



HAL
open science

Étude comparative des résultats fournis par la méthode de CAQUOT et le modèle du réservoir linéaire

Bernard Chocat, Serge Thibault, Monique Zimmermann

► **To cite this version:**

Bernard Chocat, Serge Thibault, Monique Zimmermann. Étude comparative des résultats fournis par la méthode de CAQUOT et le modèle du réservoir linéaire. Techniques et sciences municipales, l'Eau, 1981, pp.417-423. hal-00704185

HAL Id: hal-00704185

<https://hal.science/hal-00704185>

Submitted on 4 Jun 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Etude comparative des résultats fournis par la méthode de CAQUOT et le modèle du réservoir linéaire

B. CHOCAT - S. THIBAUT - M. BOUYAT

Enseignants - Chercheurs(*)

Introduction

En France, jusqu'à ces dernières années, la plupart des réseaux d'assainissement ont été calculés à l'aide de la formule de CAQUOT. Cette méthode simple et pratique permet d'associer une probabilité de dépassement de la capacité nominale de la conduite à la valeur du débit. Elle intègre donc d'une façon directe la notion de risque.

L'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement [1] limite le champ d'application du modèle de CAQUOT à un domaine très précis, en particulier aux bassins versants de surface inférieure à 200 hectares.

Pour les bassins versants de surface plus grande, elle conseille l'emploi d'autres modèles, qui schématisent les mécanismes réels de fonctionnement du réseau. Ces modèles sont de deux types :

- *Modèles hydrologiques* qui déterminent les hydrogrammes de ruissellement à l'exutoire des bassins versants,
- *Modèles hydrauliques* qui permettent de propager ces hydrogrammes dans le réseau.

L'intérêt de cette démarche est de fournir au projeteur, non plus une valeur ponctuelle du débit, mais l'hydrogramme traduisant les variations du débit en fonction du temps.

Son inconvénient est de nécessiter en entrée une « pluie de projet » définie par :

- Le *hyétogramme* : variation des intensités instantanées en fonction du temps,
- l'*abattement spatial*,
- le *déplacement de l'épicentre* (éventuellement),
- la *période de retour* associée à la pluie ainsi définie.

Ainsi posé, le problème est très complexe. Nous nous contenterons ici d'étudier un modèle hydrologique particulier : le *modèle du réservoir linéaire*, en lui appliquant une pluie de projet statique, de forme simple. Dans ces conditions, nous montrerons qu'il est possible de choisir la pluie de façon à obtenir un débit maximum et d'ajuster le paramètre du modèle de telle sorte que ce débit soit égal à celui fourni par la méthode de CAQUOT, dans le domaine d'application de cette dernière.

1 - Présentation générale

Le modèle du réservoir linéaire est l'un des modèles hydrologiques les plus simples. Il a été particulièrement étudié en France par M. DESBORDES [2], [3], [4], qui a montré sa validité sur des bassins versants urbanisés, équipés d'un réseau d'assainissement.

Sa formulation générale est la suivante

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t e^{-\frac{t-\tau}{K}} Q_e(\tau) d\tau$$

où $Q_e(t)$ représente le débit d'entrée

$Q_s(t)$ le débit de sortie,

K est un paramètre ayant la dimension d'un temps.

Le débit d'entrée $Q_e(t)$ peut être calculé à partir des caractéristiques du bassin versant et de l'intensité instantanée de la pluie $i(t)$

$$Q_e(t) = a.C.A.i(t)$$

où : C coefficient de ruissellement pouvant être pris égal à IMP rapport de la surface imperméable à la surface totale du bassin,
 $i(t)$ intensité instantanée de pluie,
 A surface du bassin versant,
 a constante sans dimension permettant le changement d'unités ($a = 2,78$ si $Q_e(t)$ en l/s, A en hectare et $i(t)$ en mm/h).

M. DESBORDES propose différents ajustements du paramètre K en fonction des caractéristiques du bassin versant et de celles de la pluie [2], [3], [4].

