ONZIEME CONSEIL DES MINISTRES DU CIEH
YAOUNDE 1 - 9 FEVRIER 1982

JOURNEES TECHNIQUES

THEME 3 :

ASSAINISSEMENT URBAIN - EAUX PLUVIALES

NUMERO 3/8

ETUDE DU RUISSELLEMENT SUR LA VILLE DE OUAGADOUGOU - ESSAI D'INTERPRETATION THEORIQUE

par
L. le BARBE

HYDROLOGUE ORSTOM - CENTRE ORSTOM - LOME
COMMUNICATION PRESENTEE PAR
J. CLAUDE
HYDROLOGUE ORSTOM - CENTRE ORSTOM - OUAGADOUGOU

O.R.S.T.O.M. Fonds Documentaire
N° : 39689
Cote : B

1 3 JUIN 1994

8 1 2 5 1

SOMMAIRE

		Page
	Introduction	1
I -	Acquisition de données Mesures de terrain	2
II -	Analyse théorique du problème	6
III-	Analyse des données pluviographiques	10
IV -	Recherche d'une relation pluie totale - lame ruisselée	18
V -	Estimation des débits de pointe de crues	24
	Conclusion	27

INTRODUCTION

Préoccupé dès 1972 par les problèmes de dimensionnement des ouvrages d'assainissement (LEMOINE et MICHEL - 1972) le CIEH décidait en 1976 de faire entreprendre des mesures du ruissellement urbain à Abidjan, Bamako, Cotonou, Libreville, Lomé, Niamey et Ouagadougou.

La section hydrologique ORSTOM de Ouagadougou a été chargée en 1977 de réaliser les mesures sur cette ville, mesures qui se sont poursuivies en 1978 et 1979. Malgrè les inévitables difficultés et défauts de précision, les résultats obtenus ont permis de tenter une approche théorique du problème du ruissellement urbain très différente de celles des formules traditionnelles (formule de Caquot - formule rationnelle) et de caler la formulation mathématique sur les données observées.

Cette approche passe par une analyse statistique détaillée de la répartition et de la structure des averses à Ouagadougou qui pourrait être la base d'une actualisation de l'étude des pluies journalières faite en 1963/65 sur diverses villes africaines (BRUNET - MORET, 1963 et sq.).

Nous présentons ici les grandes lignes de cette étude sous forme d'un résumé du rapport général remis au CIEH (Le BARBE 1981) et dont il serait intéressant de savoir si ses conclusions peuvent s'appliquer dans les autres villes où ont été menées ces études.

I - ACQUISITION DES DONNEES - MESURES DE TERRAIN

Le but des mesures sur le terrain est de déterminer une fonction F telle que :

lame ruissellée = F (pluie totale)

Cette fonction va dépendre pour un bassin donné de ses caractéristiques. Les facteurs susceptibles d'intervenir sont :

1. la nature et les caractéristiques hydrodynamiques du sol,
2. la pente du terrain,
3. la nature et la densité du réseau de drainage,
4. l'importance de la végétation,
5. le coefficient d'imperméabilisation,
6. la répartition sur le bassin, des surfaces imperméables.

1 - Description des bassins

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. Si on suppose en outre que les caractéristiques du sol peuvent être considérées comme identiques sur toute la ville, les bassins vont se différencier par les quatre derniers facteurs.

Les trois bassins que nous avons équipés sont (voir fig. 1).

- le bassin de St. JULIEN (0,482 km2) dont l'exutoire se trouve sur le collecteur qui longe le mur du couvent de St. JULIEN, à deux cent mètres environ à l'amont de la confluence de ce collecteur avec le marigot du MORO NABA.
- le bassin Sud (1,73 km2) dont l'exutoire se trouve sur le collecteur central, à 50 mètres environ à l'aval du pont de la rue Destenave.
- le Grand bassin (5,2 km2) dont l'exutoire se trouve sur le collecteur central 100 mètres environ à l'aval du pont de l'avenue de la Liberté.

1.1 - Les types d'habitats

L'examen des photographies aériennes permet de définir 7 types d'habitat:

type T1 - les terrains nus sans ou avec peu de construction, ex. la base aérienne,

type T2 - les zones d'habitation traditionnelles non loties,

type T3 - les zones d'habitation denses loties,

type T4 - la zone industrielle,

type T5 - la zone commerciale,

type T6 - les zones résidentielles et administratives,

type T7 - les nouvelles zones résidentielles que l'on ne trouve pas représentées sur l'assemblage.

Les types d'habitat T2, T4, T7 ne se rencontrent pas sur les bassins installés.

1.2 - Coefficients d'imperméabilisation

Sur agrandissement au 1/2ooo environ de photographies aériennes, nous avons mesuré les surfaces imperméables (bitumes, toitures, aires cimentées ...) et déterminé ainsi un coefficient d'imperméabilisation en %. Pour un même type d'habitat les variations du CI peuvent être importantes.

1.3 - Le réseau de drainage

Un plan du réseau de drainage a été levé en 1979, par le relevé des caniveaux dans leur partie aérienne. On a différencié trois états pour ces caniveaux :

1. Caniveau pas ou peu encombré,

2. Caniveau encombré,

3. Caniveau très encombré ou bouché.

On constate que seuls trois collecteurs peuvent évacuer des débits en rapport avec l'importance du ruissellement (collecteur central, collecteur de l'Avenue Yennenga, nouveau collecteur de St Julien), ailleurs les eaux de ruissellement suivent dans la majeure partie de leur trajet les axes des routes et des pistes.

1.4 - L'équipement hydropluviomètrique

A l'exutoire de chacun des 3 bassins a été installée en 1977 une station limnigraphique complète avec passerelle de jaugeages.

- Le limnigraphe de la station de la rue Destenave a été déplacé en 1978 à proximité de la passerelle.

De même le limnigraphe de l'Avenue de la Liberté (Grand Bassin) a été déplacé en 1978 de l'amont du pont à la passerelle de jaugeages.

- La station de St Julien a été démontée en 1977, remontée en 1978 après stabilisation du lit et des berges et reconstruite entièrement en 1979 sur le nouveau collecteur bétonné construit entre temps.

La couverture pluviomètrique était constituée de 7 pluviographes en 1977, 3 pluviomètres supplémentaires y ont été adjoints en 1978 et 1979, dont voici la liste:

Pluviographes	Date de création	Pluviomètres	Date de création
OUAGA - Ville (ASECNA)	1957	Couvent St Julien	22/5/78
OUAGA - Aéro. (ASECNA)	1952	Place du Moro Naba	22/5/78
Centre ORSTOM	1973	Triumph Bar	10/6/78
Mission Catholique	1974		
O.M.S.	1974		
B.R.G.M.	1974		
HENNION	1974		

2 - Mesures effectuées - résultats

2.1 Pluviomètrie - pluviographie.

Les relevés effectués régulièrement après chaque pluie pendant 3 saisons des pluies n'ont pas soulevé de problèmes particuliers.

L'ASECNA nous a transmis régulièrement les observations de ses postes et a mis à notre disposition tous les enregistrements pluviographiques disponibles à Ouaga ville et Ouaga Aéro, pour dépouillement et analyse (cf. chap.III). Nous l'en remercions ici.

Les caractéristiques de chaque averse ayant donné lieu à un ruissellement ainsi que le hyètogramme moyen ont été établis à partir d'un découpage en polygones de Thiessen. Toutes ces données numériques sont rassemblées dans le Tome I du rapport général.

2.2 - Limnigraphie

Les trois limnigraphes ont fonctionné dans l'ensemble sans incident. Les variations rapides de niveau, les mises en vitesse ou en charge sous les ponts de la rue Destenave et de l'Avenue de la Liberté, l'état variable d'encombrement des collecteurs, les affouillements en 1977 et 1978 à la station de Saint Julien, ont obligé à des corrections ou des interprétations des hauteurs d'eau enregistrées au dépouillement, faites à partir de corrélations sur deux batteries d'échelles.

