

Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou

Essai d'interprétation théorique

Recherche d'une méthode d'évaluation de la distribution des débits de pointes de crues à l'exutoire des bassins urbains

L. LE BARBE
Ingénieur Hydrologue à l'ORSTOM

RÉSUMÉ

D'abord l'auteur analyse de façon théorique le problème du dimensionnement des ouvrages d'assainissement en zone urbaine et propose une méthode pour l'estimation des débits de pointe de crues à l'exutoire des bassins urbains. Cette méthode nécessite la connaissance des données suivantes :

- a) *la distribution des durées des corps d'averses*
- b) *les formes types des corps d'averses de différentes durées*
- c) *la distribution des hauteurs des corps d'averses de différentes durées*
- d) *l'expression de l'hydrogramme instantané*
- e) *les fonctions « coefficients d'abattement »*
- f) *la relation pluie/lame ruisselée*

Ensuite l'auteur applique cette méthode sur les bassins de Ouagadougou où se sont déroulées des campagnes de mesure du ruissellement de 1977 à 1979. Il procède donc à une étude statistique des données pluviographiques des postes situés dans cette ville ; détermine les fonctions coefficients d'abattement, et pour le calcul de la lame ruisselée, ajuste un modèle semi-empirique faisant intervenir notamment le coefficient d'imperméabilisation du bassin, une fonction de la durée du corps d'averse, qui pourrait être la fonction de stockage superficiel de l'eau non infiltrée.

Le calcul de la distribution des débits maximaux de crues sur ces bassins urbains confirme ce qui était pressenti dans l'analyse théorique à savoir que du fait de la fréquence des averses de courte durée et de forte intensité, les formules employées classiquement sont inadaptées à la région de Ouagadougou.

Dans ces conclusions l'auteur après avoir insisté sur ce dernier point, souligne l'intérêt qu'il y aurait de procéder à des mesures complémentaires pour préciser le sens des paramètres et fonctions du modèle proposé pour le calcul de la lame ruisselée et partant permettre une extrapolation de la méthode sur d'autres bassins. Enfin il insiste sur le fait que le dimensionnement des ouvrages d'assainissement est aussi un problème économique et que ce serait donc une erreur de s'imposer a priori une fréquence pour le débit de projet sans tenir compte des coûts.

ABSTRACT : *Study of urban runoff at Ouagadougou (Upper-Volta). Attempt of theoretical interpretation. Research of an assessment method of the discharge peak flow distribution at the outlet of urban basins.*

In a first step, an analyse is carried out on a theoretical basis by the author on the design problem of water sanitation works in urban zone. A method is proposed for assessing the peak flow discharges at the outlet of urban catchments. This method requires the knowledge of following data :

- a) *storm body durations distribution*
- b) *type shapes of storm body for various durations*
- c) *storm body depths distribution for various durations*
- d) *instantaneous hydrograph representation*
- e) *area-depth relationship coefficients*
- f) *rain-depth of runoff relation*

In a second step, this method is applied by the author to the Ouagadougou's basins where three campaigns of surface runoff measurements have been carried out from 1977 to 1979. After the statistical study on the recorded rainfall data for the stations located in the town, the functions of the area-depth relationship coefficients are determined; for the depth of runoff calculation a semi-empirical model is fitted. This model takes into consideration the basin imperviousness coefficient, a function of the storm body duration which could be the infiltration's function and at last an other function which might be the surface storage of non infiltrated water.

The distribution calculation of the maximum flood discharges on those urban basins confirms, as already foreshadowed in the theoretical analysis, the inadequacy of using classical formulae to the Ouagadougou's region due to the occurrence of short-duration and high-intensity storms.

After an emphasis on this last point, the author, in conclusion, underlines the interest to undertake complementary measurements for going into further details the parameters and functions of the proposed model for depth of runoff calculation and hence to allow an extrapolation of the method to other basins.

Finally, the author stresses on the fact that the design of water sanitation works is also an economical problem and that it would be an error to choose an occurrence for the design flood without taking into account the costs.

SOMMAIRE

Avant propos

I. Introduction. Analyse théorique du problème

- 1.1. Evaluation de la distribution des débits de pointes de crues (analyse théorique)
- 1.2. Conclusion

II. Les formules classiques

- 2.1. La formule de Caquot
- 2.2. La formule rationnelle
- 2.3. Conclusion

III. Analyse des données pluviographiques

- 3.1. Etablissement des fichiers opérationnels
- 3.2. Analyses statistiques des données
 - 3.2.1. Courbes hauteur - durée - fréquence
 - 3.2.2. Etude statistique des durées des averses et des corps d'averse
 - 3.2.2.a. Durée des corps d'averse
 - 3.2.2.b. Durée des averses dans leur intégralité
 - 3.2.3. Distribution des hauteurs des corps d'averses sachant leur durée
 - 3.2.4. Distribution des durées des corps d'averses sachant leur hauteur
 - 3.2.5. Formes des hyétogrammes des corps d'averses
 - 3.2.5.a. Hyétogrammes moyens
 - 3.2.5.b. Hyétogrammes types
 - 3.2.5.c. Hyétogrammes des événements exceptionnels

IV. Etude de l'abattement

V. Recherche d'une relation pluie totale - lame ruisselée

- 5.1. Description des bassins
 - 5.1.1. Les types d'habitats
 - 5.1.2. Les coefficients d'imperméabilisation
 - 5.1.3. Récapitulatif
- 5.2. La qualité des données disponibles
 - 5.2.1. La station de Saint-Julien
 - 5.2.2. Les stations situées sur le collecteur central
 - 5.2.2.a. Principes des jaugeages chimiques par dilution
 - 5.2.2.b. Problèmes posés par ce type de jaugeages
 - 5.2.2.c. Conclusion

5.3. Interprétation des données

5.3.1. Données acquises sur le bassin Sud et le bassin de Saint-Julien

- 5.3.1.a. Présentation du modèle adopté
- 5.3.1.b. Analyse des données acquises sur le bassin de Saint-Julien
- 5.3.1.c. Analyse des données acquises sur le bassin Sud
- 5.3.1.d. Conclusion

5.3.2. Analyse des données acquises sur le Grand Bassin

VI. Estimation de la distribution des débits de pointe de crue aux stations de Saint-Julien et de la rue Destenave

6.1. Les fonctions K (TP)

6.2. Estimation des distributions des débits de pointe de crue

- 6.2.1. Comparaison entre le débit spécifique d'une fréquence donnée et l'intensité moyenne de même fréquence de la hauteur maximale de pluie tombée pendant le temps de concentration du bassin au cours d'une averse
- 6.2.2. Comparaison entre le débit de pointe de crue de fréquence décennale et le débit maximum de la crue causée par l'averse de hauteur journalière décennale

Conclusion n° I

Un mode d'évaluation de la distribution des débits de pointe de crues à l'exutoire des bassins urbains de Ouagadougou

Conclusion n° II

Sur l'utilisation de la méthode pour des bassins urbains autres que ceux de Ouagadougou

Conclusion n° III

Le problème du choix de la fréquence du débit du projet

DÉFINITION DES PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISÉS

ABT(PP) = Coefficient d'abattement à appliquer à la pluie ponctuelle PP, pour le calcul de la pluie moyenne de même fréquence.

ABT(S) = Coefficient d'abattement pour une fréquence f et un bassin de surface S.

$$B = (1-C) - (1-C-C_3\alpha).$$

C = Coefficient d'imperméabilisation.

C₁ ou C1 = Part du bassin constituée des surfaces imperméables directement reliées au réseau de drainage.

C₂ ou C2 = Part du bassin constituée des surfaces imperméables non directement reliées au réseau de drainage.

C₃ ou C3 = Part du bassin constituée des surfaces perméables recevant de l'eau des surfaces imperméables.

$$DS(TANT) = \frac{STOC'_1}{STOC'_{i-1}}$$

E(T) = Expression de l'hydrogramme instantané

FIEF(T) = Forme du hyétogramme efficace.

$$= IEF(T) \cdot \frac{TP}{LR}$$

IB = Pente moyenne du bassin.

$$IEF(T) = \text{Hyétogramme de la pluie efficace - avec } \int_0^{TP} IEF(TA) \cdot dTA = LR.$$

Inf = Intensité moyenne de fréquence f de la hauteur maximale de pluie tombée durant le temps de concentration du bassin au cours d'une averse.

INF(T) = Fonction d'infiltration.

INF₁ = Lamme infiltrée durant la durée du corps d'averse.

$$= \int_0^{TP} INF(TA) \cdot dTA.$$

- $INF_2 =$ lame infiltrée après l'arrêt du corps d'averse.
 $= \bar{W} \cdot \int_{TP}^{TP+TC} INF(TA) \cdot dTA.$
- $INFT =$ lame totale infiltrée.
 $= INF_1 + INF_2.$
- $IR =$ pente moyenne du réseau de drainage.
- $K(TP) = \frac{KB(TP)}{TP}.$
- $KA(FIEF) = QMSP \cdot \frac{TP}{LR}.$
- $KB(TP) = QMASP \cdot \frac{TP}{LR}.$
- $KR =$ Coefficient de ruissellement.
- $KR' = \frac{QMAXf}{INF \cdot S}$
- $LR =$ lame ruisselée.
- $P =$ hauteur moyenne de la pluie sur le bassin.
- $PC =$ hauteur moyenne sur le bassin du corps d'averse.
- $Pf =$ hauteur de pluie moyenne de fréquence f .
- $PPf =$ hauteur ponctuelle de fréquence f .
- $PTC =$ hauteur maximale de pluie tombée au cours d'une averse pendant le temps TC .
- $Q(T) =$ débit à l'instant T .
- $QMASP =$ débit spécifique maximum d'une crue causée par une averse ayant un hyétogramme efficace de forme type.
- $QMAX =$ débit maximum d'une crue.
- $QMSP =$ débit spécifique maximum.
 $= \frac{QMAX}{S}$
- $QSP(T) =$ débit spécifique à l'instant T .
 $= \frac{Q(T)}{S}.$
- $Ro =$ hauteur de pluie minimale non infiltrée correspondant à un remplissage total des flaques sur les surfaces perméables du bassin qui ne reçoivent pas d'eau en provenance des surfaces imperméables, et pour un remplissage initial de ces flaques nul.
- $R_1 =$ hauteur de pluie minimale non infiltrée correspondant à un remplissage total des flaques sur cette même partie du bassin, et pour un remplissage initial de ces flaques non vides avec
 $\alpha R_1 = \alpha Ro - STOC'i$
- $RUP = PC + \bar{W}(P-PC) - INFT(TP).$
 $=$ hauteur d'eau disponible pour le ruissellement sur les surfaces perméables.
- $S =$ surface du bassin.
- $STOCi =$ lame d'eau stockée en flaques sur les surfaces perméables du bassin qui ne reçoivent pas d'eau en provenance des surfaces imperméables, à la fin de l'averse n° i .
- $STOC'i =$ lame d'eau stockée en flaques sur les surfaces perméables du bassin qui ne reçoivent pas d'eau en provenance des surfaces imperméables, au début de l'averse n° i .
- $TANT =$ durée séparant deux averses successives.
- $TC =$ temps de concentration.
 $=$ temps de base de l'hydrogramme instantané.
- $TM(TP) =$ temps de montée d'une crue résultant d'une averse dont le hyétogramme efficace a une durée TP et est d'intensité constante.
- $TP =$ durée du hyétogramme efficace.
 $=$ durée du corps d'averse.
- $W(T) =$ part des surfaces perméables où continue l'infiltration après la fin du corps d'averse.

$$\bar{W} = \left(\int_{TP}^{TP+TC} W(TA) \cdot INF(TA) \cdot dTA \right) / \left(\int_{TP}^{TP+TC} INF(TA) \cdot dTA \right)$$

α = Part de la hauteur d'eau non infiltrée qui est stockée en flaques sur les surfaces perméables du bassin ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces perméables.

AVANT PROPOS

Les formules classiques utilisées en Europe pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement urbain se révélant mal adaptées à l'Afrique de l'Ouest, le CIEH (Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques) décidait en 1975 de faire entreprendre des mesures du ruissellement sur plusieurs villes de la région et chargeait notamment la section hydrologie du Centre ORSTOM de Ouagadougou de l'étude du ruissellement sur cette ville. Nous présentons dans cet article les résultats de cette étude.

I. INTRODUCTION-ANALYSE THÉORIQUE DU PROBLÈME

Des mesures du ruissellement urbain faites dans les différentes villes de l'Afrique de l'ouest, le CIEH compte tirer une méthode permettant le dimensionnement des ouvrages d'assainissement. Il convient donc, en premier lieu, de définir quelles peuvent être les données qui seront utiles à l'aménageur pour choisir entre différents projets.

Pour prendre une décision qui soit rationnelle, on pourrait envisager de raisonner de façon purement économique. Il faudrait alors pour un horizon de NA années, évaluer le bénéfice moyen annuel, BEPJ, que procurerait un projet PJ donné et qui serait :

$$BEPJ = CDS - CDPJ - \frac{CPJ}{NA}$$

avec

CDS = espérance mathématique sur NA années des coûts des dommages causés par les crues avant aménagement.

CDPJ = espérance mathématique sur NA années des coûts des dommages causés par les crues avec le projet PJ.

CPJ = coût du projet PJ.

Il faudrait donc pouvoir déterminer la distribution des coûts des dommages causés par les crues pour les différents projets d'assainissement. Ceci suppose avant toutes choses, que l'on connaisse la fonction reliant les coûts des dommages aux caractéristiques des crues qui les provoquent. Ce qui sera rarement le cas. Par exemple : comment chiffrer les conséquences sanitaires du débordement d'un égout ? Comment chiffrer la gêne occasionnée par le débordement d'un collecteur ? De plus cette fonction peut varier dans le temps suivant l'utilisation que l'on fait des bâtiments pouvant être atteints par les débordements (cas des entrepôts).

En règle générale, il ne sera donc pas possible de définir la distribution des coûts des dommages. Et l'aménageur devra prendre sa décision en considérant la fréquence des défaillances de chaque projet c'est-à-dire des débordements. Il faut donc pouvoir déterminer pour chaque projet la distribution des débits maxima des crues. Pour définir les données nécessaires à la connaissance de cette distribution nous allons procéder à une rapide analyse théorique.

1.1. EVALUATION DE LA DISTRIBUTION DES DÉBITS DE POINTES DE CRUES - ANALYSE THÉORIQUE

Si on admet la théorie de l'hydrogramme instantané, le débit spécifique, à l'instant T, causé par une averse débutant au temps t = 0, s'écrit :

$$QSP(T) = \int_0^T IEF(TA) \cdot E(T - TA) \cdot dTA$$

avec :

IEF(T) = hyétogramme de la pluie efficace, c'est-à-dire la partie de la pluie qui ruisselle, on a donc :

$$\int_0^{TP} \text{IEF}(TA) \cdot dTA = LR$$

avec
 $TP = \text{durée de la pluie}$
 $LR = \text{lame ruisselée}$

et si
 $TP = 0 \quad \text{IEF}(T) = LR \cdot \delta(T)$

$\delta(T)$ étant la distribution de Dirac

$$\begin{aligned} E(T) &= \text{hydrogramme instantané} \\ E(T) &= 0 \text{ pour } T \leq 0 \\ E(T) &= 0 \text{ pour } T \geq TC \\ TC &= \text{temps de concentration du bassin} \end{aligned}$$

$$\int_0^{TC} E(TA) \cdot dTA = 1$$

On admettra en outre que $E(T)$ est une fonction en cloche avec un seul maximum.

Si on pose

$$\text{IEF}(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \text{FIEF}(T)$$

$\text{FIEF}(T)$ étant appelée forme du hyétogramme de la pluie efficace.

On peut écrire :

$$\text{QSP}(T) = \frac{LR}{TP} \int_0^T \text{FIEF}(TA) \cdot E(T - TA) \cdot dTA$$

Si $\text{QMSP} = \text{débit spécifique maximum de la crue}$, on peut définir une valeur KA (FIEF), fonction de la forme FIEF , telle que

$$\boxed{\text{QMSP} = \frac{LR}{TP} \cdot KA(\text{FIEF})} \quad (1)$$

Pour que l'expression (1) puisse servir au calcul de la distribution de QMSP , il faudrait connaître :

- 1) la distribution de TP
- 2) la distribution de LR sachant TP
- 3) la distribution de KA (FIEF) sachant TP et LR .

Cette dernière distribution est impossible à déterminer de façon simple. Pratiquement le moyen pour cela serait de simuler à partir d'un échantillon suffisamment grand de hyétogrammes, les crues résultantes. Solution qu'il n'est évidemment pas possible d'adopter.

Nous avons donc admis que la distribution de la variable QMSP était identique à celle de la variable QMASP telle que :

$$\boxed{\text{QMASP} = \frac{LR}{TP} \cdot KB(TP)} \quad (2)$$

$KB(TP)$ étant, pour un hydrogramme unitaire donné, une fonction uniquement de TP et qu'il faut définir.

L'expression (2) revient à admettre que l'on peut considérer que les hyétogrammes des pluies efficaces de même durée sont égaux à une affinité près.

La détermination de la variable QMSP serait dans ce cas possible ; en effet si on pose $\frac{KB(TP)}{TP} = K(TP)$

et si

$$\begin{aligned} f(\text{QMSP}) &= \text{densité de probabilité de QMSP} \\ g(K(TP)) &= \text{densité de probabilité de la variable } K(TP), \text{ que l'on déduira de celle de } TP \\ h(K(LR)) &= \text{densité de probabilité de } LR \text{ sachant } K(TP) \end{aligned}$$

on a

$$\boxed{f(\text{QMSP}) = \int_D g(K(TP)) \cdot h \left[K \left(\frac{\text{QMSP}}{K(TP)} \right) \right] \cdot d(K(TP))} \quad (3)$$

D étant le domaine de variation de $K(TP)$

Le problème qui se pose alors est la définition de $K(TP)$.

Nous avons vu plus haut que l'expression (2) revenait à admettre que l'on pouvait considérer que les hyéto-grammes des pluies efficaces de même durée était égaux à une affinité près. Il est donc logique de supposer que l'on peut calculer $K(TP)$ à partir de formes types des hyéto-grammes des pluies de différentes durées que l'on déterminera à l'aide de l'échantillon des pluies dont on dispose.

1.1.1. Détermination de la fonction $K(TP)$ à partir d'hyéto-grammes types

Supposons que la forme type des hyéto-grammes des pluies de durées TP , s'écrive :

— pour $T \geq TP$: $FIEF(T) = 0$

— pour $T \leq TP$: l'averse est découpée en N tranches d'égale durée, dans chaque tranche la valeur de $FIEF(T)$ est considérée comme constante soit :

pour
$$T_i \leq T \leq T_{i+1}$$

$$FIEF(T) = X_i$$

avec
$$T_0 = 0$$

$$T_N = TP$$

$$\sum_{i=0}^{N-1} X_i = N$$

$$T_{i+1} - T_i = \frac{TP}{N}$$

On aurait donc :

— pour $T > TP$

$$QSP(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \sum_{i=0}^{N-1} X_i \cdot \int_{T-T_{i+1}}^{T-T_i} E(TA) \cdot dTA$$

et

$$QSP'(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \sum_{i=0}^{N-1} X_i \cdot (E(T - T_i) - E(T - T_{i+1}))$$

— pour $T < TP$

si
$$T_k < T < T_{k+1}$$

$$QSP(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \sum_{i=0}^{k-1} X_i \cdot \int_{T-T_{i+1}}^{T-T_i} E(TA) \cdot dTA + X_k \cdot \int_0^{T-T_k} E(TA) \cdot dTA$$

et

$$QSP'(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \sum_{i=0}^{k-1} X_i \cdot (E(T - T_i) - E(T - T_{i+1})) + X_k \cdot E(T - T_k)$$

Ces expressions permettent la définition de la fonction $K(TP)$.

Deux cas particuliers de formes types sont intéressants :

a) les pluies d'intensité constante

b) les formes types pour lesquelles chaque tranche d'intensité constante a une durée égale au temps de concentration du bassin.

a) Pluie d'intensité constante :

les expressions données plus haut deviennent

— pour $T > TP$

$$QSP(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \int_{T-TP}^T E(TA) dTA$$

$$QSP'(T) = \frac{LR}{TP} \cdot (E(T) - E(T - TP))$$

— pour $T < TP$

$$QSP(T) = \frac{LR}{TP} \cdot \int_0^T E(TA) dTA$$

$$QSP'(T) = \frac{LR}{TP} \cdot E(T)$$

Recherchons les solutions de l'équation $QSP'(T) = 0$:

— pour $TP \geq TC$

$$QSP'(T) = 0 \text{ pour } \forall T \geq TC$$

— $0 < TP < TC$

l'équation
devient

$$QSP'(T) = 0$$

$$E(T) = 0 \text{ si } T < TP \tag{a}$$

$$E(T) - E(T - TP) = 0 \text{ si } T > TP \tag{b}$$

— l'équation (a) admet pour solution $T = 0$

— l'équation (b) n'a qu'une seule solution, $TM(TP)$, puisque l'hydrogramme est supposé simple (voir fig. n° 1)

— pour $TP = 0$

on a
soit

$$IEF(T) = LR \cdot \delta(T) \quad \delta(T) = \text{distribution de Dirac}$$

$$QSP(T) = LR \cdot E(T)$$

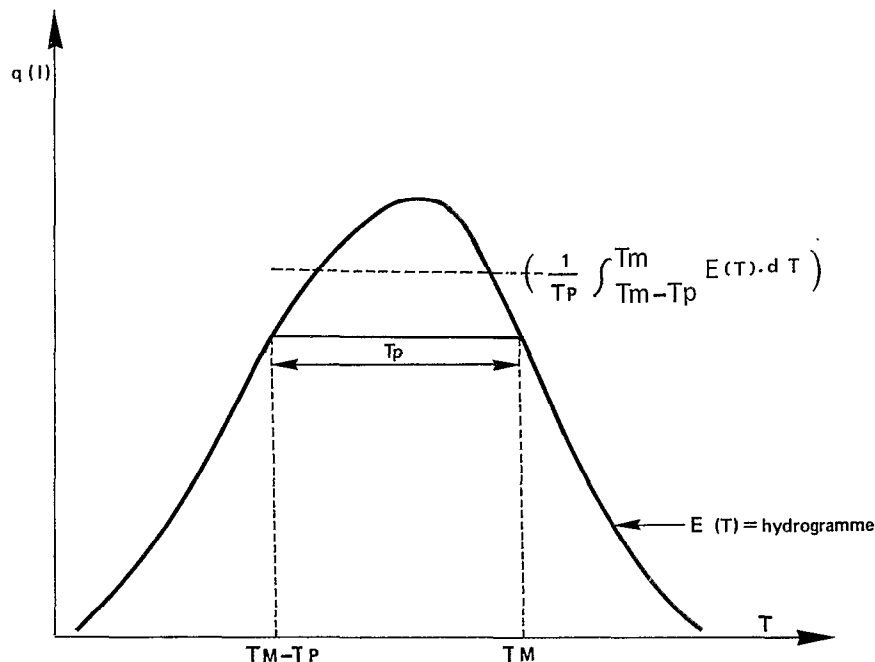


Fig. 1. — Représentation d'un hydrogramme instantané

$QSP'(T) = 0$ pour $TM(0)$ temps de montée de l'hydrogramme instantané.

Nous avons donc :

$$K(TP) = \frac{1}{TP} \text{ pour } TP \geq TC$$

$$K(TP) = \frac{1}{TP} \int_{TM(TP)}^{TM(TP)} E(TA) \cdot dTA \text{ pour } 0 < TP < TC$$

$$K(TP) = KO \text{ pour } TP = 0$$

KO étant une caractéristique de E(T)

b) Formes types pour lesquelles chaque tranche d'intensité constante a une durée égale à TC

Pour ce cas, si on pose $TP = nTC$, il y a $n + 1$ solutions à l'équation $QSP'(T) = 0$, ces solutions sont :

$$T = nTC \quad n \text{ variant de } 0 \text{ à } n$$

Le maximum de la crue résultante sera donc le plus grand des $n + 1$ « maxima » et aura pour valeur

$$QMASP = \text{MAX}(X_i) \cdot \frac{LR}{TP}$$

Le débit maximum de la crue sera donc égal à l'intensité moyenne maximale de la pluie efficace tombée pendant le temps de concentration TC.

Si on pose

$$LR = KR \cdot P$$

avec :

P hauteur totale de l'averse

KR coefficient de ruissellement supposé constant durant toute l'averse,

On aura :

$$QMASP = KR \cdot \text{MAX}(X_i) \cdot \frac{LR}{TP}$$

Soit :

$$QMASP = KR \cdot \frac{PTC}{TC}$$

PTC étant la hauteur maximale de pluie tombée pendant le temps TC au cours de l'averse.

On aurait donc :

$$F\left(\frac{TC \cdot QMASP}{KR}\right) = G(PTC) \quad (4)$$

F et G étant les fonctions de répartition des variables $\frac{TC \cdot QMASP}{KR}$ et PTC.

L'expression (4) est importante car c'est l'hypothèse de base des formules classiques, rappelons qu'elle suppose :

- 1) que les averses sont toutes de durée supérieure au temps de concentration du bassin
- 2) que le « noyau » de l'averse peut être correctement représenté par son intensité moyenne durant le temps TC.

1.1.2. Détermination des formes types

La formule (3) donnée plus haut aura une expression mathématique très lourde et ne sera pas forcément intégrable à l'aide de fonctions simples, on devra donc pour procéder à l'estimation de la distribution de la variable QMASP, procéder de la façon suivante, en admettant que la traîne des averses a une influence négligeable sur la valeur du débit maximum de la crue :

- 1) on déterminera la distribution des durées des corps d'averses
- 2) on fera une partition de l'ensemble des corps d'averses, basée sur leurs durées. Dans chaque classe de durée, K(TP) sera considéré comme constant et sera déterminée la distribution de LR. On pourra alors déterminer, pour chaque classe la distribution de QMASP.

- 3) la distribution des durées pouvant être considérée comme bornée inférieurement et supérieurement, on pourra déduire des distributions précédentes celle des débits de pointe de crues.

Le problème restant à résoudre est donc la détermination des formes FIEF correspondant aux diverses classes de durée. On peut pour cela envisager deux approches, en utilisant l'échantillon des hyétogrammes dont on dispose :

- 1) admettre pour FIEF(T) de chaque classe, la forme moyenne de tous les corps d'averses de la classe. Les hyétogrammes de même durée n'ayant pas tous leur maximum d'intensité au même moment, les formes ainsi déterminées risquent d'être beaucoup plus « plates » que les formes réelles.
- 2) pour éviter cela, définir pour chaque classe de durée, une forme type devant satisfaire aux exigences suivantes :
 - a) le maximum de la forme type doit être égal à la moyenne des maxima des formes de la classe.
 - b) la position de ce maximum doit être égale à la position moyenne des maxima des formes de la classe.
 - c) la proportion des hauteurs des pluies tombées avant et après le maximum doit être égale à la proportion moyenne des formes de la classe.

Il faut cependant souligner qu'une telle démarche ne pourra se concevoir que pour des régions où, comme à Ouagadougou, on peut considérer que toutes les averses sont de même type (averse simple à une seule pointe). Si ce n'était pas le cas, il faudrait définir un critère permettant de classer les averses suivant leur type, par exemple « averses de moussons » et « averses de tornades », ou « averses simples » et « averses multiples » etc. Pour chaque ensemble ainsi défini, on pourra alors en suivant la méthode décrite plus haut déduire la distribution de la variable QMASP. De ces distributions et de la connaissance des effectifs de chaque ensemble, on déduira la distribution des débits de pointes de crues.

1.2. CONCLUSION

Cette analyse théorique nous a permis de préciser quels étaient les éléments nécessaires à l'évaluation de la distribution des débits de pointes de crues et de ce fait nous a montré la démarche à suivre pour l'interprétation des mesures du ruissellement urbain :

- a) il faut procéder à une analyse des données pluviographiques existantes pour :
 - déterminer la distribution des durées des corps d'averses
 - déterminer les courbes hauteurs, durées, fréquences
 - déterminer pour chaque classe de durée la distribution des hauteurs des corps d'averses
 - déterminer pour chaque classe de durée la forme moyenne et la forme type des hyétogrammes.
- b) il faut déterminer les fonctions « coefficients d'abattement » reliant pour une fréquence donnée les caractéristiques de la pluie ponctuelle à celles de la pluie moyenne sur des bassins de différentes tailles.
- c) il faut à partir de mesures de terrain déterminer la fonction permettant de passer de la pluie totale à la pluie efficace.
- d) sur les bassins étudiés, nous calculerons la distribution des débits de pointes de crues, ce qui nous permettra d'illustrer la méthode à suivre pour la détermination de cette distribution pour un bassin quelconque.

