

# MODÈLES POUR L'ÉTUDE DU RUISSELLEMENT URBAIN

par D. NORMAND  
Ingénieur à Sogreah

## Introduction

L'hydrologie urbaine a pour objet principal la détermination des débits à prendre en compte pour calibrer les ouvrages d'évacuation de l'eau de pluie qui ruisselle sur les aires urbanisées; on lui demande aussi d'évaluer l'aggravation des crues de rivières suburbaines au fur et à mesure de l'urbanisation de leur bassin versant.

Pour atteindre ces deux objectifs, l'hydrologie urbaine met en œuvre des modèles statistiques ou déterministes, transformant la pluie en débit par l'intermédiaire d'opérateurs dont les paramètres sont reliés à une description physique des bassins versants.

## 1. — Modèles statistiques

$$Q_F = C \times I_F(t) \times S$$

Le dimensionnement des ouvrages d'évacuation peut être calculé de façon à pouvoir absorber le débit maximal  $Q_F$  de fréquence  $F$  (généralement décennale). Un modèle statistique simple permet de résoudre ce problème.

Il consiste à relier le débit  $Q_F$ , à l'intensité moyenne maximale de la pluie,  $I_F(t)$ , pendant une durée  $t_c$  caractéristique du bassin versant, par une relation de la forme :

$$Q_F = 2,78 C \times I_F(t) \times S$$

dans laquelle :

$Q_F$  est exprimé en litres/seconde;

$I_F(t)$  est exprimé en millimètre/heure;

$S$  est exprimé en hectares.

Les hydrologues américains, J.-C. Shaake et J.-C. Geyer [1], ont analysé par cette méthode, les résultats de mesures sur vingt bassins urbains, en prenant pour temps caractéristique le décalage moyen  $t_D$ , entre les centres de gravité de l'hétérogramme net et de l'hydrogramme.

Ils ont déterminé pour  $t_D$  la relation :

$$t_D = 1,40 L^{0,24} p^{-0,16} U^{-0,26}$$

dans laquelle :

$t_D$  est exprimé en minutes;

$L$  est la longueur du drain principal, en mètres;

$p$  est la pente du drain principal, en %;

$U$  est le coefficient d'urbanisation, égal au rapport de la surface imperméabilisée à la surface totale.

Ils obtiennent alors, pour l'indice de ruissellement  $C$ , la relation :

$$C = 0,14 + 0,65 U + 0,05 p$$

Le champ d'application de ces formules est le suivant :

$$U > 0,08$$

$$0,5 \% < p < 6 \%$$

$$50 \text{ m} < L < 2000 \text{ m}$$

En France, on utilise, pour ce calcul, le modèle proposé par M. Caquot [2], dans lequel :

$$t_c = \mu p^a S^d Q_F^f$$

$$I = at^b$$

## D. NORMAND

$$Q_F = \left( \frac{a_{\mu}^b}{6(\beta + \delta)} \right)^{\frac{1}{1-bf}} \times p^{\frac{bc}{1-bf}} \times C^{\frac{1}{1-bf}} \times A^{\frac{bd-\varepsilon+1}{1-bf}}$$

L'un des buts de l'étude expérimentale de dix bassins urbains, menée actuellement par Sogreah à la demande du ministère de l'Équipement et du Logement, est de préciser par des ajustements statistiques la valeur des paramètres qui interviennent dans ces formules, et qui avaient été définis initialement par des considérations théoriques. Cette étude est en cours de réalisation.

Ces modèles statistiques, qui présentent l'avantage d'être facilement mis en œuvre, resteront utiles; mais ils présentent certains défauts qui ont conduit les hydrologues à améliorer leur arsenal. En effet, ils ne fournissent qu'un débit maximal, alors qu'il est parfois utile de disposer d'un hydrogramme; en outre, du point de vue de la finesse de l'analyse, ils ne prennent pas en compte l'hétérogénéité des bassins qui peut avoir une grande influence sur les débits.

### 2. — Modèles de simulation de la relation pluie-ruisselement

À l'extrême opposé de la relation statistique simple, évoquée ci-dessus, on trouve le modèle de simulation de tous les mécanismes de la relation pluie-ruisselement, qui a été mis en œuvre par A.-L. Tholin et C.-J. Keifer [3] pour la ville de Chicago, aux États-Unis.

Un tel modèle comporte les phases suivantes :

2.1 Le bassin total est divisé en bassins élémentaires de 10 acres (4 ha).

2.2 On prend en compte un hyétogramme type de la pluie.

2.3 La perte par infiltration sur les zones non revêtues est calculée par les formules de R.-E. Horton [4].

2.4 On prend en compte une perte supplémentaire forfaitaire due au remplissage des dépressions.

2.5 L'hyétogramme de la pluie nette,  $i(t)$ , est transformé en hydrogrammes de ruissellement,  $q(t)$ , alimentant les caniveaux; on utilise à cet effet les équations proposées par C.-F. Izzard [5], à la suite d'une étude en laboratoire, concernant l'écoulement en nappe sur une chaussée de longueur  $L$ , de pente  $p$ , et soumise à une pluie d'intensité  $i$  :

$$i(t) - q(t) = dD/dt$$

(équation de continuité dans laquelle  $D$  = rétention superficielle).

$$D = K \times L \times q^{1/3}$$

où  $D$  est exprimé en litres,  $L$  en mètres et  $q$  en litres/seconde.

$$K = 0,0675 (0,0276 i + C) p^{-1/3}$$

où  $i$  est exprimé en millimètres/heure; et où  $C$  caractérise la rugosité de la surface :

$C = 7$  sur un revêtement très lisse;

$C = 17$  sur du gravier enrobé de goudron.