L'ajustement de K retenu dans le cas du programme RERAM [5] est le suivant :

$$K = 5,07 A^{0,18} l^{-0,36} (1 + IMP)^{-1,9} L^{0,15} TP^{0,21} HP^{0,07}$$

avec K en minutes,

A surface en hectares,

l pente en cm/m,

IMP pourcentage revêtu (rapport de surfaces),

L longueur du bassin en mètres,

TP durée de la période de pluie intense en minutes,

HP hauteur de la pluie efficace en millimètres.

Une étude de sensibilité du modèle [4] a montré qu'une pluie de forme double triangle, convenait bien à l'étude des projets d'assainissement (figure 1).

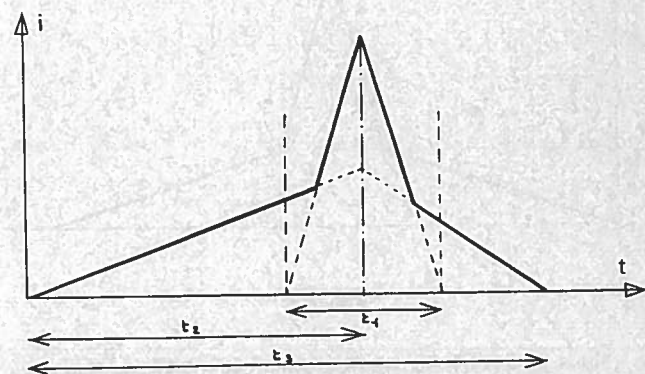


Figure 1

Les paramètres décrivant cette pluie sont :

- La durée totale t_3 prise égale à quatre heures,
- l'intensité moyenne sur cette durée (période de retour trois à quatre ans),

(*) Département Génie Civil et Urbanisme - Institut National des Sciences Appliquées de Lyon - 20, avenue Albert Einstein - 69621 Villeurbanne.

- la durée de la période de pluie intense t_1 prise, en général, égale à trente minutes [5],
- l'intensité moyenne sur cette durée (période de retour dix ans),
- la position de la période de pluie intense au sein de la pluie de quatre heures $t_2/t_3 = 3/4$ [5].

Dans ces conditions, l'application du modèle linéaire, avec l'ajustement de K précédemment défini, permet d'obtenir un débit estimé décennal à l'exutoire du bassin versant.

Le problème serait donc totalement résolu si le débit maximum calculé par cette méthode était le même que celui calculé par la formule de CAQUOT (dans le domaine d'application de cette dernière). Ce n'est malheureusement pas le cas. En pratique, les débits maximum obtenus par le modèle du réservoir linéaire sont presque toujours inférieurs à ceux fournis par la

méthode de CAQUOT (le rapport $\frac{Q_{\text{max réservoir linéaire}}}{Q_{\text{CAQUOT}}}$ pou-

vant descendre jusqu'à la valeur 0,6).

Il n'est pas dans notre intention de décider laquelle des deux méthodes est la plus proche de la réalité. Le choix pourra peut-être se faire à l'issue de mesures expérimentales conduites sur des durées importantes [6]. Notons le problème posé au projecteur qui doit dès à présent décider de la valeur à retenir.

Il nous a donc paru intéressant de développer l'analyse du modèle linéaire, en particulier de sa réponse à une pluie de forme double triangle et de comparer les résultats à ceux fournis par la méthode de CAQUOT.

2 — Réponse du modèle linéaire à une pluie de forme double triangle

Considérons une pluie double triangle symétrique définie par les paramètres i_2 , i_3 , t_2 et t_3 (figure 2).

