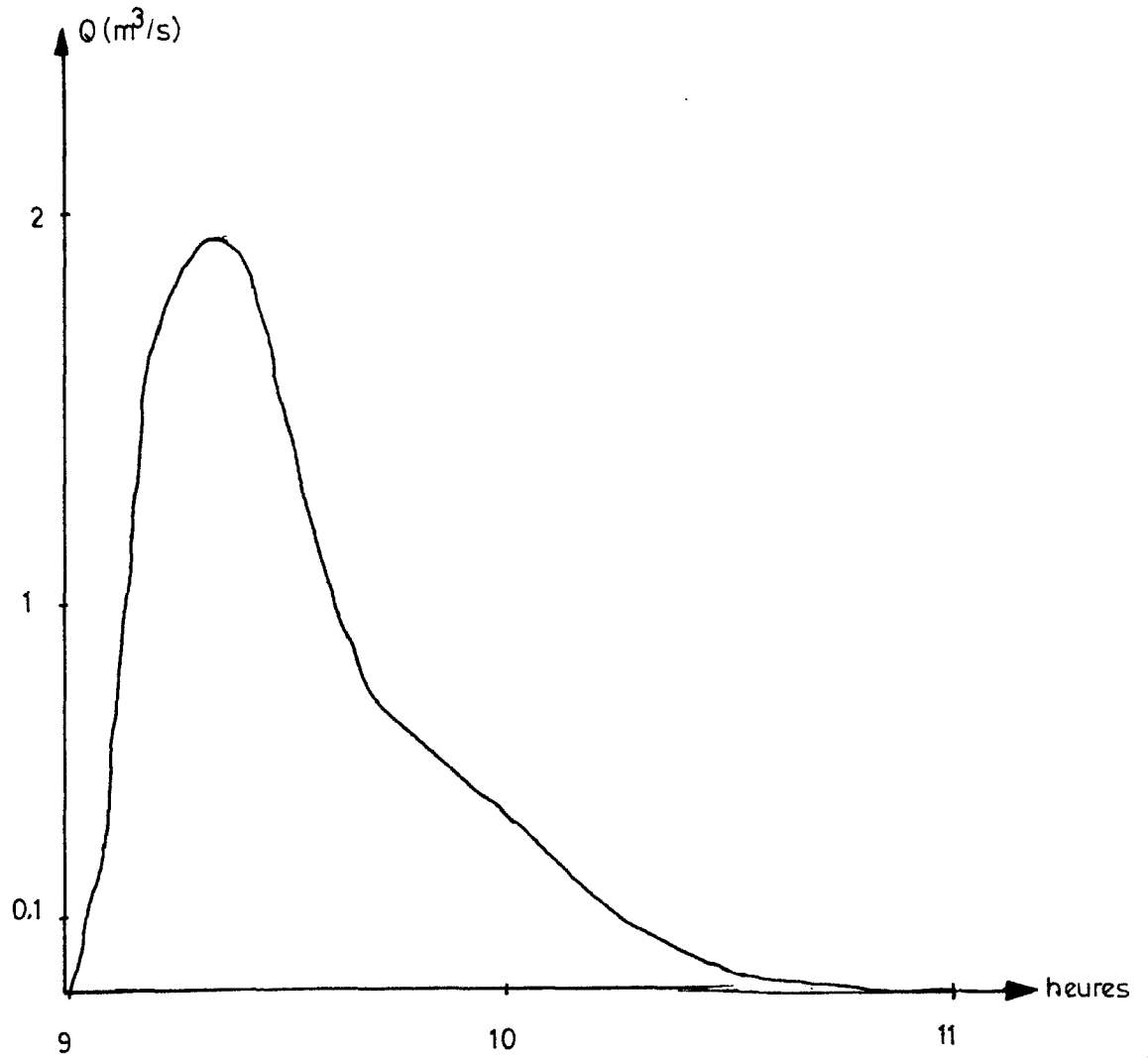
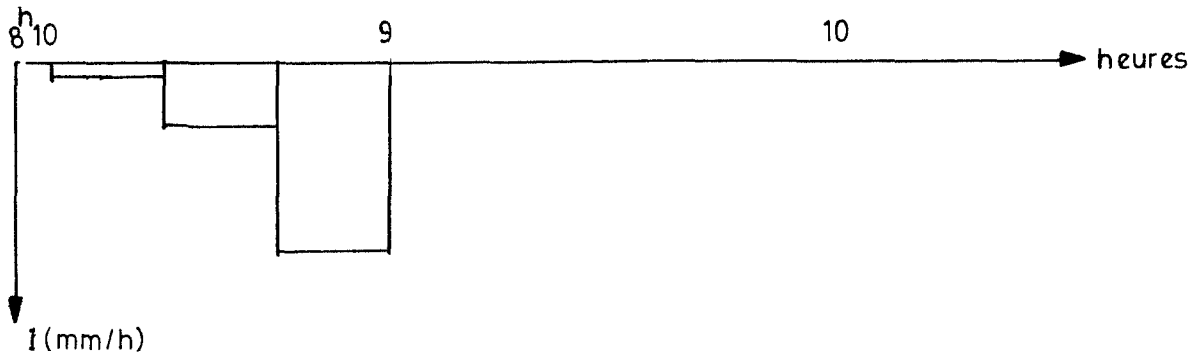