2.6 À cette première déformation de  $i(t)$  en  $q(t)$ , s'ajoute celle qui est due à l'accumulation et à la propagation de l'eau dans les caniveaux, afin d'obtenir les

hydrogrammes  $Q(t)$  entrant dans les avaloirs. Pour étudier cette déformation, on utilise les équations :

$$q(t) - Q(t) = dV/dt$$

le volume accumulé  $V$  étant lié à la section mouillée aval,  $S_e$ , et à la longueur du caniveau par la relation :

$$V = 2/3 S_e l$$

2.7 L'accumulation et la propagation de l'eau dans les collecteurs est ensuite simulée par des méthodes classiques, plus ou moins complexes.

Un tel modèle de simulation est visiblement trop complexe, compte tenu des approximations que l'on est malgré tout obligé d'introduire à tous les niveaux. C'est pourquoi les hydrologues ont cherché à globaliser la relation pluie-ruisselement sur les bassins élémentaires.

### 3. — Modèles globaux de la relation pluie-ruisselement

La relation entre les intensités de pluie nette,  $i(t)$ , et les débits sortant du bassin,  $q(t)$ , peut s'écrire sous la forme classique :

$$q(t) = \int_0^t i(\tau) h(t-\tau) d\tau \quad (1)$$

dans laquelle  $h(t)$  représente la fonction de réponse du bassin à une impulsion élémentaire; on l'appelle : « l'hydrogramme unitaire instantané » (IUH selon la terminologie anglo-saxonne).

#### 3.1 Détermination directe de $h(t)$ par la méthode des transformées de Fourier.

Lorsque l'on connaît, par des mesures directes, les fonctions  $i(t)$  et  $q(t)$ , on peut déterminer la fonction  $h(t)$ , sans aucun *a priori*, en faisant appel aux transformées de Fourier.

Rappelons que la transformée de Fourier,  $F(\omega)$ , d'une fonction  $f(t)$ , est définie par l'équation :

$$FT [f(t)] = F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt$$

La transformée inverse de Fourier est :

$$FT^{-1} [F(\omega)] = f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

Si l'on applique cette transformation aux deux termes de l'équation (1), on obtient :

$$Q(\omega) = I(\omega) H(\omega)$$

donc :

$$H(\omega) = Q(\omega)/I(\omega)$$

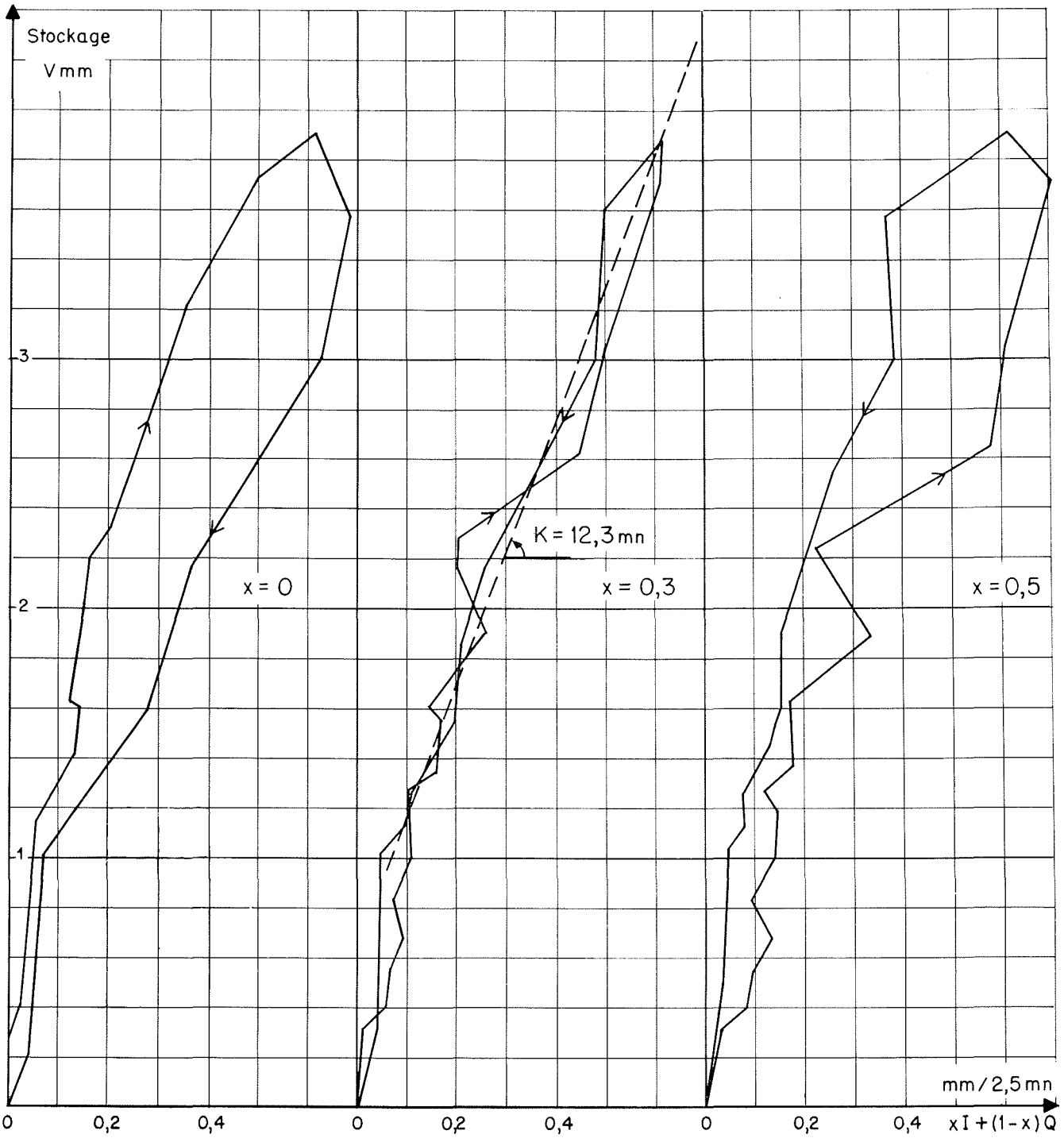
et :