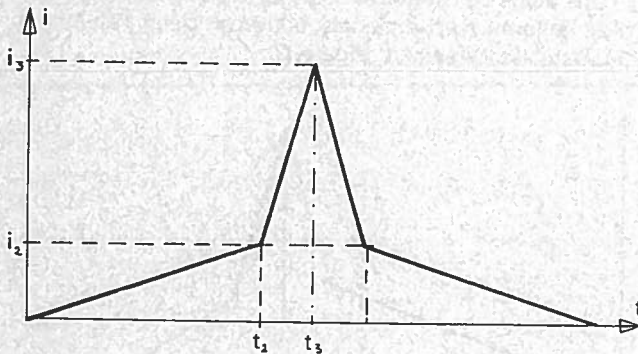


Figure 2

Nous savons [7], [8] que l'application du modèle du réservoir linéaire à cette pluie nous fournira les résultats suivants :

Débit maximum observé après un temps t_m tel que

$$t_m = t_3 + K \ln AA$$

et de valeur Q_m

$$Q_m = Q_{e3} + A_3 K \ln AA$$

$$\text{Avec } AA = 1 + \frac{A_2 - A_1}{A_3} e^{-\left(\frac{t_3 - t_2}{K}\right)} + \frac{A_1}{A_3} e^{-\left(\frac{t_3}{K}\right)} - \frac{A_2}{A_3}$$

K lag time du bassin versant en minutes,

$$A_1 = c \frac{i_2}{t_2}$$

$$A_3 = -A_2 = -c \frac{i_3 - i_2}{t_3 - t_2}$$

$$Q_{e3} = c i_3$$

2,78 facteur de changement d'unité

$$c = 2,78 \cdot \text{IMP} \cdot A \quad (\text{mm/h} \text{ --- } \text{l/s})$$

IMP pourcentage revêtu

A surface en hectares

Ceci, à condition que le débit maximum se produise pendant la période de pluie intense, c'est-à-dire que :

$$t_m - t_3 < t_3 - t_2$$

soit

$$K \ln A < t_3 - t_2$$

Supposons que cette pluie double triangle ait la même période de retour pour la période de pluie intense que pour la durée totale de la pluie. En utilisant l'ajustement exponentiel pris en compte dans l'instruction technique, nous obtenons alors :

$$i_{\text{moy}} = 60 \cdot a \cdot (2 t_3)^b$$

intensité moyenne pour la durée totale de la pluie en mm/h,

$$i_{\text{moy max}} = 60 \cdot a \cdot [2 (t_3 - t_2)]^b$$

intensité moyenne pendant la période de pluie intense en mm/h.

Or,

$$i_{\text{moy}} = \frac{i_2}{2} + i_3 \frac{t_3 - t_2}{2 t_3}$$

et

$$i_{\text{moy max}} = \frac{i_3 + i_2}{2}$$

en posant

$d = t_3 - t_2 =$ demi-durée de la période de pluie intense

$r = \frac{t_3 - t_2}{t_3} =$ rapport de la durée de la période de pluie intense à la durée totale de la pluie.

nous obtenons

$$i_2 = k d^b \frac{1 - r^b + 1}{r^b (1 - r)}$$

$$i_3 = k d^b \frac{r^b - 1}{r^b (1 - r)}$$

avec $k = 120 \cdot a \cdot 2^b$.

Il est alors possible de calculer A_1 , A_2 , A_3 , Q_{e3} en fonction de r et de d

$$A_1 = c \frac{i_2}{t_2} = c k \frac{d^b}{r^b} \frac{1 - r^b + 1}{1 - r} \cdot \frac{r}{d (1 - r)}$$

$$A_2 = -A_3 = c k \frac{d^b}{r^b} \frac{r^b + r^b + 1 - 2}{1 - r} \cdot \frac{1}{r}$$

$$Q_{e3} = c i_3 = c k d^b \frac{r^b - 1}{r^b (1 - r)}$$

d'où

$$AA = 2 - \frac{2 - r - r^b}{(r - 1)(r^b + r^{b+1} - 2)} e^{-\frac{d}{K}} + \frac{r(1 - r^{b+1})}{(r - 1)(r^b + r^{b+1} - 2)} e^{-\frac{d}{rK}}$$