C'est le plan que nous allons suivre, en examinant au préalable quelles sont les formules classiquement employées pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement et les causes de leur inadaptation en Afrique.

II. LES FORMULES CLASSIQUES

Les deux formules les plus couramment employées sont la formule de Caquot et la formule « rationnelle ».

Pour établir ces formules, leurs auteurs ont cherché à préciser le rapport entre QMAXf, débit maximum de fréquence f, et PTCf, hauteur maximale de même fréquence f, tombée au cours d'une averse durant le temps de concentration TC du bassin.

2.1. LA FORMULE DE CAQUOT [1] et [10]

La hauteur de pluie tombée entre le début de l'averse et TMAX, instant du maximum de la crue, engendre un volume ruisselé VR que l'on peut écrire :

$$VR = KR \cdot PX \cdot S$$

avec

- KR = coefficient de ruissellement
- PX = hauteur de pluie tombée entre l'instant O et TMAX
- S = surface du bassin

Une partie de ce volume s'est écoulée à l'exutoire, une autre a été stockée dans le réseau. Si on représente le débit moyen entre O et TMAX par une fraction CO1 du maximum et si on considère que le remplissage du réseau a absorbé un débit fictif continu que l'on représentera par une fraction CO2 du maximum on a :

$$VR = (CO1 + CO2) \cdot QMAX \cdot TMAX = KR \cdot PX \cdot S \tag{1}$$

Considérant que TMAX peut être pris égal à TC, temps de concentration du bassin, M. Caquot admet que l'expression (1) permet de relier QMAXf à PTCf.

Soit

- Si PPTCf = pluie maximale de fréquence f tombée en un point pendant le temps TC au cours d'une averse
- et ABTf(S) = coefficient d'abattement spatial pour un bassin de surface S et pour la fréquence f

l'équation (1) devient :

$$KR \cdot PPTCf \cdot S \cdot ABTf(S) = (CO1 + CO2) \cdot QMAXf \cdot TC \tag{2}$$

En écrivant ensuite après une série de calculs et d'hypothèses faisant intervenir les caractéristiques du réseau :

$$TC = CO3 \cdot IB^{-1} \cdot S^m \cdot QMAXf^n$$

avec

- CO3 = coefficient numérique
- l, m, n = exposants fonction des caractéristiques du réseau
- IB = pente moyenne du bassin

et exprimant PPTCf à l'aide de la loi Montana ajustée à la courbe hauteur-durée de fréquence f :

$$PPTCf = af \cdot TC^{(1-bf)} \quad af \text{ et } bf \text{ étant des paramètres fonction du climat et de la fréquence } f$$

et

en posant

$$ABTf(S) = S^{-e}$$

M. Caquot obtient pour évaluer QMAXf une formule du type :

$$QMAXf = CO4 \cdot KR^h \cdot IB^i \cdot S$$

CO4 étant un coefficient numérique

h, i, étant des exposants déduits des formules précédentes et qui varient donc avec la fréquence choisie.

En faisant les mêmes hypothèses que M. Caquot, L. Lemoine et C. Michel [1] ont obtenu les formules suivantes, pour le débit QMAX10, débit maximum de fréquence décennale :

— pour Niamey :

$$QMAX10 = 850 \cdot IB^{0,20} \cdot KR^{1,11} \cdot S^{0,8} \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} QMAX10 \text{ en l/s} \\ IB \text{ en m/m} \\ S \text{ en ha} \end{array} \right.$$

— pour le Sénégal :

$$QMAX10 = 975 \cdot IB^{0,20} \cdot KR^{1,11} \cdot S^{0,8}$$

Ils ont ensuite comparé le débit décennal calculé à partir de la formule de Niamey à celui estimé à partir des mesures du ruissellement faites sur cette ville. L'écart entre les deux valeurs est important, la formule de Caquot donnant des débits près de 50% inférieurs à ceux estimés d'après les mesures.

On peut trouver plusieurs raisons à cela :

- 1) dans la formule, l'abattement des pluies est surestimé M. Lemoine et Michel [1] donnant la valeur 0,05 au coefficient e trouvent 0,79 pour l'abattement de la pluie décennale sur un bassin de 1 km². Alors que comme nous le verrons par la suite, la valeur trouvée à Ouagadougou est 0,95.

2) les valeurs données aux coefficients CO1 et CO2 sont sans doute beaucoup trop fortes. En effet M. Caquot, comme M. Lemoine et C. Michel, pose CO1 = CO2 = 0,75.

On a donc

$$Q_{MAXf} = \frac{1}{1,5} \cdot ABTf(S) \cdot S \cdot \frac{PPTCf}{TC} \cdot KR$$

Or si on admet la théorie de l'hydrogramme instantané, et en considérant :

- que les pluies de durées inférieures au temps de concentration sont d'intensité constante
- que l'on peut représenter ce hyétogramme des pluies de durées supérieures à TC par une succession d'intensités constantes durant des temps égaux à TC.

Ce qui dans les 2 cas devrait plutôt sous-estimer les débits maximaux, on aurait, d'après l'analyse faite dans l'introduction :

— pour TP < TC

$$Q_{MAX} = KR \cdot PPTC \cdot ABTf(S) \cdot \frac{1}{TP} \cdot S \cdot \int_{TM-TP}^{TM} E(TA) \cdot dTA$$

$$Q_{MAX} > KR \cdot ABTf(S) \cdot \frac{PPTC}{TC} \cdot S \text{ (voir fig. n° 1)}$$

— pour TP ≥ TC

$$Q_{MAX} = KR \cdot ABTf(S) \cdot \frac{PPTC}{TC} \cdot S$$

Dans tous les cas, QMAX est plus fort que celui calculé par la formule de Caquot qui surestimerait beaucoup l'influence du stockage dans le réseau.

2.2. LA FORMULE RATIONNELLE

La formule rationnelle est la suivante :

$$Q_{MAXf} = CO_5 \cdot INF \cdot KR \cdot S$$

avec

QMAXf = débit maximum de fréquence f.

CO₅ = coefficient numérique dépendant des unités choisies.

KR = coefficient de ruissellement.

INF = intensité de fréquence f, tombée pendant le temps de concentration du bassin. La valeur de INF étant déterminée à l'aide des courbes intensités, durées, fréquences corrigées par un coefficient d'abattement fonction de la fréquence choisie et de la surface S du bassin.

— En exprimant INF par une loi de Montana

— En admettant que l'abattement pouvait s'écrire

ABTf(S) = S^{-e} avec e = - 0,05 pour la fréquence décennale.

— En posant

$$TC = 1,25 \cdot \frac{L}{CC} \cdot \frac{1}{\sqrt{IR}}$$

avec

IR = pente moyenne du réseau

CC coefficient fonction de la forme des collecteurs et de leur rugosité

L = plus long chemin hydraulique dans le réseau.

L. Lemoine et C. Michel, [1], ont abouti à la formule suivante pour Niamey et pour le débit maximum décennal :

$$Q_{MAX10} = 4\,330 \cdot KR \cdot IR^{0,25} \cdot L^{-0,5} \cdot S^{0,95}$$

avec

$$\begin{array}{l} Q_{MAX10} \text{ en l/s} \\ IR \text{ en m/m} \\ L \text{ en hm} \\ S \text{ en ha} \end{array}$$

Formule qui donne des résultats bien meilleurs que celle de Caquot.

La formule rationnelle, on l'a vu dans l'introduction, suppose :

- 1) que les pluies peuvent être considérées comme étant toute de durée supérieure au temps de concentration du bassin.
- 2) que les hyétogrammes de ces pluies peuvent être représentés par une succession d'intensités constantes durant des temps égaux à TC.

Ces deux hypothèses, surtout la première, semblent être abusives et si on peut envisager que le débit QMAXf puisse être calculé à partir d'une formule de type $QMAXf = KR \cdot INF \cdot S$, il ne faudrait pas alors attribuer à KR la valeur d'un coefficient de ruissellement mais celle d'un paramètre qui dépendrait et du coefficient de ruissellement et de la forme des corps d'averses et de la distribution de leurs durées. Le coefficient KR pouvant être supérieur à 1 pour les faibles fréquences.

La formule rationnelle pourra cependant être utilisée sans gros risque d'erreurs pour des bassins ayant un temps de concentration très faible.

2.3. CONCLUSION

L'analyse des formules classiques que nous venons de faire montre qu'il ne faut pas s'attendre à ce que celles-ci puissent permettre l'estimation des distributions des débits maxima des crues. Tout au plus ces formules permettent, dans les pays où elles ont été mises au point, de donner aux ouvrages des dimensions qui satisfont les deux exigences suivantes :

- a) les débordements hors des ouvrages sont suffisamment rares pour que la gêne occasionnée par ceux-ci soit supportable.
- b) le coût des ouvrages ainsi dimensionnés est supportable par le budget des villes.

Le terme décennal ou annuel, que l'on adjoint au débit de projet, ne se rapporte pas à la fréquence réelle du débit ainsi calculé mais à celle de la hauteur de pluie (ou d'intensité) qui a servi de base à son calcul.

L'emploi de ces formules en Afrique de l'Ouest, où les conditions climatiques et économiques sont très différentes de celles rencontrées en Europe, pourrait alors se révéler très décevant.

III. ANALYSE DES DONNÉES PLUVIOGRAPHIQUES

3.1. ÉTABLISSEMENT DES FICHIERS OPÉRATIONNELS

Les données disponibles étaient :

- 26 ans au poste de Ouaga Ville (40-45 ; 48-51 ; 60 ; 62-63 ; 65-77).
- 24 ans au poste de Ouaga Aéro (54-77).
- 5 ans au poste de Ouaga Centre ORSTOM.

Nous avons, pour traiter ces données, utilisé les programmes du bureau central du service hydrologique de l'ORSTOM. Nous en rappellerons brièvement au cours de ce paragraphe le principe. On pourra, pour plus de détail, se référer à l'article de G. Girard et P. Chaperon. « Traitement automatique de l'information pluviographique » dans le cahier hydrologie de l'ORSTOM vol. n° VIII-3 1971 [2].

Tous les pluviogrammes ont été dépouillés automatiquement au lecteur de courbes et un premier fichier, fichier R.P.I. (relevés pluviographiques intégraux) a été constitué pour chaque station. Chaque fichier se compose d'une série de points doubles : temps et hauteurs cumulés de pluies. Le fichier est ensuite analysé par un programme qui « sort » les anomalies ou les erreurs qu'il détecte : lacunes dans les temps, intensités trop fortes etc.

Nous avons dû éliminer les enregistrements des années 40 à 51 du poste de Ouaga ville. L'appareil qui était utilisé alors était un pluviographe à siphon qui enregistrerait mal toutes les fortes intensités. Nous avons pris comme poste de référence celui de Ouaga Aéro dont les données étaient les plus complètes. Pour vérifier leur homogénéité, nous avons comparé les hauteurs journalières calculées à partir du fichier RPI à celles observées au pluviomètre voisin dont l'homogénéité avait été contrôlée par la méthode des double-masses. Les résultats de cette comparaison nous ont amené à multiplier les hauteurs du fichier RPI par les coefficients suivants :

- de 1954 à 1957 : 1.000
- de 1958 à 1964 : 0.917
- de 1965 à 1968 : 0.952
- de 1969 à 1977 : 1.000

Les lacunes du fichier ont été ensuite complétées à l'aide des pluviogrammes de Ouaga-Centre ORSTOM ou de Ouaga-Ville. Nous avons admis pour cela que l'on pouvait considérer que les hyétogrammes des pluies de Ouaga Aéro étaient identiques à ceux de Ouaga-Centre ORSTOM (ou Ouaga ville) à l'affinité PV/PG près, PV étant la pluviométrie journalière observée au pluviomètre de Ouaga Aéro, PG celle calculée à partir des pluviogrammes de Ouaga-Centre ORSTOM (ou Ouaga ville).

Enfin, l'année 1954 étant malgré tout trop incomplète nous l'avons éliminée. Le traitement a donc porté sur 23 années complètes.

A partir du fichier RPI ainsi corrigé ont été individualisées les averses. Le critère d'individualisation étant le suivant : si les intensités successives n'ont pas excédé la valeur VIM au cours d'une durée totale supérieure à la durée limite IT2, l'averse antérieure est considérée comme indépendante de l'averse future. A partir de ces averses on peut constituer 2 fichiers : un fichier « hyétogramme des averses » et un fichier « hauteurs maximales tombées au cours d'une averse pendant différentes durées » (5, 10, 15, 30, 45, 60, 90, 120 et 180 minutes).

Nous avons donné 2 valeurs successives à VIM et IT2 :

a) $VIM = 2 \text{ mm/h}$ et $IT2 : 90 \text{ minutes}$.

Les averses ainsi individualisées représentent les averses dans leur intégralité. Le nombre d'averses obtenu est de 1 316 dont 871 de hauteur supérieure à 5 mm et de durée supérieure à 5 minutes. On remarquera que le nombre d'averses par an ainsi déterminé, 57,2, est très voisin du nombre moyen de jours de pluies par an, 56,6, déterminé à partir des relevés pluviométriques journaliers.

b) $VIM = 5 \text{ mm/h}$ et $IT2 = 15 \text{ minutes}$.

On isole ici la partie de forte intensité de chaque averse. On a vérifié que pour la plupart des averses, ce critère permettait de séparer corps et traîne d'averse. Nous appellerons donc corps d'averses les averses ainsi individualisées. Le nombre de corps d'averses ainsi obtenu est de 1391, dont 850 de hauteur supérieure à 5 mm et de durée supérieure à 5 minutes.

Nous avons donc, en définitive, constitué 4 fichiers sur lesquels ont porté les traitements statistiques :

- le fichier « HYETO 1 » :
Fichier des hyétogrammes des corps d'averses de hauteur supérieure à 5 mm et de durée supérieure à 5 minutes.
- le fichier « HYECL 1 » :
Fichier des « hauteurs-durée » des corps d'averses.
- le fichier « HYETO 2 » :
Fichier des hyétogrammes des averses dans leur intégralité de hauteur supérieure à 5 mm et de durée supérieure à 5 minutes.
- le fichier « HYECL 2 » :
Fichier des « hauteurs-durée » des averses dans leur intégralité.

3.2. ANALYSE STATISTIQUE DES DONNÉES

3.2.1. Courbes hauteur, durée, fréquence

A partir des fichiers HYECL, un programme ajuste aux distributions des hauteurs de pluies tombées durant différentes durées (ici 5, 10, 30, 45, 60, 90, 120 et 180 minutes) trois types de lois : Galton, Goodrich, Fréchet. Nous avons utilisé ce programme d'abord en considérant pour chaque durée T toutes les averses y compris celles de durées inférieures à T, ensuite en ne considérant, pour les corps d'averses uniquement, que celles de durée supérieure ou égale à T.

Des trois lois, c'est celle de Goodrich qui a donné les meilleurs ajustements. Rappelons qu'une loi de Goodrich tronquée s'écrit :

$$F(x) = F_0 \cdot \exp \left(- \frac{(x - x_0)^{\frac{1}{\delta}}}{S} \right)$$

avec $F(x)$ = fréquence au dépassement de x , cette fréquence est exprimée de la même façon que F_0 (pourcentage ou nombre de fois par année).

F_0 = paramètre de tronquage qui représente la fréquence de l'événement ($x > x_0$) dans le premier type d'ajustement et celle de l'événement ($x > x_0$ et $TP > T$), TP étant la durée du corps d'averse, dans le second type d'ajustement.

x_0 = paramètre de position, c'est la valeur minimale pouvant être prise par la variable.

S = paramètre d'échelle.

δ = paramètre de forme.

Les ajustements sont faits en ne considérant que les hauteurs de pluies supérieures à un seuil, St , variable suivant les durées. Ils ne sont donc valables que pour les valeurs supérieures à ce seuil appelé seuil de troncation.

On trouvera dans les tableaux n° I à III les valeurs des différents paramètres des lois de Goodrich ajustées, ainsi que certaines valeurs caractéristiques des distributions pour :

- tableau n° I : les averses dans leur intégralité (ajustements faits en considérant toutes les averses).
- tableau n° II : les corps d'averses (idem).
- tableau n° III : les corps d'averses, (ajustements faits en ne considérant pour une durée T , que les corps d'averses de durée supérieure ou égale à T).

TABLEAU I

POSTE DE OUAGA AERO
DISTRIBUTIONS DES HAUTEURS DE PLUIES TOMBÉES PENDANT DIFFÉRENTES DURÉES
Averses dans leur intégralité, Ajustements faits en considérant toutes les averses,

	5 minutes	10 minutes	15 minutes	30 minutes	45 minutes	60 minutes	90 minutes	120 minutes	180 minutes
<i>Paramètres des Lois de Goodrich ajustées</i>									
ST	8.0	10	15	20	20	20	20	20	20
F_0	60	60	60	60	60	60	60	60	60
S	3.2356	6.8363	10.479	14.723	15.183	15.375	15.604	15.606	15.550
δ	0.9975	0.8129	0.7123	0.7266	0.8031	0.8408	0.8794	0.9140	0.9591
x_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R ↓	<i>Valeurs caractéristiques (en mm)</i>								
0.5	11.0	18.5	25.1	35.8	40.6	43.0	45.8	47.7	50.3
1	13.2	21.5	28.6	41.0	47.1	50.3	53.9	56.6	60.1
2	15.4	24.4	32.0	45.9	53.4	57.4	61.8	65.3	69.8
5	18.4	28.1	36.2	52.2	61.5	66.5	72.1	76.6	82.6
10	20.6	30.9	39.3	56.7	67.4	73.2	79.8	85.1	92.2
20	22.8	33.6	42.3	61.1	73.2	79.8	87.3	93.5	101.8
50	25.8	37.1	46.1	66.7	80.7	88.4	97.2	104.5	114.3

- ST = seuil de troncation (mm)
- F_0 = paramètre de tronquage (nb de fois par année)
- S = paramètre d'échelle (mm)
- δ = paramètre de forme
- x_0 = paramètre de position
- R = période de récurrence (en années)

TABLEAU II
 POSTE DE OUAGA AERO
 DISTRIBUTIONS DES HAUTEURS DE PLUIES TOMBÉES PENDANT DIFFÉRENTES DURÉES
 Corps d'averses, Ajustements faits en considérant tous les corps d'averses,

	5 minutes	10 minutes	15 minutes	30 minutes	45 minutes	60 minutes	90 minutes	120 minutes	180 minutes
<i>Paramètres des Lois de Goodrich ajustées</i>									
ST	8.0	10	15	20	20	20	20	20	20
Fo	60	60	60	60	60	60	60	60	60
S	3.2356	6.8363	10.245	14.723	15.112	15.320	15.392	15.479	14.989
δ	0.9975	0.8129	0.7258	0.7266	0.8065	0.8406	0.8745	0.8864	0.9235
xo	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R	<i>Valeurs caractéristiques (en mm)</i>								
↓									
0.5	11.0	18.5	24.9	35.8	40.6	42.9	44.9	45.8	46.4
1	13.2	21.5	28.5	41.0	47.1	50.1	52.8	54.0	55.1
2	15.4	24.4	31.9	45.9	53.4	57.1	60.5	62.0	63.7
5	18.4	28.1	36.3	52.2	61.6	66.2	70.6	72.4	74.8
10	20.6	30.9	39.4	56.7	67.5	72.9	78.0	80.2	83.2
20	22.8	33.6	42.5	61.1	73.3	79.5	85.3	87.9	91.5
50	25.8	37.1	46.4	66.7	80.9	88.0	94.9	97.8	102.4

ST = seuil de troncature (mm)
 Fo = paramètre de tronquage (nb de fois par année)
 S = paramètre d'échelle (mm)
 δ = paramètre de forme
 xo = paramètre de position (mm)
 R = période de récurrence (en années)

TABLEAU III
 POSTE DE OUAGA AERO
 DISTRIBUTIONS DES HAUTEURS DE PLUIES TOMBÉES PENDANT DIFFÉRENTES DURÉES
 Corps d'averses

Ajustements faits en ne considérant pour une durée T que les corps d'averses de durée supérieure ou égale à T

	5 minutes	10 minutes	15 minutes	30 minutes	45 minutes	60 minutes	90 minutes	120 minutes	180 minutes
<i>Paramètres des Lois de Goodrich ajustées</i>									
ST	8.0	10	15	20	20	20	20	20	
Fo	58.8	52.4	43.8	23.1	12.32	6.92	2.51	1.06	
S	3.053	6.7084	10.745	18.318	22.442	25.286	29.146	(32.75)	
δ	1.0195	0.8177	0.6916	0.6446	0.6664	0.6645	0.7438	(0.6612)	
xo	0.417	0.833	1.250	2.50	3.75	5.00	7.50	10.00	
<i>Valeurs caractéristiques (en mm)</i>									
R ↓									
0.5	11.0	18.5	24.7	35.1	37.2	34.2	—	—	
1	13.2	21.5	28.2	40.8	45.2	44.2	34.9	—	
2	15.4	24.4	31.5	46.1	52.5	53.0	49.1	37.1	
5	18.4	28.1	35.6	52.5	61.5	63.6	65.6	55.9	
10	20.6	30.9	38.7	57.1	67.7	71.0	77.1	67.8	
20	22.8	33.6	41.6	61.5	73.7	78.0	87.9	78.5	
50	25.8	37.1	45.3	67.0	81.3	86.7	101.5	91.5	

ST = seuil de troncature (mm)
 Fo = paramètre de tronquage (nb de fois par année)
 S = paramètre d'échelle (mm)
 δ = paramètre de forme
 xo = paramètre de position (en mm)
 R = période de récurrence (en années)

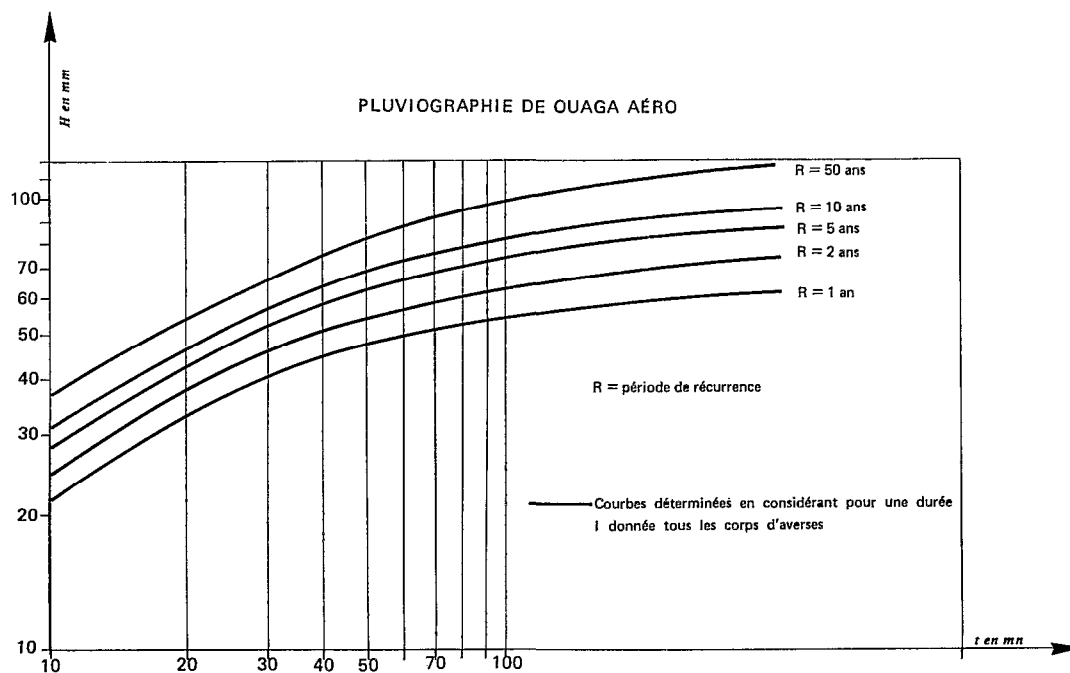


Fig. 2. — Courbes hauteur - durée - fréquence. Averses dans leur intégralité

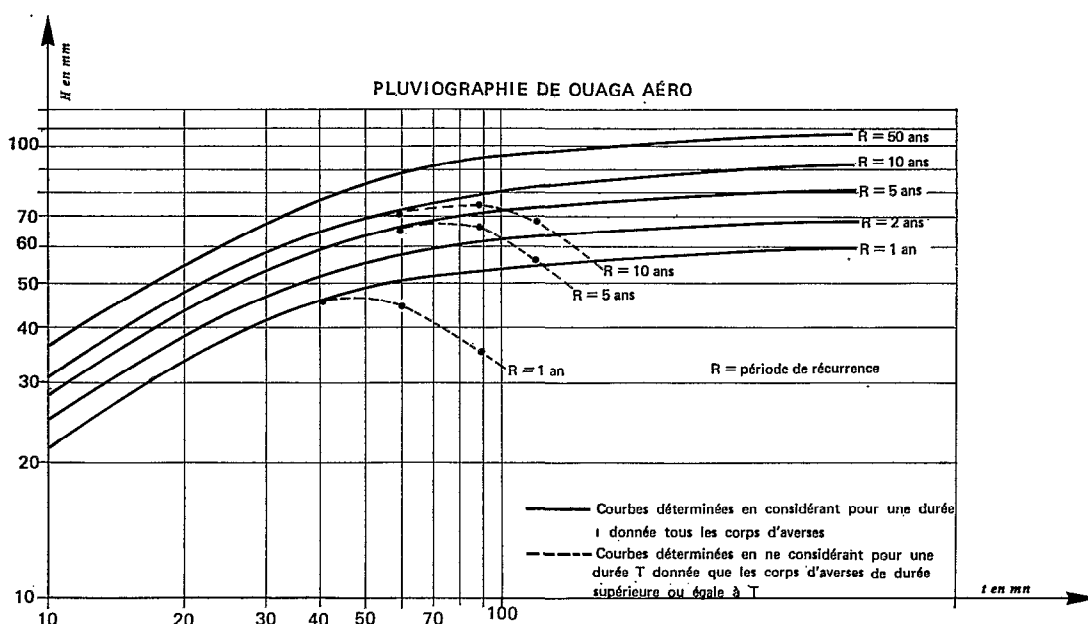


Fig. 3. — Courbes hauteur - durée - fréquence. Corps d'averses

A partir de ces ajustements nous avons tracé les jeux de courbes hauteur, durée, fréquence que l'on trouvera représentées sur les figures n° 2 et n° 3.

On peut faire, sur ces courbes, les remarques suivantes :

- pour les premiers types d'ajustements, les courbes hauteur-durée des averses dans leur intégralité et des corps d'averses pour une fréquence donnée sont identiques jusqu'à la durée 60 minutes environ, puis la courbe des corps d'averses est en dessous de celles des averses dans leur intégralité. Cela s'explique de la façon suivante : jusqu'à soixante minutes les traînes d'averses n'ont pas d'influence sur les distributions et à partir de soixante minutes les corps d'averses de durée supérieure au temps T deviennent de plus en plus rares.
- les courbes tracées pour les corps d'averses en ne considérant pour une durée T que les corps d'averses de durée supérieure ou égale à T, présentent un maximum puis décroissent. Cela s'explique également par le fait que plus T est grand, plus les pluies de durées supérieures à T sont rares. Le maximum a lieu pour un temps voisin de 80 minutes, les formules classiques pour le dimensionnement des ouvrages pour des bassins de temps de concentration voisin de 80 minutes risquent donc d'être complètement inadéquates (voir introduction).

3.2.2. Etude statistique des durées des averses et des corps d'averses

3.2.2.a. Durée des corps d'averses

On a pu ajuster graphiquement de façon très satisfaisante une loi de Galton tronquée à la distribution des durées des corps d'averses (voir fig. n° 4).

Rappelons qu'une loi de Galton tronquée a pour expression :

$$F(x) = F_0 \cdot \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^u u^{-1} \cdot \exp\left(-\frac{(\text{Log } u)^2}{2\sigma^2}\right)$$

avec

$F(x)$ = fréquence au dépassement de x , exprimé de la même façon que F_0 .

F_0 = paramètre de tronquage, c'est ici la fréquence de l'événement « averse ».