L'ensemble des données de hauteurs d'eau est aussi publié dans le Tome I du rapport général.

2.3 - Etalonnages

Dès 1977, il parut impossible de réaliser des jaugeages au moulinet sur le collecteur central tant l'importance des déchets charriés par les eaux empêchaient l'hélice de tourner.

Les jaugeages au moulinet ont été poursuivis à Saint Julien pendant 3 ans, mais ce n'est qu'en 1979 qu'une courbe d'étalonnage univoque a pu être établie pour le canal bétonné. En 1978 et 1979, nous avons procédé à des jaugeages chimiques par dilution de bichromate de potassium aux deux stations du collecteur central. Ce mode de jaugeage était le seul susceptible de fournir des résultats et de fait il a été possible d'établir des courbes d'étalonnage pour ces deux stations; mais la présence d'un taux élevé de matières organiques dans les eaux du collecteur les rend très réductrices et sans possibilité de réoxydation du bichromate, les jaugeages effectués surestiment les débits dans une proportion mal évaluée. Les courbes d'étalonnage adoptées tiennent compte aussi de l'état d'encombrement des canaux et des formules classiques d'écoulement en canaux.

2.4 - Données de base disponibles

En plus d'une série pluviographique de 23 ans dont l'exploitation a été fructueuse, nous disposons de séries d'évènements averses - crues, décrits pour chaque station sous forme de hyètogrammes et hydrogrammes numérisés. Pour l'interprétation de ces résultats nous avons donc pu exploiter:

58 averses pour le B.V. de Saint Julien

44 averses pour le B.V. Sud (Destenave)

78 averses pour le Grand Bassin (Av. de la Liberté)

II - ANALYSE THEORIQUE DU PROBLEME

Si on admet la théorie de l'hydrogramme instantané, le débit spécifique Q (t) à l'instant causé par une averse s'écrit :

$$Q(t) = \int_o^t I(T) . e(t-T)\, dT$$

$$\text{ou } Q(t) = \int_o^t I(t-T) . e(T)\, dT$$

avec I (T) = hyètogramme de la pluie efficace (la partie de la pluie qui ruisselle).

e (T) = expression de l'hydrogramme unitaire

avec e (T) = o pour T = o

e (T) = o pour $T \geqslant tc$

tc = temps de concentration du bassin.

On admet en outre que e (T) est une fonction en cloche avec un seul maximum.

1 - Pluie d'intensité constante

Dans le cas où I (t) est constant durant une durée T_p et nulle ensuite :

on a $I(t) = \frac{LR}{Tp}$ pour $o < t < Tp$ LR = lame ruisselée.

et $I(t) = o$ pour $t > Tp$ et $t < o$

Soit :

$$Q(t) = \frac{LR}{Tp} \int_o^t e(T)\, dT \text{ pour } o < t < Tp$$

$$= \frac{LR}{Tp} \int_{t-Tp}^t e(T)\, dT \text{ pour } t > Tp$$

et :

$$-Q'(t) = \frac{LR}{Tp}\, e(t) \quad \text{pour } o < t < Tp$$

Soit :

$$Q'(t) = o \quad \text{pour } t = o \text{ et } t > tc$$

$$-Q'(t) = \frac{LR}{Tp}(e(t) - e(t - Tp)) \text{ pour } t > Tp$$

l'équation $Q'(t) = o$ soit $e(t) - e(t - Tp) = o$ peut se résoudre très facilement graphiquement, l'hydrogramme étant supposé simple il n'y a qu'une solution pour :

$$o < t < tc \quad \text{et} \quad Q(t) = o \text{ pour } t \geq tc$$

on montre que l'on peut donc écrire d'une façon générale

$$\boxed{Qmax = k\,(Tp)\;\; LR} \qquad (1)$$

avec : k toujours décroissante, caractéristique de l'hydrogramme

$$k\,(o) = ko$$

$$k\,(t) = \frac{1}{Tp} \int_{Tm-Tp}^{Tm} e\,(T)\,dT \quad \text{pour } o < t < tc$$

$$k\,(t) = \frac{1}{t} \quad \text{pour } t > Tc$$

Donc si on admet que l'on peut considérer les hydrogrammes de la pluie efficace comme constants durant la durée de la pluie, le problème est simple. Pour déterminer la fréquence d'un débit donné il faut connaître :

f (k) = densité de probabilité de k; la fonction k(tp) étant strictement décroissante avec tp la détermination de f (k) se déduira aisément de la distribution des durées des pluies efficaces que l'on suppose correctement estimée par celle des durées de pluies.

g_k (LR) = densité de probabilité de LR sachant k

On a alors

$$\boxed{h\,(y) = \int_{k\,(o)}^{o} f \quad g_k \left(\frac{y}{k}\right) dk} \qquad (2)$$

avec h (y) = densité de probabilité de y, débit spécifique maximum.

2 - Pluies d'intensité variable

Le problème que l'on peut alors se poser est de savoir si ces résultats peuvent être utilisés dans la réalité où les pluies ne sont pas d'intensité constante. Il faut alors se rappeler que le but de l'étude est de dégager une méthode permettant le dimensionnement d'ouvrages d'assainissement; or pour beaucoup de projets l'hydrogramme instantané ne sera connu qu'avec peu de précision, et l'erreur que l'on commettra en considérant que les pluies sont d'intentisté constante, sera peut être négligeable par rapport aux incertitudes dues à l'estimation de l'hydrogramme. D'autant plus que les pluies ayant dans la majorité des cas leur maximum d'intensité à leur début au moment où les intensités d'infiltration et de stockage sont les plus fortes, les hyétogrammes des pluies efficaces seront beaucoup plus plats que ceux des pluies totales. Cependant la traîne des averses ayant une influence négligeable sur la valeur du débit maximum, on ne prendra en compte que les corps d'averses pour se rapprocher le plus possible du modèle proposé.

Enfin s'il s'avérait nécessaire de tenir compte de la forme de l'averse, le problème pourrait être résolu de façon relativement simple si on pouvait admettre que les pluies de même durée sont égales à une affinité près et ont pour expression :

- pour $t > Tp$

$$H(t) = o$$

- pour $t_i < t < t_{i+1}$ Tp

$$H(t) = \frac{LR}{Tp} X_i$$

avec $t_{i+1} - ti = \frac{Tp}{N}$

et $\sum Xi = N$

On pourrait alors déterminer une fonction K1 (t) telle que

$$\boxed{Qmax = K1\ (Tp).\ LR} \qquad (3)$$

On est ramené au cas précédent à ceci près que la fonction K1 (Tp) n'étant pas à priori monotone l'expression de la distribution des valeurs de K1 (Tp) sera plus difficile à déterminer. Ce qui est moins gênant que cela ne paraît. En effet même dans le cas des pluies d'intensité constante et en admettant que l'on puisse déterminer gk (LR), la formule (2) aura une expression mathématique

lourde et ne sera pas forcément intégrable à l'aide de fonctions simples. On sera donc obligé de procéder de la façon suivante que l'on pourra également utiliser dans ce deuxième cas :

1 - on déterminera la distribution des durées des corps d'averses,

2 - on fera une partition de l'ensemble des corps d'averses basés sur leur durée, dans chaque classe, K (ou K1) sera considéré comme constant et dans chaque classe on déterminera la distribution de LR.

La distribution des durées des corps d'averses étant de fait bornée inférieurement et supérieurement on pourra, des distributions ainsi déterminées, déduire celle des débits de pointe de crues.

3 - Démarche à suivre

En conclusion cette anlyse nous a permis de préciser ce que doit être la démarche à suivre pour cette étude :

1 - il faut procéder à une analyse des données pluviographiques existantes pour :

- déterminer la distribution des durées des corps d'averses
- déterminer les courbes hauteurs, durée, fréquence
- déterminer pour chaque classe de durée, la distribution des hauteurs des corps d'averses
- déterminer pour chaque classe de durée la forme du hyètogramme.