$$Q_m = c.k d^b \frac{r^b - 1}{r^b(1 - r)} \left[1 - \left(1 + \frac{r^{b+1} - 1}{r^b - 1} \right) \frac{K}{d} \ln AA \right]$$

$$t_m = \frac{d}{r} + K \ln AA$$

Soit, en posant

$$x = \frac{d}{K}$$

$$AA = 2 - \frac{2 - r - r^b}{(r - 1)(r^b + r^{b+1} - 2)} e^{-x} + \frac{r(1 - r^{b+1})}{(r - 1)(r^b + r^{b+1} - 2)} e^{-\frac{x}{r}}$$

$$Q_m = ck K^b x^b \frac{r^b - 1}{r^b(1 - r)} \left[1 - \left(1 + \frac{r^{b+1} - 1}{r^b - 1} \right) \frac{1}{x} \ln AA \right]$$

2.1 — Etude des variations de Q_m en fonction de b , x et r

La complexité de la fonction Q_m impose une étude numérique. En pratique, pour diminuer le nombre de paramètres, nous avons étudié les variations de

$$y = \frac{Q_m}{ck K^b}$$

en fonction de r et x , pour différentes valeurs de b .

Les résultats sont rassemblés sur les figures 3, 4 et 5.

Ces figures montrent que la fonction y est relativement peu influencée par les valeurs des trois paramètres.

Les valeurs maximum de y : y_m sont obtenues pour les valeurs suivantes des trois paramètres r , x et b :

b	x	r	y_m
- 0,45	0,24	0,06	0,569
- 0,55	0,23	0,07	0,585
- 0,65	0,20	0,07	0,615

Tableau I

2.2 — Construction d'une pluie de projet rendant Q_m maximum pour K fixé

Pour des raisons pratiques, il n'est pas forcément souhaitable de choisir les valeurs de r et x fournies par le tableau I pour construire la pluie de projet. En effet, d'autres critères doivent être pris en compte :

- Unicité des valeurs de r et x quel que soit b ,
- Compatibilité entre la pluie fournie par le modèle et les données pluviométriques existantes sur les formes des averse,
- Faible sensibilité du modèle aux variations de x pour la valeur de r choisie (de façon à pouvoir utiliser une même pluie pour différents bassins versants ayant des lags time différents),
- Durée totale de la pluie la plus faible possible (pour diminuer les temps de calculs).