σ = paramètre de forme.

$$u = \frac{x - x_0}{s}$$

avec x_0 = paramètre de position

s = paramètre d'échelle

Les paramètres de la loi ajustée sont :

$$F_0 = 59,65 \text{ fois par an}$$

$$\sigma = 0,764$$

$$s = 24 \text{ minutes}$$

$$x_0 = 0 \text{ minute}$$

On trouvera dans le tableau n° IV les valeurs de $F(x)/F_0$ pour des durées comprises de 0 à 300 minutes ainsi que l'effectif de chaque classe de durée, exprimé en nombre de fois par année, les classes étant déterminés de 5 en 5 minutes.

On remarquera que les corps d'averses sont dans l'ensemble de courte durée puisque 50% ont une durée supérieure à 24 minutes, 10% une durée supérieure à 82 minutes. Cela est très important car cela montre que l'hypothèse implicite faite dans les formules classiques utilisées pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement ne sera absolument pas vérifiée pour des bassins ayant un temps de concentration relativement grand.

3.2.2.b. Durée des averses dans leur intégralité

Nous avons ajusté deux lois à la distribution des durées des averses dans leur intégralité (voir fig. n° 5).

— une loi de Galton qui permet une bonne estimation de la fréquence des durées inférieures à 138 minutes.

— une loi de Goodrich qui permet une bonne estimation de la fréquence des durées supérieures à 138 minutes.

Les paramètres de ces lois sont les suivants :

	<i>Loi de Galton</i> (TP < 138 minutes)	<i>Loi de Goodrich</i> (TP > 138 minutes)
F ₀	57.22	57.22
δ	1.08	0.952
s	44.8	73.8
x ₀	0	0

avec F₀ = paramètre de tronquage en nombre de fois par an

δ = paramètre de forme

s = paramètre d'échelle en minutes

x₀ = paramètre de position en minutes

TABLEAU IV
PLUVIOGRAPHIE DE OUACA AERO
DISTRIBUTION CALCULÉE DE LA DURÉE DES CORPS D'AVERSSES

<i>I N T</i>	$F(x)/F_0$	<i>e</i>	<i>I N T</i>	$F(x)/F_0$	<i>e</i>
0-5	100.0	1.197	155-160	0.7324	0.04766
5-10	97.994	6.320	160-165	0.6525	0.04188
10-15	87.4000	8.547	165-170	0.5823	0.03681
15-20	73.0726	8.130	170-175	0.5206	0.03233
20-25	59.4434	6.904	175-180	0.4664	0.02851
25-30	47.8692	5.580	180-185	0.4186	0.02505
30-35	38.5156	4.437	185-190	0.3766	0.02237
35-40	31.0778	3.510	190-195	0.3391	0.01980
40-45	25.1930	2.776	195-200	0.3059	0.01754
45-50	20.5401	2.206	200-205	0.2765	0.01569
50-55	16.8426	1.760	205-210	0.2502	0.01402
55-60	13.8920	1.410	210-215	0.2267	0.01241
60-65	11.5278	1.140	215-220	0.2059	0.01121
65-70	9.6167	0.9250	220-225	0.1871	0.01008
70-75	8.0660	0.7556	225-230	0.1702	0.00901
75-80	6.7994	0.6212	230-235	0.1551	0.00805
80-85	5.7581	0.5132	235-240	0.1416	0.00734
85-90	4.8978	0.4256	240-245	0.1293	0.00656
90-95	4.1843	0.3544	245-250	0.1183	0.00597
95-100	3.5902	0.2969	250-255	0.1083	0.00537
100-105	3.0924	0.2509	255-260	0.09930	0.00487
105-110	2.6718	0.2113	260-265	0.09114	0.00446
110-115	2.3175	0.1799	265-270	0.08367	0.00400
115-120	2.0160	0.1524	270-275	0.07696	0.00364
120-125	1.7605	0.1308	275-280	0.07086	0.00334
125-130	1.5413	0.1124	280-285	0.06526	0.00301
130-135	1.3528	0.0968	285-290	0.06022	0.00277
135-140	1.1905	0.08321	290-295	0.05558	0.00258
140-145	1.0510	0.07248	295-300	0.05125	0.00225
145-150	0.9295	0.06293	300-00	0.04747	(0.0283)
150-155	0.8240	0.05464			

I N T = classe de durée (minutes)

$F(x)/F_0$ = fréquence au dépassement de la borne inférieure de la classe de durée, exprimée en %

e = effectif de la classe exprimée en nombre de fois par année

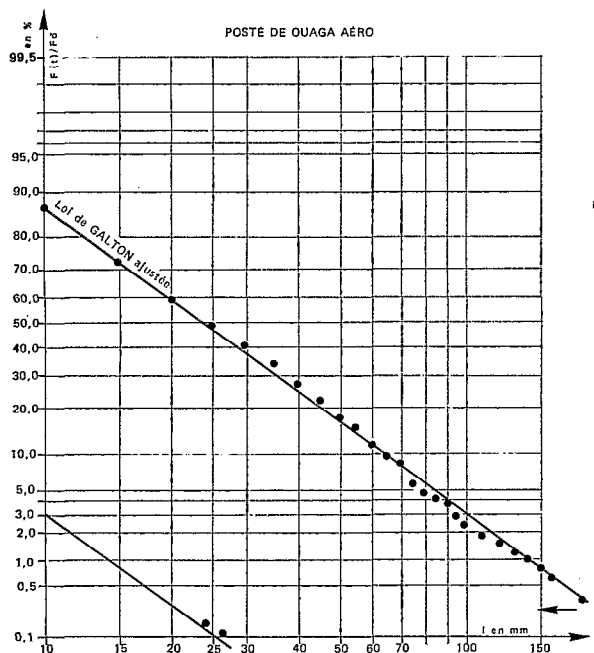


Fig. 4. — Corps d'averses. Distribution des durées

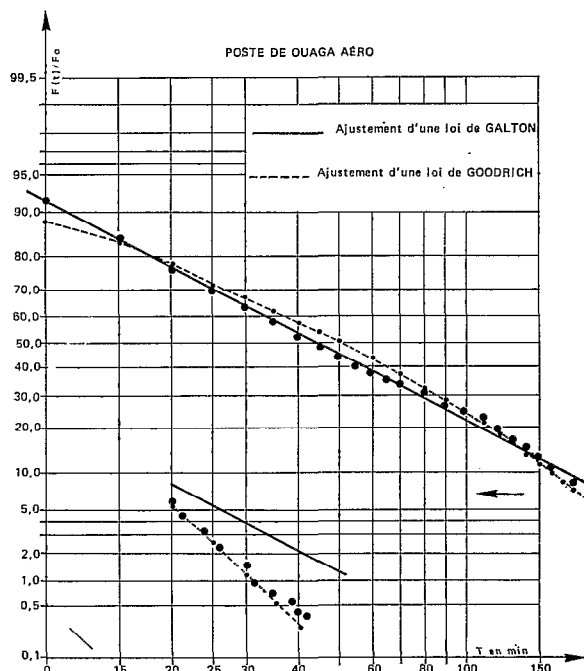


Fig. 5. — Averses dans leur intégralité. Distribution des durées

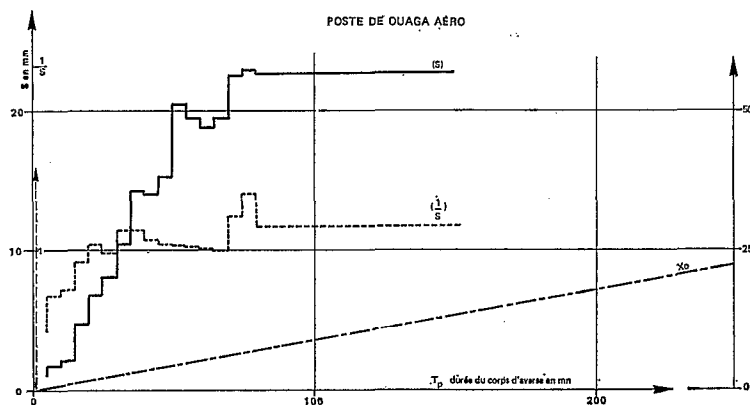


Fig. 6. — Paramètre des lois de Goodrich ajustées aux distributions des hauteurs des corps d'averses de différentes durées

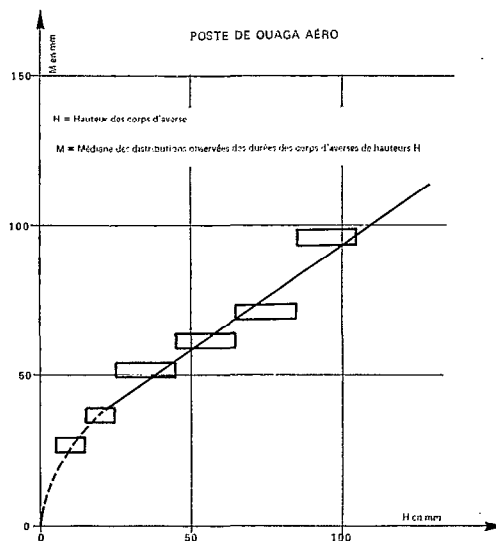


Fig. 7. — Médiane des distributions observées des durées des corps d'averses de différentes hauteurs

3.2.3. Distribution des hauteurs des corps d'averses sachant leurs durées

Pour estimer les lois de probabilités des hauteurs des corps d'averses sachant leurs durées, nous avons procédé de la façon suivante :

- Nous avons fait une partition de l'ensemble des corps d'averses basée sur leur durée. Les classes étant déterminées de 5 en 5 minutes.
- Pour les corps d'averses de durée inférieure à 80 minutes, l'effectif des classes étant suffisant, nous avons ajusté graphiquement, de façon satisfaisante, pour chaque classe une loi de Goodrich, en posant :

$$x_0 = \frac{xb}{60} \cdot 5$$

x_0 = étant le paramètre de position de la loi de Goodrich (mm)

xb = la valeur inférieure en minutes de la borne inférieure de la classe

On suppose, en effet, que tous les corps d'averses ont une intensité moyenne supérieure à 5 mm/h, ce qui est en accord avec le critère d'individualisation que l'on a choisi (voir § 3.1.).

— Pour les corps d'averses de durée supérieure à 80 minutes, l'effectif de chaque classe était insuffisant on a admis que la variable ($x - x_0$) suivait la même loi de probabilité avec :

$$x_0 = \frac{5}{60} \cdot T_p \quad T_p : \text{durée du corps d'averses en mn}$$

Effectivement nous avons pu ajuster de façon satisfaisante une loi de Goodrich à la distribution de cette variable.

On trouvera dans le tableau V les valeurs des paramètres des lois de Goodrich ajustées. On a représenté sur la figure n° 6 leur évolution en fonction de la durée du corps d'averses.

3.2.4. Distribution des durées des corps d'averses sachant leurs hauteurs

On trouvera dans le tableau VI les distributions observées des durées des corps d'averses pour chaque classe de hauteurs (5-15, 15-25, 25-45, 45-65, 65-85, 85-105 mm).

On trouvera également représentée sur la figure n° 7 l'évolution de la valeur de la médiane des distributions observées des durées pour chaque classe, en fonction des hauteurs.

TABLEAU V
POSTE DE OUAGA-AERO
VALEUR DES PARAMÈTRES DE LOIS DE GOODRICH
AJUSTÉES AUX DISTRIBUTIONS DES HAUTEURS DES CORPS D'AVERSSES DE DIFFÉRENTES DURÉES

<i>Intervalle en minutes</i>	<i>x₀ mm</i>	<i>S mm</i>	<i>1 δ</i>
5-10	0.417	1.69	0.668
10-15	0.833	2.07	0.710
15-20	1.25	4.73	0.906
20-25	1.667	6.85	1.029
25-30	2.083	8.00	0.965
30-35	2.50	10.30	1.136
35-40	2.917	14.1	1.282
40-45	3.333	13.8	1.064
45-50	3.750	15.1	1.031
50-55	4.167	20.3	1.020
55-60	4.583	19.3	1.06
60-65	5.00	18.6	1.00
65-70	5.417	19.3	0.973
70-75	5.833	22.3	1.225
75-80	6.25	22.7	1.381
75-00	$\left(\frac{5}{60} \times TP\right)$	(22.4)	(1.116)

avec x_0 = paramètre de position en mm
 S = paramètre d'échelle en mm
 δ = paramètre de forme
 TP = durée du corps d'averses

TABLEAU VI
 POSTE DE OUACA-AERO
 DISTRIBUTION OBSERVÉE (EN %) DE LA DURÉE DU CORPS D'AVERSE
 POUR CHAQUE CLASSE DE HAUTEUR

ct	ch						85-105
	5-15	15-25	25-45	45-65	65-85		
5-10	3.5	.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10-15	7.5	1.8	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
15-20	13.6	4.3	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
20-25	13.4	9.8	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
25-30	12.7	8.6	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0
30-35	9.0	6.0	9.6	0.0	0.0	0.0	0.0
35-40	8.8	20.9	10.3	5.3	0.0	0.0	0.0
40-45	9.2	10.4	8.1	2.6	0.0	0.0	0.0
45-50	4.4	9.8	9.6	7.9	14.3	0.0	0.0
50-55	3.7	5.5	7.4	7.9	14.3	0.0	0.0
55-60	3.9	5.5	11.8	7.9	0.0	0.0	0.0
60-65	3.5	3.0	5.1	13.2	14.3	0.0	0.0
65-70	2.4	3.7	5.1	7.9	14.3	0.0	0.0
70-75	1.3	1.8	5.9	5.3	0.0	0.0	0.0
75-80	0.4	2.5	2.2	5.3	0.0	0.0	0.0
80-85	0.0	1.2	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0
85-90	0.4	1.2	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0
90-95	0.8	0.0	2.2	5.3	0.0	0.0	0.0
95-100	0.3	0.5	1.5	5.3	0.0	0.0	50.0
100-105	0.3	0.0	1.5	0.0	14.3	0.0	0.0
105-110	0.2	0.0	0.7	2.6	0.0	0.0	0.0
110-115	0.3	1.2	0.7	2.6	0.0	0.0	0.0
115-120	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
120-125	0.0	0.0	0.7	5.3	0.0	0.0	0.0
125-130	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0
130-135	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
135-140	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
140-145	0.3	0.0	0.0	2.6	14.3	0.0	0.0
145-150		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
150-155		0.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
155-160		0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0
160-165		0.0	0.0	0.0	14.3	0.0	0.0
165-170		0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0
170-175		0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0
175-180		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
180-185		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
185-190		0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0
190-195		0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
195-200			0.0	6.0	0.0	0.0	0.0
200-205			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
205-210			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
210-215			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215-220			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
220-225			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
225-230			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
230-235			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235-240			0.7	2.6			27.0

ch = classe de haut en mm

ct = classe durée en mn

Pour des hauteurs supérieures à 20 mm, on pourra estimer la valeur médiane des durées en utilisant la relation :

$$\text{DMC(PC)} = 0,71 \cdot \text{PC} + 24$$

avec DMC(PC) = durée médiane des corps d'averses de hauteur PC (mn)
PC = hauteur du corps d'averses (mm)

3.2.5. Formes des hyétogrammes de corps d'averses

3.2.5.a. Formes moyennes (voir introduction)

Pour chaque classe de durée, la durée du corps d'averse a été découpée en N tranches égales, pour chaque tranche a été calculée la valeur

$$X_i = \frac{P_i}{T} \cdot \frac{TP}{PC}$$

avec PC = hauteur du corps d'averse
TP = durée du corps d'averse
P_i = hauteur de pluie tombée durant la tranche n° i
T = durée de la tranche = $\frac{TP}{N}$

N est déterminé de façon telle que la durée de chaque tranche soit voisine de 5 minutes. Nous avons ensuite calculé à partir de l'échantillon des corps d'averses, la moyenne et l'écart type des valeurs X_i.

Les valeurs trouvées sont données dans le tableau VIII. Les classes choisies ainsi que la valeur de N correspondante sont données dans le tableau VII.

On remarquera que la dispersion des valeurs X_i n'est pas excessive puisque la valeur du coefficient de variation varie de 0,2 à 0,5 pour les tranches correspondant aux intensités maximales, de 0,8 à 1,0 pour celles correspondant aux intensités minimales.

3.2.5.b. Formes types : (voir introduction)

Pour chaque classe de durée, nous avons calculé la position moyenne du maximum d'intensité (on trouvera dans le tableau IX les distributions observées de cette valeur). A ces valeurs nous avons ajusté la fonction TPM(TP), TPM étant la position moyenne du maximum, représentée sur la figure n° 8.

Par ailleurs nous avons pour chaque classe de durée, superposé toutes les formes des hyétogrammes de l'échantillon en faisant coïncider les maxima et avons calculé la moyenne des X_i des tranches ainsi définies. La forme type ainsi définie a, à ce stade, une durée supérieure à celle de la classe puisque les maxima ne surviennent pas toujours à la même date. A l'aide de la fonction TPM(TP), on détermine alors la position du maximum, donc la date du début et de la fin de l'hydrogramme ; l'excédent de pluie se trouvant avant le début de la pluie ainsi défini est réparti régulièrement sur les tranches précédant le maximum ; on fait de même pour l'excédent de pluie se trouvant après la fin de l'hydrogramme.

Les formes types des hyétogrammes pour chaque classe de durée sont données dans le tableau X. Est également mentionné sur ce tableau l'écart type de la distribution des maxima.

3.2.5.c. Hyétogrammes des événements exceptionnels

On trouvera dans le tableau XI les hyétogrammes des trois plus fortes pluies enregistrées du poste de Ouaga Aéro. Ces hyétogrammes sont dessinés sur la figure n° 11.

3.2.6. Distribution des hauteurs des corps d'averses (fig. n° 12)

On a ajusté à la distribution des hauteurs des corps d'averses une loi de Goodrich dont on trouvera les paramètres dans le tableau XII, ainsi que les valeurs caractéristiques de cette distribution.

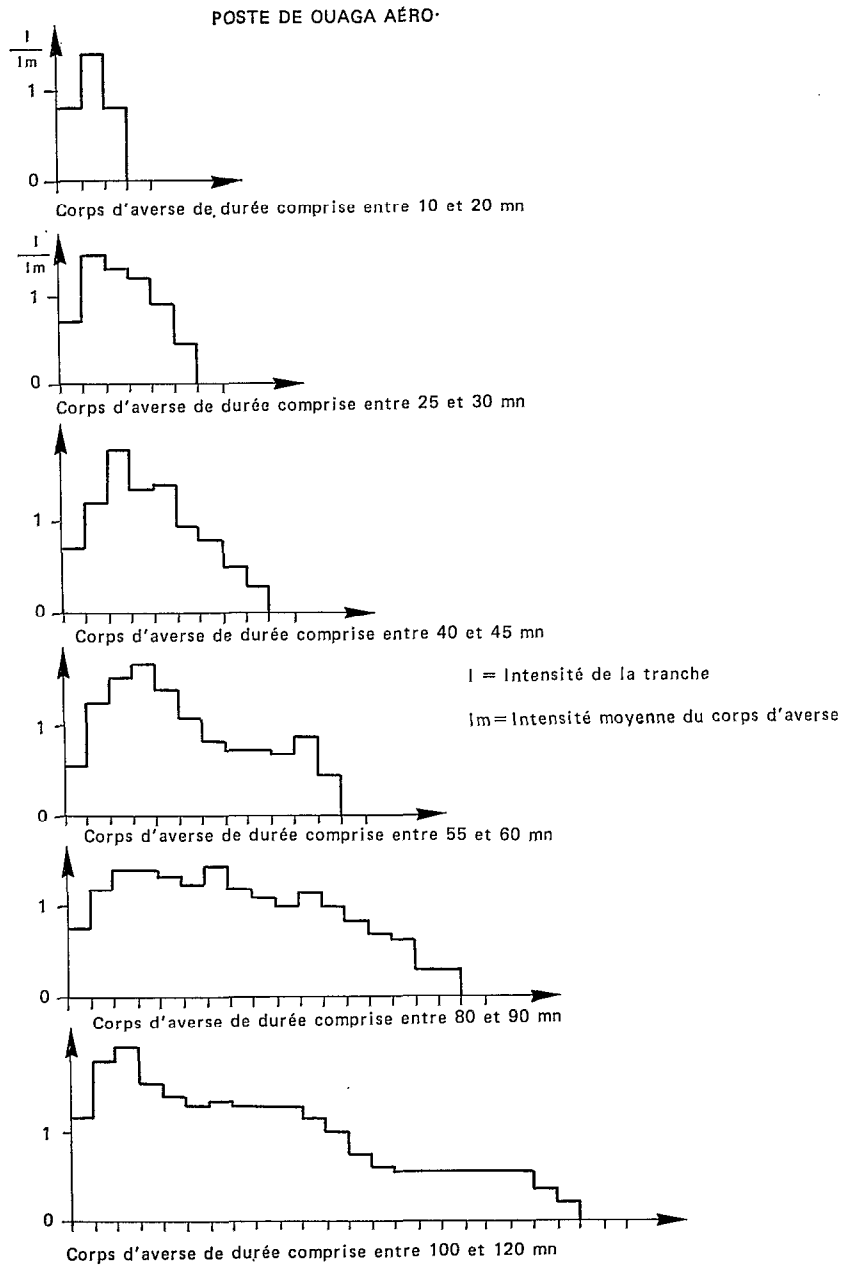


Fig. 8. — Formes moyennes des hyétogrammes des corps d'averses de différentes durées

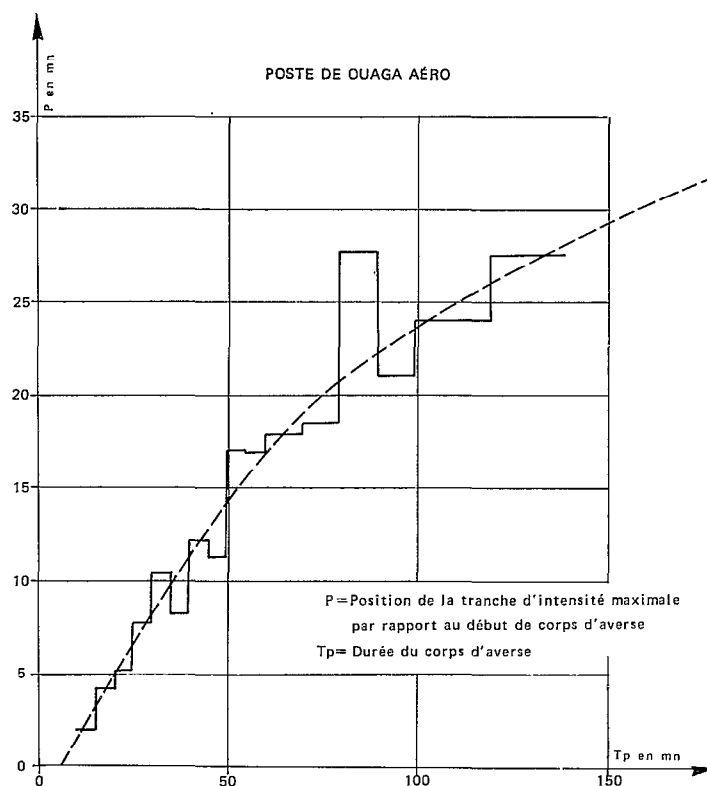


Fig. 9. — Position moyenne de la tranche d'intensité maximale en fonction de la durée du corps d'averse

TABLEAU VII
PLUVIOGRAPHIE DE OUAGA AÉRO
CLASSES DE DURÉE DÉFINIES POUR LA DÉTERMINATION DES HYÉTOGRAMMES

N°	Bs	N
1	10-15	3
2	15-20	4
3	20-25	5
4	25-30	6
5	30-35	7
6	35-40	8
7	40-45	9
8	45-50	10
9	50-55	11
10	55-60	12
11	60-70	13
12	70-80	15
13	80-90	17
14	90-100	19
15	100-120	22
16	120-140	26
17	140-180	32

N° = numéro de la classe

Bs = Bornes inférieures et supérieures de la classe en minutes

N = nombre d'intervalles de durée utilisé pour le calcul de la forme du hyétogramme

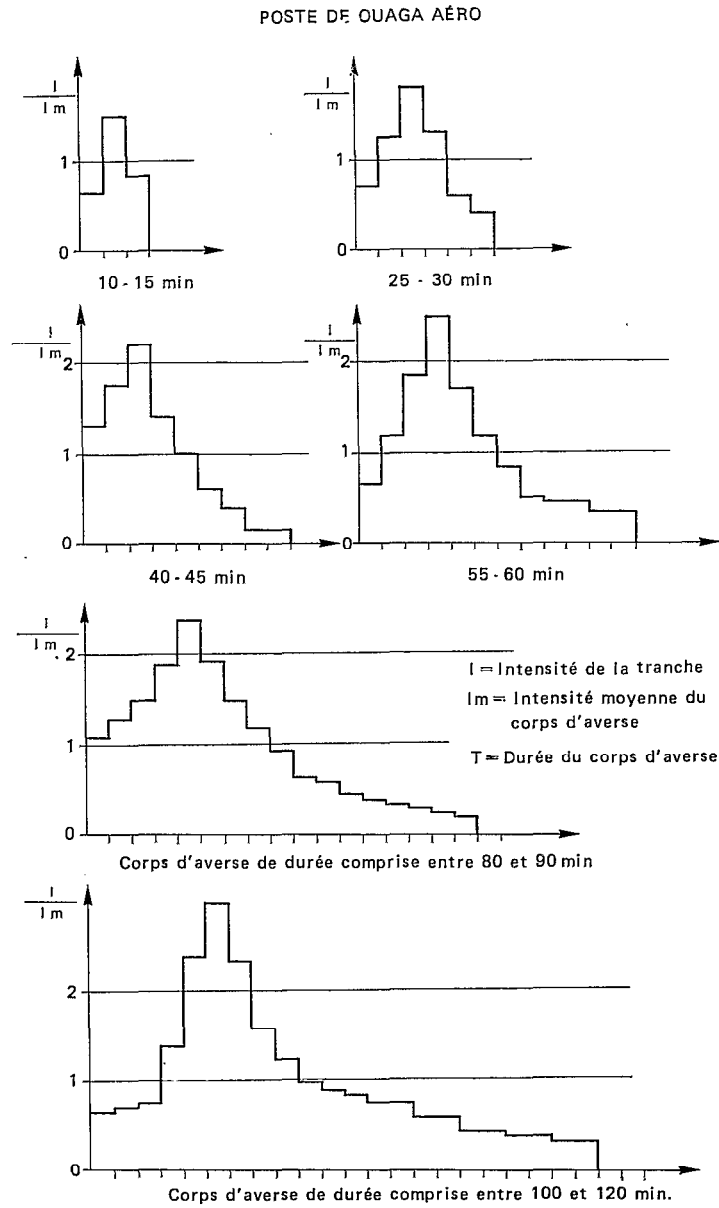


Fig. 10. — Formes types des hyétogrammes des corps d'averses de différentes durées

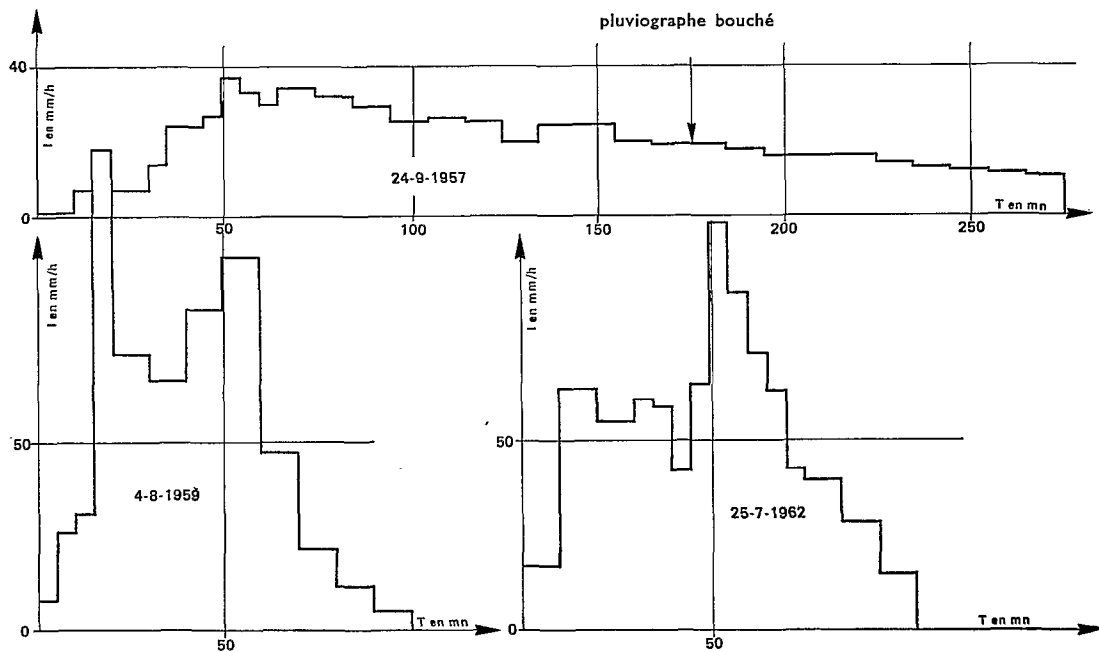


Fig. 11. — Hyétogrammes des trois plus fortes averses enregistrées au poste de Ouaga Aéro