$$h(t) = FT^{-1} \left[ \frac{Q(\omega)}{I(\omega)} \right]$$

J. Blank et J.-W. Delleur [6] ont utilisé cette méthode pour déterminer la fonction de réponse  $h(t)$  permettant de passer d'une série chronologique  $i(t)$  à une série chronologique  $q(t)$  par l'équation (1). Ils ont obtenu, pour un bassin donné, des formes d'hydrogrammes unitaires instantanés,  $h(t)$ , variables d'une averse à une autre. Ils ne

- PLANCHE 1 -

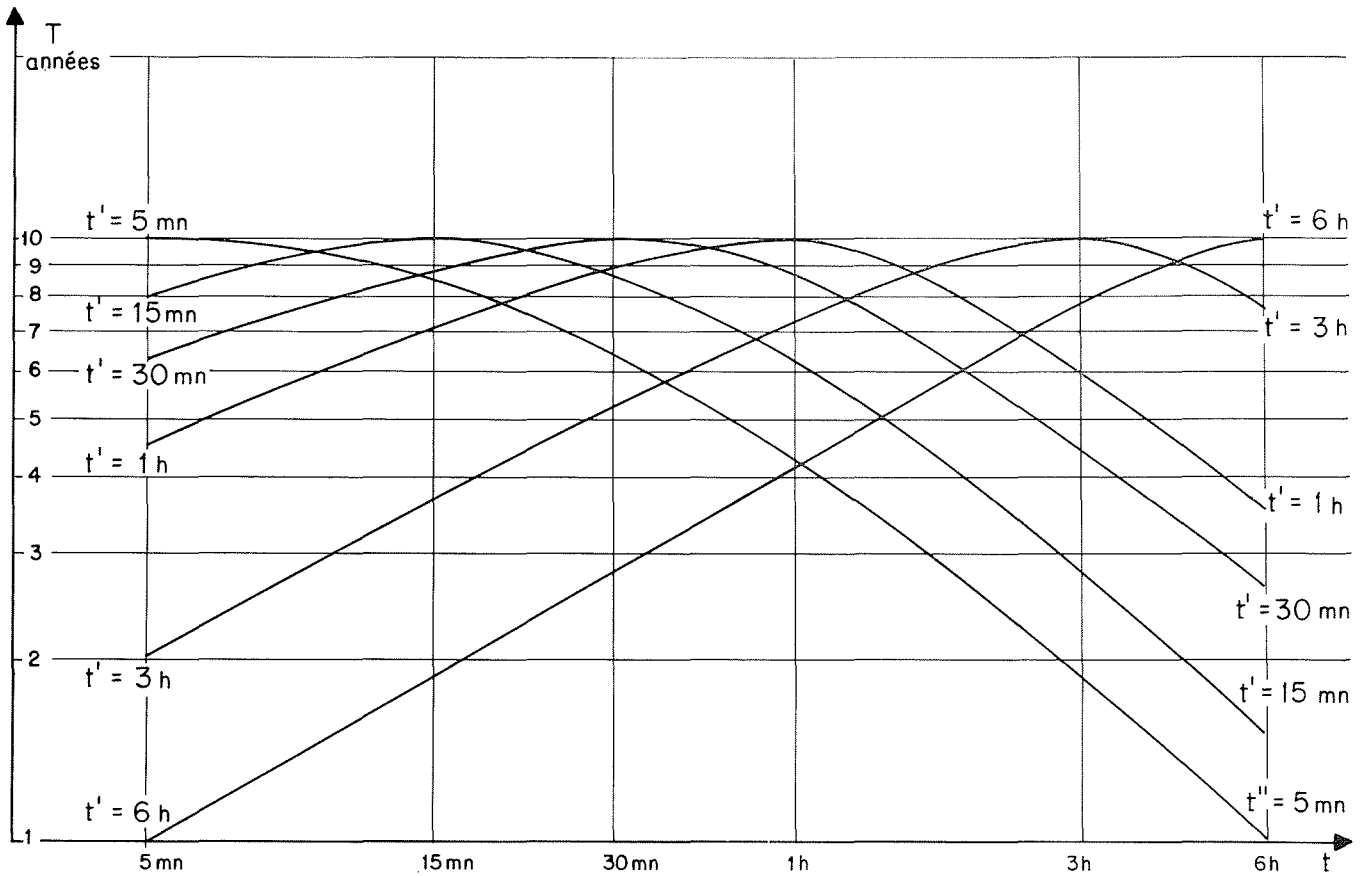
Station : AIX - AVAL  
 Averse : 5-2-1970-10h15