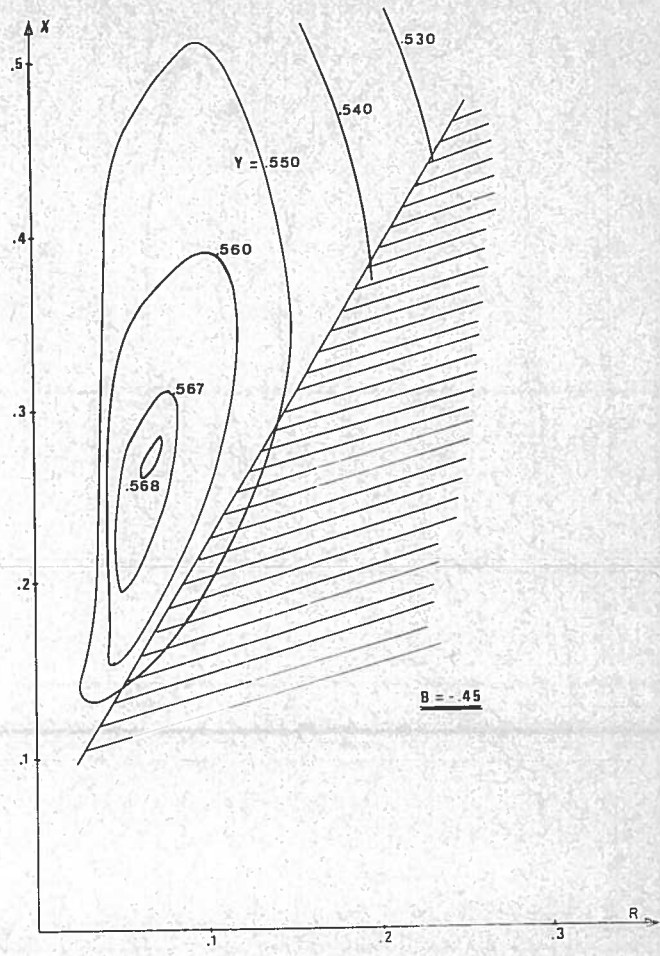


Figure 3

En fonction de ces différents critères, nous avons été amenés à choisir les valeurs suivantes : $r = 0,1$ $x = 0,25$

Ces valeurs permettent d'obtenir un hyétogramme cohérent par rapport aux données pluviométriques existantes, de durée relativement faible :

$$\text{(durée pluie totale : } 2 t_3 = 2 \frac{d}{r} = 2 \frac{xK}{r} = 5 K)$$

D'autre part, les valeurs de y , calculée pour ces deux paramètres, sont très voisines des valeurs y_m (tableau II).

b	$y^* = y (r = 0,1/x = 0,25)$	y_m	$\frac{y^* - y_m}{y_m}$
- 0,45	0,559	0,569	- 0,017
- 0,55	0,581	0,585	- 0,007
- 0,65	0,612	0,615	- 0,005

Tableau II

Enfin, la valeur $r = 0,1$ permet d'obtenir une sensibilité très faible aux variations de x , donc de K pour une pluie fixée (figure 6), à condition que x soit supérieur à 0,25.

Dans le cas le plus défavorable ($b = - 0,65$), une variation de x sur la plage $[0,25,1]$ induit des variations de y dans le domaine $[0,612, 0,509]$, soit une variation inférieure à 20 %.

L'écart relatif tombe à 10 % pour $b = - 0,45$.