2 - il faut déterminer la fonction "coefficient d'abattement", reliant pour une fréquence donnée la pluie ponctuelle à la pluie moyenne de même fréquence;

3 - il faut à partir des mesures de terrain, déterminer la fonction permettant de passer de la pluie totale à la pluie efficace (relation pluie totale, lame ruissellée),

4 - à partir des résultats précédents, on estimera la distribution des débits de pointes de crues aux stations de mesure et on s'efforcera de dégager une méthode permettant l'estimation de cette distribution pour des bassins quelconques.

III - ANALYSE DES DONNEES PLUVIOGRAPHIQUES

1 - Etablissement 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.

Tous les pluviogrammes ont été dépouillés automatiquement au lecteur de courbe et un premier fichier, fichier R.P.I. (relevés pluviographiques intégraux) a été constitué pour chaque station.

Nous avons dû éliminer les enregistrements des années 40 et 51 du poste Ouaga Ville. L'appareil qui était utilisé alors, était un pluviographe à siphon qui enregistrait mal toutes les fortes intensités. Nous avons pris comme poste de référence celui de Ouaga Aéro dont les données étaient les plus complètes.

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 pluviomètrie 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 malgrè 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 mm/h et IT2 = 90 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 à 57,2 est très voisin du nombre moyen de jours de pluies par an, 56,6 déterminé à partir des relevés pluviomètriques journaliers.

b) VIM = 5 mm/h et IT2 = 15 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 appelerons donc corps d'averses les averses ainsi individualisées. Le nombre de corps d'averses ainsi obtenu est de 1.391, 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.

2. - Analyses statistiques des données

2.1 - Courbes hauteurs - 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, FRECHET. 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 :

$$F(x) = Fo.e - \left(\frac{x - xo}{S}\right)^{1/\delta}$$

avec F (x) = fréquence du dépassement de x, cette fréquence est exprimée de la même façon que Fo (pourcentage ou nombre de fois par année),

Fo = paramètre de tronquage qui représente la fréquence de l'évènement ($x > xo$) dans le premier type d'ajustement et celle de l'évènement ($x > xo$ et $t > T$), t étant la durée au corps d'averse, dans le second type d'ajustement,

Xo = 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 troncature.

A partir de ces ajustements nous avons tracé les jeux de courbes hauteurs - 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 hauteurs - 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

2.2 - Durée des averses et corps d'averses

Des ajustements graphiques ont permis d'adapter :

- une loi de Galton tronquée à la fréquence des corps d'averses,
- une loi de Galton à la fréquence des averses de durée inférieure à 138 mm,
- une loi de Goodrich à la fréquence des averses de durée supérieure à 138 mm.

A partir de là nous avons recherché la distribution :

- des hauteurs de corps d'averses sachant leur durée en faisant une partition de 5 mm en 5 mm,
- des durées des corps d'averses sachant leur hauteur en faisant une partition en 6 classes de hauteurs de 5 à 105 mm.

2.3 - Formes des hyètogrammes

Pour établir la formule générale (3) $Qmax = K\ (Tp) \times LR$, nous avons supposé que les corps d'averse de même durée sont égaux à une affinité près et sont de la forme:

$P\ (t) = P \times p_{tp}\ (t)$ avec :

- P = Hauteur totale du corps d'averse.
- $P_{tp}\ (t)$ = forme du hyètogramme des corps d'averse de durée t_p

Cette hytpothèse simplificatrice est admissible si l'on peut avoir une estimation de la forme de $P_{tp}(t)$ pour chaque classe de durée qui satisfasse aux exigences suivantes :

a) l'intensité maximale de la forme ainsi définie doit être égale à la moyenne des intensités maximales des formes de la classe,

b) la position de cette intensité maximale doit être la position moyenne des intensités maximales des formes de la classe,

c) la proportion des hauteurs de pluies tombées avant et après l'intensité maximale doit être égale à la proportion moyenne des formes de la classe.

A partir des ajustements réalisés précédemment nous avons pu définir des formes de hyètogrammes types de corps d'averses répondant à ces exigences (fig. n° 4).

L'ajustement d'une loi de Goodrich à la distribution des hauteurs des corps d'averses permet d'estimer la fréquence du terme P.

2.4 - Distribution des hauteurs de pluies tombées en 1, 2 et 3 jours consécutifs.

Pour compléter cette étude, une étude statistique des hauteurs de pluie tombées en 1, 2 et 3 jours consécutifs a été effectuée sur les 23 années disponibles à Ouaga Aéro et les 48 années disponibles à Ouaga Ville.

Le tableau ci-dessous permet quelques comparaisons en particulier avec les hauteurs journalières déterminées par BRUNET MORET en 1963.

	OUAGA - VILLE				OUAGA - AERO				
Valeur ajustée	P1j 1963	P1j 1980	P2j	P3j	P1j 1963	P1j 1980	P2j	P3j	HcA
N	32	48	48	48	10	23	23	23	23
Pmoy. annuelle	868	855	-	-	901	876	-	-	-
Récurrence									
1 an	61,5	60,3	65,6	72,4	64,5	61,9	67,4	73,3	55,4
5 ans	92,0	84,9	91,9	101,8	99,5	87,0	93,7	101,8	80,7
10 ans	107,2	95,5	103,2	114,4	117,2	97,9	104,8	113,8	92,0

où P_{1j} (1963) = ajustements faits par Brunet Moret en 1963.

P_{1j}, P_{2j}, P_{3j} = ajustements faits pour cette étude sur 1, 2 et 3 jours consécutifs.

HCA = ajustement fait sur les hauteurs de corps d'averses à partir du fichier HYECL 1

on remarque que :

a) toutes les valeurs déterminées en 1980 sont inférieures à celles déterminées en 1963 (faiblesse des années 1969 à 1979),

b) la distribution des hauteurs de corps d'averses est parallèle à celle des hauteurs journalières à Ouaga Aéro. La hauteur d'un corps d'averse de fréquence donnée est inférieure de 5 mm environ à la hauteur journalière de même fréquence.

2.5 - Etude de l'abattement

Dans l'analyse théorique que nous avons présenté 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 à 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 " que l'on définira par :

$$C_f = \frac{P_{mf}}{P_{cf}}$$

avec C_f = coefficient d'abattement pour la fréquence f

P_{mf} = pluie moyenne de fréquence f

P_{cf} = pluie ponctuelle de fréquence f

Pour le détail de la théorie de l'abattement on consultera utilement l'article de BRUNET MORET Y.et ROCHE M. (1966) in cahiers ORSTOM - Série Hydrol. N° 4 - 1966.

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

- Ouaga Aéro)
- Ouaga Ville) postes ASECNA
- Ouaga Centre ORSTOM)
- Ouaga Mission Catholique) postes ORSTOM
- Ouaga BRGM)
- Ouaga HENNION)

Nous avons déterminé 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.

Nous en avons déduit les fonctions C (p) suivantes :

P (mm)	C (p) I	C (p) II	C (p) III
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 :

P = hauteur journalière de pluies ponctuelles

CI (p) = coefficient d'abattement pour le petit bassin fictif de 0,5 km2,

CII (p) = coefficient d'abattement pour un bassin de 1 km2. Cette fonction a été déterminée par interpolation entre les courbes CI (p) et CIII (p),

CIIIp = 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, de fortes pluies survenues durant les six années d'observations ayant été concentrées sur la partie Nord de la ville.

Ces coefficients sont nettement plus élevés que ceux utilisés par LEMOINE et MICHEL (1972) pour NIAMEY et le Sénégal.

IV - RECHERCHE D'UNE RELATION · PLUIE TOTALE - LAME RUISSELLEE

1 - Analyse théorique

Sur un bassin sans végétation, ayant un coefficient d'imperméabilisation C, considérons une pluie sans traine, d'intensité suffisamment forte pour que l'on puisse admettre que dès le début de la pluie le sol est saturé en surface. Une partie de cette pluie va tomber sur les surfaces imperméables, une autre sur les surfaces perméables.