- PLANCHE 2 -

Période moyenne de retour "T" des intensités de pluie de durée t, associées à l'intensité décennale de durée t', dans un hyétogramme "type" centré sur cette intensité décennale.

( Courbes obtenues à partir d'une moyenne des résultats de Paris, Strasbourg, Le Mans et Montpellier )



sont pas parvenus à donner une formulation paramétrique à ces hydrogrammes, mais ils ont constaté que sur les petits bassins, inférieurs à 10 km<sup>2</sup>, la fonction  $h(t)$  correspond assez bien à la fonction de réponse du modèle linéaire du réservoir unique que nous évoquons ci-dessous.

**3.2 Modèle linéaire du réservoir unique.**

L'hypothèse de base de ce modèle est que l'opérateur, constitué par le bassin versant et le réseau collecteur, se comporte comme un réservoir dans lequel le volume stocké  $V$  est relié de façon linéaire au débit sortant  $Q$  :

$$V = KQ \tag{2}$$

Cette équation, combinée avec l'équation de continuité :

$$dV = (I - Q) dt$$

conduit à la relation :

$$I - Q = K dQ/dt$$

donc :

$$Q(t) = I(t) (1 - e^{-t/K})$$

et :

$$h(t) = 1/K (e^{-t/K})$$

Le paramètre  $K$  a la signification du temps de décalage  $T_D$  entre les centres de gravité de l'hyétogramme net  $I(t)$  et de l'hydrogramme  $Q(t)$ ; mais les résultats sont meilleurs si l'on ajuste directement  $K$  à partir des données expérimentales  $I(t)$  et  $Q(t)$ .

L'étude expérimentale de ce modèle a montré que  $K$  n'est pas un invariant du bassin versant, comme d'ailleurs  $T_D$ ; il a fallu le relier à la pluie nette totale  $P_E$  et à la durée  $T_P$  de cette pluie.

L'étude de huit bassins, faite par P.B.S. Sarma, J.-W. Delleur et A.R. Rao a conduit aux relations :

$$K_1 = 1,21 S^{0,490} (1 + U)^{-1,683} P_E^{-0,24} T_P^{0,294}$$

lorsque l'on minimise les écarts de toutes les valeurs des hydrogrammes observés et calculés :

$$K_2 = 0,87 S^{0,409} (1 + U)^{-2,06} P_E^{-0,15} T_P^{0,156}$$

lorsque l'on minimise les écarts des débits maximaux observés et calculés,

où :

- $K_1$  et  $K_2$  sont exprimés en heures;
- $S$  est exprimé en kilomètres/carrés;
- $P_E$  est exprimé en millimètres;
- $T_P$  est exprimé en heures.

**3.3 Modèle Muskingum.**

La corrélation entre  $V(t)$  et  $Q(t)$  présente une boucle que l'on peut supprimer si l'on considère que dans la relation (2) ci-dessus le débit  $Q$  est une pondération :

$$[xI + (1 - x)Q]$$

entre le débit entrant  $I$  (pluie nette) et le débit sortant  $Q$  (planche 1).

On a alors :

$$\begin{cases} V = K [xI + (1 - x)Q] \\ dV = (I - Q) dt \end{cases}$$

En opérant par différences finies, de pas de temps  $\Delta t$ , on peut calculer le débit  $Q_{i+1}$  du pas de temps  $(i + 1)$  en fonction de  $Q_i$ ,  $I_i$  et  $I_{i+1}$  par la relation :

$$Q_{i+1} = C_1 I_i + C_2 I_{i+1} + C_3 Q_i$$

dans laquelle :

$$C_1 = \frac{2 Kx + \Delta t}{2 K (1 - x) + \Delta t} \quad C_2 = \frac{\Delta t - 2 Kx}{2 K (1 - x) + \Delta t}$$

$$C_3 = \frac{2 K (1 - x) - \Delta t}{2 K (1 - x) + \Delta t}$$

Nous utilisons cette méthode dans notre étude expérimentale; et les résultats d'ajustements sont très bons avec  $x = 0,2$  et  $K =$  constante caractéristique du bassin. La valeur de la constante  $K$  sera reliée aux caractères physiques du bassin versant.