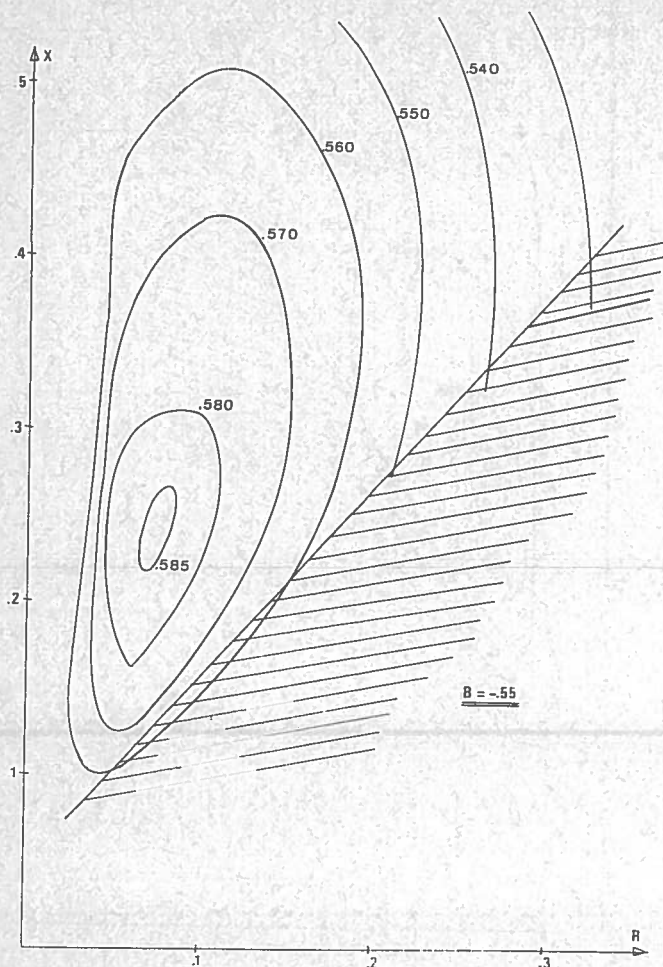


Figure 4

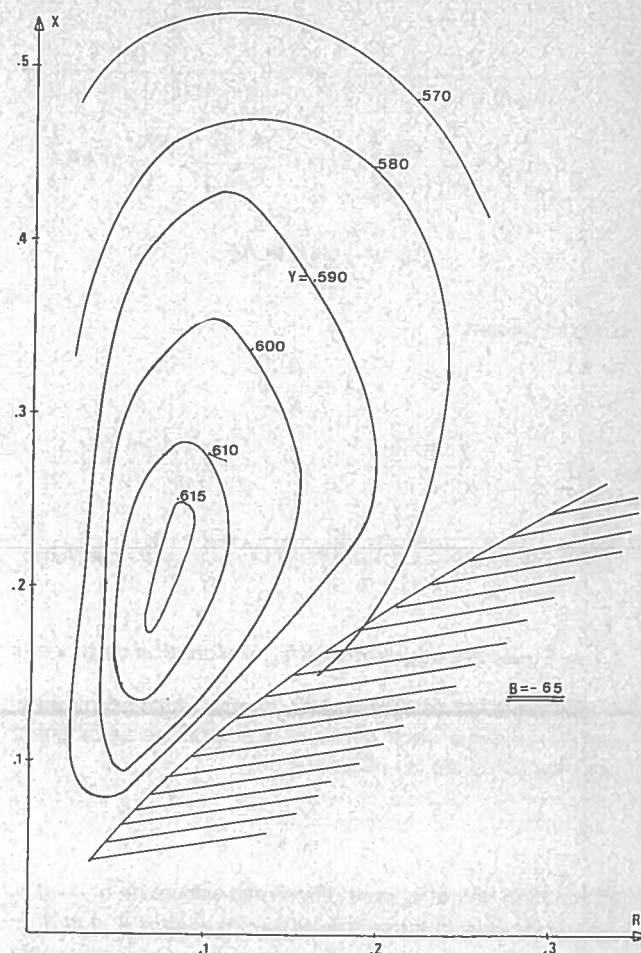


Figure 5

Dans ces conditions, la construction de la pluie de projet peut se faire de la façon suivante (pour $x = 0,25$ et $r = 0,1$) :

a) Calcul de K

b) Calcul des temps t_2 et t_3

$$t_2 = 2,25 K$$

$$t_3 = 2,5 K$$

c) Calcul des intensités i_2 et i_3

$$i_2 = (0,25 K)^b \frac{1 - (0,1)^{b+1}}{0,9 (0,1)^b} \cdot 120 \cdot a \cdot 2^b$$

$$i_3 = (0,25 K)^b \frac{(0,1)^b - 1}{0,9 (0,1)^b} \cdot 120 \cdot a \cdot 2^b$$

d) Construction de la pluie de projet conformément à la figure 2.

Dans le cas où plusieurs bassins versants doivent être traités avec la même pluie, il conviendra de calculer i_2 , i_3 , t_2 et t_3 avec la plus grande valeur de K : K_{\max} .

Les débits calculés pour les autres bassins versants resteront corrects à condition que les lags time K de ces bassins soient tels que :

$$0,25 \leq \frac{d}{K} < 1 \Rightarrow K_{\max} \geq K \geq 0,25 K_{\max}$$

Remarque 1

La fonction y^* peut être approximée en fonction de b par la relation

$$y^* = \frac{Q^*}{c.k.K^b} = 0,455 \cdot (1,573)^{-b}$$

* débit maximum obtenu en réponse à la pluie de projet retenue ($r = 0,1$; $x = 0,25$).

Remarque 2

Lorsque le lag time K est petit (< 10 minutes), la pluie de type double triangle n'est plus très bien adaptée aux calculs. En effet, la durée de la période de pluie intense devient inférieure à 5 minutes, ce qui présente deux inconvénients majeurs :

- l'ajustement exponentiel pour l'intensité moyenne ($i_m = at^b$) n'est plus adapté,
- la discrétisation correcte de la pluie exige un pas de temps très court pour reproduire la pointe d'intensité maximum.