1.1 - Pluie tombant sur les surfaces imperméables

Ces surfaces étant les toits et les routes bitumées, on peut admettre que le stockage y est négligeable, la quantité d'eau disponible pour le ruissellement est donc C.P., dont une partie C_1P va aller directement au réseau et une autre C_2P va traverser, avant d'y arriver, des surfaces perméables occupant une fraction C3 de la superficie du bassin.

1.2 - Pluie tombant sur les surfaces perméables

a) surface ne recevant pas d'eau en provenance des toits.

Si f (t) est la fonction d'infiltration, la hauteur de pluie infiltrée durant la durée de la pluie est :

$$F_1 = \int_0^{tp} f(t)\,dt.$$

Après l'arrêt de la pluie on admettra que l'infiltration se fait par une partie W de la surface , la hauteur F_2, infiltrée après la pluie est donc :

$$F_2 = W. \int_{tp}^{t_f} f(t)\,dt, \quad tf = \text{fin du ruissellement}$$

la hauteur totale de pluie infiltrée est donc :

$$F(tp) = F_1 + F_2$$

la quantité d'eau disponible pour le ruissellement est donc :

$$(1 - C - C_3)(P - F)$$

une partie de cette eau va être stockée en flaques sur le bassin: si S_1 (P - F) est la fonction de stockage sur cette partie du bassin, la quantité d'eau arrivant de cette partie du bassin à l'exutoire est :

$$R_{p1} = (1 - C - C_3)(P - F) - S_1 (P - F)$$

b) surfaces recevant de l'eau en provenance des surfaces imperméables : un même raisonnement nous permet d'écrire :

$$Rp2 = C_3 \left(P - F + \frac{C2}{C3} P\right) - S_2 \left(P - F + \frac{C2}{C3} P\right)$$

avec Rp2 = quantité d'eau arrivant de cette partie du bassin à l'exutoire,

S2(P)= fonction de stockage de 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 la fonction de stockage) et que les équations déterminées pour les surfaces perméables restent valables si on y remplace les expressions (P - F) par (Pc + W (P-Pc-F), Pc étant la hauteur du corps d'averse. (On suppose en effet que l'intensité de la pluie durant la traine d'averse est inférieure à l'intensité d'infiltration).

Si on admet en outre que :

1°) $S1\ (H) = H$ pour $H < R1$

et $S1\ (H) = \alpha R1$ pour $H > R1$

avec $\alpha R1 = Ro - S'i$

Ro = étant le stockage maximum sur un sol initialement sec,

S'i = quantité d'eau stockée au début de la pluie n° i,

$S'i = S_{i-1}\ ds\ (ta)$

avec

Si- 1 = quantité d'eau stockée à la fin de la pluie n° i - 1,

ds (ta)= fonction de "destockage"

ta = temps séparant l'averse n° i de l'averse n° i - 1,

2°) $S_2\ (H) = 0$

la lame ruissellée, LR, d'une crue causée par une pluie de hauteur P et dont le corps d'averse a pour hauteur Pc et pour durée tp, a pour expression :

. pour $0 < R < R_1$ $\quad LR = CP + R(1-C-(1-C-C3)\ \alpha)$

$LR = CP + B.\ R$

. pour $R_1 < R$ $\quad LR = CP + R\ (1-C) - R_1\ (1-C-C3)\alpha$

$LR = CP + R\ (1-C) - R_1\ (1-C-B)$

les objectifs de l'analyse sont donc :

- la définition de la fonction F (tp),
- la détermination des paramètres B, Ro et W,
- la définition de la fonction ds (ta).

2. - Analyse des données acquises sur le terrain

Le bassin de St Julien (0.482 km2)

L'importance de la végétation étant négligeable sur ce bassin nous avons essayé d'appliquer les formules présentées ci-dessus

2.1 - Détermination des paramètres B, W, Ro et des fonctions F (tp) et ds (ta)

Si on porte sur un graphique (voir fig. 5) les lames ruissellées en ordonnées et les pluies moyennes correspondantes en abcisses, on constate que les averses ayant des corps de même durée et dont la traine n'est pas trop importante, commencent par s'aligner sur des droites parallèles. Cela est en accord avec les formules du paragraphe 1 -2 puisque celles-ci écrivent que :

pour $0 < Pc + W\ (P - Pc) - F\ (tp) < R_1$

on a $LR = CP + B\ (Pc + W\ (P - Pc) - F\ (tp))$

soit

si $P = Pc$

$$LR = P\ (C+B) - F\ (tp)\ .\ B$$

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

$$B = p - C$$

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

$$Y = F\ (tp)\ .\ B$$

avec F (tp) = infiltration lors d'une averse dont le corps a pour durée tp.

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

a) en considérant les averses ayant une traine non négligeable de déduire la valeur de W,

b) en considérant les fortes pluies tombées sur un sol sec, de déduire la valeur de Ro.

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

c) la quantité d'eau, S', qui était stockée sur le bassin juste avant la pluie,

d) la quantité d'eau, S', stockée sur le bassin à la fin de la pluie ce qui permet de déduire la fonction ds (ta).

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

2.2 - Résultats

Les résultats que nous avons obtenus à partir des observations faites en 1979 à St Julien sont les suivantes:

a) valeur des paramètres

B = 0.45
Ro =12.0 mm
W = 0.75
C3 = 0.2

b) fonction F (tp) et ds (ta)
- F (tp) voir fig. n° 19

tp	F (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 min. (à la station Mission Catholique).

F (tp)= hauteur d'eau infiltrée sur la partie perméable du bassin

- ds (ta)

ta	ds (ta)
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

ta = temps séparant deux averses successives (en heure)

$ds(ta) = \frac{Si}{Si-1}$

S. = quantité d'eau stockée sur le bassin au début de l'averse n° i.

S'i-1 = quantité d'eau stockée sur le bassin à la fin de l'averse n° i -1.

2.3 - Conclusion

Comme on peut le constater sur le tableau suivant la méthode proposée permet une bonne estimation du ruissellement sur le bassin de St JULIEN. L'erreur absolue moyenne de 0.4 mm commise dans le calcul de la lame ruissellée est admissible compte tenu des incertitudes existant sur les valeurs des hauteurs et des durées des pluies.

La détermination d'un paramètre (ou d'une fonction) dépendant de celles des autres paramètres (ou fonctions) l'erreur commise sur les uns sera compensée dans la détermination des autres et on peut alors se demander si les paramètres et fonctions que l'on a déterminés ont bien le sens que l'on leur attribue. Nous n'avons pas assez d'éléments pour répondre à cette question et on voit ici l'intérêt qu'il y aurait à procéder à des mesures de l'infiltration sur le bassin à l'aide d'un simulateur de pluie. Ce qui permettrait une estimation de la fonction F (tp), les mesures des débits à l'exutoire des bassins serviraient alors à la détermination des fonctions de stockage.

Des ajustements semblables faits pour le Bassin Sud et pour le Grand Bassin en les découpant en zones de perméabilité jugée homogène, conduisent à des résultats satisfaisants avec cependant des écarts plus importants dûs aux incertitudes sur les courbes d'étalonnage des deux stations de la Rue Destenave et de l'Avenue de la Liberté.

STATION DE ST. JULIEN

RECHERCHE D'UNE RELATION PLUIE/LAME RUISSELEE

N°	Pm mm	Pc mm	LR obs mm	tp min.	ta h	S' mm	F mm	S mm	LR cal. mm	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

Pm = pluie moyenne sur le bassin

Pc = hauteur du corps d'averse (pour déterminer Pc ou 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 hyetogrammes de la station Mission catholique).

tp = durée du corps d'averse (déterminé à partir des hyetogrammes du poste Mission catholique).

ta = temps séparant l'averse de la précédente

S' = lame stockée au début de la crue

F = lame infiltrée calculée à partir de LR obs, des paramètres W, B et Ro, et de la fonction ds (ta) -

S = lame stockée à la fin de la crue

LR cal. = lame calculée à partir de Pm, Pc, ta, S' et les paramètres W, B et Ro, et de la fonction F (tp)

= / LR obs - LR calc. /

V - ESTIMATION DES DEBITS DE POINTE DES CRUES

1. Estimation de la fréquence des débits de pointe

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

$$qmax = K\ (tp) \cdot LR$$

avec

qmax = débit spécifique de pointe de crue,
tp = durée du corps d'averse,
LR = lame ruisselée causée par le corps d'averse.