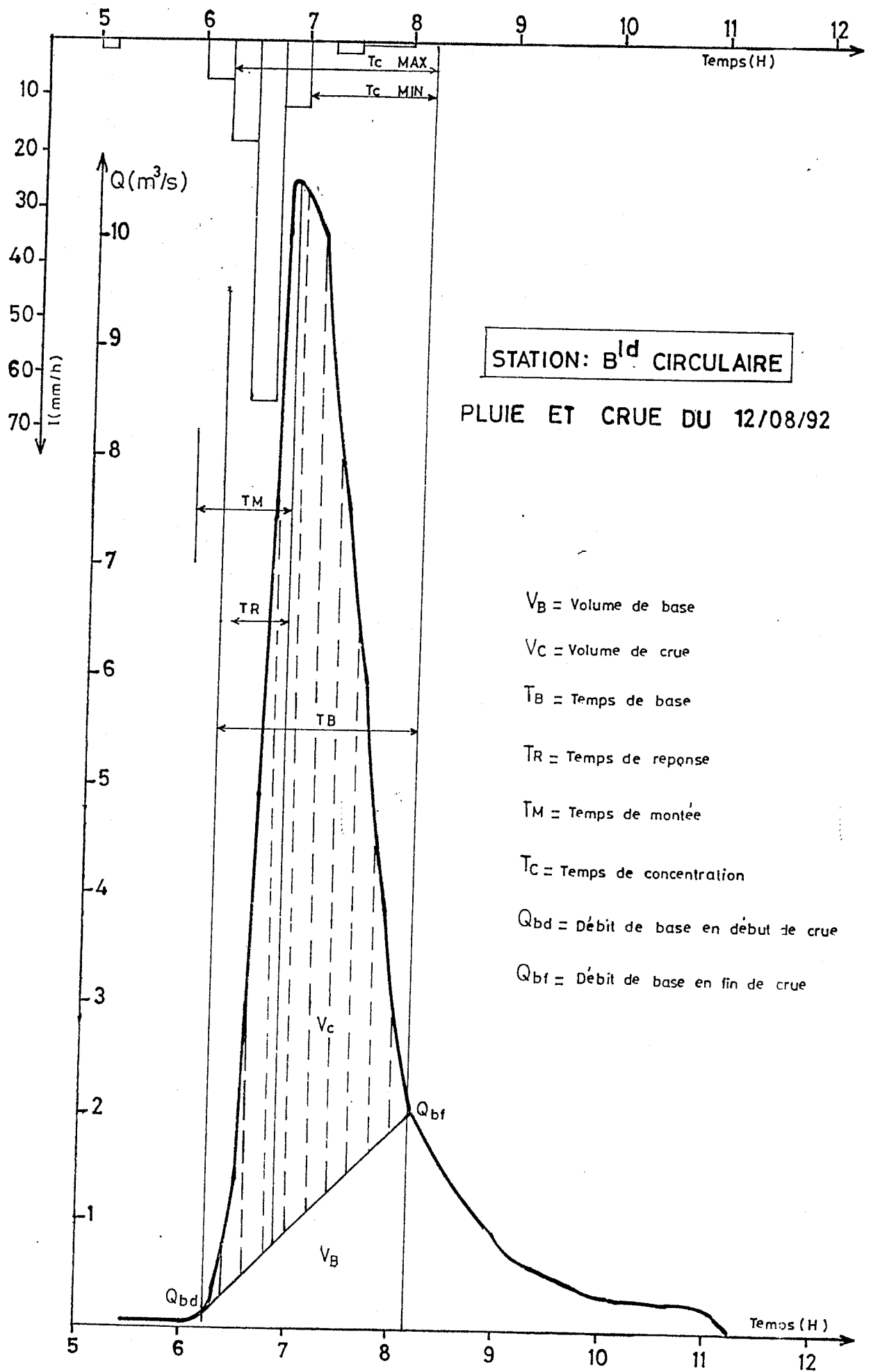


120



BASSIN N°1
STATION DU BOULEVARD CIRCULAIRE
AVERSE-CRUE DU 07/09/1992





STATION: B^{ld} CIRCULAIRE

PLUIE ET CRUE DU 12/08/92

- V_B = Volume de base
- V_C = Volume de crue
- T_B = Temps de base
- T_R = Temps de reponse
- T_M = Temps de montée
- T_C = Temps de concentration
- Q_{bd} = Débit de base en début de crue
- Q_{bf} = Débit de base en fin de crue

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **Aldegheri M., 1979** : Mesure des débits à partir des vitesses. Manuel d'hydrométrie, Tome IV. Initiation. Documentation Technique n° 41. Paris ORSTOM. 313 pages.