**3.4 Modèle linéaire des « n » réservoirs.**

Pour appliquer ce type de méthode à des bassins de 10 à 50 km<sup>2</sup>, on peut construire un modèle par une série de  $n$  réservoirs ayant même coefficient de stockage  $K_N$ .

On obtient alors :

$$h(t) = \frac{1}{K_N} \frac{e^{-t/K_N}}{\Gamma(n)} \left(\frac{t}{K_N}\right)^{n-1}$$

Rappelons que la fonction :

$$\Gamma(n) = \int_0^\infty e^{-x} x^{n-1} dx$$

et que :

$$\Gamma(n + 1) = n\Gamma(n)$$

On peut calculer les paramètres  $K_N$  et  $n$  à partir des moments d'ordre 1 et 2, des pluies  $I(t)$  et des débits  $Q(t)$ , par rapport à l'axe de  $t$ , par les relations :

$$nK_N = M_{1,Q} - M_{1,I} = T_D$$

$$n(n + 1) K_N^2 = M_{2,Q} - M_{2,I} - 2 nK_N M_{1,I}$$

en sachant que :

$$M_{m,F} = \int_0^\infty t^m F(t) dt$$

L'étude expérimentale de P.B.S. Sarma, J.W. Delleur et A.R. Rao [7], suivant cette méthode, conduit aux relations paramétriques :

$$K_N = 0,570 S^{0,389} (1 + U)^{-0,622} P_E^{-0,106} T_P^{0,222}$$

où  $K_N$  est exprimé en heures,  $S$  en kilomètres-carrés,  $P_E$  en millimètres et  $T_P$  en heures

$$n = T_D/K_N$$

$$T_D = 1,275 S^{0,458} (1 + U)^{-1,66} P_E^{-0,267} T_P^{0,371}$$

où  $T_D$  est exprimé en heures,  $S$  en kilomètres-carrés,  $P_E$  en millimètres et  $T_P$  en heures.

**3.5 Modèle de propagation et de composition des hydrogrammes partiels dans un réseau collecteur.**

Dans un bassin hétérogène, les modèles globaux ne doivent pas être utilisés pour simuler l'ensemble du bassin, mais ils peuvent permettre de simuler la relation « pluie nette-crue » sur chaque bassin partiel homogène; en outre, dans

## D. NORMAND

les études de ruissellement urbain, ou de rivières suburbaines, il est souvent important de connaître les hydrogrammes en divers points du réseau collecteur, et de prévoir l'effet, sur l'hydrogramme total, des modifications apportées à certains bassins partiels : urbanisation qui aggrave les crues, ou écrêtement par des ouvrages de retenues.

Les modèles globaux appliqués aux bassins partiels permettent de faire l'économie d'une simulation complète de la relation « pluie-débit » à l'échelle fine des toits, des chaussées des caniveaux et des petits collecteurs. Mais les hydrogrammes partiels ainsi obtenus doivent ensuite être propagés et composés dans les collecteurs principaux, par les méthodes de propagation de crues, plus ou moins élaborées, que nous n'évoquerons pas ici, mais qui, dans l'optique de l'hydrologie urbaine, doivent être présentées sous une forme paramétrique, de façon à pouvoir être mises en œuvre *a priori*.

### 4. — Hyétogrammes de pluie nette à prendre en compte

Les modèles que nous venons d'évoquer ont pour objet de relier certaines caractéristiques du ruissellement à des caractéristiques pluviométriques.

Dans le modèle statistique,  $Q_F = C I_F(t) S$ , la donnée pluviométrique est constituée par les courbes, bien connues, « Intensité-Durée-Fréquence ».

Dans les modèles de simulation, il faut pouvoir entrer un hyétogramme net, qui est égal à l'hyétogramme brut moins une perte.

#### 4.1 Hyétogrammes types de pluie brute.

La procédure adoptée dans le modèle de Chicago [3], qui consiste à associer dans un même hyétogramme de fréquence  $F$ , tous les éléments de la courbe intensité-durée-fréquence,  $I_F(t)$ , ne paraît pas logique, car les pluies décennales, par exemple, en 5, 15, 30 mn, 1, 3 et 6 h, n'appartiennent généralement pas au même épisode de pluie. Il n'existe pas UN hyétogramme décennal, mais une gamme d'hyétogrammes décennaux, que l'on peut caractériser par les hyétogrammes probables centrés sur les pluies décennales en 5 mn, 15 mn... ou 6 h.

L'étude que nous avons menée dans ce sens, à partir de pluviogrammes enregistrés à Paris, Strasbourg, Le Mans et Montpellier a permis d'établir un premier abaque (planche 2), reliant la période de retour  $T$ , des intensités de pluie de durée  $t$ , associées à l'intensité décennale  $t'$ , dans un hyétogramme type centré sur cette intensité décennale.