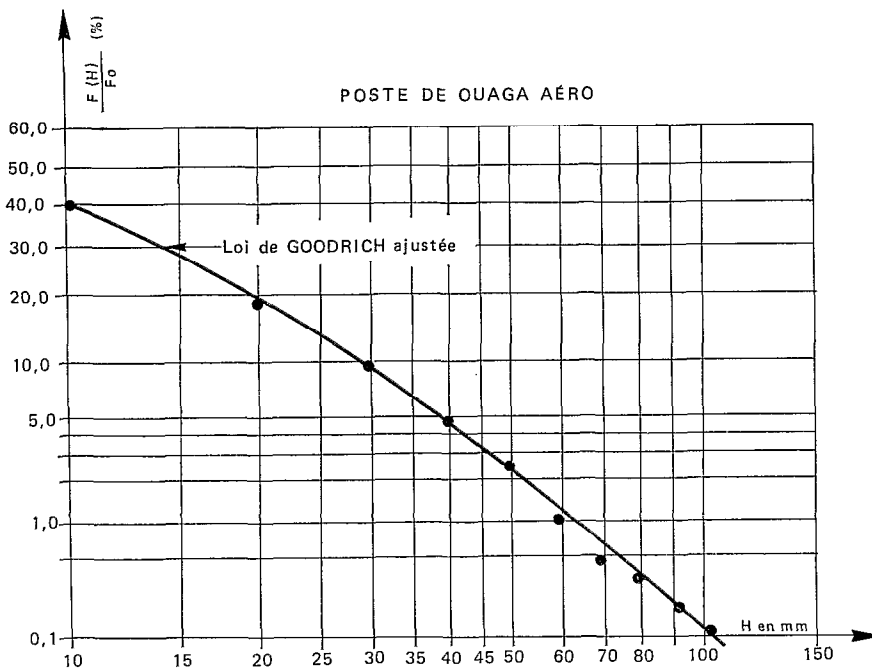


Fig. 12. — Corps d'averse. Distribution des hauteurs

TABLEAU VIII

FORMES MOYENNES DES HYÉTOGRAMMES DES CORPS D'AVERSES DE DIFFÉRENTES DURÉES

C	NT																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
1	.81 .41	1.38 .39	.81 .27																								
2	.69 .38	1.42 .42	1.27 .35	.62 .40																							
3	.76 .50	1.41 .48	1.32 .36	1.00 .45	.51 .37																						
4	.70 .40	1.43 .59	1.32 .38	1.18 .59	.91 .47	.46 .31																					
5	.88 .79	1.18 .38	1.37 .49	1.37 .48	1.01 .44	.76 .42	.43 .29																				
6	.92 .55	1.60 .71	1.47 .41	1.32 .57	1.06 .58	.76 .43	.55 .56	.32 .28																			
7	.67 .58	1.21 .55	1.83 .98	1.35 .45	1.42 .65	.96 .49	.78 .49	.50 .46	.29 .26																		
8	.87 .56	1.43 .87	1.52 .56	1.44 .67	1.15 .43	1.06 .38	1.04 .70	.78 .47	.44 .50	.26 .18																	
9	.62 .51	.99 .70	1.66 1.04	1.40 .54	1.38 .60	1.31 .58	1.19 .70	.87 .60	.78 .55	.36 .43	.44 1.26																
10	.53 .44	1.27 .73	1.56 .68	1.71 1.02	1.40 .64	1.10 .54	.85 .32	.73 .44	.75 .64	.72 .56	.93 1.83	.45 .42															
11	.92 1.11	1.17 .89	1.52 .87	1.48 .63	1.43 .64	1.29 .50	1.28 .82	.96 .50	.94 .77	.76 .56	.67 .48	.30 .26	.29 .24														
12	.64 .42	1.09 .77	1.41 .62	1.40 .71	1.38 .62	1.46 .65	1.69 .24	1.24 .65	1.14 .83	.94 .49	.78 .52	.65 .39	.59 .27	.31 .21	.29 .21												
13	.75 .60	1.21 .95	1.39 .84	1.40 .93	1.35 .59	1.26 .49	1.43 .84	1.22 .62	1.08 .49	.98 .45	1.17 1.00	.99 .84	.87 .58	.69 .39	.63 .35	.29 .29	.29 .29										
14	.83 .62	1.27 .75	1.59 .99	1.89 1.08	1.67 .63	1.49 .48	1.51 .64	1.50 .51	1.18 .49	.99 .57	.97 .75	.73 .45	.68 .36	.63 .35	.58 .28	.49 .31	.49 .32	.26 .21	.26 .21								
15	1.16 .71	1.77 1.30	1.97 1.33	1.55 .81	1.43 .77	1.32 .82	1.35 .74	1.28 .65	1.29 .78	1.30 .87	1.16 .88	1.00 .74	.77 .45	.62 .35	.57 .30	.54 .27	.55 .26	.55 .27	.54 .27	.37 .25	.36 .26						
16	.68 .50	.92 .64	1.74 .87	1.64 .85	1.74 .88	1.88 .81	1.17 .79	1.59 .46	1.48 .60	1.52 .73	1.41 .56	1.12 .43	.90 .42	.76 .33	.72 .35	.76 .40	.70 .39	.68 .38	.59 .29	.56 .24	.43 .16	.40 .17	.42 .20	.42 .21	.40 .25	.40 .25	

C = classe de durée
NT = rang de la tranche

Chiffre supérieur = valeur moyenne de $\frac{I}{I \text{ moy}}$ de la tranche

Chiffre inférieur = écart type de $\frac{I}{I \text{ moy}}$

I = intensité de la tranche
I moy = intensité moyenne du corps d'averses

TABLEAU IX

DISTRIBUTION OBSERVÉE (EN %) DE LA POSITION DE L'INTENSITÉ MAXIMALE POUR CHAQUE CLASSE DE DURÉE

CD = classe de durée des corps d'averse en mn

CP = classe de position de l'intensité (par rapport au début de l'averse) en mn

CP	CD																
	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55	55-60	60-70	70-80	80-90	90-100	100-120	120-140	140-180
0-10	100	98	87	60	40	56	53	44	40	28	30	27	26	15	45	0	0
10-20	0	2	13	40	60	38	34	32	23	44	27	24	17	46	15	33	0
20-30			0	0	0	6	11	20	23	0	33	32	26	15	5	33	0
30-40					0	0	2	4	14	11	5	14	0	15	15	17	10
40-50							0	0	0	17	3	3	5	9	10	17	30
50-60									0	0	0	0	9	0	0	0	10
60-70											2	0	13	0	5	0	0
70-80												0	4	0	0	0	20
80-90													0	0	0	0	10
90-100														0	5	0	0
100-110															0	0	10
110-120															0	0	10
120-130																0	0
130-140																0	0
140-150																	0
150-160																	0
Moyenne	2.5	4.2	5.1	7.8	10.5	8.3	12.3	11.4	17.3	17.1	18.1	18.7	28.0	21.2	24.2	22.7	66.8

TABLEAU X
FORMES TYPES DES HYÉTOGRAMMES DES CORPS D'AVERSES DE DIFFÉRENTES DURÉES

C	NT																									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1	.64	1.50 0.36	.86																							
2	1.02	1.64 0.33	1.03	0.31																						
3	1.26	1.72 .43	1.17	.62	.23																					
4	.69	1.25	1.79 .53	1.28	.60	.39																				
5	1.02	1.30	1.79 .60	1.27	.91	.56	.15																			
6	.83	1.55	1.97 .62	1.51	.92	.62	.37	.23																		
7	1.33	1.75	2.22 .87	1.42	1.00	.60	.41	.14	.13																	
8	.60	.81	1.51	2.15 .57	1.65	1.16	.84	.58	.35	.35																
9	1.01	1.48	1.95	2.45 1.15	1.46	.98	.64	.46	.22	.19	.16															
10	.63	1.20	1.85	2.51 1.52	1.71	1.19	.85	.51	.44	.43	.34	.34														
11	.68	.88	1.12	1.56	2.60 1.16	1.71	1.19	.97	.84	.52	.49	.23	.21													
12	.70	.86	1.75	1.98	2.59 1.01	1.82	1.21	.97	.80	.68	.50	.41	.32	.23												
13	1.12	1.30	1.50	1.92	2.41 1.08	1.94	1.48	1.17	.96	.64	.60	.45	.36	.32	.23	.19										
14	.40	.69	1.06	1.33	2.01	2.41 0.93	1.91	1.38	1.39	1.26	.88	.84	.75	.71	.52	.48	.42	.38	.16							
15	.64	.70	.74	1.40	2.40	2.97 1.31	2.32	1.65	1.26	1.01	.92	.87	.74	.74	.61	.61	.47	.47	.39	.39	.35	.35				

C = classe de durée
NT = rang de la tranche

Valeur supérieure = valeur de $\frac{I}{I \text{ moy}}$ de la tranche

Valeur inférieure = écart type du $\frac{I}{I \text{ moy}}$ maximum

I = intensité de la tranche
I moy = intensité moyenne du corps d'averse

TABLEAU XI
HYÉTOGRAMMES DES 3 PLUS FORTES AVERSES ENREGISTRÉES AU POSTE DE OUAGA AERO

Date	24-09-57	04-08-59	25-07-62
P	108.5	118.3	92.2
PC	92.0	84.3	84.8
TT	349	556	248
TP	283	95	98
Pmx	42	15	45

TR ↓ (mn)	Hyétoigrammes des corps d'averse (mm/h)		
- 50 · - 40	1		16
- 40 · - 30	7		63
- 30 · - 20	7		54
- 20 · - 15	14		60
- 15 · - 10	24	8	58
- 10 · - 05	24	26	41
- 05 · - 0	27	31	64
0 · + 05	37	128	107
+ 05 · + 10	33	73	88
+ 10 · + 15	30	73	72
+ 15 · + 20	34	66	62
+ 20 · + 25	34	66	41
+ 25 · + 35	32	85	38
+ 35 · + 45	29	99	27
+ 45 · + 55	25	47	13
+ 55 · + 65	26	22	
+ 65 · + 75	25	12	
+ 75 · + 85	19	4	
+ 85 · + 95	24		
+ 95 · + 105	24		
+ 105 · + 115	18		
+ 115 · + 125	17		
+ 125 · + 135	17		
+ 135 · + 145	16		
+ 145 · + 155	15		
+ 155 · + 165	15		
+ 165 · + 175	15		
+ 175 · + 185	13		
+ 185 · + 195	12		
+ 195 · + 205	11		
+ 205 · + 215	10		
+ 215 · + 225	9		
+ 225 · + 235			

P = hauteur totale de l'averse en mm
 PC = hauteur du corps d'averse en mm
 TT = durée de l'averse en minutes
 TP = durée du corps d'averses en minutes
 Pmx = position du maximum par rapport au début du corps d'averses en minutes
 TR = tranches d'intensités repérées à partir du maximum

TABLEAU XII
 POSTE DE OUAGA AERO
 DISTRIBUTION DES HAUTEURS DES CORPS D'AVERSSES

Paramètres de la loi de Goodrich ajustée

$$F(x) = F_0 \exp \left[- \frac{(x - x_0)^\delta}{S} \right]$$

avec :

$F(x)$ = probabilité que la hauteur soit égale ou supérieure à x (en nb fois par an)
 F_0 = paramètre de tronquage = 59.65 fois par an
 x_0 = paramètre de position = 0 mm
 S = paramètre d'échelle = 11.2 mm
 δ = paramètre de forme = 1.135

Valeurs caractéristiques

R	PC
0.5	44.9
1.0	55.4
2.0	66.2
5.0	80.7
10	92.0
20	103.4
50	118.7

avec :

R = période de récurrence en années
 PC = hauteur (en mm) du corps d'averse

IV. ÉTUDE DE L'ABATTEMENT

Dans l'analyse théorique que nous avons présentée dans l'introduction, on supposait que la pluie était homogène sur tout le bassin considéré. Ce n'est évidemment pas le cas dans la réalité ; on admettra donc que sur les bassins urbains qui sont de petite taille, les variations spatiales des caractéristiques de la pluie sont suffisamment faibles pour que l'on soit en droit d'appliquer les résultats de cette analyse en utilisant des valeurs moyennes.

Les distributions de ces valeurs moyennes ne sont pas a priori identiques à celles des valeurs ponctuelles que l'on a déterminées au chapitre précédent. Ces distributions ne sont cependant pas indépendantes. Il faut donc à partir du petit nombre d'années d'observations des valeurs moyennes, définir des fonctions permettant de passer des unes aux autres. Ce sont les fonctions « coefficient d'abattement ».

Il faudrait donc en toute rigueur déterminer de telles fonctions pour toutes les variables : hauteurs de pluies tombées pendant différentes durées, durée des aversses, forme de hyétogramme etc. Cela représenterait un travail énorme, sans rapport avec le gain de précision que l'on peut escompter. Nous avons donc admis que :

- 1) les distributions des durées des hyétogrammes moyens étaient identiques à celle des hyétogrammes ponctuels.
- 2) la forme des hyétogrammes moyens était identique à celle des hyétogrammes ponctuels.
- 3) l'abattement des hauteurs de pluies de différentes durées était identique à celui des hauteurs journalières.

En conséquence, nous avons étudié uniquement l'abattement des hauteurs journalières de pluies. Nous avons utilisé pour cela la méthode mise au point par MM. Brunet Moret (Y) et Roche (M) [4]. Nous en rappelons ici brièvement le principe : pour les années où il y a eu observation des hauteurs moyennes, on effectue une partition de l'ensemble des pluies ponctuelles basée sur leurs hauteurs ; dans chaque classe ainsi définie on détermine la distribution observée des pluies moyennes. On compare ensuite l'effectif observé eo de chaque classe à l'effectif théorique ec , déterminé par la loi de probabilité des hauteurs ponctuelles que l'on a ajustée à partir d'un grand nombre d'années d'observations. On admet alors que pour chaque classe la distribution réelle des pluies moyennes se déduit de celle observée par l'affinité ec/co . Des distributions ainsi calculées est déduite celle des pluies moyennes que l'on compare à celle des pluies ponctuelles pour déterminer les coefficients d'abattement ABTf :

$$ABTf = \frac{Pf}{PPf}$$

avec

ABTf = coefficient d'abattement pour la fréquence f

Pf = pluie moyenne de fréquence f

PPf = pluie ponctuelle de fréquence f

Pour l'étude de l'abattement de pluies à Ouagadougou nous disposons de 6 années d'observations (1974 à 1979) à 6 postes :

- | | | |
|----------------------------|---|---------------|
| — Ouaga Aéro | } | Postes ASECNA |
| — Ouaga Ville | | |
| — Ouaga Centre ORSTOM | } | Postes ORSTOM |
| — Ouaga Mission Catholique | | |
| — Ouaga BRGM | | |
| — Ouaga HENNION | | |

Nous avons déterminé de la façon décrite plus haut la distribution des pluies moyennes sur les bassins suivants :

- le bassin Sud (1,73 km²)
- le grand bassin (5,2 km²)
- un petit bassin fictif de 0,5 km² environ pour lequel les coefficients de Thiessen des postes de Ouaga Ville et Ouaga Centre ORSTOM seraient identiques et égaux à 0,5.

On trouvera représentées sur la figure n° 13, ces distributions ainsi que celle des pluies ponctuelles calculées à partir de 48 années d'observations à Ouaga Ville.

Nous en avons déduit les fonctions ABT(PP) suivantes (voir fig. n° 14).

PP (mm)	ABT _I (PP)	ABT _{II} (PP)	ABT _{III} (PP)
20	1,0	1,0	1,0
30	1,0	1,0	1,0
40	1,0	1,0	1,0
50	1,0	1,0	1,0
60	1,0	0,99	0,98
70	0,99	0,98	0,96
80	0,99	0,96	0,93
90	0,98	0,94	0,91
100	0,98	0,93	0,88
110	0,97	0,91	0,86
120	0,97	0,90	0,84

avec :

PP = hauteur journalière de pluies ponctuelles

ABT_I(PP) = coefficient d'abattement pour le petit bassin fictif de 0,5 km²ABT_{II}(PP) = coefficient d'abattement pour un bassin de 1 km². Cette fonction a été déterminée par interpolation entre les courbes ABT_I(P) et ABT_{III}(P).ABT_{III}(PP) = coefficient d'abattement pour le bassin Sud (1,73 km²) et le grand bassin (5,2 km²). Les fonctions coefficient d'abattement trouvées sont en effet identiques pour les deux bassins, les fortes pluies survenues durant les six années d'observations ayant été concentrées sur la partie nord de la ville.

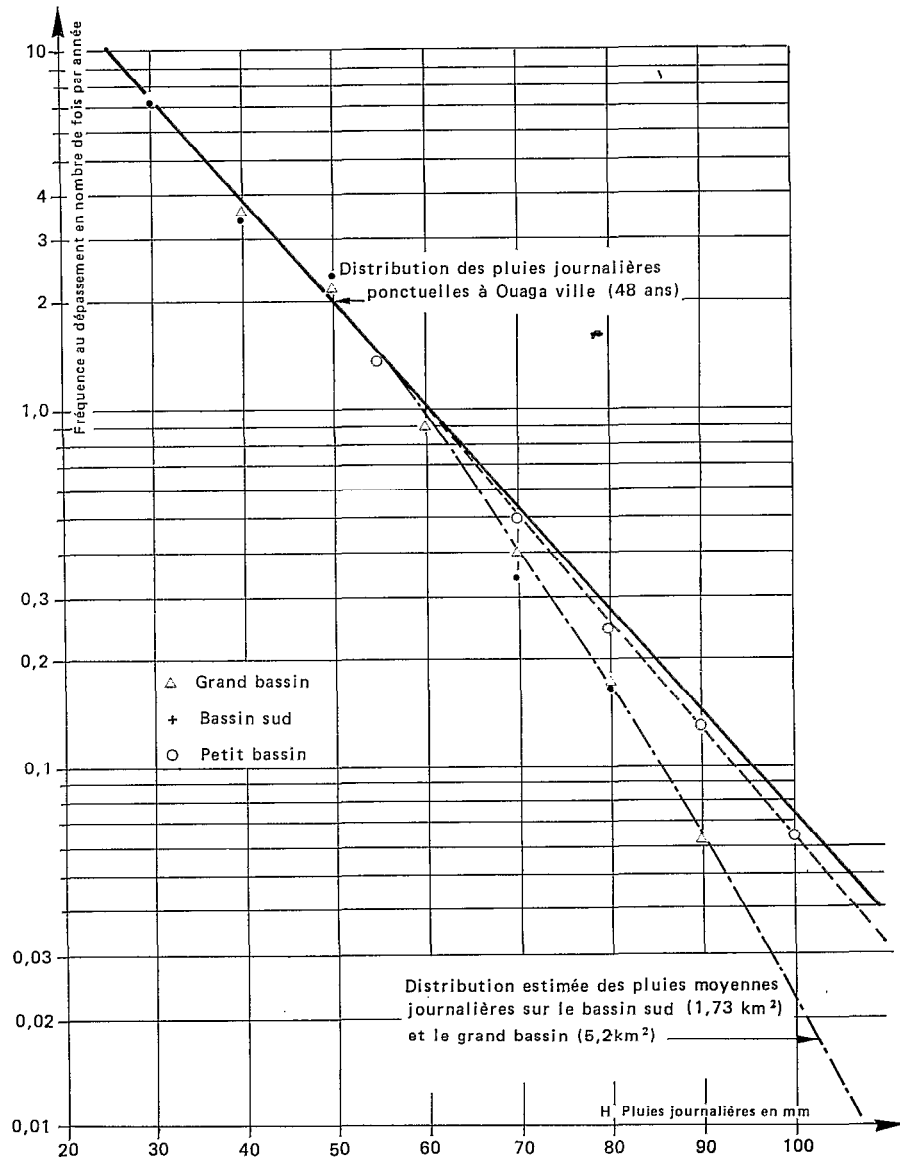


Fig. 13. — Distributions estimées des pluies moyennes journalières sur les différents bassins

ÉTUDE DU RUISSELLEMENT URBAIN A OUAGADOUGOU

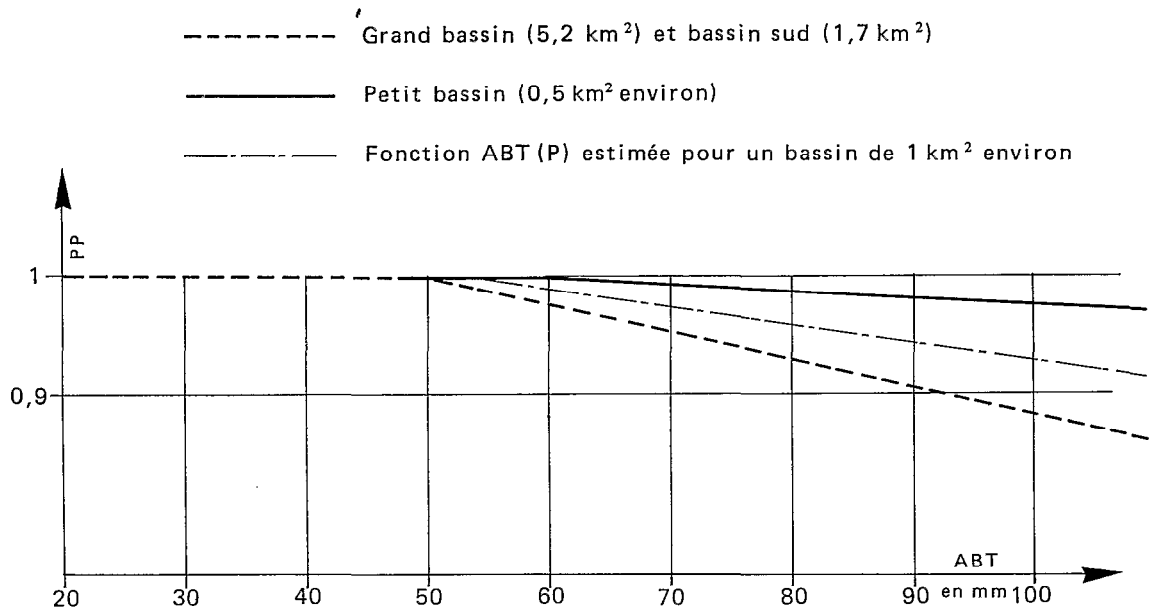


Fig. 14. — Coefficient d'abattement en fonction de la hauteur de pluie ponctuelle

V. RECHERCHE D'UNE RELATION PLUIE-LAME RUISSELÉE

Le but des mesures sur le terrain était de définir une fonction permettant pour un bassin dont on connaît les caractéristiques, le calcul de la lame ruisselée d'une crue à partir de paramètres caractérisant la pluie et l'état de saturation du bassin.

Les caractéristiques du bassin susceptibles d'intervenir sont :

- a) la nature et les caractéristiques hydrodynamiques de son sol.
- b) son relief.
- c) la nature et la densité de son réseau de drainage.
- d) son coefficient d'imperméabilisation.
- e) l'importance de la végétation.
- f) la taille et la répartition sur le bassin des surfaces imperméables.

Les deux derniers facteurs (e et f) pouvant être regroupés en la notion de type d'habitat.

A Ouagadougou, la pente du terrain est toujours faible et varie assez peu : de 0,5% dans la partie nord de la ville à 1% dans la partie sud. Le réseau de drainage est très limité et les caniveaux qui le constituent sont pour la plupart très encombrés. Si on admet en outre que les caractéristiques du sol sont identiques sur toute la ville, les bassins vont donc se différencier par leur type d'habitat et leur coefficient d'imperméabilisation, l'idéal aurait donc été pour chaque type d'habitat d'observer le ruissellement sur des bassins ayant des coefficients d'imperméabilisation différents. Malheureusement cela n'a pas été possible, la faible pente du terrain et le mauvais état des collecteurs rendant trop imprécise la délimitation des petits bassins. Nous avons équipé trois bassins (fig. n° 15) :

- le bassin de Saint-Julien ($S = 0,482 \text{ km}^2$)
- le bassin Sud ($S = 1,73 \text{ km}^2$)
- le grand bassin ($S = 5,2 \text{ km}^2$).

Avant de procéder à l'interprétation des mesures faites sur ces bassins il convient de les décrire brièvement et d'essayer de préciser la confiance que l'on peut accorder à ces mesures.

BASSINS URBAINS DE OUAGADOUGOU

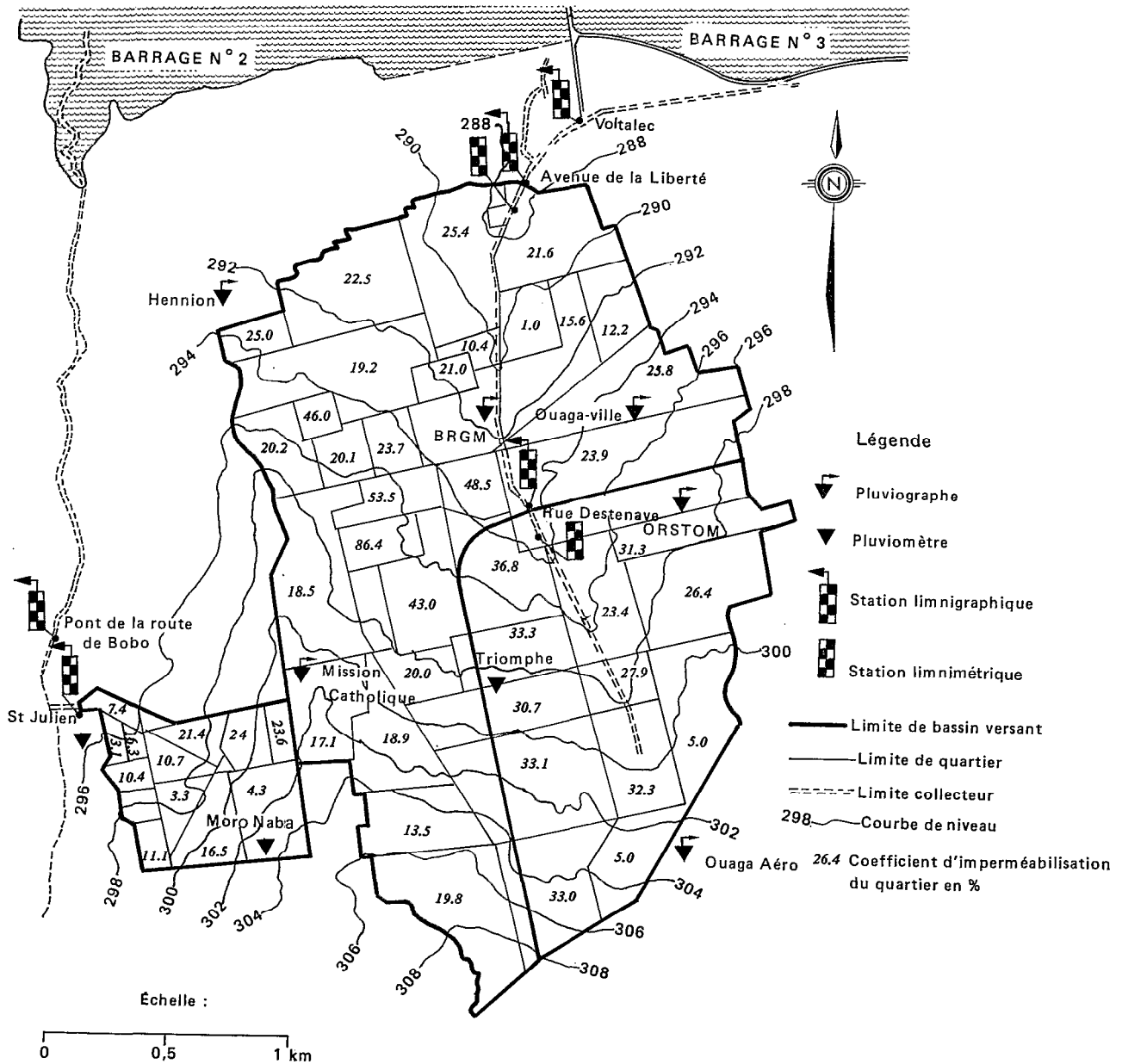


Fig. 15. — Equipement hydropluviométrique. Coefficients d'imperméabilisation

5.1. DESCRIPTION DES BASSINS

5.1.1. Les types d'habitats

L'examen des photographies aériennes permet de définir 7 types d'habitat, sur la ville de Ouagadougou : type T1 : les terrains nus sans ou avec peu de construction ; ex : la base aérienne.

type T2 : les zones d'habitation traditionnelles non loties : par exemple le quartier situé en rive gauche du Marigot du Moronaba dans la fourche constituée par la route de Bobo-Dioulasso et l'avenue Baskoui. On trouve également ce type d'habitat dans la partie située à l'extrême Est de la ville.

type T3 : les zones d'habitations denses loties : c'est ce type d'habitat que l'on rencontre au Sud du bassin (quartier de Tiempalogo et de Kamsoguen par ex.) et au Nord (quartier de Dapoya, Billibambilli, Paspanga). Les maisons sont ici de petite taille, en dur ou en banco et couvertes de tôle ondulée. Ce type d'habitat est aussi parfois appelé habitat traditionnel par opposition aux types d'habitat suivants appelés habitats modernes.

type T4 : la zone industrielle : les constructions sont ici de grande taille et situées au milieu de terrain sans végétation.

type T5 : la zone commerciale : les constructions sont de moyennes et de grandes tailles. Le taux d'occupation du sol est très important.

type T6 : les zones résidentielles et administratives. Les constructions sont de moyennes ou petites tailles, et sont situées au milieu de parcelles plantées d'arbres avec ou sans aires gazonnées.

type T7 : les nouvelles zones résidentielles, il s'agit des quartiers du type de celui de la zone du Bois : des maisons de tailles moyennes situées au milieu de parcelles plantées d'arbres et portant presque toujours des aires gazonnées.