2. **Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1978** : Evacuation des eaux pluviales et urbaines. Paris. 166 pages.

3. **Babou B., 1990** : La situation de l'assainissement urbain à Ouagadougou. De la parcelle à la ville, de la population aux services institutionnels. Discontinuité dans la pratique d'assainissement. Paris. Laboratoire de la Théorie des Mutations Urbaines (T.M.U.). Institut Français d'Urbanisme. 188 pages.

4. **Bouvier C., 1990** : Analyse et modélisation des écoulements en milieu urbain africain. Paris. ORSTOM. 313 pages.

5. **Bouvier C., Desbordes M., 1990** : Un modèle de ruissellement urbain pour les villes d'Afrique de l'Ouest. In Hydrologie Continentale, vol. 5 n°2. ORSTOM. Paris. PP 77-86

6. **Champoux A., Toutant C., 1988** : Eléments d'hydrologie. Quebec. « Le Griffon d'Argile ». 262 pages.

7. **Chuzeville B., Egrot B., 1992** : Du classique à l'alternatif, nouvelle approche de l'assainissement pluvial en zone urbaine dans une grande ville africaine. In « Bulletin de Liaison du C.I.E.H. », n°89. Ouagadougou. PP12-19.

8. **Chuzeville B., 1990** : Hydrologie tropicale et appliquée en Afrique subsaharienne. Ministère de la Coopération et du Développement. Paris. 275 pages.

9. **C.I.E.H., 1991** : Assainissement pluvial du quartier Colma (Bobo-Dioulasso). Rapport final. Ouagadougou. 14 pages.

10. C.I.E.H., 1984 : Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain. Aspects techniques. Ouagadougou. 338 pages.

11. C.I.E.H., 1985 : Séminaire international sur l'assainissement urbain en Afrique de l'Ouest et du Centre. Communications. Niamey, 20 au 25 Mai 1985.

Communications :

- Herz R. : L'évacuation des eaux pluviales urbaines par les bassins de rétention et d'infiltration. PP 110-123.

- Heberling G. : Urbanismes et évacuation des eaux pluviales urbaines. PP123-137.

12. Dubreuil P., 1974 : Initiation à l'analyse hydrologique (dix exercices suivis de corrigés). Paris. Masson & C^{ie}

13. Gabelle F., Ngonina G. A., Kane A., Ouédraogo Z., 1993 : Projet d'amélioration des conditions de vie urbaines. Volet Eaux Pluviales. Diagnostic des problèmes existants. C.I.E.H., G.T.A.H. 25 pages.

14. Galabert G. Millogo E., 1972 : Indice d'érosion par la pluie en Haute-Volta. CTFT. Ministère de l'Agriculture, de l'Élevage et des Eaux et Forêts. 57 pages.

15. Gathelier R. et Hoepffner, 1978 : Etude hydrologique de bassins urbains à Niamey. Campagne 1978. C.I.E.H. / ORSTOM / Ministère des Mines et de l'Hydraulique. 10 pages.

16. Gilbert F., Paturel J.E., Triboulet J.P. : 1988 : Etude hydrologique du marigot de Zogona : détermination de la crue décennale aux sections caractéristiques. Ouagadougou. C.I.E.H. / Ministère de l'Eau, D.E.P. 57 pages.

17. Henri A. et al, 1976 : Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris. Eyrolles. 259 pages.

18. Hydroplus n° 34, 1993 : Maitriser les eaux pluviales. PP 22-27.

19. Institut National de la Statistique et de la Démographie, 1991 : Politique de population au Burkina Faso. Conseil National de la Population. pages.

20. José L., 1985 : Hydrologie générale : Principes et applications. Québec. Gaëtan Morin. 487 pages.

21. Lahaye J.P., Puech C., 1985 : Quelques références sur le ruissellement urbain en Afrique. C.I.E.H. 17 pages.

22. Lahaye J.P., 1977 : Etudes des hauteurs de pluies exceptionnelles en un et plusieurs jours consécutifs. In « Bulletin du C.I.E.H. » n° 30-31.

23. Lamachère J.M., 1984 : Etudes hydrologiques des plaines de Niéna-Donkélé et Foullasso-Lelasso. Rapport définitif. Tome 8. 387 pages.

24. Le Barbé L., 1982 : Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou. Cahiers de l'ORSTOM, série Hydrologie. Vol. XIX n°3. 68 pages.

25. Le Barbé L., 1980 : Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. Rapport général.

Tome 1 : Les données de base. 177 pages.

Tome 2 : L'interprétation des données. 117 pages.

Tome 3 : Photographies aériennes et plans.

Centre ORSTOM de ouagadougou. Section Hydrologie.

26. Ministère de l'Eau - O.N.E.A., 1991 : Plan stratégique d'assainissement de la ville de Ouagadougou. Rapport sur l'étude des sols. 10 pages.

27. Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer. Service Technique de l'Urbanisme, 1989 : Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales urbaines. Paris. La documentation française. 349 pages.

28. Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports. Délégation aux Techniques de l'Aménagement. Service Technique de l'Urbanisme, 1986 : Méthodes d'estimation de l'imperméabilisation. Paris. 49 pages.

29. Morel A L'Huissier A., 1992 : Projet d'aménagement de l'environnement urbain et de l'assainissement de la ville de Conakry (PADEULAC). République de Guinée. Paris. 75 pages.

30. Organisation Météorologique Mondiale, 1981 : Guide des pratiques hydrologiques. Volume 1 : Acquisition et traitement des données. OMM. n° 168. Genève.

31. Raous P., 1983 : Les techniques de contrôle du ruissellement pluvial urbain en amont des réseaux d'assainissement. Montpellier. Laboratoire d'Hydrologie Mathématique. Ministère de l'Urbanisme et du Logement. 317 pages.

32. Roche M., 1963 : Hydrologie de surface. Paris. Gauthier Villars / ORSTOM. 429 pages.

33. Rodier J., Ribstein P., 1988 : Estimation des caractéristiques de la crue décennale pour les petits bassins versants du sahel couvrant 1 à 10 km². Montpellier. ORSTOM. pages.

34. Rogotho H., 1993 : Complément d'inventaire des forages et éléments de synthèse hydrogéologique de l'agglomération de Ouagadougou. Mémoire de fin d'études. Université de Ouagadougou. 47 pages.

35. Sanou D.C., 1981 : Etude comparative entre une parcelle pourvue de bourrelets anti-érosives et des parcelles traditionnelles à Sirgui (kaya): Introduction aux problèmes de dynamique érosive. Mémoire de Géographie. Université de Ouagadougou. 102 pages.

36. Sanou D.C., 1984 : Quelques problèmes de dynamique actuelle : l'érosion des sols dans la région de Bobo-Dioulasso. Strasbourg. Université Louis Pasteur. U.E.R. de Géographie. Thèse de 3^e cycle. 248 pages.

37. Sanou D.C., 1989 : Ruissellement et érosion sur petits bassins versants : le cas de Imiga / Tibin. Ouagadougou. MESSRS / INSHUS / Ministère de l'eau - ONPF - DEP. 61 pages.

38. Sighomnou D., 1986 : Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique tropicale, cas de Yopougon (Côte d'Ivoire). Thèse Doctorat 3^e cycle. Université des Sciences et Techniques du Languedoc. 245 pages.

39. Traoré A., 1991 : Erosion et lutte anti-érosive sur parcelles de culture dans la région de Bidi (Burkina Faso). Mémoire de Géographie. Université de Ouagadougou. 123 pages.

40. U.A.D.E. / O.I.Eau, 1993 : Problématique de l'assainissement urbain en Afrique et éléments de réflexion sur une stratégie. Rapport final. Premier volume. Ministère français de la Coopération. 28 pages.

TABLE DES MATIERES

<i>AVANT-PROPOS</i>	<u>1</u>
<i>RESUME ET MOTS CLES</i>	<u>4</u>
<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	<u>5</u>
<i>METHODOLOGIE</i>	<u>8</u>

PREMIERE PARTIE : FAISABILITE DES TECHNIQUES DE STOCKAGE SUR L'ESPACE DU BASSIN VERSANT 13

CHAPITRE I : TECHNIQUE DES BASSINS DE STOCKAGE EN ASSAINISSEMENT

<i>ALTERNATIF</i>	<u>14</u>
I.1 Définition et description des bassins de stockage	<u>14</u>
I.2 Conditions et facteurs d'implantation des ouvrages	<u>16</u>
I.2.1 Conditions et facteurs physiques	<u>16</u>
I.2.2 Facteurs urbanistiques	<u>19</u>

CHAPITRE II : FACTEURS PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT 20

II.1 Situation et limites	<u>20</u>
II.2 Contexte géologiques et pédologiques	<u>21</u>
II.2.1 Géologie du bassin versant	<u>21</u>
II.2.2 Hydrodynamique des sols nus	<u>25</u>
II.3 Paramètres géométriques	<u>28</u>
II.3.1 Topographie du bassin versant	<u>28</u>
II.3.2 Indice de compacité	<u>29</u>
II.4 Réseau hydrographique	<u>30</u>
II.4.1 Le lit naturel du cours	<u>30</u>
II.4.2 Ouvrages de drainage artificiel et diagnostic de son fonctionnement	<u>31</u>

CHAPITRE III : L'URBANISATION DU BASSIN VERSANT 34

III.1 Evolution de l'urbanisation	<u>34</u>
III.2 Urbanisation actuelle	<u>35</u>
III.2.1 Typologie de l'urbanisation	<u>35</u>
III.2.2 Répartition des états de surface	<u>37</u>