Si nous prenons l'exemple de  $t' = 1$  h, nous voyons qu'à l'intensité décennale d'une heure, il faut associer :

- une intensité en 5 mn de fréquence  $T = 4,5$  ans
- une intensité en 15 mn de fréquence  $T = 7,0$  ans
- une intensité en 30 mn de fréquence  $T = 9,0$  ans
- une intensité en 6 h de fréquence  $T = 3,6$  ans

La construction des différents hyétogrammes types décennaux est alors possible, en utilisant le réseau « intensité-durée-fréquence » spécifique à la station considérée, et en connaissant les valeurs médianes des décalages de débuts des intensités de durée  $t$ . Par rapport à une origine des temps  $t = 0$ , située au début de l'intensité maximale de 5 mn, les débuts des intensités moyennes maximales en 15 mn, ... 6 h, se situent aux époques  $t_i$  suivantes :

	STRASBOURG	MONTPELLIER	PARIS ET LE MANS
15 mn	$t_i = - 5$ mn	$t_i = - 5$ mn	$t_i = - 5$ mn
30 mn	$t_i = - 10$ mn	$t_i = - 15$ mn	$t_i = - 10$ mn
1 h	$t_i = - 10$ mn	$t_i = - 25$ mn	$t_i = - 20$ mn
3 h	$t_i = - 15$ mn	$t_i = - 70$ mn	$t_i = - 50$ mn
6 h	$t_i = - 15$ mn	$t_i = - 135$ mn	$t_i = - 70$ mn

#### 4.2 Abattement sur la pluie brute.

On peut, comme le suggèrent certains auteurs, considérer que dans les bassins urbains, il n'y a aucune perte sur les zones revêtues, et négliger totalement le ruissellement sur les zones non revêtues. En ne considérant que la surface revêtue, nous trouvons effectivement sur les bassins urbains sur lesquels nous faisons des mesures, qu'il reste encore une perte moyenne de 2 à 5 mn/h, qui tend à s'annuler lorsque la pluie est importante.

Pour les bassins suburbains, qui entrent aussi dans le domaine d'investigations de l'hydrologie urbaine, on peut utiliser la formule de Horton :

$$\text{Perte par infiltration} = f = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt}$$

où  $f$  est exprimé en millimètres/heure.

Dans cette formule,  $f_c$  est la capacité d'infiltration du sol saturé, et  $f_o$  est la capacité d'infiltration initiale, lorsque  $t = 0$ .

$f_c = 15$  à  $25$  mm/h dans les terres sableuses;

$f_c = 3$  à  $15$  mm/h dans les terres lourdes;

$f_c < 3$  mm/h sur les sols très argileux.

Dans la pratique, on peut prendre :  $f_o = 5 f_c$  et  $K = 5$ , conduisant à la saturation « pratique » du sol après une heure de pluie suffisamment intense.

Dans les bassins naturels sur lesquels on veut étudier l'influence de l'urbanisation, on peut aussi considérer que la perte constante  $\phi$  mm/h sur les zones non revêtues, est un paramètre à régler. On utiliserait alors les modèles globaux présentés en 3.2, si  $S < 10$  km<sup>2</sup>, et 3.4, si :

$$10 < S < 50 \text{ km}^2$$

en partant d'un hyétogramme net = hyétogramme brut —  $\phi$  mm/h; et en ajustant  $\phi$  de façon à retrouver, par ces modèles, des débits maximaux de fréquence 2 ans et 10 ans compatibles avec les résultats d'une enquête auprès des riverains.

## 5. — Conclusion

Les modèles de simulation de la relation « hyétogramme net-hydrogramme » que nous avons présentés dans le chapitre 3 constituent des outils valables pour l'hydrologie urbaine; et l'effort de recherche dans ce domaine devrait maintenant porter sur la formulation paramétrique des constantes qui entrent en jeu dans ces modèles. Par contre, la définition de l'hyétogramme net à partir de l'hyétogramme brut n'a pas encore été sérieusement mise au point. Les analyses fines de Horton sont probablement trop complexes pour aboutir à une formulation paramétrique simple, et la voie de recherche que nous proposons pour sortir de l'impasse pourrait résider en une coopération entre modèles statistiques et modèles déterministes :

— Un modèle statistique assez complet devrait permettre de calculer les débits maximaux de fréquence donnée à

l'exutoire de bassins urbains, mais aussi suburbains, en fonction de facteurs pluviométriques et physiques;

— L'abattement pluviométrique,  $\phi$  mm/h, serait ensuite ajusté par un modèle déterministe, de façon à retrouver les débits maximaux du modèle statistique.

L'étude que nous menons actuellement a précisément pour objet de réaliser cette synthèse entre l'approche statistique et l'approche déterministe, pour les bassins urbains. L'étape suivante pourrait être d'étendre nos résultats aux bassins suburbains.

## Bibliographie

[1] SHAAKE (J. C.), GEYER (J. C.) and KNAPP (J. W.). — "Experimental Evaluation of Rational Method". *Proceedings ASCE, Journal of Hydraulics Division*, vol. 93, HY 6 (Nov. 1967).