Sur les bassins que nous avons installés, on ne rencontre que les types d'habitat T1, T3, T5, T6.

5.1.2. Les coefficients d'imperméabilisation

En l'absence de documents adéquats, nous avons d'abord pensé pouvoir déterminer les coefficients d'imperméabilisation des différents quartiers en effectuant des sondages. Nous nous sommes rendu compte que même pour les quartiers qui paraissaient homogènes à l'observation des photographies aériennes, la variation du coefficient d'imperméabilisation était importante. Nous avons donc dû procéder de la façon suivante :

- 1) nous avons fait agrandir à une échelle voisine du 1/2 000 les photographies aériennes.
- 2) sur ces agrandissements, nous avons mesuré pour tous les quartiers des bassins les surfaces imperméables et calculé la valeur du coefficient d'imperméabilisation.

5.1.3. Récapitulatif des caractéristiques des bassins équipés

On trouvera dans le tableau suivant le récapitulatif des caractéristiques des trois bassins que nous avons installés. Nous n'avons pas fait figurer dans ce tableau d'indice caractérisant le drainage, indice qui n'aurait pas eu grande signification vu le mauvais état des caniveaux.

	S km ²	IB %	C %	Kc	Types d'habitat			
					T1 %	T3 %	T5 %	T6 %
St Julien	0,482	1,05	10,0	1,25	0	100	0	0
Bassin Sud	1,73	0,69	25,0	1,26	18	82	0	0
Grand bassin	5,2	0,70	24,9	1,27	6	56	6	32

avec :

S = surface du bassin

IB = pente moyenne du bassin

C = coefficient d'imperméabilisation

Kc = coefficient de compacité de Gravelius = $0,28 \frac{Pc}{\sqrt{S}}$

avec :

Pc = périmètre du bassin

Types d'habitat = répartition des différents types d'habitat

5.2. LA QUALITÉ DES DONNÉES DISPONIBLES

Les mesures de la pluviométrie sur les bassins et des hauteurs d'eau à leur exutoire n'ont évidemment posé aucun problème. En revanche, il n'en a pas été de même pour l'établissement des courbes d'étalonnage des stations hydrométriques :

5.2.1. La station de Saint-Julien

Quand nous avons installé cette station en mai 1977, le marigot de Saint-Julien qui draine ce bassin n'était pas encore canalisé. C'était un fossé, large de 7 m environ et d'une profondeur d'environ 2 m, dont les berges et le fond subissaient des affouillements importants lors de chaque grosse crue. Pris par les jaugeages que nous essayions d'effectuer sur les stations situées sur le collecteur central, nous n'avons fait aucune mesure de débits à cette station en 1977. Le profil en travers de cette station changeant après chaque crue, il aurait d'ailleurs été impossible de trouver une courbe d'étalonnage commune à toutes les crues.

En 1978, nous avons consolidé les berges et le fond du marigot par un ouvrage en maçonnerie ; les 29 jaugeages que nous avons faits durant cette année ont mis en évidence le fait que l'écoulement était perturbé par les crues du marigot dit du Moro-Naba dans lequel se jette celui de Saint-Julien.

Nous avons pu cependant à partir de ces jaugeages déterminer une fonction j telle que :

$$Q = j(h, D)$$

avec Q = débit à la station

h = hauteur à l'échelle à la station à l'instant T

D = dénivelée à l'instant T , entre les niveaux de l'eau à la station de Saint-Julien et à celle située sur le marigot du Moro-Naba à l'amont du pont de la route de Bobo-Dioulasso.

Cependant, comme c'est toujours le cas pour ces types d'étalonnage, une certaine imprécision persiste sur la valeur réelle du débit.

En 1979, dans le cadre de l'aménagement du marigot du Moro-Naba, celui de Saint-Julien a été canalisé et nous avons pu, à partir des 34 jaugeages effectués cette année-là, tracer une courbe hauteur-débit univoque et très satisfaisante.

En conclusion ce rapide historique montre que seules les valeurs des lames ruisselées déterminées en 1979 sont assez sûres pour pouvoir être prises en compte dans une analyse précise du ruissellement sur le bassin de Saint-Julien.

5.2.2. Les stations situées sur le collecteur central (bassin sud et grand bassin)

Quand nous avons installé ces stations, nous pensions pouvoir les étalonner en faisant des mesures de débit au moulinet. Nous nous sommes rendu compte en 1977 que cela était impossible, les nombreux déchets de toutes sortes entraînés lors des crues empêchant l'hélice de tourner librement. Nous n'avions donc pas d'autre choix que celui d'essayer d'effectuer des jaugeages chimiques qui, vu les variations extrêmement rapides du plan d'eau, ne pouvaient être faits que par la méthode d'intégration. Nous allons rappeler brièvement le principe de cette méthode, ce qui va nous permettre de préciser les incertitudes existant sur les débits ainsi déterminés.

5.2.2.a. Principe des jaugeages chimiques par intégration

On injecte de façon quasi instantanée un volume V d'une solution titrée de bichromate de sodium dont la concentration est N_1 . Dans une section située à l'aval de la section d'injection, et où on suppose que le mélange de l'eau et de la solution est homogène, on prélève à débit constant des échantillons pendant différentes durées.

Si N_2 est la concentration de bichromate dans l'eau du collecteur à l'instant t .

Si N_e est la concentration moyenne du bichromate dans l'échantillon prélevé durant le temps T_e

On a

$$N_e \cdot T_e = \int_0^{T_e} N_2 \cdot dt$$

Si T_s est le temps de passage du nuage salin, pour $T_e > T_s$

Si, Q est le débit, supposé constant pendant T_s on a :

$$Q \cdot N_e \cdot T_e = Q \cdot \int_0^{T_e} N_2 \cdot dt = Q \int_0^{T_s} N_2 \cdot dt = V \cdot N_1$$

(conservation de la masse du bichromate)

soit

$$Q = \frac{V.N1}{Ne.Te}$$

pour $Te < Ts$

$$\frac{V.N1}{Ne.Te} > Q$$

La fonction $\frac{V.N1}{Ne.Te} = f(Te)$ est décroissante jusqu'à un palier, égal au débit cherché, qui est atteint au temps $Te = Ts$.

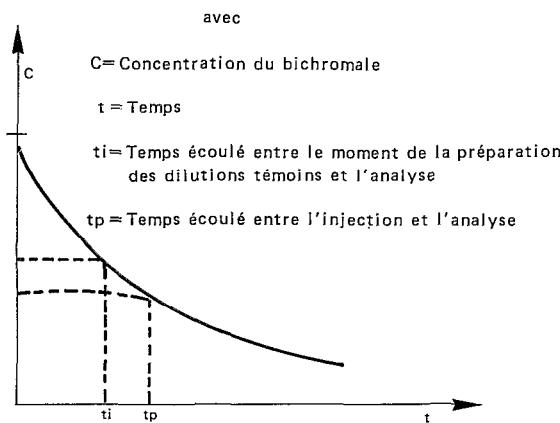
5.2.2.b. Problèmes posés par ce type de jaugeage

- 1) cette méthode suppose que le débit Q reste constant durant toute la durée du passage du nuage salin. Si le débit varie, la valeur X déterminée à partir de la courbe f(Te) est telle que :

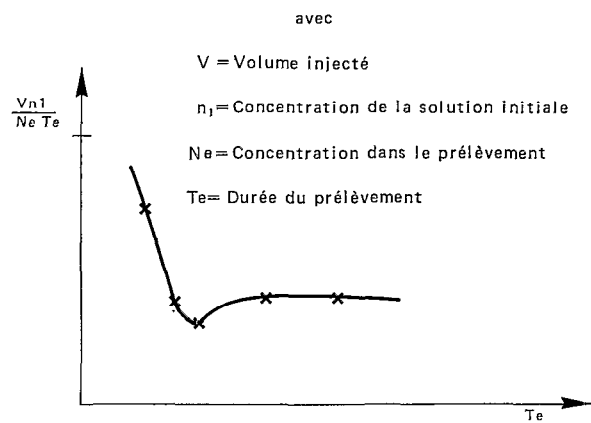
$$XNe = \int_0^{Ts} QN2 dt$$

Pour que l'on puisse tracer une courbe d'étalonnage à partir des jaugeages, il faut donc que durant leur exécution la variation du plan d'eau ne soit pas trop importante. Cette contrainte nous a obligés à les effectuer toujours au sommet des crues. Il n'était donc pas possible de vérifier l'univocité des relations hauteur-débit. Or pour la station de l'avenue de la Liberté, du moins, il est difficile d'admettre a priori cette univocité : en effet à l'amont de la station se produit au niveau du pont de l'avenue de la Liberté une importante mise en vitesse, tandis qu'à l'aval de la station les conditions d'écoulement se dégradent : pente plus faible et collecteur très encombré. On peut donc envisager, pour les grosses crues du moins, que la relation hauteur débit dépend en début de crue des conditions amont et en fin de crue des conditions aval.

- 2) les valeurs des concentrations relatives N1/Ne sont déterminées par dosage colorimétrique. On procède ainsi : juste avant l'injection on prélève une certaine quantité d'eau qui sert à la préparation de la solution témoin permettant l'étalonnage du colorimètre utilisé pour l'analyse des prélèvements. Ceci suppose :
 - a) que les caractéristiques chimiques de l'eau servant aux dilutions témoins sont les mêmes que celles de l'eau du collecteur au moment du jaugeage. Ce que l'on peut admettre.



Cinétique possible de la réduction du bichromate par les eaux du collecteur (schéma explicatif)



Allure parfois rencontrée des courbes

$$\frac{Vn1}{Ne Te} = f(Te)$$

Fig. 16

- b) que l'évolution du bichromate est identique dans les dilutions témoins et dans les prélèvements. Ce que l'on pourrait admettre si les dilutions témoins étaient faites simultanément avec l'injection. Cela est matériellement impossible et un temps voisin d'1 heure s'écoulait entre le moment de l'injection et celui où étaient prêtes les dilutions témoins. Or à cause de la matière organique présente dans les collecteurs, les eaux qui y transitent sont très réductrices. On ne connaît pas la cinétique de la réduction du bichromate par ces eaux, mais si la courbe $C = f(t)$, avec C concentration du bichromate et t le temps, est du type de celle représentée sur la figure n° 16, à concentration initiale identique, les prélèvements auront au moment de l'analyse une concentration plus faible que celle des dilutions témoins. Les débits alors seront toujours surestimés. Si de plus la réduction du bichromate est d'autant plus rapide que la concentration initiale est faible, l'erreur relative commise sera d'autant plus importante. Cela pourrait expliquer l'allure de certaines courbes
- $$\frac{VN1}{NeTe} = f(Te),$$
- que nous avons parfois rencontrées (fig. n° 16) : $f(Te)$ décroît jusqu'à un minimum qui serait atteint à temps voisin de $t = Ts$, puis croît légèrement vers un palier. En effet après le temps Ts , la concentration du bichromate décroît rapidement et est donc plus rapidement réduite et l'erreur commise sur le débit est plus forte.

5.2.2.c. Conclusion

Cette analyse montre qu'il ne faut pas accorder aux jaugeages chimiques faits une grande précision et que les débits déterminés seraient surestimés.

Il aurait fallu, pour que ces jaugeages soient fiables, procéder à une réoxydation du bichromate avant l'analyse au colorimètre, ce que nous ne pouvions faire n'ayant ni les installations ni les produits nécessaires.

5.3. INTERPRÉTATION DES DONNÉES

5.3.1. Données acquises sur le bassin sud et le bassin de Saint-Julien

Sur ces bassins, c'est le type d'habitat T3 qui domine puisque celui-ci se rencontre sur 100% de la surface du bassin de Saint-Julien et sur 82% de celle du bassin Sud. Les deux bassins se différencient surtout par la valeur de leurs coefficients d'imperméabilisation : 10% pour le bassin de Saint-Julien et 25% pour le bassin Sud. Les mesures du ruissellement faites sur ces bassins doivent donc permettre de trouver un mode d'évaluation du ruissellement sur tout bassin de type d'habitat T3 n'ayant pas un coefficient d'imperméabilisation trop fort.

Plutôt que d'essayer de trouver de façon purement empirique une relation pluie/lame ruisselée pour chacun de ces bassins, nous avons préféré élaborer un modèle qui bien que très schématique permet mieux de cerner l'influence des différents facteurs.

5.3.1.a. Présentation du modèle adopté

Sur un bassin sans végétation, comme les bassins de type T3, considérons une pluie de hauteur P , sans traîne, d'intensité suffisamment forte pour que l'on puisse admettre que dès le début de cette pluie le sol est saturé en surface. Une partie de cette pluie va tomber sur des surfaces imperméables, une autre sur des surfaces perméables.

1) Pluie tombant sur les surfaces imperméables

Les surfaces étant les toits et les routes goudronnées, le stockage y est négligeable. Si C est le coefficient d'imperméabilisation du bassin, la quantité d'eau disponible pour le ruissellement est donc $C.P.$, dont une partie $C_1.P$ va rejoindre directement le réseau et une autre $C_2.P$ va traverser avant d'y arriver des surfaces perméables dont nous supposons la superficie égale à $C_3.S$, S étant la surface totale du bassin.

2) Pluie tombant sur les surfaces perméables

Nous considérerons qu'il n'y a pas sur le bassin de zone endoréique caractérisée.

a) surface ne recevant pas d'eau en provenance des surfaces imperméables :

Si $INF(T)$ est la fonction d'infiltration, la hauteur infiltrée au cours de la pluie est :

$$INF_1 = \int_0^{TP} INF(TA) \cdot dTA$$

Après la pluie, on admettra que l'infiltration se fait par une partie W de la surface [5], la hauteur INF_2 , infiltrée après la pluie est donc :

$$INF_2 = \bar{W} \cdot \int_{TP}^{TP+TC} INF(TA) \cdot dTA \quad TC = \text{temps de concentration}$$

La hauteur totale de pluie infiltrée est donc :

$$\text{INFT (TP)} = \text{INF}_1 + \text{INF}_2$$

et la quantité d'eau RU_1 disponible pour le ruissellement est :

$$\text{RU}_1 = (1 - \text{C} - \text{C}_3) (\text{P} - \text{INFT (TP)})$$

Une partie de cette eau va être stockée en flaques sur cette partie du bassin. Si on admet que le stockage est une fonction STO_1 de $(\text{P} - \text{INFT (TP)})$ et de l'état de remplissage des flaques FLA_1 . La quantité d'eau arrivant de cette partie du bassin à l'exutoire est donc :

$$\text{RP}_1 = (1 - \text{C} - \text{C}_3) \cdot ((\text{P} - \text{INFT (TP)}) - \text{STO}_1 ((\text{P} - \text{INFT (TP)}), \text{FLA}_1))$$

b) surface recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméables :

Un raisonnement analogue au précédent nous permet d'écrire :

$$\text{RP}_2 = \text{C}_3 ((\text{P} - \text{INFT (TP)}) + \frac{\text{C}_2}{\text{C}_3} \text{P} - \text{STO}_2 ((\text{P} - \text{INFT (TP)}) + \frac{\text{C}_2}{\text{C}_3} \text{P}), \text{FLA}_2))$$

avec

- RP_2 = eau provenant de cette partie du bassin à l'exutoire
- STO_2 = fonction de stockage de cette partie du bassin
- FLA_2 = état de remplissage des flaques sur cette partie du bassin.

Pour les pluies quelconques on admet que la pluie d'imbibition est toujours négligeable (ou que l'on peut l'inclure dans les fonctions de stockage). Si on suppose que durant la traîne de l'averse la pluie tombe avec une intensité plus faible que l'intensité d'infiltration, seule arrivera à l'exutoire la partie de la traîne qui tombe sur les surfaces où continue le ruissellement. Les expressions données plus haut restent donc valables si on y remplace la valeur $(\text{P} - \text{INFT (TP)})$ par $(\text{PC} + \overline{\text{W}} (\text{P} - \text{PC}) - \text{INFT (TP)})$, PC étant la hauteur du corps d'averse. Si on admet en outre que :

1) $\text{STO}_1 (R) = \alpha R$ pour $R < R_1$

et $\text{STO}_1 (R) = \alpha R_1$ pour $R \geq R_1$ (voir fig. 17)

R étant la hauteur d'eau non infiltrée

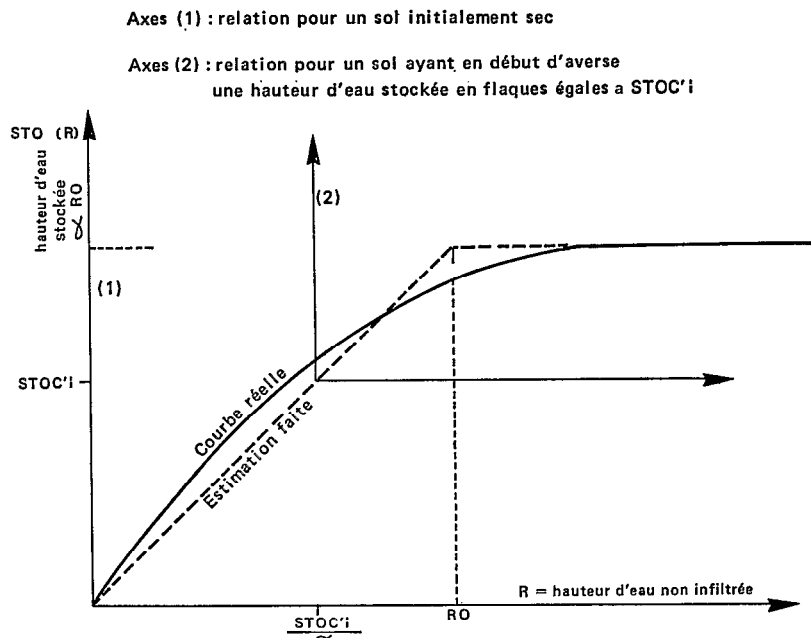


Fig. 17. — Hauteur d'eau stockée en flaques au cours d'une averse (schéma explicatif)

avec

$$\alpha.R1 = \alpha.R0 - \text{STOC}'_i$$

$\alpha.R0$ = stockage maximum sur un sol initialement sec

STOC'_i = quantité d'eau stockée en flaques au début de la pluie n° i

et

$$\text{STOC}'_{i-1} = \text{STOC}_{i-1} \cdot \text{DS}(\text{TANT})$$

avec

STOC_{i-1} = quantité d'eau stockée en flaques à la fin de l'averse n° i - 1

$\text{DS}(\text{TANT})$ = fonction de destockage

TANT = temps séparant l'averse n° i de l'averse n° i - 1.

2) $\text{STO2}(\text{R}) = 0$, puisque l'on peut considérer que les surfaces perméables recevant de l'eau des surfaces imperméables sont bien drainées. La lame ruisselée, LR, d'une crue causée par une pluie de hauteur P, et dont le corps d'averse a une durée TP et une hauteur PC, a pour expression :

Si $\text{RUP} = \text{PC} + \bar{W}(\text{P}-\text{PC}) - \text{INFT}(\text{TP})$ = hauteur d'eau disponible pour le ruissellement	
(a) Pour $\text{RUP} + \frac{\text{C2}}{\text{C3}} \text{P} < 0$	$\text{LR} = \text{C1 P}$
(b) Pour $-\frac{\text{C2}}{\text{C3}} \text{P} < \text{RUP} < 0$	$\text{LR} = \text{CP} + \text{C3}(\text{RUP})$
(c) Pour $0 < \text{RUP} < \text{R1}$	$\text{LR} = \text{CP} + \text{RUP} \cdot (1-\text{C}-(1-\text{C}-\text{C3})\alpha)$ Soit $\text{LR} = \text{CP} + \text{RUP} \cdot \text{B}$
(d) Pour $\text{R1} < \text{RUP}$	$\text{LR} = \text{CP} + \text{RUP}(1-\text{C}) - \text{R1}(1-\text{C}-\text{C3})\alpha$ Soit $\text{LR} = \text{CP} + \text{RUP}(1-\text{C}) - \text{R1}(1-\text{C}-\text{B})$

Les cas (a) et (b) présentant peu d'intérêt, les objectifs de l'interprétation des données sont donc :

- la définition de la fonction $\text{INFT}(\text{TP})$
- la détermination des paramètres B, R0 et \bar{W}
- la définition de la fonction $\text{DS}(\text{TANT})$.

Une dernière remarque enfin, on a admis que seule arrivait à l'exutoire la partie de la traîne de l'averse qui tombait sur les surfaces où continue le ruissellement ; cela implique que l'on ne doit considérer que la partie de la traîne tombant entre les temps TP et TP + TC.

5.3.1.b. Analyse des données acquises sur le bassin de Saint-Julien (0,482 km₂)

1) Détermination des paramètres B, W, R0 et des fonctions $\text{INFT}(\text{TP})$ et $\text{DS}(\text{TANT})$

Si on porte sur un graphique (voir fig. n° 18) les lames ruisselées en ordonnées et les pluies moyennes correspondantes en abscisses, on constate que les averses ayant des corps de même durée et dont la traîne n'est pas trop importante, commencent par s'aligner sur des droites parallèles. Cela est en accord avec les formules du paragraphe 3-1 puisque celles-ci écrivent que :

pour $0 < \text{PC} + \bar{W}(\text{P}-\text{PC}) - \text{INFT}(\text{TP}) < \text{R1}$

on a $\text{LR} = \text{CP} + \text{B}(\text{PC} + \bar{W}(\text{P}-\text{PC}) - \text{INFT}(\text{TP}))$

soit

$$\text{si } \text{P} = \text{PC}$$

$$\text{LR} = \text{P}(\text{C} + \text{B}) - \text{INFT}(\text{TP}) \cdot \text{B}$$

On peut donc déduire de la pente, p, de ces droites la valeur du paramètre B :

$$\text{B} = p - \text{C}$$

Les ordonnées à l'origine, Y, des droites correspondant à différentes durées du corps d'averse, ont pour valeur :

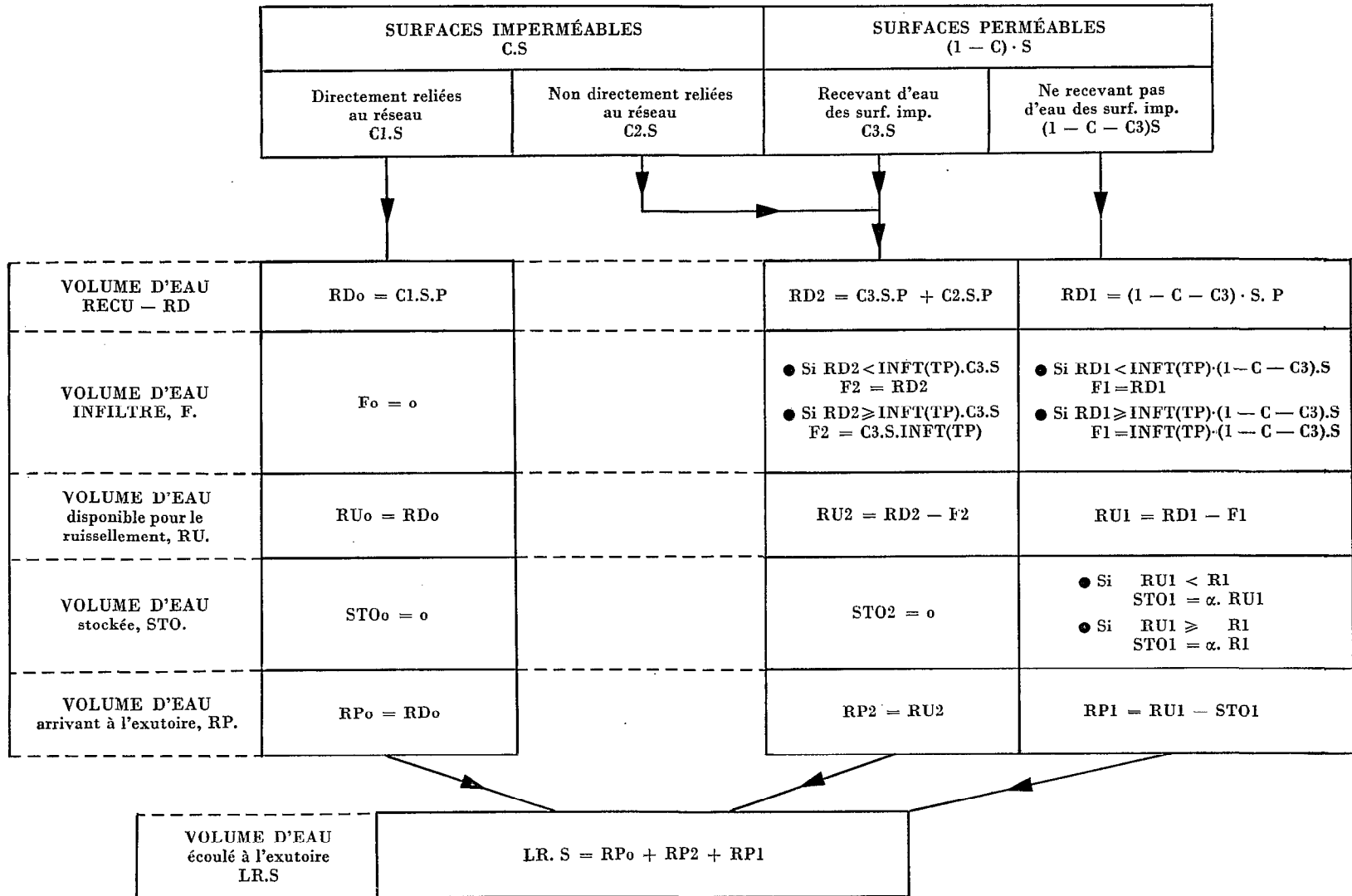
$$\text{Y} = - \text{INFT}(\text{TP}) \cdot \text{B}$$

avec

$\text{INFT}(\text{TP})$ = infiltration lors d'une averse dont le corps a pour durée TP.