CHAPITRE IV : IMPACT DE L'URBANISATION SUR LA DYNAMIQUE DU MILIEU

<i>PHYSIQUE</i>	<u>42</u>
IV.1 Augmentation quantitative des débits d'écoulement	<u>42</u>
IV.2 Intensification des phénomènes d'érosion	<u>43</u>
IV.2.1 Erosion hydrique	<u>43</u>
IV.2.2 Erosion due aux actions anthropiques	<u>46</u>

CONCLUSION PARTIELLE : Quels choix technique pour le bassin versant ? 49

DEUXIEME PARTIE : CAMPAGNE DE MESURES

HYDROPLUVIOMETRIQUES : RESULTATS ET ANALYSE _____ 52

CHAPITRE V : DEROULEMENT DE LA CAMPAGNE DE MESURE _____ 52

V.1 Equipement du bassin versant _____	52
V.1.1 Postes pluviométriques _____	52
V.1.2 Stations hydrométriques _____	54
V.2 Mode de gestion des stations _____	57
V.2.1 La pluviométrie _____	57
V.2.2 L'hydrométrie _____	57

CHAPITRE VI : CRITIQUES SUR LA QUALITE DES DONNEES RECUEILLIES _____ 61

VI.1 Données pluviométriques _____	61
VI.2 Données hydrométriques _____	62

CHAPITRE VII : TRAITEMENT DES DONNEES DE BASE _____ 66

VII.1 Dépouillement des données brutes recueillies _____	66
VII.1.1 Données pluviométriques _____	66
VII.1.1.1 Pluies moyennes journalières et coefficients d'abattement _____	66
VII.1.1.2 Relevés pluviométriques intégraux _____	68
VII.1.2 Données hydrométriques _____	69
VII.1.2.1 Dépouillement des jaugeages _____	69
VII.1.2.2 Etalonnage des stations de mesures _____	70
VII.1.2.3 Dépouillement des limnigrammes _____	72
VII.2 Caractéristiques des épisodes averses-crués _____	72
VII.2.1 Sélection des épisodes averses-crués _____	72
VII.2.2 Détermination des caractéristiques globales des événements averses-crués _____	73

CHAPITRE VIII : CALCUL DE L'INDICE D'EROSION DE WISCHMEIER _____ 77

VIII.1 Méthode de calcul _____	77
VIII.2 Résultats et analyse _____	78

CHAPITRE IX : MODELISATION DU RUISSELLEMENT _____ 81

IX.1 Défaillance du logiciel TERESA _____	81
IX.2 Détermination du débit de pointe décennal par la méthode rationnelle _____	81
IX.2.1 Q10 ans dans les conditions d'urbanisation de 1992 _____	81
IX.2.2 Q10ans dans les conditions d'urbanisation du future _____	84
IX.3 Comparaison des résultats avec ceux de l'étude du C.I.E.H sur le marigot de Zogona _____	85

CONCLUSION GENERALE _____ 88

ANNEXES _____ 90

BIBLIOGRAPHIE _____ 124

TABLE DES MATIERES _____ 129

LISTE DES TABLEAUX _____ 131

LISTE DES FIGURES _____ 133

LISTE DES PHOTOS _____ 133

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° 1	: Capacité de percolation des formations de cuirasse	22
Tableau n° 2	: Coefficients de ruissellement (%) mesurés sur parcelles à Ouagadougou	25
Tableau n° 3	: Pluies d'imbibition mesurées sur sols sablo-argileux (pertes initiales)	27
Tableau n° 4	: Intensités d'infiltration mesurées après apparition du régime permanent sur sols nus sablo-argileux (pertes continues)	27
Tableau n° 5	: Caractéristiques topographiques du bassin versant	29
Tableau n° 6	: Superficies, périmètres et indice de compacité du bassin versant	30
Tableau n° 7	: Caractéristiques topographiques du bassin versant	32
Tableau n° 8	: Répartition des types d'urbanisation du bassin versant	37
Tableau n° 9	: Types d'habitat T1 : Proportion des surfaces élémentaires du bassin versant	39
Tableau n° 10	: Types d'habitat T2 : proportion de surfaces élémentaires par bassin versant	39
Tableau n° 11a	: Types d'habitat T3 : proportion des surfaces élémentaires par zones-échantillon	40
Tableau n° 11b	: Types d'habitat T3 : proportion des surfaces élémentaires par bassin versant	40
Tableau n° 12	: Répartition des surfaces élémentaires du bassin versant en 1992	40
Tableau n° 13	: Proportion des surfaces élémentaires de types T3 à occupation complète saturée	41
Tableau n° 14	: Répartition des surfaces élémentaires pour l'ensemble du bassin versant au stade d'occupation complète (horizon 2010)	41
Tableau n° 15	: Equipement pluviométrique	54
Tableau n° 16	: Equipement hydrométrique	55
Tableau n° 17a	: Pluviométrie journalière - Juillet 1992	58
Tableau n° 17b	: Pluviométrie journalière - Août 1992	59
Tableau n° 17c	: Pluviométrie journalière - Septembre 1992	60
Tableau n° 18	: Coefficients de Thiessen	67
Tableau n° 19	: Pluies moyennes journalières et coefficients d'abattement	68