- [2] *Instruction technique* n° 1333 relative à l'assainissement des agglomérations. Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme (1949).
- [3] THOLIN (A. L.) and KEIFER (C. J.). — "The hydrology of urban runoff". *Trans. Am. Soc. Civil Eng.*
- [4] HORTON (R. E.). — "Analysis of runoff-plot experiments with varying infiltration capacity". *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 20 (1939).
- [5] IZZARD (C. F.). — "Hydraulics of runoff from developed surfaces". *Proc. 26th Annual Meeting Highway Research Board* (1946).
- [6] BLANK (D.) and DELLEUR (J. W.). — "Linear System Analysis in Surface Water Hydrology". Technical report No. 4, *Purdue University*, Lafayette, Ind. (août 1968).
- [7] SARMA (P. B. S.), DELLEUR (J. W.) and RAO (A. R.). — "An Evaluation of Rainfall - Runoff Models for small urbanized Watersheds, and the effects of urbanization on runoff". Technical Report No. 9, *Purdue University*, Lafayette, Ind. (octobre 1969).

## Discussion

Président : M. F. VALIRON.

M. le Président remercie M. NORMAND de son excellent exposé de synthèse montrant tout l'intérêt des méthodes en cours d'élaboration et il ouvre la discussion.

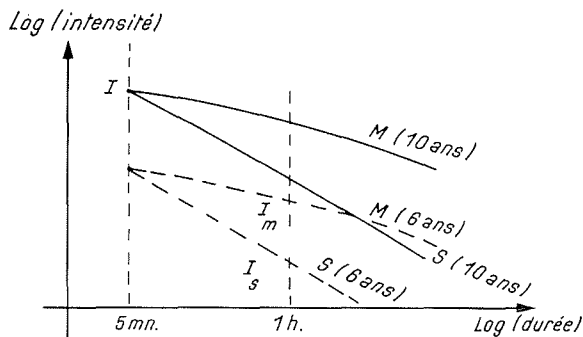
Se référant à la figure 2 du mémoire de M. NORMAND, M. TIXERONT intervient en ces termes :

« J'ai cru comprendre que l'auteur avait établi des « hyétogrammes-type » en combinant les résultats des statistiques d'intensité de Paris, Strasbourg, Montpellier. Or, toutes réserves faites sur l'exactitude de ces statistiques, celles qui ont été publiées montrent que les intensités sont beaucoup plus fortes à Montpellier qu'à Paris et probablement même plus fortes à Strasbourg qu'à Paris. Dans ces conditions, l'auteur ne serait-il pas d'avis qu'il vaudrait mieux établir un « hyétogramme-type » pour chacune de ces villes plutôt que de rechercher un hyétogramme valable pour toute la France ? »

« L'étude des hyétogrammes-types a été faite, répond M. NORMAND, pour chacune des quatre villes intéressées et l'on a obtenu des courbes de graphiques n° 2 voisines pour Strasbourg et Montpellier, et légèrement supérieures pour Paris et Le Mans.

« Il n'est pas surprenant de trouver des courbes identiques pour Strasbourg et Montpellier, bien que ces deux villes représentent les régimes extrêmes des averses en France, car notre référence sur le graphique n° 2 est la période de retour T, et non les intensités en valeurs absolues.

« Strasbourg reçoit des averses intenses mais très courtes, alors que Montpellier reçoit des averses très intenses mais aussi très puissantes. En supposant, pour simplifier, que les intensités en 5 mn, de fréquence F, sont identiques pour les deux villes, nous aurons des courbes intensité-durée présentées sur la figure ci-dessous :



« L'intensité en une heure qu'il faut associer à l'intensité décennale en 5 mn, dans un hyétogramme centré sur cette intensité décennale, a pour fréquence six ans, d'après le graphique n° 2.

Cette intensité en une heure atteint pour Montpellier une valeur I<sub>M</sub>, nettement supérieure à l'intensité I<sub>s</sub> de Strasbourg, comme on peut le constater sur le graphique ci-dessus. L'utilisation de l'abaque unique T(t, t') que nous proposons sur le graphique n° 2, n'est donc pas en opposition avec la diversité des régimes d'averses observés en France. »

Sur une question de M. le Président, M. NORMAND donne les indications suivantes sur l'échelonnement des différentes étapes des études, sur ce sujet, poursuivies par SOGREAH pour le compte du Ministère de l'Équipement et du Logement.

« Les premiers résultats de l'étude en cours seront présentés au Ministère de l'Équipement et du Logement au début de 1971; ils pourront, dès cette époque, être utilisés pour des études spécifiques de ruissellement urbain et suburbain.