Il nous semble préférable, dans ce cas, d'utiliser en entrée une pluie de forme simple triangle. Le calcul des caractéristiques de pluie produisant le plus fort débit maximum conduit alors à retenir les valeurs suivantes pour les différents paramètres

$$t_2 = i_2 = 0$$

$$t_3 = 8,9 c^{4.23b} K$$

$$i_3 = 120 \cdot a (2 t_3)^b$$

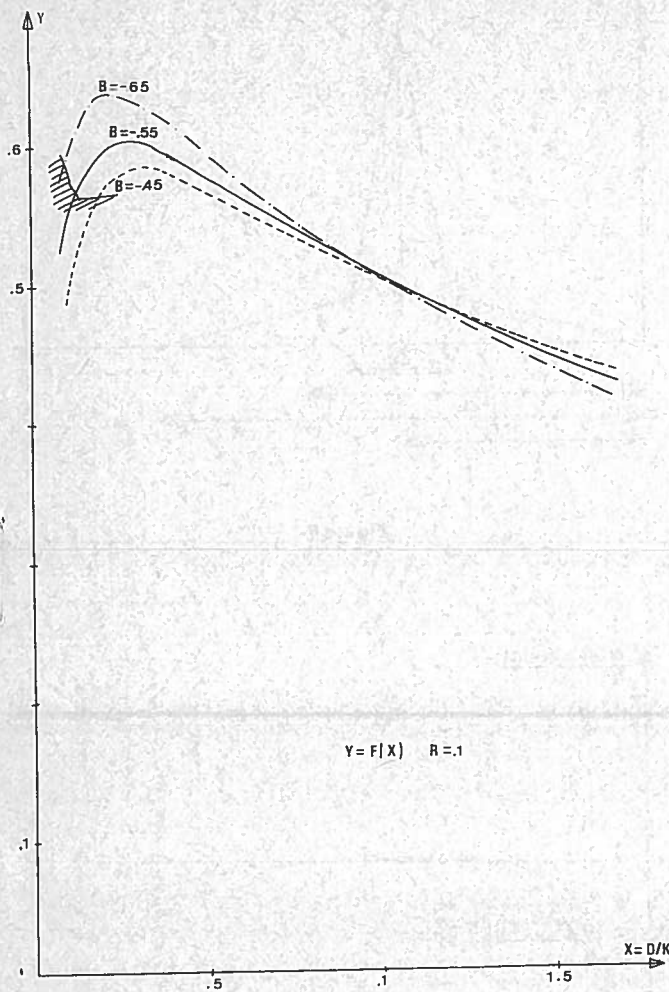


Figure 6

2.3 — Sensibilité du modèle aux erreurs sur K

L'estimation du lag time K, en fonction des caractéristiques du bassin versant étant difficile, il est intéressant d'étudier les variations de Q* en fonction de K.

Dans le cas du modèle que nous venons de définir (pluie de projet construite à partir de la valeur estimée de K) cette étude est remarquablement simple. En effet

$$y^* = \frac{Q^*}{c.k.K^b} = 0,455 (1,573)^{-b}$$

soit

$$Q^* = 0,455.(1.573)^{-b}.c.k.K^b$$

$$Q^* = D.K^b$$

Supposons que K_{opt} soit le lag time conduisant à la meilleure estimation du débit (la plus voisine de celle liée à la période de retour choisie) à l'exutoire du bassin versant. Le débit correspondant est Q*_{opt} tel que

$$Q^*_{opt} = D K^b_{opt}$$

L'erreur relative $\frac{Q^*}{Q^*_{opt}}$ est donc proportionnelle à $(\frac{K}{K_{opt}})^b$

La figure 7 montre les variations de l'erreur relative pour des rapports $\frac{K}{K_{opt}}$ variant de 0,25 à 4 et pour différentes valeurs de b.