Pour estimer la fréquence de ce débit maximum on procède ainsi :

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 $LR = f_{tp}\ (Pm)$ est considérée comme identique pour tous les corps d'averses. Pm 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 Pm à Pc, hauteur ponctuelle du corps d'averse de même fréquence, on a:

$$Pc = g - 1\ (Pm)$$

et

$$Pc = g - 1 \left\{ f\text{-}1_{tp} \left(\frac{qmax}{K\ (tp)} \right) \right\}$$

Les fonctions f et g étant strictement croissantes, la fréquence au dépassement de qmax pour une classe de durée donnée, est égale à celle de Pc. Si F_{tp} est la fonction de répartition de Pc, la fréquence au dépassement H_{tp} de qmax sera pour la classe de durée centrée sur tp, :

$$H_{tp}\ (qmax) = F_{tp}\left[g\text{-}1\ \left(f\text{-}1_{tp}\ \left(\frac{qmax}{K(tp)} \right) \right) \right]$$

3°) - on calcule alors la fréquence au dépassement de qmax qui est :

$$H\ \ (qmax) = (H_{tp}\ \ (qmax) \cdot Etp\ )$$

Etp étant l'effectif de la classe centrée sur la durée tp.

On peut ainsi en calculant (H (qmax) pour différentes valeurs tracer point par point la distribution des débits de pointes de crues.

2. - Application de la méthode à Ouagadougou

Nous avons appliqué cette méthode sur quatre bassins de Ouagadougou.

- le Bassin de Saint Julien (C = 10 %)
- le Bassin Sud (C = 25 %)
- un bassin identique à celui de Saint Julien mais ayant un coefficient d'imperméabilité C = 25 %
- un bassin identique au bassin Sud avec C = 10 %.

Nous avons calculé pour chacun la fréquence au dépassement des débits spécifiques suivants : 2500, 5000, 7500, 10.000, 12.500, 15.000 et 25.000 l/s/km2.

Pour cela nous avons déterminé K (tp) pour chaque classe de durée de 5 mn en 5 mn jusqu'à 300 mn, ce qui a permis de tracer les courbes K (tp) pour chaque bassin.

En remarquant que pour tp $>$ tc et pour une pluie d'intensité constante on a $K(tp) = \frac{1}{tp}$ (cf chap. II) nous avons admis que les courbes K (tp) et $\frac{1}{tp}$ se coupaient pour tp = tc ce qui nous donne une estimation du temps de concentration

Pour Saint Julien : tc = 60 minutes

Pour le Bassin Sud: tc = 55 minutes

De plus, si on prend comme temps de base de l'hydrogramme unitaire le temps tc ainsi déterminé, on peut calculer le rapport :

qmax /q moy qui est égal à : 2,02 Saint Julien

et à : 2,41 pour le Bassin Sud

La fonction F_{tp} (Pm) est celle déterminée au chapitre IV.

Les résultats de ces calculs sont résumés par les courbes de la fig. 6.

3. - Comparaison entre le débit de pointe de crue de fréquence décennale et le débit de pointe causée par l'averse de hauteur journalière décennale.

Il est le plus souvent admis que le débit de pointe de crue décennale est égal au débit maximum de la crue causée par une pluie de hauteur journalière décennale; il nous a paru intéressant de comparer ces valeurs calculées par notre méthode pour les bassins de type Saint Julien.

Nous l'avons fait 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 l'analyse du chapitre III,

b) que le rapport $\frac{qmax}{LR.S}$ était de $0.225\ 10^{-3}$ s-1, valeur déterminée à partir de la fonction K(tp) en prenant tp = 90 minutes. La lame ruisselée étant calculée à partir des formules - chapitre IV.

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 decennale.

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.

CONCLUSION:UN MODE D'EVALUATION DE LA DISTRIBUTION DES DEBITS DE POINTE DE CRUE.

Cette étude a montré qu'il n'était pas possible, vu la fréquence des corps d'averse de forte intensité et de courte durée, d'utiliser les formules classiques pour estimer la distribution des débits de pointe de crue.

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 déterminant à partir de tc la vitesse de l'eau en dehors du réseau (0,32 m/s à Ouagadougou),

2)- a partir de cet hydogramme et des hyètogrammes 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 V.

La détermination d'un hyètogramme synthétique est assez longue à faire et assez peu précise. Comme le but recherché n'est qu'une estimation de la distribution des débits maximum 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 donner pour la période de récurrence choisie, la valeur du coefficient Km à utiliser, avec :

$$Km = \frac{Qf}{If}$$

Qf = débit spécifique de pointe de crue de fréquence f

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

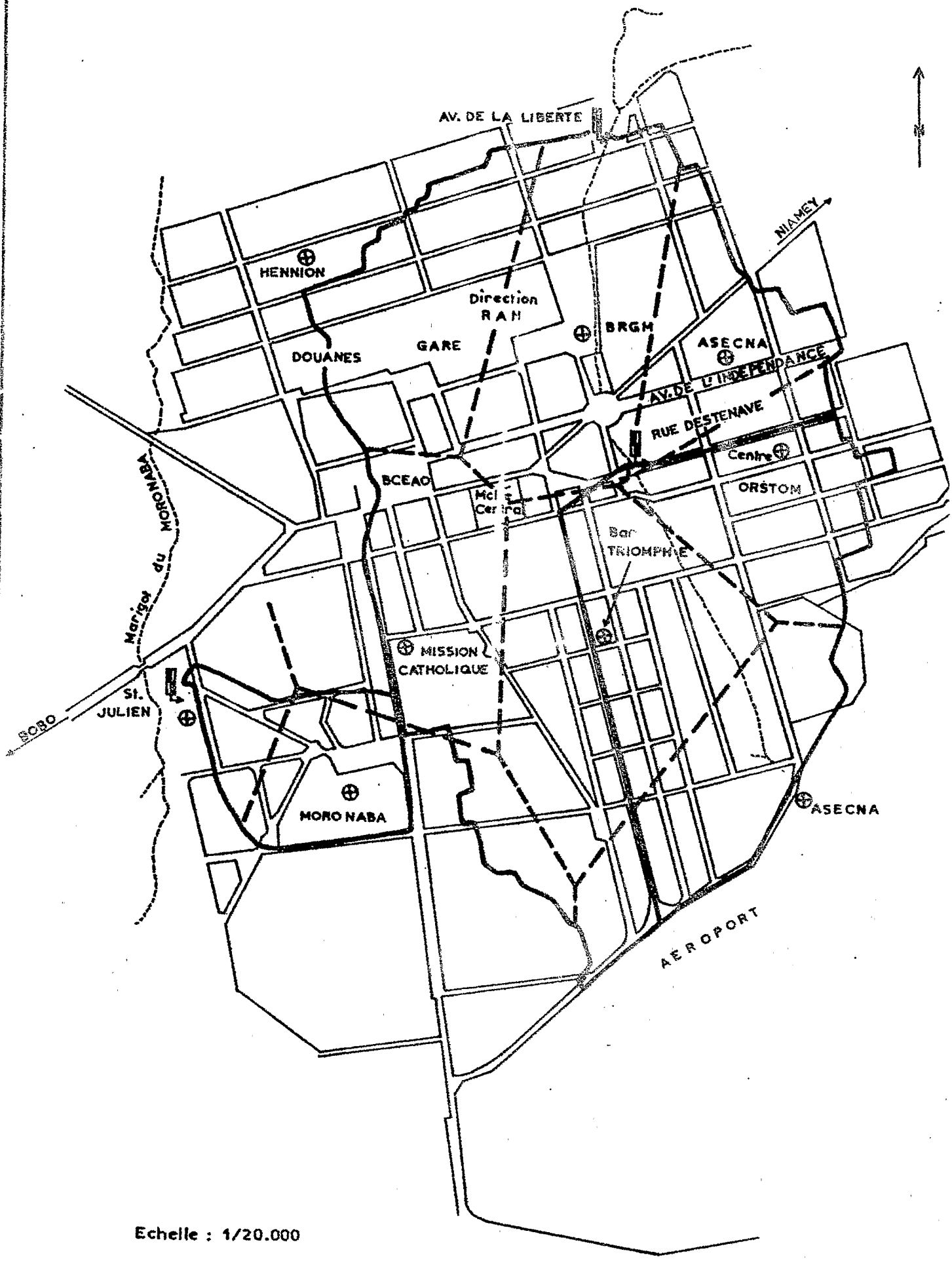
Comme pour les formules classiques, les valeurs obtenues pourraient être éventuellement corrigées par un coefficient tenant compte de l'allongement du bassin.