Tableau n° 20 :	Station de l'avenue De GAULLE : liste chronologique des jaugeages	69
Tableau n° 21 :	Station du boulevard circulaire : liste chronologique des jaugeages	70
Tableau n° 22 :	Barème d'étalonnage à la station du boulevard circulaire	71
Tableau n° 23 :	Barème d'étalonnage à la station du boulevard DE GAULLE	71
Tableau n° 24 :	Liste des principaux épisodes pluvieux : pmj et coefficient d'abattement	72
Tableau n°25a:	Paramètres hydrométriques des épisodes averses-crués du bassin versant II	76
Tableau n°25b:	Paramètres hydrométriques des épisodes averses-crués du bassin versant I	76
Tableau n°26 :	Pluie journalière et indice d'agressivité	78
Tableau n° 27 :	Pluies moyennes, indices d'érosion et crués	78
Tableau n° 28 :	Coefficients unitaires de ruissellement	83
Tableau n° 29 :	Calcul du coefficient de ruissellement de 1992 sur le bassin I	84
Tableau n° 30 :	Calcul du coefficient de ruissellement du bassin I dans les conditions d'urbanisation future	85
Tableau n° 31 :	Cactéristiques géométriques des bassins	85
Tableau n°32 :	Caractéristiques pluviométriques des bassins I et de Zogona	86
Tableau n° 33 :	Coefficients de ruissellement et débits décennaux des bassins I et de Zogona	86
Tableau n°34 :	Débits comparatives des bassins	86

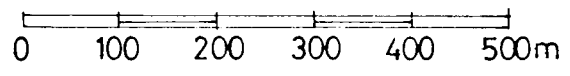
LISTE DES FIGURES

Figure n°1 : Bassin de stockage et buse d'entrée	17
Figure n°2 : Coupe géologique O-E de Ouagadougou	23
Figure n°3 : Profil en long du cours d'eau	
Figure n°4 : Dispositif de mesure expérimentale sur ravine	45
Figure n°5 : Stations hydrométriques au pont du boulevard Charles de GAULLE	63
Figure n° 6 : Quelques paramètres caractéristiques des événements averses-crues	74

LISTE DES PHOTOS

Photo n°1 : Enlèvement de sable	47
Photo n°2 : Mise en tas du sable	47
Photo n°3 : Décollement de berge	47
Photo n°4 et n°5 : Dissection du lit du marigot	48
Photo n°6 et n°7 : Equipement pluviométrique	53
Photo n°8 : Section aval du pont du boulevard Charles de GAULLE	56

CARTE N° 1 BASSIN VERSANT
 DU MARIGOT DE WEMTENGA
 Situation et Equipement
 Hydropluvimetrique



LEGENDE

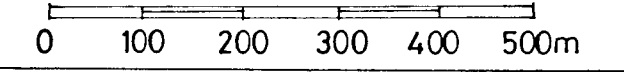
- Polygones de Thiessen
- I Numero de Bassin
- Station Hydrometrique
- Pluviographe
- Pluviometre
- Avenue à 2 voies
- Rue
- Marigot
- Limite de bassin versant
- Parcelle
- Carrière d argile
- Canniveaux