« La poursuite des mesures, notamment sur les rivières dont le bassin est urbanisé permettra d'améliorer la première formule paramétrique du calcul de K, que nous aurons proposée; mais la liaison entre la phase de recherche et la phase opérationnelle ne sera assurée que si, dès maintenant, on aborde les études spécifiques avec les méthodes de simulation présentées ici. »

M. REMENIERAS demande si les courbes et formules « intensité-durée-fréquence » intervenant dans les calculs de M. NORMAND, sont bien celles données par M. GRISOLLET pour Paris, M. GODARD pour Montpellier, etc. Il rappelle que le terme « durée de l'averse » utilisé couramment dans ce domaine, représente en réalité « un intervalle de référence » découpé dans la durée de l'averse de façon à représenter le maximum de la hauteur de pluie durant les intervalles de même durée, susceptibles d'être choisis au cours de l'averse.

M. NORMAND répond affirmativement :

« Les études pluviométriques de M. GRISOLLET, dit-il, fournissent les réseaux de courbes « Intensité-Durée-Fréquence » de la pluie qui sont directement utilisées dans les modèles statistiques reliant le débit Q<sub>F</sub> à l'intensité de la pluie I<sub>F</sub>(t<sub>c</sub>).

« Nous les utilisons aussi dans l'étude des hyétogrammes-types puisque nous prenons en compte, dans le graphique n° 2, la période de retour T pour caractériser l'intensité moyenne des pluies de durées t et t'.

« Nous pouvons préciser, à ce sujet que, parallèlement à notre étude expérimentale, le service climatologique de la Météorologie nationale a effectué, à la demande du Ministère de l'Équipement et du Logement, les études « Intensité-Durée-Fréquence » pour cinquante pluviographes répartis sur l'ensemble du territoire. »

M. l'Ingénieur général ROBERT pose la question suivante qui, dit-il, est plutôt une question d'hydraulique relative au calcul des canalisations des émissaires principaux d'un réseau d'assainissement :

« M. CAQUOT a mis en évidence l'existence d'un effet de capacité et proposé de tenir compte de l'atténuation du débit qui en résulte dans le calcul des sections d'écoulement. Cet effet est la consé-



## D. NORMAND

quence du surdimensionnement inévitable des sections de l'amont par rapport aux sections terminales des différents tronçons homogènes des canalisations.

« Le Ministère de l'Équipement est très soucieux dans ce domaine d'ajuster le coût des investissements à engager au niveau strictement indispensable. La SOGREAH a-t-elle eu à étudier, pour essayer de l'approfondir, cet effet de capacité? »

M. NORMAND répond :

« Nous tenons compte globalement du rôle de l'accumulation dans les réseaux lorsque nous relient le stockage  $V$  à l'instant  $t$ , à une pondération,  $K[xI + (1-x)Q]$  entre le débit pluvial entrant  $I(t)$  et le débit sortant  $Q(t)$ .

« La formule de Caquot prend aussi en compte un effet de stockage, mais nous ferons l'analyse de cette formule par une procédure statistique, en cherchant les valeurs des divers coefficients

de façon à rendre compte au mieux des liaisons expérimentales entre  $Q_F$  et  $I_F(t_c)$ .

« Les hypothèses de départ du calcul de M. CAQUOT sont : une pluie d'intensité constante pendant la durée  $t_c$ , et un réseau collecteur vide au début de l'épisode pluvieux intense de durée  $t$ . Cette schématisation ne se retrouve pas dans le déroulement des averses réelles, et il nous a paru préférable d'ajuster globalement les paramètres de cette formule très complète, plutôt que de faire une « analyse de laboratoire » des divers éléments qui ont servi à son élaboration. »

M. le Président clôt la discussion en remerciant vivement toutes les personnes qui y ont participé; il souligne l'intérêt des problèmes abordés et le désir du Ministère de l'Équipement et du Logement de pouvoir proposer des normes d'établissement plus précises pour les réseaux d'assainissement; en raison des nombreux travaux de ce genre, entraînés par l'extension de l'urbanisation, l'enjeu économique est considérable.

### Abstract

#### Models for the investigation of runoff in towns

The problem in urban hydrology is to determine the flows of a given frequency to allow for in ensuring an outlet for rainfall runoff, and also to be able to ascertain the basic data required to control the runoff, which invariably increases the flood flows of rivers running underneath the urban area.

Both statistical and deterministic models are available to deal with this problem.

Statistical models relate the maximum flows of frequency  $F$  to the maximum mean intensity of rainfall of frequency  $F$ ,  $I_F(t_c)$ ,  $t_c$  being a characteristic duration for the considered catchment area :-

$$Q_F = C \times I_F(t_c) \times S$$

Simple deterministic models are capable of transforming the net hyetograph for a catchment area into a flow hyetograph at the

outlet from the area, with the possibility of relating the constants involved to the physical catchment area features. The use of such models, however, requires a statistical study of representative hyetograph configurations for a given frequency  $F$ , which is quite feasible, though it also implies knowing by how much to reduce the gross rainfall in order to obtain the net rainfall, which is a much more complicated matter.

The author is of the opinion that the solution of the problem should be obtained by combined use of both types of model. The statistical model provides a satisfactory estimate of  $Q_F$  for a homogeneous catchment area, which can be used to set the rainfall reduction  $\varphi$  mm/h, the latter then being adjusted so that the maximum discharge of a representative hydrograph generated by a deterministic model is equal to  $Q_F$ .