Fig. 1

ETUDE DU RUISSELLEMENT SUR LA VILLE DE OUAGADOUGOU

EQUIPEMENT HYDROPLUVIOMETRIQUE

POLYGONES DE THIESSEN



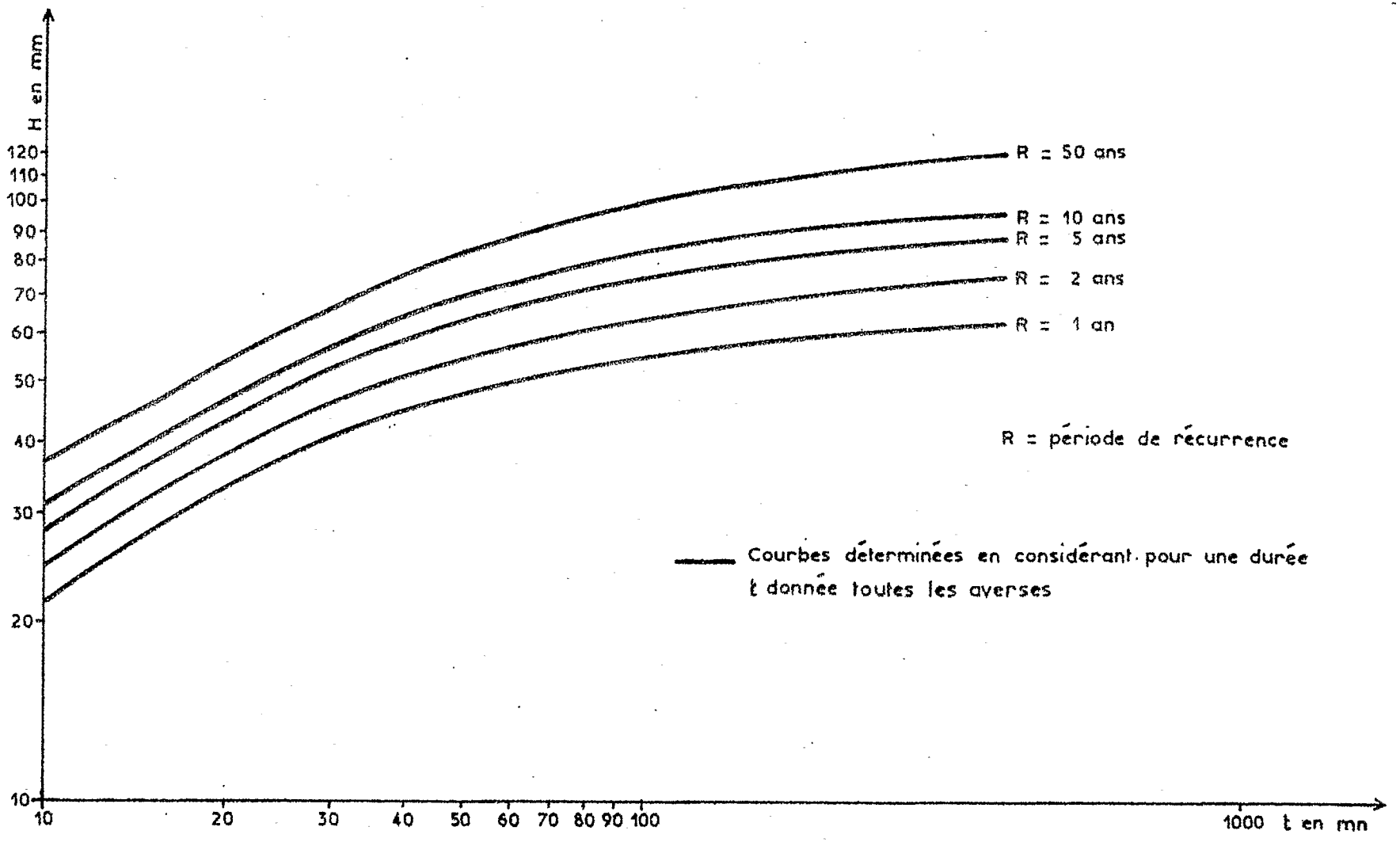
Echelle : 1/20.000

Fig. 2

PLUVIOGRAPHIE DE OUAGA AERO

COURBES HAUTEUR - DUREE - FREQUENCE

AVERSES DANS LEUR INTEGRALITE



O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique

date

des.