CARTE N° 2

BASSIN VERSANT DU MARIGOT DE WEMTENGA

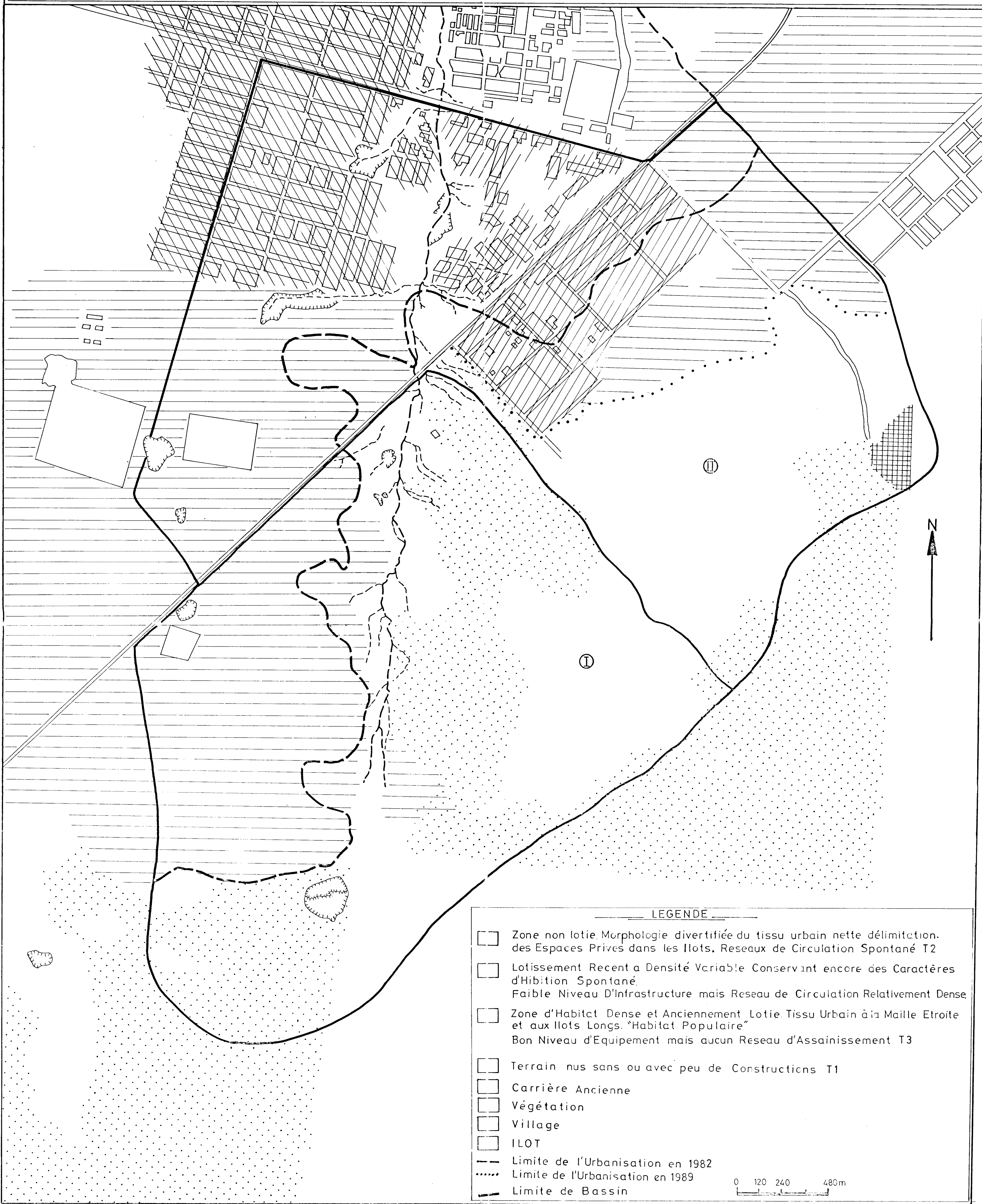
RESEAU HYDROGRAPHIQUE ET ZONES D'EROSION



— LEGENDE —

-  Axe de drainage avec erosion intense et croissante
-  Axe de drainage simple (erosion minime ou inexistante.
-  Zone inondable à eau pluviale stagnante
-  Zone inondable a eau pluviale ruisselante.
- § Sites potentiels de bassins de retenue
- RA Reserve Administrative





LEGENDE

- Zone non lotie Morphologie divertifiée du tissu urbain nette délimitation des Espaces Privés dans les Ilots. Réseaux de Circulation Spontané T2
- Lotissement Recent a Densité Variable Conservant encore des Caractères d'Hibition Spontané. Faible Niveau D'Infrastructure mais Réseau de Circulation Relativement Dense
- Zone d'Habitat Dense et Anciennement Lotie. Tissu Urbain à la Maille Etroite et aux Ilots Longs. "Habitat Populaire" Bon Niveau d'Equipement mais aucun Réseau d'Assainissement T3
- Terrain nus sans ou avec peu de Constructions T1
- Carrière Ancienne
- Végétation
- Village
- ILOT
- Limite de l'Urbanisation en 1982
- Limite de l'Urbanisation en 1989
- Limite de Bassin