BASSIN DE TYPE T3

REPRÉSENTATION SCHEMATIQUE DU MODELE ADOPTE (CAS DES PLUIES SANS TRAINE)



avec : P = hauteur de la pluie
 TP = durée de la pluie
 INFT (TP) = lame d'eau infiltrée au cours d'une pluie de durée TP
 R1 = paramètre fonction de l'état de remplissage des flaques
 S = superficie du bassin

STATION DE ST JULIEN

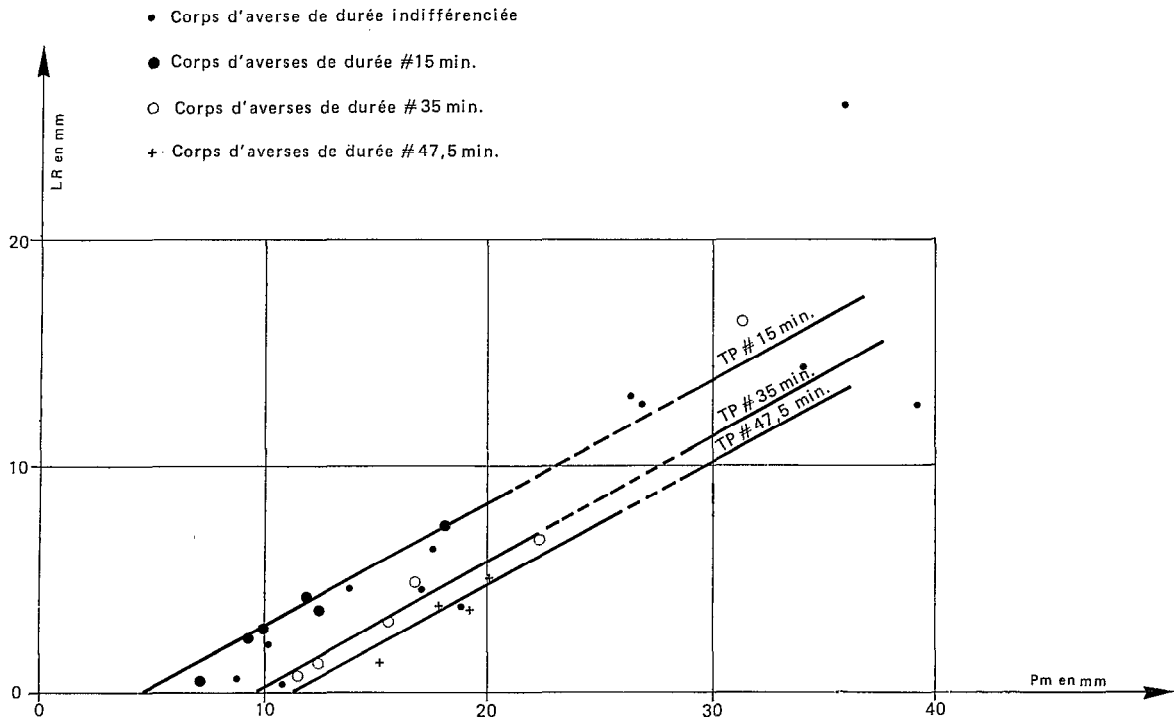


Fig. 18. — Correspondance lame ruisselée/pluie moyenne

STATION DE St JULIEN

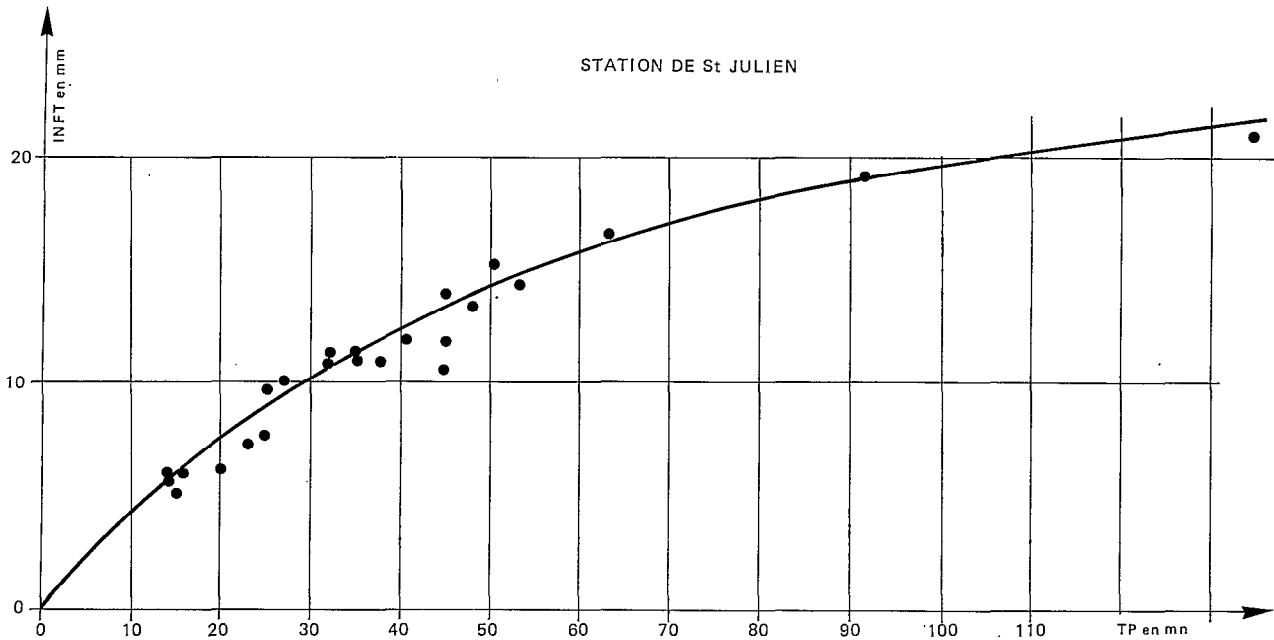


Fig. 19. — Correspondance entre la lame infiltrée INFT sur les parties perméables du bassin et la durée T2 du corps d'averse

On peut donc déduire de ces droites une première estimation de la fonction INFT (TP) ce qui permet :

- a) en considérant les averses ayant une traîne non négligeable de déduire la valeur de \bar{W} .
- b) en considérant les fortes pluies tombées sur un sol sec, de déduire la valeur de R_o .

A l'aide des paramètres ainsi définis, de l'estimation de INFT (TP) et des valeurs des lames ruisselées observées, on peut calculer pour chaque pluie :

- c) la quantité d'eau, STOC', qui était stockée sur le bassin juste avant la pluie.
- d) la quantité d'eau, STOC, stockée sur le bassin à la fin de la pluie ce qui permet de déduire la fonction DS (TANT).

A partir des résultats des observations, des valeurs de W, R_o , B et de la fonction DS (TANT), on recalcule alors la fonction INFT (TP) et on continue, si cela s'avère nécessaire, ce processus itératif. Enfin les pluies dont la hauteur est inférieure à INFT (TP) permettent une évaluation de C3.

2) Résultats (bassin de Saint-Julien)

Les résultats que nous avons obtenus à partir des observations faites en 1979 (voir tableau XIII) sont les suivants :

- a) valeur des paramètres :

$$\begin{aligned}
 B &= 0.45 \\
 R_o &= 12.0 \text{ mm} \\
 \bar{W} &= 0.75 \\
 C3 &\neq 0.2
 \end{aligned}$$

- b) fonctions INFT(TP) et DS(TANT) :

F(TP) (voir fig. n° 19)

TP	INFT (TP)
0	0
10	4.5
20	7.6
30	10.3
40	12.5
50	14.3
60	16.0
70	17.2
80	18.3
90	19.1
100	19.9
110	20.5
120	21.1

TP = durée du corps d'averse en mn (à la station Mission Catholique)
 INFT (TP) = hauteur d'eau infiltrée sur la partie perméable du bassin (en mm)

DS(TANT) (voir fig. n° 20)

TANT	DS (TANT)
0	1.0
5	0.86
10	0.77
20	0.65
30	0.56
40	0.47
50	0.41
75	0.26
100	0.15
140	0.0

TANT = temps séparant deux averses successives (en heures)
 $DS(TANT) = \frac{STOC'_i}{STOC_i - 1}$
 STOC'_i = quantité d'eau stockée sur le bassin au début de l'averse n° i
 STOC_i - 1 = quantité d'eau stockée sur le bassin à la fin de l'averse n° i - 1

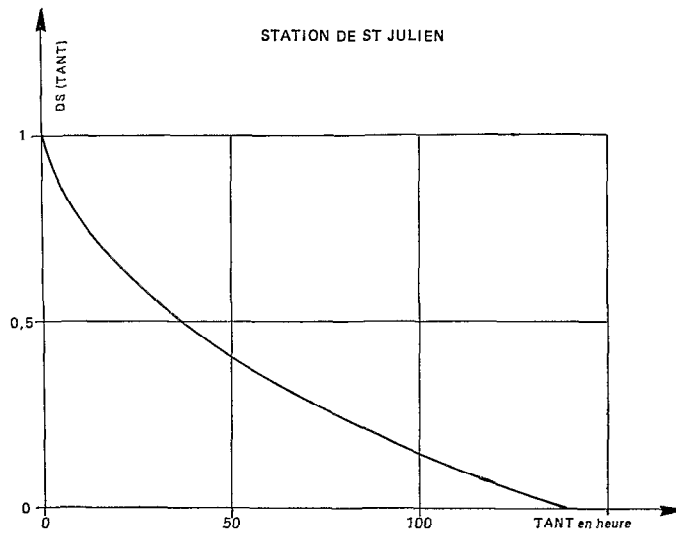


Fig. 20. — Fonction DS(TANT)

TABLEAU XIII
STATION DE SAINT-JULIEN
RECHERCHE D'UNE RELATION PLUIE/LAME RUISSELÉE

N°	P (mm)	PC (mm)	LR obs (mm)	TP (mn)	TANT (h)	STOC' (mm)	INFT (mm)	STOC (mm)	LR cal. (mm)	Δ (mm)
3	12.6	8.2	3.7	16	57	0	6.1	2.4	3.6	0.1
5	11.4	5.7	0.97	33	189	0	(10.4)	0	0.94	0.0
6	18.1	18.1	7.5	14	116	0	5.8	5.4	7.6	0.1
7		T	R	A	V	A	U	X		
8	11.9	10.3	4.1	15	179	0	5.1	2.9	3.7	0.4
9	19.9	16.0	5.1	45	146	0	12.0	3.1	4.4	0.7
10	12.4	5.9	1.4	35	78	0.8	(10.4)	1.0	1.1	0.3
11	22.1	19.2	6.9	32	94	0.2	11.0	4.9	7.0	0.1
12	19.2	14.5	3.7	45	85	1.1	14.1	2.9	3.9	0.2
13	15.5	13.1	3.2	35	104	0.4	11.2	2.1	3.1	0.1
14	31.4	30.2	16.5	32	36	1.1	11.5	5.4	17.1	0.6
15	35.8	34.8	26.0	25	6.5	4.6	9.8	5.4	26.6	0.6
17	8.7	7.8	0.63	25	117	0.4	(9.0)	0.4	0.8	0.2
20	17.6	17.2	6.4	25	101	1.3	7.8	5.4	5.6	0.8
21	25.1	22.0	8.3	48	65	1.7	13.7	5.4	8.1	0.2
22	10.4	10.0	0.38	43	23	3.3	(11.8)	3.3	0.5	0.1
26	39.1	29.2	12.7	134	103	0.4	21.3	5.4	12.3	0.4
28	26.4	25.9	13.5	38	40	2.6	11.1	5.4	12.7	0.8
29	26.9	23.5	12.9	41	31	3.0	12.0	5.4	12.5	0.4
30	7.2	7.2	0.5	15	67	1.6	(7.6)	(1.6)	1.3	0.8
31	10.2	6.1	2.3	20	6.0	1.4	6.3	2.7	1.8	0.5
35	28.9	27.0	14.2	35	27	1.6	11.6	5.4	14.3	0.1
36	13.9	8.0	4.7	23	10	4.2	7.5	5.4	3.9	0.8
37	17.0	15.7	4.6	27	53	2.1	10.3	4.9	4.9	0.3
38	9.4	9.4	2.4	14	36	2.5	6.1	4.0	2.6	0.2
40	18.7	18.7	3.95	53	179	0	14.6	1.8	3.6	0.4
41	15.4	12.5	1.43	47	120	0.2	14.9	0.2	1.9	0.5
42	16.8	16.2	4.83	17	178	0	9.7	3.2	6.1	1.3
44	34.4	33.8	14.8	50	643	0	15.4	5.4	15.6	0.8

avec :

- P = pluie moyenne sur le bassin
PC = hauteur du corps d'averse (pour déterminer PC on a admis que le rapport de la hauteur du corps d'averse à la hauteur totale de l'averse était identique à celui déterminé à partir de hyétogrammes de la station Mission Catholique).
TP = durée du corps d'averse (déterminé à partir des hyétogrammes du poste Mission Catholique).
TANT = temps séparant l'averse de la précédente
STOC' = lame stockée au début de la crue
INFT = lame infiltrée calculée à partir de LR obs, des paramètres W, B et Ro, et de la fonction DS(TANT)
STOC = lame stockée à la fin de la crue
LR cal. = lame calculée à partir de P, PC, TANT, STOC' et les paramètres W, B et Ro, de la fonction INFT(TP)
 $\Delta = | \text{LR obs} - \text{LR calc.} |$

5.3.1.c. Analyse des données acquises sur le bassin Sud (1,73 km²)

Nous ne pouvions pas pour le bassin sud procéder de la même façon que pour celui de Saint-Julien, car d'une part le bassin n'est pas homogène et d'autre part et surtout les débits à cette station ne sont pas connus avec assez de précision.

Nous avons fait les hypothèses suivantes :

- 1) les formules données dans le paragraphe 5.3.1.a. sont applicables pour ce bassin.
- 2) les fonctions INFT(TP), DS(TANT) et les paramètres W et Ro sont identiques pour tout le bassin et égales à celles et à ceux trouvés dans l'étude du ruissellement sur le bassin de Saint-Julien.
- 3) seul le paramètre B varie en fonction du coefficient d'imperméabilisation.
- 4) la relation hauteur-débit dans le collecteur curé, au niveau de la station de la rue Destenave, peut être correctement estimée par la formule de Manning :

$$Q = RUG \cdot SM \cdot RM^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

avec

SM = surface mouillée

RM = rayon hydraulique

I = pente du fond du collecteur

RUG = coefficient de rugosité.

On avait d'abord adopté deux étalonnages : un, valable pour le canal curé, qui avait été déterminé à partir des jaugeages chimiques faits en 1979 et qui correspondait à un coefficient RUG de 70, l'autre valable pour le canal non curé qui avait été déduit du précédent et des relations Ham/Hav correspondant à chacun des états du canal, Ham étant la hauteur à l'échelle à l'amont du pont de la rue Destenave et Hav la hauteur simultanée à l'échelle de la station. Nous avons vu dans le paragraphe 2.2. b qu'on avait des raisons de penser que les jaugeages chimiques faits surestimaient les débits. Donc si on appelle LR la lame ruisselée réelle d'une crue, et LRo celle déterminée à partir des étalonnages de 1979, on aurait compte tenu de l'hypothèse 4 :

$$LR = n \cdot LRo$$

n devant satisfaire aux exigences suivantes :

a) $n < 1$

b) $n > \frac{50}{70}$, pour les canaux de ce type 50 présente en effet la limite inférieure des valeurs possibles pour K.

Nous avons considéré deux zones sur le bassin : une zone de 1,42 km² constituée par les quartiers de Tienpalogo et Koulouba ayant un coefficient d'imperméabilisation de 0,29, et une zone de 0,31 km² correspondant à la base aérienne, ayant un coefficient d'imperméabilisation de 0,05. Nous avons ensuite cherché les valeurs B1 et B2 du paramètre B correspondant à chacune des deux zones permettant la meilleure proportionnalité entre LRc, lame calculée à partir de ces paramètres et LRo. Le coefficient de proportionnalité étant égal à n.

Pour cela nous avons procédé en deux étapes :

Nous avons d'abord considéré le bassin dans son ensemble qui a un coefficient d'imperméabilisation de 0,25 et avons cherché la valeur B qui permettait la meilleure proportionnalité entre LRo et LRc. Nous avons ensuite, à partir de cette valeur et de celle déterminée pour le bassin de Saint-Julien, estimé par extrapolation linéaire les valeurs de B1 correspondant à C = 0,05 et de B2 correspondant à C = 0,29. Nous avons ensuite calculé à partir de ces valeurs la lame ruisselée provenant des deux zones (voir tableaux XIV et XV) et la lame ruisselée totale (voir tableau XVI), LRc. Nous avons à ce stade constaté la proportionnalité entre LRc et LRo et avons considéré ce résultat comme satisfaisant. Nous avons trouvé :

— $B1 = 0,41$

— $B2 = 0,56$

— $n = 0,81$ soit un RUG de Manning de 56,7 ce qui est compatible avec les valeurs classiquement utilisées sachant l'importance de la turbulence de l'écoulement au niveau de la station.

— l'erreur absolue moyenne, D, commise dans le calcul de la lame ruisselée serait :

$$D = 0,57 \text{ mm (contre } 0,70 \text{ mm à la fin de la première étape)}$$

$$D = |LRo - n \cdot LRo|$$

Précisons, enfin, comment nous avons déterminé les éléments servant de base au calcul :

— la pluie moyenne a été déterminée par la méthode THIESSEN

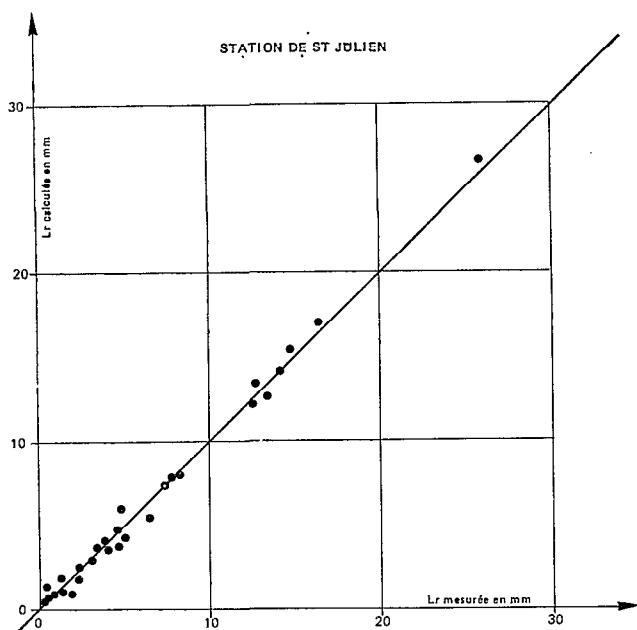


Fig. 21. — Comparaison entre la lame ruisselée mesurée et celle calculée

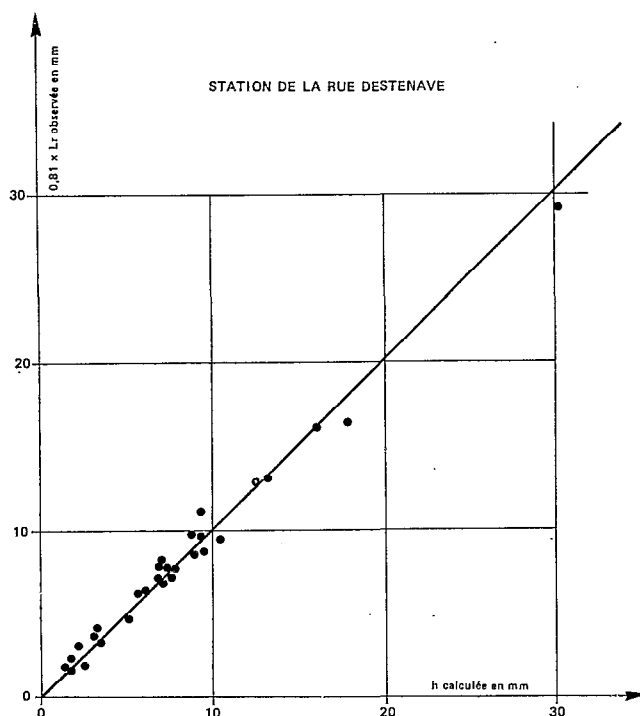


Fig. 22. — Correspondance entre la lame ruisselée calculée et celle observée multipliée par 0.81

- la hauteur moyenne, PC, du corps d'averse a été déterminée de la façon suivante : nous avons admis que la valeur de PC/P, PC étant la hauteur du corps d'averse et P celle de la pluie totale, était identique pour un poste pluviométrique à celle du pluviographe le plus proche. Nous avons ensuite calculé par la méthode de Thiessen la hauteur moyenne du corps d'averse.
- la durée, TP, du corps d'averse a été déterminée par la méthode de Thiessen en ne considérant que les seuls pluviographes.

Il est en effet apparu que la détermination de PC et de TP par la méthode de Thiessen était préférable à celle que l'on aurait pu faire à partir des hyétogrammes résultants, les pluies aux différents postes ne commençant pas au même moment et n'ayant pas leur intensité maximum simultanément.

5.3.1.d. Conclusion

Comme on peut le constater sur la figure n° 21, la méthode proposée permet une bonne estimation du ruissellement sur le bassin de Saint-Julien — l'erreur absolue moyenne de 0,4 mm commise dans le calcul de la lame ruisselée est admissible compte tenu des incertitudes existant sur les valeurs des hauteurs et des durées des averses. Pour le bassin Sud (fig. n° 22), bien que les incertitudes existant sur les valeurs des débits à l'exutoire limitent la confiance que l'on peut accorder aux résultats que nous venons de présenter, ceux-ci sont cohérents et nous les considérerons comme valables. L'erreur absolue moyenne de 0,57 mm commise dans le calcul de la lame ruisselée est aussi admissible, les incertitudes sur les valeurs des hauteurs de pluies et des durées des averses sont en effet plus fortes pour un bassin de cette taille que pour des bassins de la taille de celui de Saint-Julien.

On peut penser que les résultats acquis sur ces deux bassins peuvent permettre une bonne estimation du ruissellement sur tout bassin de type T3 à Ouagadougou. En effet si on admet que pour ce type d'habitat les formules présentées dans le paragraphe 5.3.1.a. sont valables et que les fonctions INFT(TP) et DS(TANT) et les paramètres Ro et W sont identiques et égaux à celles et à ceux déterminés sur le bassin de Saint-Julien, on peut à partir des valeurs déterminées pour le paramètre B tracer la courbe $(1-C-B) = f(C)$ (fig. n° 23) qui permet pour un bassin de type T3 ayant un coefficient d'imperméabilisation C, la détermination de la valeur de B à prendre en compte et donc l'estimation du ruissellement. Il faut bien sûr que sur ce bassin n'existent pas de zones endoréiques caractérisées, la valeur de Ro (et de α donc de B) à utiliser pour le calcul de la lame ruisselée devant être alors plus grande que celle déterminée ici.

BASSIN DE TYPE T3

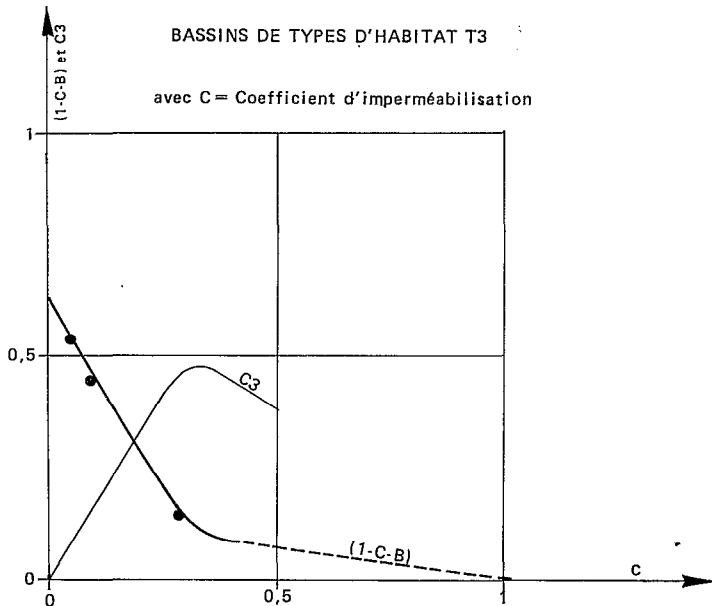


Fig. 23 a. — Fonctions (1-C-B) = f (C) et C3 = g(C)

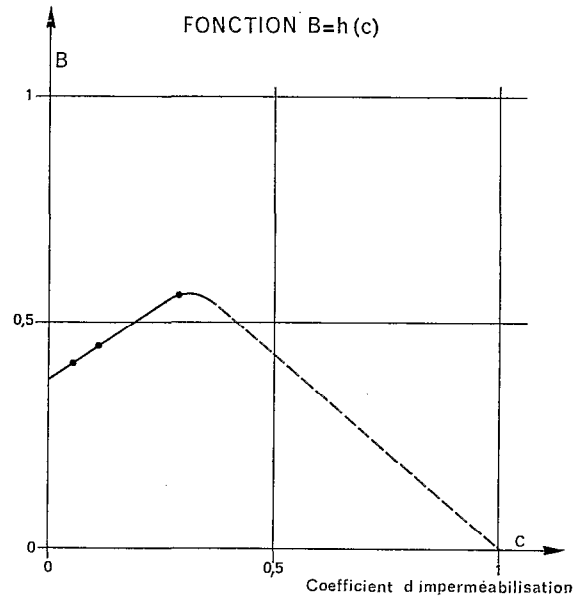


Fig. 23 b

Le problème qui se pose est de savoir si les paramètres et fonctions que nous avons déterminés ont bien le sens que l'on leur attribue puisque, se déduisant les uns des autres, l'erreur commise sur les uns sera compensée dans la détermination des autres. Nous n'avons pas assez d'éléments pour répondre à cette question et on voit ici l'intérêt qu'il y aurait de procéder à des mesures de l'infiltration sur les bassins à l'aide d'un simulateur de pluies, les mesures de débits à leurs exutoires serviraient alors à la détermination des fonctions de stockage superficiel.

On peut cependant sur les valeurs des fonctions et paramètres déterminés faire les remarques suivantes :

1) *Fonction INFT(TP)*

— L'allure de la fonction INFT(TP) est compatible avec ce que l'on sait des processus d'infiltration, on peut en effet ajuster à cette fonction une loi de type HORTON d'expression :

$$INFT(TP) = \frac{3.6}{60} \cdot TP + 15 (1 - e^{-0.029 \cdot TP})$$

TP étant exprimé en mm et INFT(TP) en mm.

La valeur limite d'infiltration serait de 3.6 mm/h. Ce qui justifie a posteriori les hypothèses que nous avons faites pour l'élaboration du modèle proposé, à savoir que :

- La pluie d'imbibition pouvait être considérée comme négligeable, puisque l'on sait que cette pluie peut être estimée par la forme suivante [6] :

$$PI = HTA \cdot \left[\exp \left(\frac{1}{INT/ILIM-1} \right) - 1 \right]$$

avec

- PI = pluie d'imbibition
- INT = intensité de la pluie
- ILIM = valeur limite de l'infiltration
- HTA = facteur dépendant des conditions initiales de saturation.

- Le corps et la traîne d'averse pouvaient être séparés par le critère décrit au chapitre III. La valeur VIM choisie, 5 mm/h, étant pour la plupart des cas proche de la valeur de l'infiltration atteinte en fin de pluie.