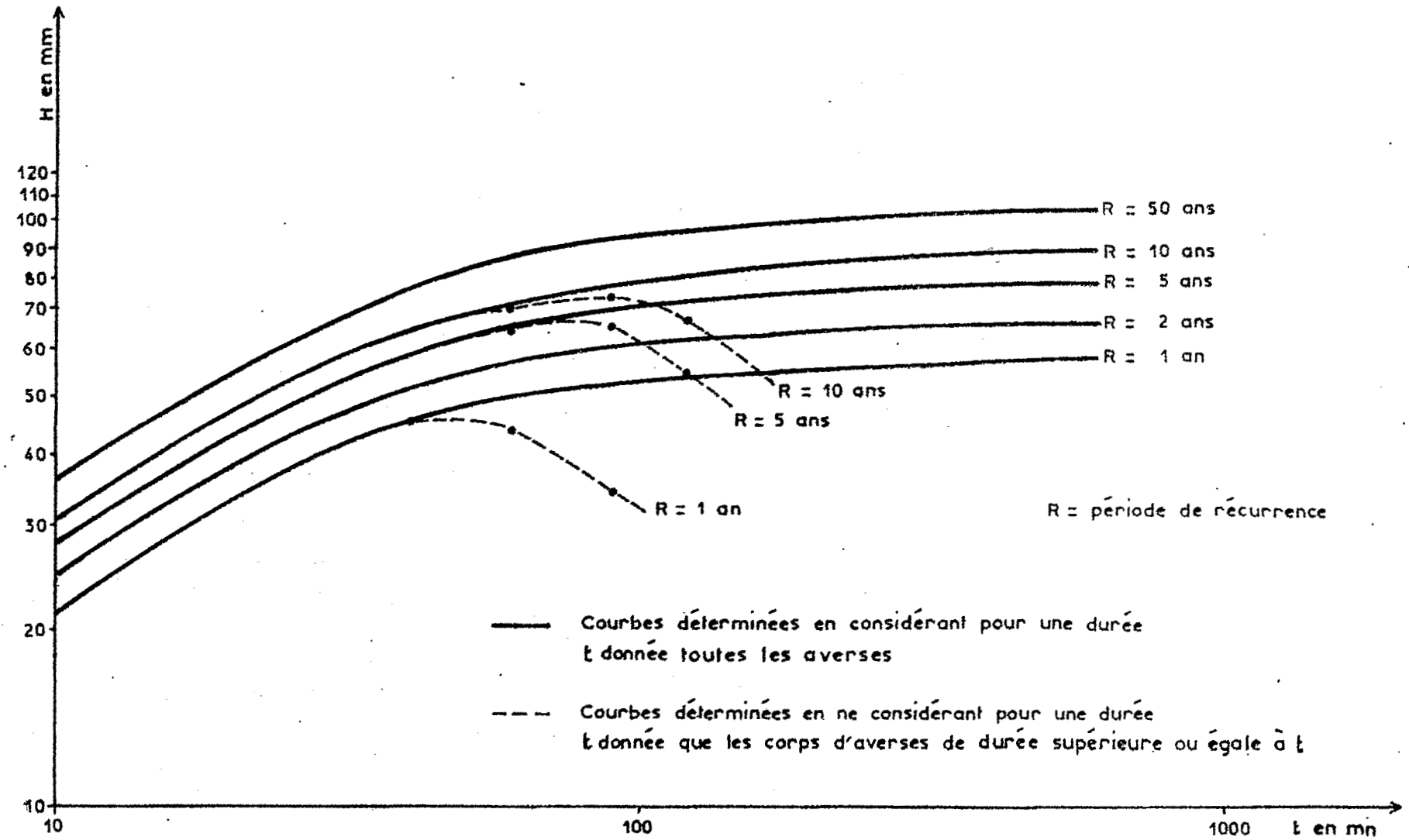
Dessin A. BILGHO

Fig. 3

PLUVIOGRAPHIE DE OUAGA AERO

COURBES HAUTEUR - DUREE - FREQUENCE

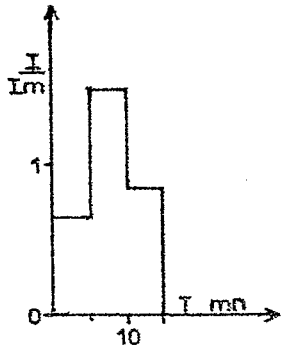
CORPS D'AVERSES



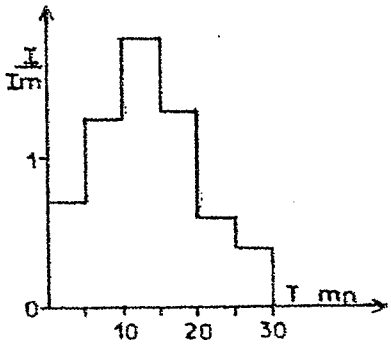
O.R.S.T.O.M Service Hydrologique date des. Dessin à ouaga