0 120 240 480m

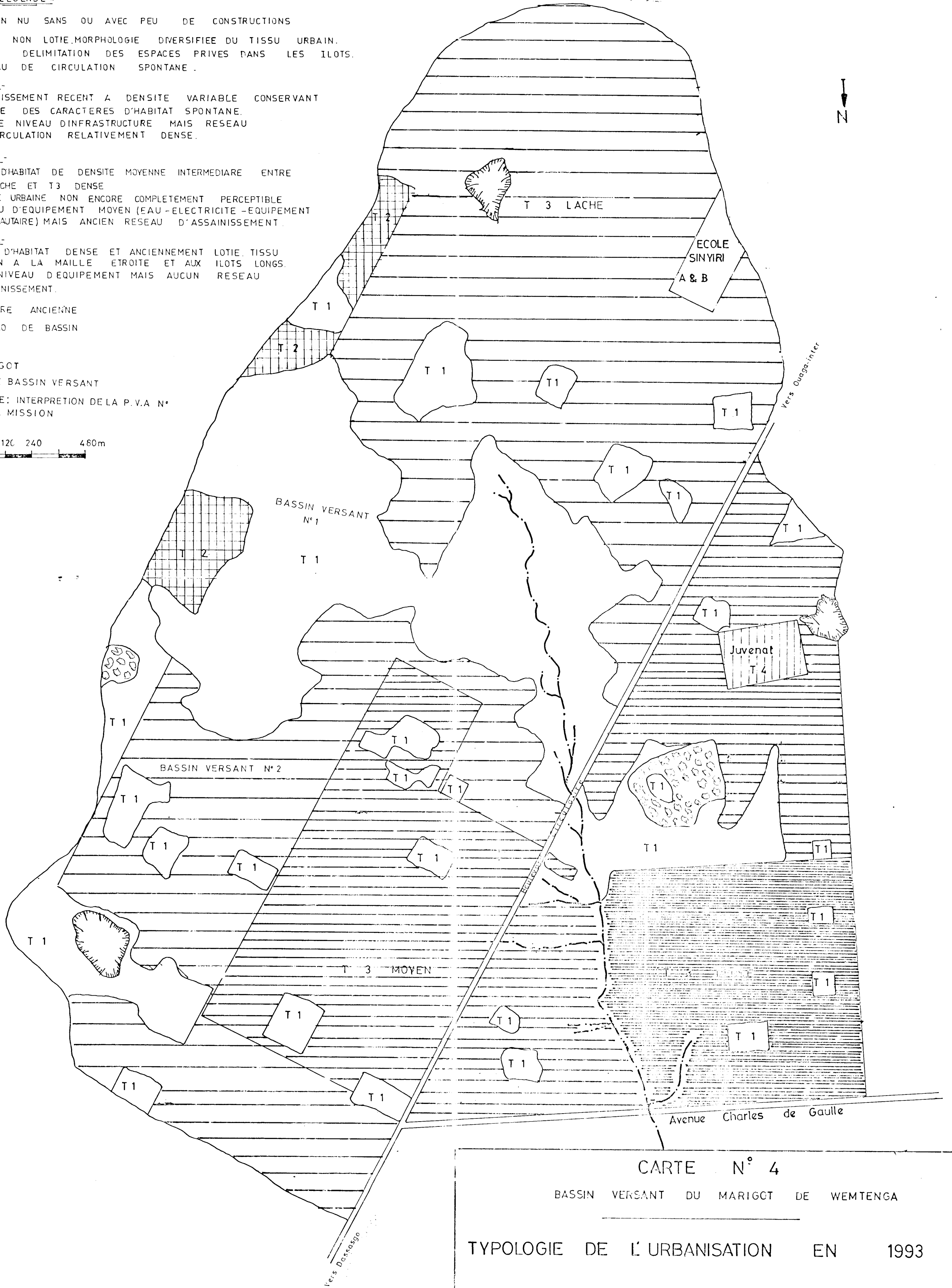
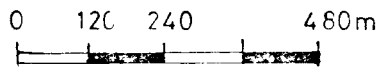
CARTE N° 4

BASSIN VERSANT DU MARIGOT DE WEMTENGA

TYPLOGIE DE L'URBANISATION EN 1993

- LEGENDE -

- T1** TERRAIN NU SANS OU AVEC PEU DE CONSTRUCTIONS
 - T2** ZONE NON LOTIE, MORPHOLOGIE DIVERSIFIEE DU TISSU URBAIN. NETTE DELIMITATION DES ESPACES PRIVES DANS LES ILOTS. RESEAU DE CIRCULATION SPONTANE.
 - T3** **-LACHE-**
A LOTISSEMENT RECENT A DENSITE VARIABLE CONSERVANT ENCORE DES CARACTERES D'HABITAT SPONTANE. FAIBLE NIVEAU D'INFRASTRUCTURE MAIS RESEAU DE CIRCULATION RELATIVEMENT DENSE.
 - MOYEN-**
ZONE D'HABITAT DE DENSITE MOYENNE INTERMEDIARE ENTRE T3 LACHE ET T3 DENSE
MAILLE URBAINE NON ENCORE COMPLETEMENT PERCEPTIBLE NIVEAU D'EQUIPEMENT MOYEN (EAU - ELECTRICITE - EQUIPEMENT COMMUNAUTAIRE) MAIS ANCIEN RESEAU D'ASSAINISSEMENT.
 - DENSE-**
ZONE D'HABITAT DENSE ET ANCIENNEMENT LOTIE. TISSU URBAIN A LA MAILLE ETROITE ET AUX ILOTS LONGS. BON NIVEAU D'EQUIPEMENT MAIS AUCUN RESEAU D'ASSAINISSEMENT.
 - CARRIERE ANCIENNE
 - NUMERO DE BASSIN
 - BOIS
 - MARIGOT
 - LIMITE BASSIN VERSANT
- SOURCE: INTERPRETION DE LA P.V.A N° DE LA MISSION



CARTE N° 4

BASSIN VERSANT DU MARIGOT DE WEMTENGA

TYPLOGIE DE L'URBANISATION EN 1993