TABLEAU XIV

BASSIN SUD (année 1979)
 Estimation du ruissellement provenant de la partie du bassin à fort coefficient d'imperméabilisation
 $S = 1.42 \text{ km}^2$ $C = 29\%$

N°	Date	P (mm)	PC (mm)	TP (mn)	TANT (h)	STOC' (mm)	LR (mm)	STOC (mm)
1	01-05	19.6	15.3	61	—	0		0.35
4	05-06	9.9	9.6	36	253	0	2.21	0
5	13-06	10.9	8.4	36	190	0	2.66	0
6	18-06	15.2	15.2	12	116	0	10.12	1.53
7	22-06	17.0	16.9	35	106	0.20	8.00	1.02
8	30-06	12.1	11.0	34	180	0	3.86	0.09
9	06-07	20.2	16.7	56	146	0	8.06	0.59
11	13-07	22.2	22.2	41	95	0.10	11.76	1.80
12	17-07	20.9	15.9	59	86	0.40	8.22	0.98
13	21-07	12.3	11.1	33	104	0.12	4.13	0.15
14	23-07	20.8	20.2	24	36	0.08	12.80	1.80
15	23-07	37.6	36.8	25	6	1.53	30.8	1.80
20	04-08	17.3	16.8	30	101	0.12	8.20	0.97
21	07-08	24.5	21.7	63	65	0.31	11.25	1.42
25	23-08	7.8	6.37	22	33	0	2.07	0
26	28-08	38.4	36.5	200	103	0	17.7	1.76
28	30-08	19.8	19.4	39	24	1.07	10.27	1.80
29	01-09	22.8	20.5	24	31	0.99	15.4	1.80
30	04-09	7.5	7.5	14	66	0.58	2.78	0.84
31	04-09	10.2	7.3	23	6	0.71	3.56	0.87
34	07-09	16.1	15.0	32	48	0.37	7.54	1.14
35	09-09	29.7	28.1	40	27	0.66	19.2	1.80
37	11-09	15.7	12.8	24	52	0.72	8.07	1.66
38	13-09	5.0	5.0	16	36	0.83	0.96	0.83
40	25-09	17.8	17.8	34	120	0.06	8.80	1.04
41	30-09	13.6	9.8	25	120	0.07	5.99	0.62
42	08-10	11.3	11.0	16	178	0	5.98	0.72
44	03-11	19.7	17.9	39	643	0	9.61	1.04

P = pluie moyenne sur la zone
 PC = hauteur moyenne du corps d'averse sur la zone
 TP = durée moyenne du corps d'averse sur la zone
 TANT = temps séparant l'averse de la précédente
 STOC' = lame stockée au début de l'averse
 LR = lame ruisselée (calculée)
 STOC = lame stockée à la fin de l'averse

TABLEAU XV

BASSIN SUD (année 1979)
 Estimation du ruissellement provenant de la partie à faible coefficient d'imperméabilisation
 $S = 0.310 \text{ km}^2$ $C = 5\%$

N°	Date	P (mm)	PC (mm)	TP (mn)	TANT (h)	STOC' (mm)	LR (mm)	STOC (mm)
1	01-05	10.9	7.9	33	—	0	0.50	0
4	05-06	9.7	9.5	37	253	0	0.37	0
5	13-06	12.0	8.6	65	190	0	0.33	0
6	18-06	16.1	15.1	10	116	0	5.46	6.13
7	22-06	17.0	17.0	35	106	0.74	3.11	3.71
8	30-06	12.7	9.7	45	160	0	0.55	0
9	06-07	18.4	16.6	40	146	0	3.11	2.89
11	13-07	23.5	22.0	50	95	0.49	4.77	5.15
12	17-07	23.2	18.5	60	86	1.13	3.63	4.38
13	21-07	13.4	10.5	90	104	0.57	0.35	0.57
14	23-07	29.6	29.6	40	36	0.29	11.55	6.37
15	23-07	40.0	40.0	30	6	5.42	29.15	6.48
20	04-08	20.0	19.4	25	101	0.90	5.73	6.48
21	07-08	22.1	18.8	70	65	2.07	2.73	4.22
25	23-08	8.0	6.0	20	33	0	0.40	0
26	28-08	40.0	38.0	195	103	0	8.44	6.48
28	30-08	17.0	17.0	50	24	3.95	1.88	5.30
29	01-09	21.0	19.5	60	31	2.92	2.95	5.42
30	04-09	7.5	7.0	10	66	1.68	1.55	3.23
31	04-09	12.5	9.5	30	6	2.75	1.14	3.43
34	07-09	21.0	20.5	45	48	1.44	4.03	5.37
35	09-09	29.5	23.0	45	27	3.11	12.85	6.48
37	11-09	13.7	13.2	25	52	2.59	2.56	5.06
38	13-09	15.1	15.1	20	36	2.53	3.93	6.48
40	25-09	16.5	16.5	40	120	0.45	2.42	2.56
41	30-09	11.9	8.9	27	120	0.18	1.27	1.07
42	08-10	20.6	20.6	20	178	0	6.90	6.48
44	03-11	24.0	22.5	37	643	0	6.01	6.33

P = pluie moyenne sur la zone
 PC = hauteur moyenne du corps d'averse sur la zone
 TP = durée moyenne du corps d'averse sur la zone
 TANT = temps séparant l'averse de la précédente
 STOC' = lame stockée au début de l'averse
 LR = lame ruisselée (calculée)
 STOC = lame stockée en fin d'averse

TABLEAU XVI

BASSIN SUD (année 1979)

Comparaison entre la lame ruisselée calculée et celle déduite des mesures de hauteurs

N°	LR ob (mm)	LR zone I (mm)	LR zone II (mm)	LR calculée (mm)	0.81 X LR ob (mm)	Δ (mm)
1	7.84	0.50	6.99	5.83	6.35	0.50
4	2.92	0.37	2.21	1.88	2.37	0.49
5	3.88	0.33	2.66	2.24	3.14	0.90
6	11.98	5.46	10.12	9.28	9.70	0.42
7	10.16	3.11	8.00	7.12	8.23	1.11
8	5.17	0.55	3.86	3.27	4.19	0.92
9	8.72	3.11	8.06	7.17	7.06	0.11
11	11.85	4.77	11.76	10.51	9.60	0.91
12	9.59	3.63	8.22	7.40	7.77	0.37
13	3.98	0.35	4.13	3.45	3.22	0.23
14	16.02	11.55	12.80	12.58	12.98	0.40
15	35.96	29.15	30.80	30.50	29.13	1.37
20	9.57	5.73	8.20	7.76	7.75	0.01
21	10.88	2.73	11.25	9.72	8.81	0.91
25	2.02	0.40	2.07	1.77	1.64	0.13
26	19.81	8.44	17.7	16.04	16.05	0.01
28	12.25	1.88	10.27	8.77	9.92	1.15
29	16.29	2.95	15.4	13.17	13.19	0.02
30	2.29	1.55	2.78	2.56	1.85	0.71
31	4.55	1.14	3.56	3.13	3.69	0.56
34	9.99	4.03	7.54	6.91	8.09	1.18
35	20.16	12.85	19.2	18.06	16.33	1.73
37	8.89	2.56	8.07	7.08	7.20	0.12
38	2.27	3.93	0.96	1.49	1.84	0.35
40	8.97	2.42	8.80	7.66	7.27	0.39
41	5.73	1.27	5.99	5.14	4.64	0.50
42	7.75	6.90	5.98	6.14	6.28	0.14
44	10.66	6.01	9.61	8.96	8.63	0.33

LRob = lame ruisselée déterminée à partir des étalonnages proposés dans le rapport de campagne 1979

LR zone I = lame ruisselée sur la zone à faible coefficient d'imperméabilisation. (estimation)

LR zone II = lame ruisselée sur la zone à fort coefficient d'imperméabilisation. (estimation)

LR calculée = (0.31 LR zone I + 1.42 LR zone II)/1.73

Δ = / LR calculée - 0.81 LR ob /

— Il ne semble pas que cette fonction dépende de TANT. Ce qui serait en contradiction avec les théories de l'infiltration sauf si le profil des sols était le suivant : un horizon très peu perméable et peu épais surmontant un horizon plus perméable. Dans ce cas en effet on peut envisager que la teneur en eau de l'horizon supérieur atteindrait très rapidement après chaque pluie une valeur θ_r , correspondant à la rétention du sol et que l'eau infiltrée n'occuperait pas dans l'horizon inférieur tous les vides, et que par conséquent les mouvements de l'air y étant possibles, il n'y aurait pas de surpression du dessous du front d'humectation, s'opposant au mouvement de l'eau. Les conditions aux limites seraient alors presque identiques pour chaque pluie et il est donc normal que $INF(TP)$ varie peu avec TANT. Un tel profil est très envisageable pour les sols de Ouagadougou, puisque ceux-ci sont très damés en surface.

2) Paramètre W

La valeur trouvée pour W , 0,75, est bien supérieure à celle déterminée sur des parcelles soumises à des pluies simulées [4]. Cela peut s'expliquer si on se rappelle la signification de W . Si nous considérons une pluie sans traîne, donc comparable à une pluie simulée, à la fin de la pluie la surface par laquelle se fait l'infiltration décroît dans le temps, on a donc :

$$INF(TP) = \int_0^{TP} INF(TA) \cdot dTA + \int_{TP}^{TP+TC} W(TA) \cdot INF(TA) \cdot dTA$$

La valeur de W que l'on détermine est donc solution de l'équation :

$$\bar{W} \cdot \int_{TP}^{TP+TC} INF(TA) \cdot dTA = \int_{TP}^{TP+TC} W(TA) \cdot INF(TA) \cdot dTA$$

Or même si on admet que la fonction $W(T)$ dépend peu de l'importance du corps d'averse, il est évident que la fonction $W(T)$ va être différente suivant que le corps est suivi ou non d'une traîne ; la décroissance de $W(T)$ avec le temps sera moins importante pour les averses suivies de traîne et il est donc normal que la valeur trouvée pour W soit supérieure à celles trouvées sur parcelle à la suite de pluie simulée.

De plus les sols rencontrés à Ouagadougou sont moins perméables que ceux sur lesquels se sont déroulés les essais [4]. Et une partie des surfaces perméables reçoivent durant la traîne des averses de l'eau en provenance des surfaces perméables ce qui diminue encore la décroissance de $W(T)$.

3) Paramètres B et $C3$

Nous avons vu dans le paragraphe 5.3.1.a. que

$$B = (1-C - (1-C-C3) \cdot \alpha)$$

soit

$$1-C-B = (1-C-C3) \alpha$$

$C3$ étant la partie du bassin recevant de l'eau des surfaces imperméables,

Nous avons

$$C3 = 0 \text{ pour } C = 0$$

et

$$C3 = 0 \text{ pour } C = 1$$

donc

$$(1-C-B) = \alpha \text{ pour } C = 0$$

et

$$(1-C-B) = 0 \text{ pour } C = 1$$

L'ordonnée à l'origine de la courbe $(1-C-B) = f(C)$ a donc pour valeur α . La valeur de α trouvée à partir de cette courbe, 0,62, coïncide avec celle déterminée directement à partir des valeurs de B et de $C3$ trouvées sur le bassin de Saint-Julien, 0,60. En admettant que α ne varie pas avec C , on peut déduire de la fonction $(1-C-B) = f(C)$ la fonction $C3 = g(C)$ que l'on a représentée sur la figure n° 22. L'allure en cloche de cette fonction est tout à fait conforme au sens que l'on lui attribue.

5.3.2. Analyse des données acquises sur le grand bassin (5,2 km²)

L'examen des photographies aériennes et de la carte des coefficients d'imperméabilisation permet de distinguer outre le bassin Sud, 4 zones sur le bassin :

- 1) La zone Nord, constituée par les quartiers de Dapoya et de Paspanga — de type d'habitat T3 — de superficie 0,629 km², de coefficient d'imperméabilisation 0,23 et de pente moyenne 0,52%.
- 2) La zone centrale constituée par les quartiers résidentiels et administratifs — de type d'habitat T6 — se caractérisant par la présence de nombreux arbres. Sa superficie est de 1,654 km², son coefficient d'imperméabilisation de 0,22 et sa pente moyenne de 0,80%.

- 3) La zone commerciale — de type d'habitat T5 —; sa superficie est de 0,358 km² son coefficient d'imperméabilisation de 0,53 et sa pente moyenne de 0,55%.
- 4) La zone Sud-Ouest, constituée des quartiers de Kamsonguen et de ceux de la mission catholique et de Tienpalobo Ouest — de type d'habitat T3 —; sa superficie est de 0,848 km², son coefficient d'imperméabilisation de 0,22 et sa pente moyenne de 0,74%.

Une partie importante de ce bassin a donc un type d'habitat T6 qui se caractérise par une végétation non négligeable — quelle influence peut avoir cette végétation sur le ruissellement? — On peut admettre que le couvert végétal joue le rôle d'une surface d'interception où le stockage n'est pas nul. L'eau qui n'a pas été interceptée par ce couvert végétal va ensuite arriver au sol où une partie va s'infiltrer et une partie va être stockée en surface. Pour un bassin de ce type il paraît donc difficile d'établir un modèle comparable à celui exposé dans le paragraphe 5.3.1.a. car :

- 1) Le nombre de paramètres à déterminer devient plus important : Il y a au moins deux niveaux de stockage et la surface par laquelle se fait l'infiltration est mal connue et peut être variable avec la hauteur ou l'intensité de la pluie.
- 2) Vu le laminage des hyétogrammes par le couvert végétal il n'est pas réaliste de relier l'infiltration à la durée de la pluie.

Pour estimer la relation pluie lame/ruisselée sur la zone centrale caractérisée par ce type d'habitat nous avons procédé de la façon suivante :

- a) Nous avons admis que les résultats du paragraphe précédent étaient valables et permettaient une estimation du ruissellement provenant de la zone Nord et de la zone Sud-Ouest.
- b) Le processus du ruissellement n'étant pas a priori très différent sur les bassins de type T3 de celui sur les bassins de type T5, et ceux-ci ne représentant qu'une petite partie du Grand Bassin, nous avons également utilisé les résultats précédemment acquis pour l'estimation du ruissellement provenant de la zone commerciale.
- c) Connaissant le ruissellement provenant du bassin Sud, nous avons déduit à partir des estimations faites pour les autres zones une estimation du ruissellement provenant de la zone centrale.

Les débits à la station de la Liberté qui contrôle le Grand Bassin ont été calculés en utilisant la formule de Manning et en prenant comme coefficient de rugosité la valeur 56,7, c'est-à-dire la valeur déterminée pour ce collecteur au niveau de la rue Destenave où se trouve la station qui contrôle le bassin Sud.

Les éléments servant de base aux calculs des lames ruisselées sur les différentes zones ont été déterminés de la même façon que pour le bassin Sud. La valeur du paramètre B pour chaque zone a été déterminée à l'aide de la courbe de la figure n° 23.

On trouvera dans les tableaux XVII à XIX, pour chaque zone, les valeurs, pour chaque crue :

- de la pluie moyenne, P
- de la hauteur moyenne, PC, du corps d'averse
- de la durée moyenne, TP, du corps d'averse
- de la durée TANT, séparant l'averse de la précédente
- de la lame stockée, STOC', au début de l'averse (calculée)
- de la lame ruisselée, LR, sur la zone (calculée)
- de la lame stockée, STOC, à la fin de l'averse.

Dans le tableau XX on trouvera un récapitulatif des lames ruisselées calculées sur les différentes zones, ainsi que celles « observées » sur le bassin Sud et le Grand Bassin, valeurs d'où est déduite la lame ruisselée provenant de la zone centrale qui est mise en relation avec la pluie moyenne sur cette zone.

On trouvera représentée sur la figure n° 24 la correspondance entre la lame ruisselée provenant de la zone centrale et la pluie moyenne sur cette zone. Comme on peut le constater, le ruissellement ne commencerait sur cette zone que pour les pluies supérieures à 20 mm en début de saison et à 10 mm pour des conditions favorables au ruissellement.

Pour les pluies supérieures à ce seuil, SF, il semblerait que l'on puisse avoir une estimation grossière de la lame ruisselée en utilisant la relation suivante :

$$LR = 0,82 (P - SF)$$

La valeur moyenne du seuil serait voisine de 12,5 mm. L'incertitude existant sur les débits à la station de l'avenue de la Liberté rend impossible toute analyse plus précise.

TABLEAU XVII
 GRAND BASSIN — ANNÉE 1979
 RUISSELLEMENT ESTIMÉ SUR LA ZONE COMMERCIALE
 $S = 0.338 \text{ km}^2$ $C = 0.53$

N°	Date	P	PC	TP	TANT	STOC'	LR	STOC
1	01-5	23.4	19.2	74	—	0	14.2	0.32
4	09-6	10.9	10.2	39	253	0	5.26	0
5	13-6	10.3	7.6	48	190	0	3.95	0
6	18-6	17.0	17.0	20	116	0	12.77	0.66
7	22-6	16.8	16.8	31	106	0.08	10.97	0.44
8	30-6	12.6	12.1	27	180	0	7.83	0.20
9	06-7	18.7	15.3	51	146	0	11.2	0.23
11	13-7	24.9	22.8	35	95	0.0	18.45	0.8
12	17-7	19.9	15.2	42	86	0.18	12.84	0.58
13	21-7	14.6	11.6	34	104	0.07	8.76	0.25
14	23-7	14.2	13.8	16	36	0.13	10.6	0.67
15	23-7	33.0	32.0	26	6	0.57	28.29	0.84
20	04-8	18.7	18.2	25	101	0	14.14	0.27
21	07-8	29.1	25.6	63	65	0.09	20.2	0.84
25	23-8	8.3	6.9	23	33	0	4.25	0
26	28-8	36.8	30.3	167	103	0	23.91	0.77
28	30-8	25.1	24.6	44	24	0.47	18.37	0.84
29	01-9	22.0	18.4	35	81	0.46	15.79	0.84
30	04-9	7.0	7.0	15	66	0.26	4.11	0.33
31	04-9	9.6	6.0	20	6	0.28	5.50	0.28
34	07-9	12.6	11.7	42	48	0.12	6.47	0.12
35	09-9	29.2	27.4	39	27	0.07	22.44	0.84
37	10-9	16.6	16.3	31	52	0.34	11.21	0.76
38	13-9	6.3	6.3	13	36	0.38	3.66	0.44
40	25-9	15.7	15.5	38	120	0	9.74	0.25
41	30-9	12.6	8.9	33	120	0.02	6.95	0.07
42	08-10	8.1	7.7	14	1.78	0	5.17	0.15
44	03-11	13.4	17.5	44	6.43	0	11.66	0.03

avec C = coefficient d'imperméabilisation
 P = pluie moyenne sur la zone (en mm)
 PC = hauteur moyenne du corps d'averse (en mm)
 TP = durée moyenne du corps d'averse (en mn)
 TANT = temps séparant l'averse de la précédente (en heures)
 STOC' = lame stockée au début de l'averse (en mm)
 LR = lame ruisselée calculée (en mm)
 STOC = lame stockée à la fin de l'averse (en mm)

La lame ruisselée a été calculée à partir des formules du paragraphe 5.3.1.a. en prenant pour valeur du paramètre B : 0,40.

TABLEAU XVIII
 GRAND BASSIN — ANNÉE 1979
 RUISSELLEMENT ESTIMÉ SUR LA ZONE NORD
 S = 0.629 km² C = 0.23

N ^o	Date	P	PC	TP	TANT	STOC'	LR	STOC
1	01-5	22.3	17.8	74	—	0	6.88	0.84
4	09-6	14.7	14.3	40	253	0	4.42	0.50
5	13-6	10.2	7.6	47	190	0	0.79	0.0
6	18-6	19.4	19.4	19	110	0	10.78	3.00
7	22-6	16.6	16.3	32	106	0.36	6.8	1.79
8	30-6	13.9	13.4	24	180	0	5.84	1.27
9	06-7	18.2	14.9	49	146	0	5.79	0.77
11	13-7	28.1	25.8	35	95	0.13	15.93	3.00
12	17-7	22.6	18.2	48	86	0.66	9.05	2.51
13	21-7	13.8	10.7	34	104	0.33	4.07	0.76
14	23-7	7.5	7.2	13	36	0.38	2.73	0.66
15	23-7	27.1	25.9	27	6	0.73	16.52	8.00
20	04-8	20.1	19.8	27	101	0.17	10.04	2.78
21	07-8	32.8	29.4	67	65	0.89	17.02	3.00
25	23-8	8.3	6.7	24	33	0	16.3	0
26	28-8	37.5	32.8	176	103	0	14.62	2.88
28	30-8	29.5	28.5	47	24	1.73	17.41	3.00
29	01-9	20.0	16.7	40	31	1.65	8.39	3.00
30	04-9	6.0	6.0	14	66	0.96	1.48	1.01
31	04-9	9.2	5.9	2.1	6	0.86	2.36	0.98
34	07-9	12.5	11.8	42	48	0.41	2.64	0.41
35	09-9	29.6	27.4	36	27	0.24	17.41	3.00
37	11-9	16.5	15.5	31	52	1.20	6.79	2.64
38	13-9	5.1	5.1	11	36	1.32	1.38	1.42
40	25-9	13.7	13.2	30	120	0.10	4.83	0.91
41	30-9	11.3	7.0	80	120	0.06	2.57	0.06
42	08-10	4.8	4.5	12	1.78	0	1.01	0
44	03-11	12.3	11.0	37	643	0	2.87	0.02

avec C = coefficient d'imperméabilisation
 P = pluie moyenne sur la zone (en mm)
 PC = hauteur moyenne du corps d'averse (en mm)
 TP = durée moyenne au corps d'averse (en mn)
 TANT = temps séparant l'averse de la précédente (en heures)
 STOC' = lame stockée au début de l'averse en mm
 LR = lame ruisselée calculée (en mm)
 STOC = lame stockée à la fin de l'averse (en mm)

La lame ruisselée a été calculée à partir des formules du paragraphe 5.3.1.a. en prenant pour valeur du paramètre B : 0.52.

TABLEAU XIX
 GRAND BASSIN — ANNÉE 1979
 RUISSellement ESTIMÉ SUR LA ZONE SUD-OUEST
 $S = 0.848 \text{ km}^2$ $C = 0.22$

N°	Date	P	PC	TP	TANT	STOC'	LR	STOC
1	01-5	22.3	18.3	58	—	0	7.71	1.49
4	09-06	7.2	6.4	36	253	0	0.36	0
5	13-06	10.9	8.5	55	190	0	0.75	0
6	18-06	17.1	17.0	13	116	0	9.67	3.13
7	22-06	15.6	15.1	34	106	0.41	5.56	1.54
8	30-06	12.0	11.2	35	180	0	2.79	0.08
9	06-07	20.4	17.1	49	146	0	7.18	1.42
11	13-07	22.8	20.7	39	95	0.06	10.05	2.75
12	17-07	18.8	14.6	86	86	0.60	5.79	1.48
13	21-07	15.1	12.1	33	104	0.18	5.03	1.08
14	23-07	26.4	25.7	28	36	0.54	15.92	3.24
15	23-07	38.0	37.1	27	6	2.75	29.85	3.24
20	04-08	17.9	17.5	25	101	0.15	8.43	2.53
21	07-08	23.8	22.6	60	65	0.81	8.93	2.77
25	23-08	9.2	7.8	23	33	0	2.15	0.07
26	28-08	38.0	30.3	154	103	0.01	14.86	3.24
28	30-08	21.3	20.9	42	24	1.98	9.90	3.24
29	01-09	25.1	22.5	47	31	1.78	12.2	3.24
30	04-09	7.1	7.1	13	66	1.04	2.38	1.47
31	04-09	12.2	7.6	23	6	1.25	3.98	1.94
34	07-09	12.1	11.0	37	48	0.81	2.64	0.81
35	09-09	24.3	27.9	42	27	0.42	16.07	3.24
37	10-09	15.5	15.5	26	52	1.30	6.57	2.97
38	13-09	9.4	9.4	16	36	1.49	3.60	2.3
40	25-09	18.0	18.0	49	120	0	5.85	1.00
41	30-09	13.8	11.1	41	120	0.07	3.20	0.16
42	08-10	14.7	14.3	18	178	0	7.11	2.12
44	03-11	26.6	26.0	46	643	0	12.48	3.17

avec C = coefficient d'imperméabilisation
 P = pluie moyenne sur la zone (en mm)
 PC = hauteur moyenne du corps d'averse (en mm)
 TP = durée moyenne du corps d'averse (en mn)
 TANT = temps séparant l'averse de la précédente (en heures)
 STOC = lame stockée au début de l'averse (en mm)
 LR = lame ruisselée calculée (en mm)
 STOC' = lame stockée à la fin de l'averse (en mm)

La lame ruisselée a été calculée à partir des formules du paragraphe 5.3.1.a. en prenant pour valeur du paramètre B : 0.51.

TABLEAU XX
 GRAND BASSIN - ANNÉE 1979
 ESTIMATION DE LA PART DE LA LAME RUISSELÉE PROVENANT DE LA ZONE CENTRALE

N°	LRo	LRs	LRso	LRco	LRn	PLRc	Pmc
1	3.94	6.35	7.71	14.2	6.88	(- 1.1)	22.9
4	1.65	2.37	0.36	5.26	4.42	0.2	12.9
5	1.51	3.14	0.75	3.95	0.79	0	10.6
6	5.96	9.70	9.67	12.77	10.78	(- 1.0)	18.8
7	4.64	8.23	5.56	10.97	6.8	(- 0.3)	17.3
8	2.65	4.19	2.79	7.83	5.84	(- 0.1)	14.8
9	4.4	7.06	7.18	11.2	5.79	(- 0.4)	18.7
11	9.46	9.60	10.05	18.45	15.93	2.4	28.0
12	5.97	7.77	5.79	12.84	9.05	0.9	22.5
13	2.27	3.22	5.03	8.76	4.07	(- 0.6)	15.1
14	7.94	12.98	15.92	10.6	2.73	0.1	11.3
15	20.61	29.13	29.85	28.29	6.52	2.3	25.8
20	8.03	7.75	3.43	14.14	10.04	2.4	19.6
21	13.9	8.81	8.93	20.2	17.02	6.2	31.5
25	1.63	1.64	2.15	4.25	1.63	0.3	8.4
26	17.77	16.05	14.86	23.91	14.62	6.7	37.9
28	15.1	9.92	9.90	18.37	17.41	6.9	28.0
29	11.5	13.19	12.2	15.79	8.39	2.8	21.4
30	1.42	1.85	2.38	4.11	1.48	(- 0.1)	6.6
31	2.52	3.69	3.98	5.50	2.36	0	9.2
34	4.77	8.09	2.64	6.47	2.64	0.8	12.5
35	18.0	16.33	16.07	22.44	17.41	6.5	30.9
37	6.19	7.20	6.57	11.21	6.79	1.2	17.2
38	1.44	1.84	3.60	3.66	1.38	(- 0.2)	5.6
40	5.05	7.27	5.85	9.74	4.83	0.5	15.7
41	2.25	4.64	3.20	6.95	2.57	(- 0.5)	12.5
42	3.20	6.23	7.11	5.17	1.01	(- 0.6)	6.7
44	6.43	8.63	12.48	11.66	2.87	0.4	16.2

LRo = lame ruisselée à la station de l'avenue de la Liberté déduite de l'observation des hauteurs en prenant un K de Manning de 56.7
 LRs = lame ruisselée sur le bassin Sud
 LRso, LRco, LRn = lame ruisselée estimée sur les zones Sud-Ouest, commerciale et Nord
 PLRc = part de la lame ruisselée provenant de la zone centrale
 Pmc = pluie moyenne sur la zone centrale

VI. ESTIMATION DE LA DISTRIBUTION DES DÉBITS DE POINTE DE CRUE AUX STATIONS DE SAINT-JULIEN ET DE LA RUE DESTENAVE

Si on admet que la traîne d'averse a une influence négligeable sur la valeur du débit maximum de la crue causée par cette averse et si on peut écrire :

$$Q_{MASP} = K(TP) \cdot LR \quad (\text{relation (2) de l'introduction})$$

avec

Q_{MASP} = débit spécifique de pointe de crue

TP = durée du corps d'averse

LR = lame ruisselée due au corps d'averse

L'estimation de la fréquence d'un débit donné est un problème relativement simple à résoudre :

- 1) on effectue une partition de l'ensemble des corps d'averses, basée sur leur durée. Dans chaque classe de durée :
 - a) $K(TP)$ est considéré comme constant
 - b) la fonction f_{TP} , telle que $LR = f_{TP}(P)$ sera considérée comme identique pour tous les corps d'averses. P étant la hauteur moyenne du corps d'averse sur le bassin.
- 2) si g est pour le bassin considéré, la fonction permettant de passer de P à PP , hauteur ponctuelle du corps d'averse de même fréquence, on a :

$$PP = g^{-1}(P)$$

et

$$PP = g^{-1} \cdot f_{TP}^{-1} \left(\frac{Q_{MASP}}{K(TP)} \right)$$

Les fonctions f et g étant strictement croissantes, la fréquence au dépassement de Q_{MASP} pour une classe de durée donnée est égale à celle de PP que l'on peut calculer à l'aide des ajustements faits au chapitre II. Si F_{TP} est la fonction de répartition de PP , la fréquence au dépassement H_{TP} de Q_{MASP} sera, pour la classe de durée centrée sur TP :

$$H_{TP}(Q_{MASP}) = F_{TP} \left(g^{-1} \cdot f_{TP}^{-1} \left(\frac{Q_{MASP}}{K(tp)} \right) \right)$$

- 3) on calcule alors la fréquence au dépassement de Q_{MASP} qui est :

$$\begin{aligned} H(Q_{MASP}) &= \Sigma (H_{TP}(Q_{MASP}) \cdot E_{TP}) \\ &= \Sigma \left(F_{TP} \left(g^{-1} \cdot f_{TP}^{-1} \left(\frac{Q_{MASP}}{K(tp)} \right) \right) \cdot E_{TP} \right) \end{aligned}$$

E_{TP} étant l'effectif de la classe centrée sur la durée TP (voir chapitre II).

On peut ainsi, en calculant $H(Q_{MASP})$ pour différentes valeurs, tracer point par point la distribution des débits de pointes de crues.

6.1. LES FONCTIONS $K(TP)$

Pour déterminer la fonction $K(TP)$ pour les bassins de Saint-Julien et le bassin Sud, nous n'avons considéré que les crues de lame ruisselée supérieure à 1.5 mm, causées par des averses à une seule pointe et n'ayant pas une traîne trop importante. On trouvera dans les tableaux XXI et XXII les caractéristiques de ces événements averse/crue ainsi que la valeur de $K(TP)$ correspondante.