HYETOGRAMMES TYPES DES CORPS D'AVERSES DE DIFFERENTES DUREES

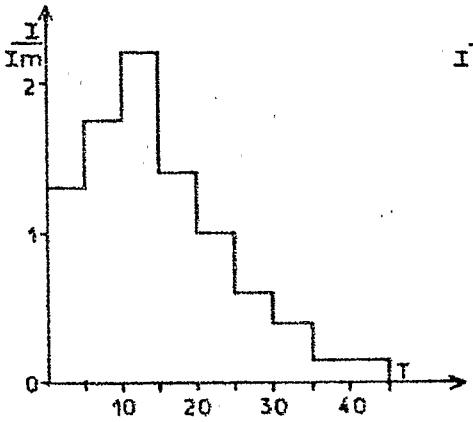
Fig. 4



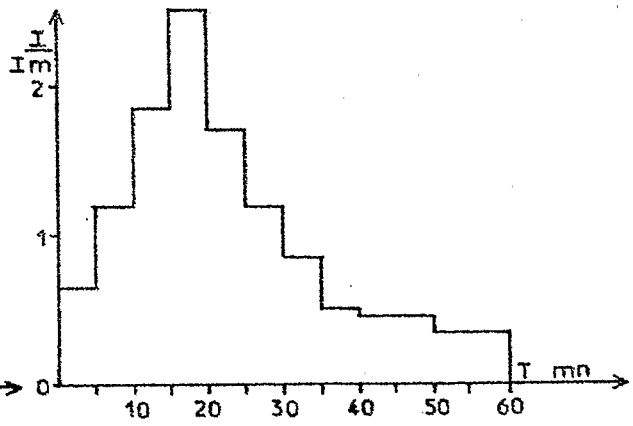
10 - 15 mn



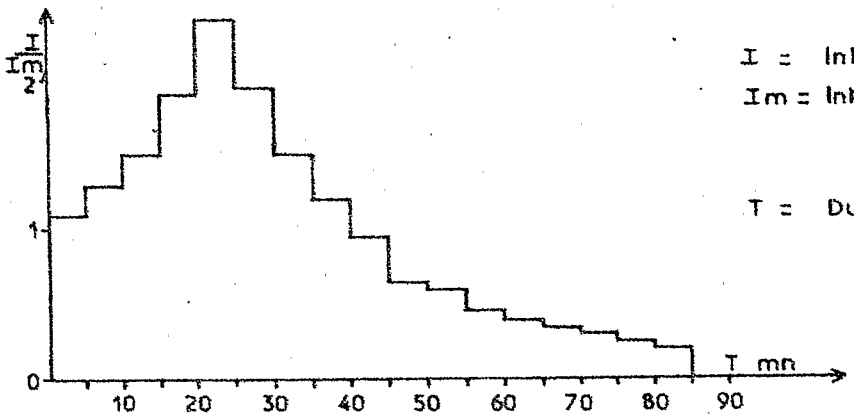
25-30 mn



40-45 mn



55-60 mn

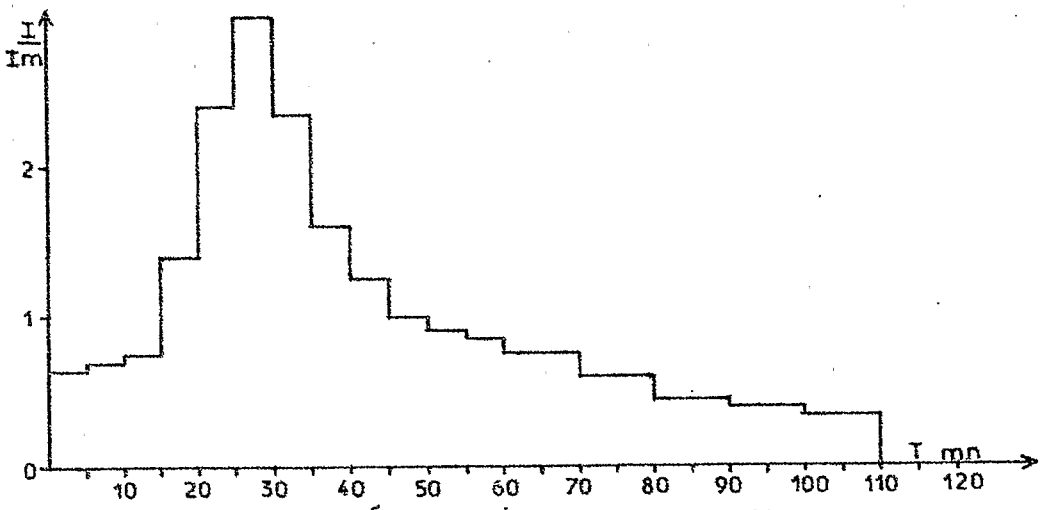


Corps d'averse de durée comprise entre 80 et 90 mn

I = Intensité de la tranche

Im = Intensité moyenne du corps d'averse

T = Durée du corps d'averse



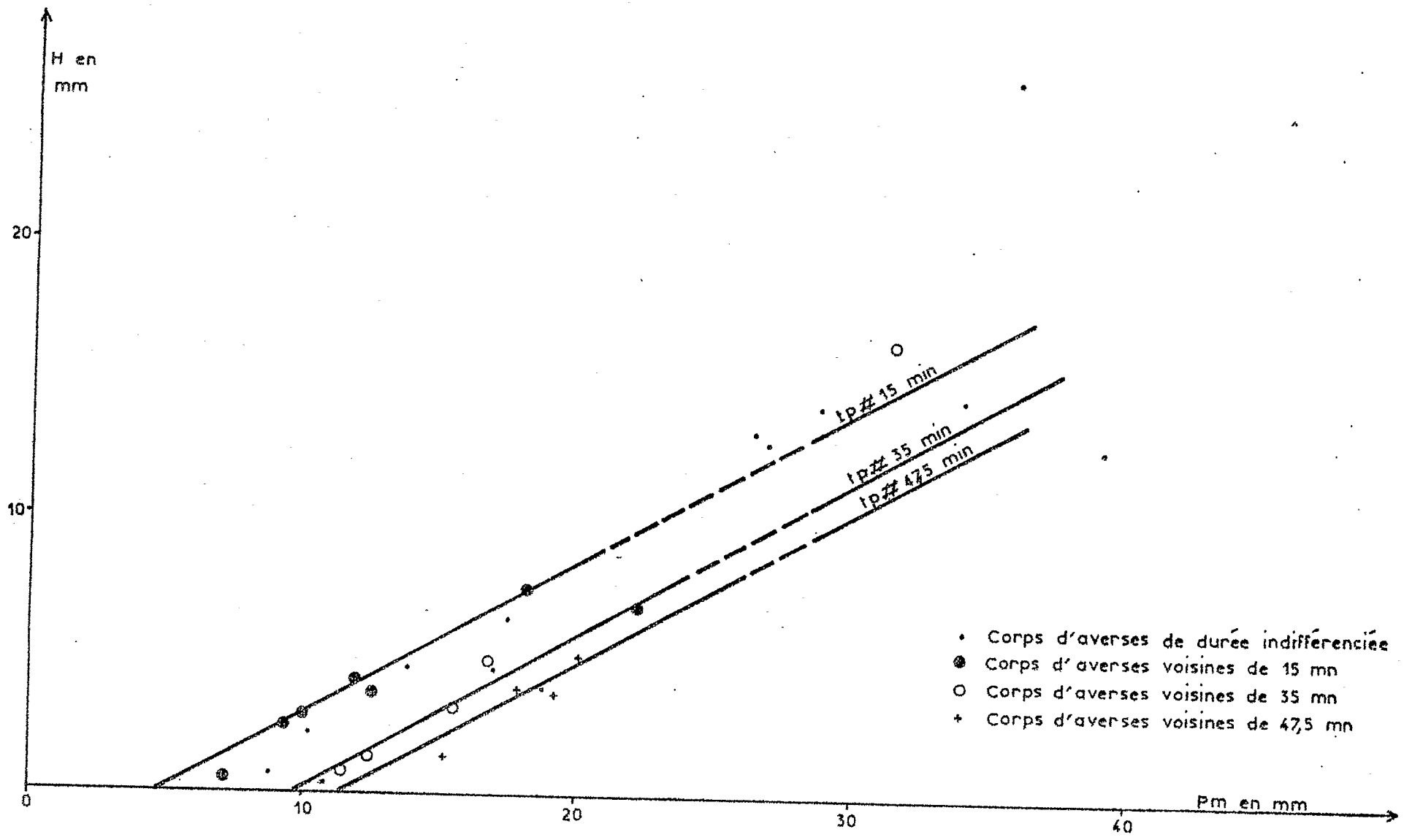
Corps d'averse de durée comprise entre 100 et 120 mn

O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique	date	des.	Dessin A. BILGHO

Fig. 5

STATION DE St JULIEN

CORRESPONDANCE LAME RUISSELLEE/PLUIE MOYENNE



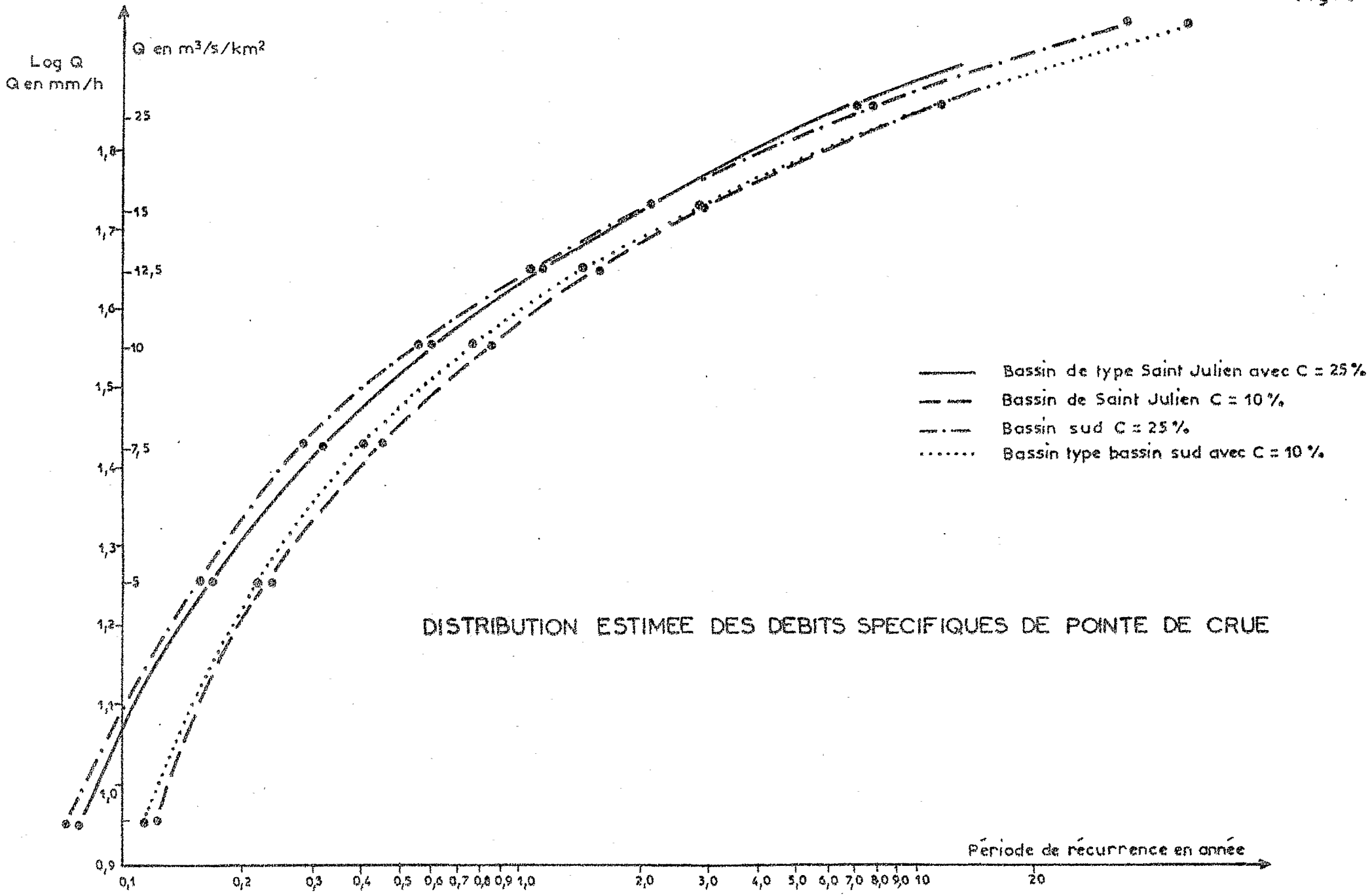
O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique

date

des.

Dessin A. BILGHO

Fig. 6


Log Q
Q en mm/h
Q en m³/s/km²
25
15
12,5
10
7,5
5
1,8
1,7
1,6
1,5
1,4
1,3
1,2
1,1
1,0
0,9
Bassin de type Saint Julien avec C = 25 %
Bassin de Saint Julien C = 10 %
Bassin sud C = 25 %
Bassin type bassin sud avec C = 10 %
DISTRIBUTION ESTIMEE DES DEBITS SPECIFIQUES DE POINTE DE CRUE
Période de récurrence en année
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10
20