Sur les figures n° 25 et n° 26 sont représentées les fonctions $K(TP)$ ainsi déterminées pour le bassin de Saint-Julien et le bassin Sud. Malgré une dispersion assez importante, on peut en effet tracer une courbe moyenne qui sera celle utilisée pour l'estimation des distributions des débits maxima.

Nous avons également fait figurer sur les graphiques la courbe $1/TP$. Nous avons vu en effet, dans l'analyse que nous avons faite dans l'introduction, que pour les pluies d'intensité constante la fonction $K(TP)$ était égale à $1/TP$ pour les valeurs de TP supérieures au temps de concentration, TC , du bassin.

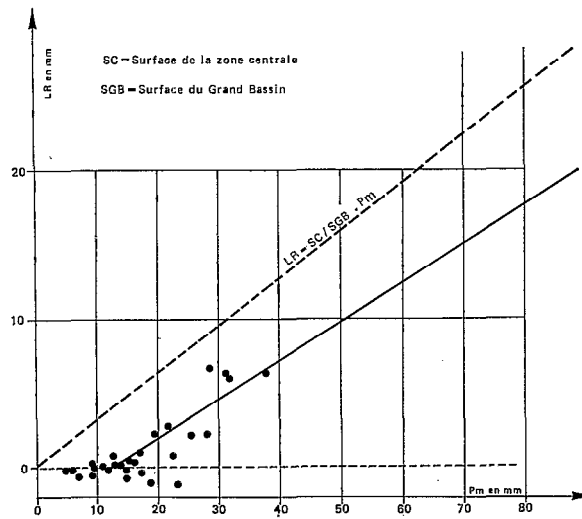


Fig. 24. — Correspondance entre la lame ruisselée du grand bassin provenant de la zone centrale et la pluie moyenne sur cette zone

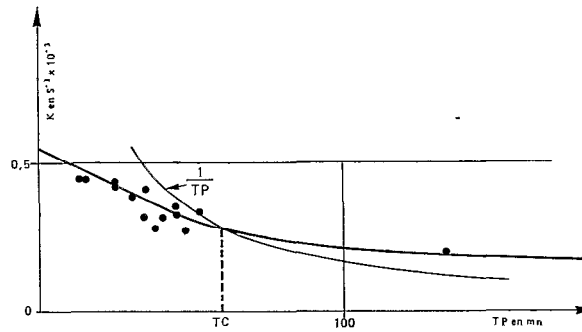


Fig. 25. — Fonction K (TP)

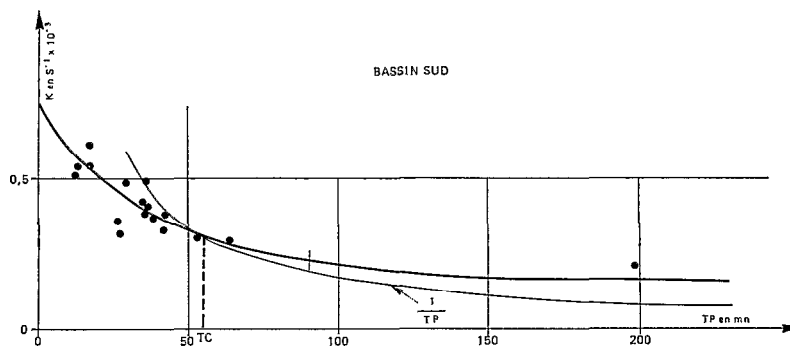


Fig. 26. — Fonction K (TP)

Nous avons admis que les courbes $K(TP)$ et $1/TP$ se croisaient au temps $TP = TC$. Les valeurs ainsi trouvées, 60 minutes pour le bassin de Saint-Julien et 55 minutes pour le bassin Sud, sont assez proches de celle déterminée à partir des hydrogrammes (55 et 70 minutes). Il faut dire à ce sujet que la détermination directe du temps de concentration est assez imprécise : en toute rigueur $TC = T_{fh} - T_{fp}$; T_{fh} étant la date de l'arrêt du ruissellement et T_{fp} la date de l'arrêt de la pluie. Or si T_{fp} est facile à déterminer, T_{fh} l'est beaucoup moins parce que d'une part les fins de crues ne sont pas en général enregistrées, le flotteur du limnigraphe ne décollant qu'à partir d'une certaine cote et d'autre part prendre pour T_{fh} la date de la fin absolue de l'écoulement n'aurait pas grand sens et aboutirait à allonger démesurément le temps de concentration du bassin puisque serait pris en considération également le ruissellement retardé. Pour éviter cela, certains considèrent que le ruissellement pur s'arrête à la première cassure de la courbe $q = f(t)$ de la décrue portée en papier semi-log. Cette méthode pour déterminer le temps de concentration nous paraît plus arbitraire encore que celle que nous préconisons.

La connaissance de ce temps de concentration nous permet par ailleurs de déterminer la vitesse moyenne de l'eau en dehors du réseau. En effet le plus long chemin hydraulique est de :

- Pour le bassin de Saint-Julien
 - 100 mètres dans le réseau
 - 1 100 mètres en dehors du réseau.
- Pour le bassin Sud
 - 1 100 mètres dans le réseau,
 - 900 mètres en dehors du réseau.

L'eau dans le réseau coule à une vitesse proche de 2 m/s, la vitesse moyenne de l'eau en dehors du réseau serait de 32,6 cm/s pour le bassin Sud et de 31,0 cm/s pour le bassin de Saint-Julien, la pente moyenne du terrain étant dans les deux cas proche de 1%. Ce résultat est intéressant car il montre que l'on pourra estimer le temps de concentration d'un bassin quelconque de pente identique en prenant, comme vitesse moyenne en dehors du réseau, la valeur 32 cm/s.

TABLEAU XXI
STATION DE SAINT-JULIEN
DÉTERMINATION DE LA FONCTION $K(TP)$

N°	P	TP	LR	QMAX	$K(TP)$
6	18.1	14	7.5	1.61	0.445
8	11.9	15	4.1	0.89	0.450
9	19.9	45	5.1	0.88	0.358
11	22.1	32	6.9	1.32	0.397
12	19.2	45	3.7	0.59	0.331
13	15.5	35	3.2	0.64	0.415
15	35.8	25	26.0	5.49	0.438
20	17.6	25	6.4	1.32	0.428
21	25.1	48	8.3	1.07	0.267
26	39.1	134	12.7	1.21	0.198
28	26.4	38	13.5	1.73	0.266
29	26.9	41	12.9	1.98	0.318
35	28.9	35	14.2	2.14	0.313
40	19.7	53	3.95	0.64	0.336

P = pluie moyenne (mm)
 TP = durée du corps d'averse (mn)
 LR = lame ruisselée (mm)
 $QMAX$ = débit maximum (m^3/s)
 $K(TP) = \frac{QMAX}{LRS} (s^{-1} \cdot 10^{-3})$
 S = surface du bassin

Une dernière remarque enfin concernant les courbes $K(TP)$. L'ordonnée à l'origine de ces courbes est de $0,56 \cdot 10^{-3} \cdot s^{-1}$ pour le bassin de Saint-Julien et de $0,73 \cdot 10^{-3} \cdot s^{-1}$ pour le bassin Sud, ce qui correspond en prenant comme temps de base de l'hydrogramme instantané la valeur de TC déterminée plus haut, aux rapports $\frac{Q_{MAX}}{Q_{MOY}}$ suivants : Q_{MAX} étant le débit maximum et Q_{MOY} le débit moyen, pour une crue unitaire,

— Pour le bassin de Saint-Julien $\frac{Q_{MAX}}{Q_{MOY}} = 2,02$.

— Pour le bassin Sud $\frac{Q_{MAX}}{Q_{MOY}} = 2,41$.

L'hydrogramme instantané serait donc plus aigu pour le bassin Sud que pour le bassin de Saint-Julien. Ce qui peut s'expliquer par la différence existant entre les conditions de drainage de ces deux bassins :

- pour le bassin Sud : le collecteur se trouve au centre du bassin, l'hydrogramme est donc la résultante des hydrogrammes des 2 bassins allongés situés de part et d'autre de ce collecteur.
- pour le bassin de Saint-Julien : le collecteur commence tout près de l'exutoire et les axes de drainage rayonnent vers cet exutoire.

TABLEAU XXII
STATION DE LA RUE DESTENAVE
DÉTERMINATION DE LA FONCTION $K(TP)$

N°	L	TP	LR _e	Q _{MAX}	K(T _P)
4	9.9	36	2.37	1.685	0.4111
6	15.2	12	9.70	8.505	0.5068
7	17.0	35	8.23	6.116	0.4296
8	12.2	36	4.19	3.57	0.4925
9	19.9	53	7.06	3.686	0.3018
11	24.4	43	9.60	6.25	0.3763
14	21.6	27	12.98	8.10	0.3607
15	38.0	26	29.16	15.23	0.3019
20	17.8	29	7.75	6.54	0.4878
21	24.1	64	8.81	4.53	0.2972
26	38.6	199	16.05	5.83	0.2100
28	19.3	41	9.92	5.83	0.3397
30	7.4	13	1.85	1.72	0.5374
34	17.1	38	8.09	5.17	0.3694
38	6.8	17	1.84	1.725	0.5419
40	17.6	35	7.27	4.77	0.5793
42	13.0	17	4.64	5.03	0.6266

P = pluie moyenne (mm)

TP = durée du corps d'averse (mn)

LR = lame ruisselée (mm)

Q_{MAX} = débit maximum (m³/s)

$$K(TP) = \frac{Q_{MAX}}{LR \cdot S} (s^{-1} \cdot 10^{-3})$$

S = surface du bassin

6.2. ESTIMATIONS DES DISTRIBUTIONS DES DÉBITS DE POINTE DE CRUE

Nous avons donc utilisé la méthode décrite au début de ce chapitre :

— les classes de durée ont été déterminées de 5 minutes en 5 minutes jusqu'à la valeur 300 minutes. Les corps d'averse de durée supérieure à 300 minutes ne surviennent que 2,8 fois tous les 100 ans. La somme totale des erreurs sur les fréquences que l'on commettra en ne considérant que les corps d'averse inférieures à 300 minutes sera donc de 2,8 fois tous les 100 ans. On admettra que l'estimation de la distribution des débits de pointe de crues que l'on fera en ne considérant que les corps d'averses inférieurs à 300 minutes est satisfaisante.

— pour chaque classe de durée nous avons admis :

a) que $K(TP)$ était constante et égale à la valeur de K pour la durée centrale de la classe.

b) que la fonction $f(Pm)$ était celle donnée dans le paragraphe 5.3.1.a. en prenant :

— pour B la valeur déterminée à l'aide de la courbe $(1-C-B) = f(C)$ présentée dans le paragraphe 5.3.2.b.

— pour $R1 = 9,3$ qui est la valeur moyenne de $R1$ à la station de Saint-Julien en 1979.

— pour $F(TP)$ la valeur de $F(TP)$ correspondant à la durée centrale de la classe.

La fonction $F(TP)$ est donnée dans le paragraphe 5.3.2.a.

Nous avons calculé pour quatre bassins (le bassin de Saint-Julien, le bassin Sud, un bassin comparable à celui de Saint-Julien mais ayant un C de 25%, un comparable au bassin Sud mais ayant un C de 10%.) la fréquence au dépassement des débits spécifiques suivants : 2 500, 5 000, 7 500, 10 000, 12 500, 15 000, 25 000 $l/s/km^2$.

A partir de ces points nous avons pu tracer les estimations des distributions des débits de pointes de crues représentées sur les figures n° 27 et n° 28.

6.2.1. Comparaison des débits spécifiques d'une fréquence donnée et de l'intensité moyenne de même fréquence de la hauteur maximale de pluie tombée pendant le temps de concentration du bassin au cours d'une averse

Nous avons vu dans le chapitre II, que pour l'estimation de la distribution des pointes de crues, on utilisait classiquement la formule rationnelle :

$$Q_{MAX}f = KR' \cdot Inf \cdot S$$

avec

$Q_{MAX}f$ = débit maximum de fréquence f

KR' = coefficient de ruissellement

Inf = intensité moyenne de fréquence f de la hauteur maximale de pluie tombée pendant un temps égal au temps de concentration du bassin au cours d'une averse

S = aire au bassin.

Il était donc intéressant de comparer les distributions estimées au paragraphe précédent à celle des intensités des pluies tombées pendant le temps de concentration des bassins ; (ces distributions ont été déterminées au chapitre III).

On trouvera les résultats de cette comparaison :

— dans le tableau XXIII pour le bassin de type Saint-Julien,

— dans le tableau XXIV pour le bassin de type Bassin Sud.

Ces tableaux montrent ce que nous faisait pressentir l'analyse faite dans le chapitre II, à savoir qu'il ne faut pas attribuer à KR' la valeur d'un coefficient de ruissellement et que KR' peut être supérieur à 1 pour les faibles fréquences. Cela est dû essentiellement au fait qu'à Ouagadougou, les corps d'averses de fortes intensités et de courte durée sont fréquents.

On trouvera représentée sur la figure n° 29 la fonction $KR' = g(R)$ pour les quatre bassins étudiés, R étant la période de récurrence.

6.2.2. Comparaison entre le débit de pointe de crues de fréquence décennale et le débit maximum de la crue causée par l'averse de hauteur journalière décennale. (bassin de Saint-Julien).

Vu qu'il est souvent admis que le débit de pointe de crue décennal est égal au débit maximum de la crue causée par une pluie de hauteur journalière décennale, il est intéressant de comparer le débit de pointe de crue décennal que nous avons obtenu à celui qui serait causé par une telle pluie.

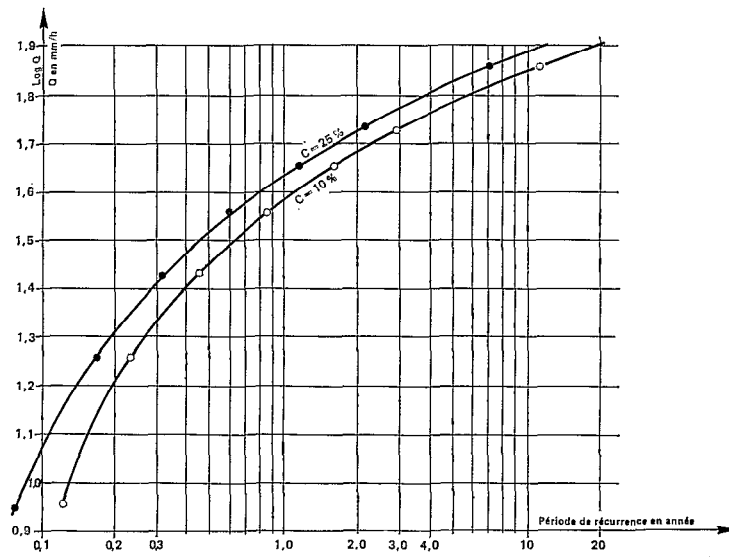


Fig. 27. — Distribution estimée des débits spécifiques de pointe de crue pour bassin de Saint-Julien ($C = 10\%$) et pour un bassin comparable à ce dernier mais ayant un coefficient d'imperméabilisation de 25%

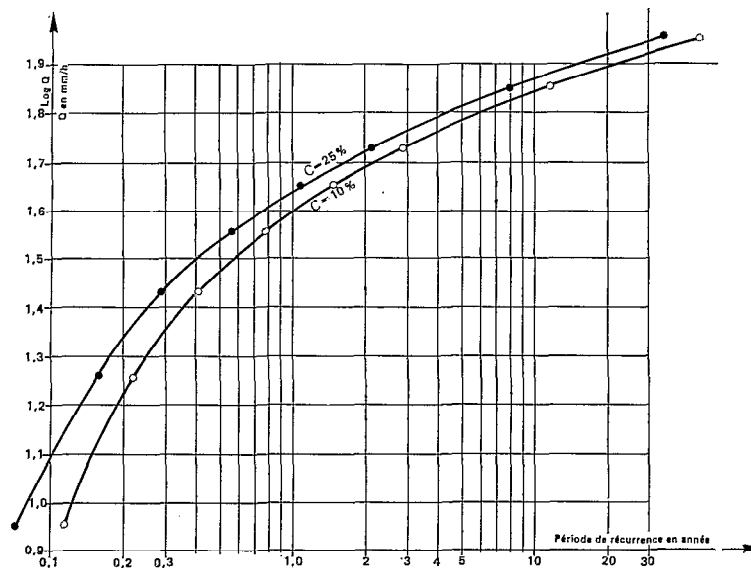


Fig. 28. — Distribution estimée des débits spécifiques de pointe de crue pour le bassin sud ($C = 25\%$) et pour un bassin comparable à ce dernier mais ayant un coefficient d'imperméabilisation de 10%

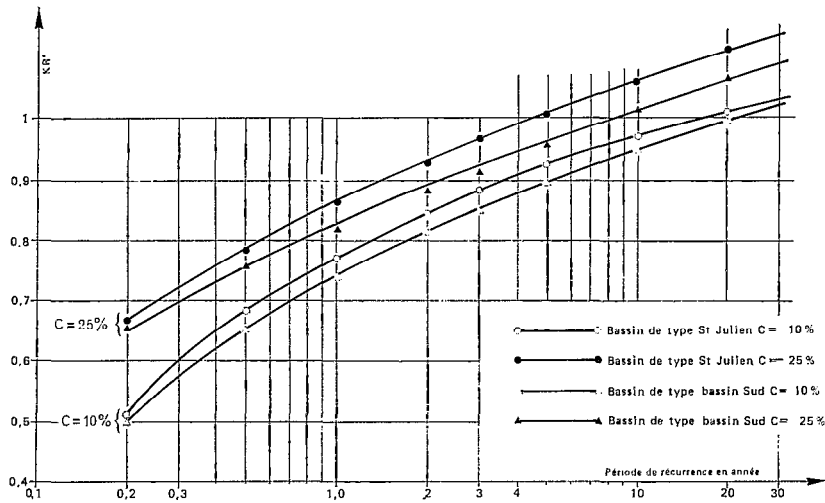


Fig. 29. — Valeur du coefficient KR' en fonction de la période de récurrence

Nous l'avons fait pour les bassins de type de Saint-Julien, en posant :

a) que la durée du corps d'averse décennal (de hauteur ponctuelle 92 mm) était de 90 minutes, valeur déterminée à partir de la relation donnée au chapitre III (13.2.4.).

b) que le rapport $\frac{Q_{MAX}}{LR.S}$ était de $0.225 \cdot 10^{-3} S^{-1}$, valeur déterminée à partir de la fonction K(TP) donnée au paragraphe 6.1. en prenant TP = 90 minutes. La lame ruisselée étant calculée à partir des formules du

§ 5.3.1. en prenant les mêmes valeurs pour les paramètres que celles du 6.2.

Les résultats obtenus sont les suivants :

	B I	B II
Qa	70.3	77.1
Qb	54.9	58.9

avec

BI bassin de type Saint-Julien ayant un coefficient d'imperméabilisation de 10%

BII bassin de type Saint-Julien ayant un coefficient d'imperméabilisation de 25%

Qa débit spécifique (en mm/h) de pointe de crue de fréquence décennale

Qb débit spécifique (en mm/h) de pointe d'une crue causée par un corps d'averse de hauteur journalière décennale.

Les valeurs de Qa, on le voit sont de près de 30% supérieures à celles de Qb.

Un calcul analogue fait pour la fréquence annuelle montre que cette différence entre les deux valeurs ainsi calculées est alors de 10% environ.

TABLEAU XXIII
COMPARAISON ENTRE LE DÉBIT SPÉCIFIQUE D'UNE FRÉQUENCE DONNÉE
ET L'INTENSITÉ DES PLUIES D'UNE HEURE (TEMPS CONCENTRATION DU BASSIN) DE MÊME FRÉQUENCE
BASSINS DE TYPE SAINT-JULIEN (0.482 km²)

R	INf	Im	C = 10%		C = 25%	
			Q 10	KR' 10	Q 25	KR' 25
0.2	31.0	31.0	15.9	51.3	20.7	66.8
0.5	42.4	42.4	29.0	68.4	33.2	78.3
1	50.1	50.1	38.6	77.0	43.3	86.4
2	57.4	57.4	48.4	84.3	53.3	92.9
3	61.5	61.4	54.3	88.4	59.5	96.9
5	66.5	66.2	61.1	92.3	66.8	100.9
10	72.9	72.3	70.3	97.2	77.1	106.6
20	79.2	78.2	79.4	101.4	87.1	111.2
50	87.1	85.7	91.6	106.9	102.0	119.0

R = période de récurrence en années
 INf = intensité moyenne de fréquence f de la hauteur maximale de pluie tombée en une heure au cours d'une averse
 Im = intensité des pluies moyennes (surface du bassin 0.5 km²) d'une heure
 C = coefficient d'imperméabilisation du bassin
 Q = débit spécifique en mm/h
 $KR' = \frac{Q}{Im}$ en %

TABLEAU XXIV
COMPARAISON ENTRE LE DÉBIT SPÉCIFIQUE D'UNE FRÉQUENCE DONNÉE
ET L'INTENSITÉ DES PLUIES DE 55 MINUTES
(TEMPS DE CONCENTRATION DU BASSIN) DE MÊME FRÉQUENCE
BASSIN DU TYPE BASSIN SUD

R	PP	P	Im	C = 10%		C = 25%	
				Q 10	KR' 10	Q 25	KR' 25
0.2	30.5	30.5	33.3	16.7	50.2	21.7	65.2
0.5	42.0	42.0	45.8	29.8	65.1	34.4	75.1
1	49.1	49.1	53.6	39.4	73.5	43.6	81.3
2	56.2	55.4	60.4	49.0	81.1	53.1	87.9
3	60.0	58.8	64.1	54.3	84.7	58.2	90.8
5	64.8	62.5	68.2	60.9	89.3	65.3	95.7
10	71.1	67.5	73.6	69.7	94.7	75.0	101.9
20	77.0	72.0	78.5	78.5	100.0	84.1	107.1

R = période de récurrence en années
 PP = hauteur maximale de pluie tombée en 55 minutes au cours d'une averse
 P = hauteur moyenne (mm)
 Im = intensité des pluies moyennes en 55 minutes (mm/h)
 Q = débit de pointe de crue (mm/h)
 $KR' = \frac{Q}{Im}$

CONCLUSION N° I

Un mode d'évaluation de la distribution des débits de pointe de crue à l'exutoire des bassins urbains de Ouagadougou.

Cette étude a montré que vu la fréquence des corps d'averse de forte intensité et de courte durée, il n'était pas possible, sauf peut-être pour les bassins ayant un temps de concentration très court, d'utiliser les formules classiques pour estimer la distribution des débits de pointe de crue à l'exutoire des bassins urbains de Ouagadougou.

La méthode pour cette estimation, devra être la suivante :

- 1) Pour le bassin considéré, on déterminera l'hydrogramme instantané. On pourra, pour cela, utiliser la méthode classique des lignes isochrones en prenant comme vitesse moyenne de l'eau en dehors du réseau 0,32 m/s (cf. 5.4.).
- 2) A partir de cet hydrogramme et des hyétogrammes types (ou moyens), sera déterminée la fonction $K(TP)$.
- 3) On pourra alors calculer la distribution des débits de pointe de crue en suivant la même démarche que celle présentée dans le chapitre VI.

La détermination d'un hydrogramme synthétique est assez longue à faire et assez peu précise. Comme le but recherché n'est qu'une estimation de la distribution des débits maxima on peut envisager alors de définir pour chaque durée du temps de concentration un hydrogramme type, ce qui permettrait, en suivant la méthode décrite plus haut, l'établissement d'un jeu d'abaques donnant la distribution recherchée en fonction de la taille du bassin, de son temps de concentration et de son coefficient d'imperméabilisation. Pour faciliter les interpolations, ces abaques pourraient avoir l'allure de la figure n° 29 du chapitre V, donnant pour la période de récurrence choisie la valeur du coefficient KR' à utiliser, avec :

$$KR' = \frac{Qf}{If}$$

Qf = débit spécifique de pointe de crue de fréquence f

If = intensité de fréquence f des pluies tombées durant le temps de concentration.

Comme pour les formules classiques, les valeurs obtenues pourraient être éventuellement corrigées par un coefficient tenant compte de l'allongement du bassin.

CONCLUSION N° II

Sur l'utilisation de la méthode pour des bassins urbains autres que ceux de Ouagadougou.

Nous avons vu que l'estimation du ruissellement sur les bassins de type T3 de Ouagadougou pouvait se faire en utilisant entre autres paramètres et fonctions, une fonction $INFT(TP)$ que nous avons considérée comme étant la fonction d'infiltration. Ce dernier point reste à confirmer. Et il serait très intéressant de procéder, à l'aide d'un simulateur de pluie, à des mesures de l'infiltration sur les bassins étudiés. En effet s'il s'avérait soit que la fonction $INFT(TP)$ était bien ce que l'on supposait soit qu'il était possible de déduire, à partir de la fonction d'infiltration mesurée, les paramètres du modèle présenté dans le chapitre IV, on pourrait envisager d'extrapoler la méthode décrite dans la conclusion précédente à d'autres bassins de type T3 qui est le type d'habitat le plus fréquemment rencontré dans les villes d'Afrique de l'Ouest. Il suffirait alors de procéder à des mesures de l'infiltration sur les bassins considérés pour pouvoir estimer la relation pluie/lame ruisselée et de ce fait, si l'information pluviographique est suffisante, pouvoir estimer la distribution des débits de pointes de crues.

CONCLUSION N° III

Le problème du choix de la fréquence du débit de projet.

Il est en général d'usage pour dimensionner les ouvrages d'assainissement de considérer les débits de fréquence décennale. Mais il faut avoir à l'esprit que rien ne justifie le choix de cette fréquence si ce n'est la « rondeur » du chiffre dix. Nous avons d'ailleurs vu que la fréquence que l'on attribue au débit calculé à l'aide des formules classiques n'est pas la fréquence réelle du débit mais celle de la hauteur de pluie (ou de l'intensité) qui a servi de base à son calcul.

Il serait donc plus logique pour le dimensionnement des ouvrages de ne pas s'imposer a priori une fréquence, mais de calculer le coût des projets correspondant à différentes fréquences. Le choix du projet à adopter se fera alors en connaissant tous les éléments de décision.

Par ailleurs, si une telle méthode peut être considérée comme satisfaisante quand on ne raisonne qu'en terme de gêne, on peut envisager que dans certains cas elle ne soit pas suffisante, par exemple quand le débordement d'un collecteur risque de causer des dégâts importants. Il faudrait alors connaître la distribution des coûts des dommages causés par ces crues, on pourrait pour cela suivre une démarche analogue à celle présentée dans le chapitre V en considérant non pas la fonction $K(TP)$ mais une fonction $KDAM(LR, TP)$ reliant dans chaque classe de durée les coûts causés par une crue, à sa lame ruisselée ; ce qui suppose que l'on peut déterminer la fonction reliant les coûts des dommages aux caractéristiques de la crue. Et c'est là un autre problème.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] LE MOINE (L.) et MICHEL (C.) – « Essai d'adaptation à l'Afrique tropicale des méthodes classiques du calcul du débit des ouvrages d'assainissement ». *Publication CIEH*.
- [2] GIRARD (G.) et CHAPERON (P.) – 1974 – « Traitement automatique de l'information pluviographique ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. VIII n° 3.
- [3] BRUNET MORET (Y.) – juin 1963 – « Etude générale des averses exceptionnelles en Afrique Occidentale. République de Haute-Volta ». *Publication ORSTOM*.
- [4] BRUNET MORET (Y.) et ROCHE (M.) – mai 1966 – « Etude théorique et méthodologique de l'abattement des pluies ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*, n° 4.
- [5] LAFFORCUE (A.) – 1977 – « Inventaire et examen des processus élémentaires de ruissellement et d'infiltration sur parcelle. Applications à une exploitation méthodique des données obtenues sous pluies simulées ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. XIV, n° 4.
- [6] MOREL-SEYTOUX (H.-J.) 1975 – « Pour une théorie modifiée de l'infiltration. 5^e partie : le cas de la pluie ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. XII, n° 4.
- [7] BRUNET MORET (Y.) – 1969 – « Etude de quelques lois statistiques utilisées en hydrologie ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. VI, n° 3.
- [8] BRUNET MORET (Y.) – 1974 – « Distribution exponentielle généralisée ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. XI, n° 4.
- [9] BRUNET MORET (Y.) – 1975 – « Distribution Gausso-Logarithmique ». *Cahier ORSTOM, série Hydrologie*. Vol. XII, n° 2.
- [10] octobre 1978 – « Evacuation des eaux pluviales urbaines ». Association Amicale des ingénieurs anciens élève des ponts et chaussées.