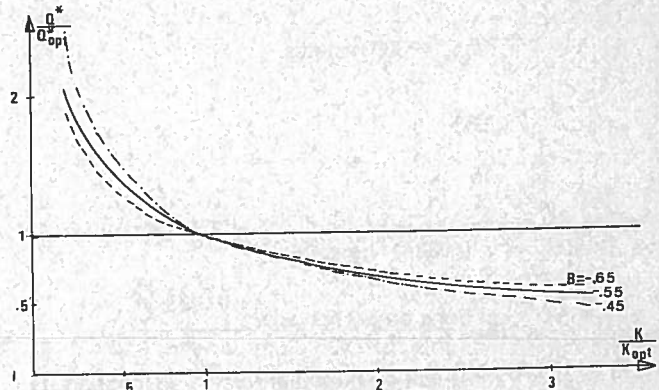


Figure 7

Il est facile de calculer quelle est l'erreur acceptable sur K de façon à maintenir l'erreur relative sur le débit inférieure à ± 20 %

$$(0,8 < \frac{Q^*}{Q^*_{opt}} < 1,2)$$

b = - 0,45	0,67 K _{opt} < K < 1,64 K _{opt}
b = - 0,55	0,72 K _{opt} < K < 1,5 K _{opt}
b = - 0,65	0,76 K _{opt} < K < 1,41 K _{opt}

Ces résultats sont extrêmement intéressants car ils montrent qu'une erreur importante sur K induira des variations relativement faibles sur le débit maximum (du même ordre de grandeur que celles obtenues en utilisant l'ajustement de DESBORDES et la pluie double triangle de quatre heures définie au début de cet article [4], [5]).

Ils montrent d'autre part qu'il est en général préférable de majorer la valeur de K que de la minorer et que l'erreur sera d'autant plus importante que la valeur de b est plus forte (en valeur absolue), c'est-à-dire que la période de retour est plus faible.

2.4 — Comparaison avec les débits obtenus à partir de la pluie de type RERAM

Supposons que le paramètre K soit calculé à partir de l'ajustement de DESBORDES

$$K = 5,07 A^{0,18} I^{-0,36} (1 + IMP)^{-1,9} L^{0,15} TP^{0,21} HP^{0,07}$$

Nous allons étudier la réponse du modèle, d'une part à la pluie de projet dont nous venons de définir le mode de construction, et d'autre part à la pluie de projet utilisée dans le programme RERAM [5].

Dans le premier cas, le débit maximum est obtenu par l'expression

$$Q^* = c.k.0,455.(1,573)^{-b} K^b$$

En ce qui concerne la pluie double triangle dissymétrique utilisée dans le programme RERAM, l'évaluation du débit maximum obtenu par le modèle semble plus complexe. En

pratique, nous nous limitons au cas où le débit maximum se produit pendant la période de pluie intense. Dans ces conditions, cette pluie de projet dissymétrique fournit la même réponse qu'une pluie double triangle symétrique définie de la façon suivante (figure 8).

$$2d = 30 \text{ minutes}$$

$$t_1 = 240 \text{ minutes}$$

$$\frac{t_3}{t_1} = \frac{3}{4} \implies 2t_3 = 360 \text{ minutes}$$

$$r = \frac{d}{t_3} = 0,083$$

$$x = \frac{d}{K} = \frac{15}{K}$$

$$D'ou Q_D = \gamma (0,083, \frac{15}{K}) . c . k . K^b$$

Le rapport $\frac{Q_D}{Q^*}$ est donc proportionnel à $\frac{\gamma (0,083, \frac{15}{K})}{\gamma^*}$

La figure 9 schématise les variations de $\frac{Q_D}{Q^*}$ en fonction de

K. Elle montre l'existence d'un pallier voisin de 1 pour les valeurs de K comprises entre 40 et 100 minutes.

Les débits fournis par les deux méthodes sont très voisins dans le domaine

$$20 \text{ minutes} < K < 150 \text{ minutes} \left(\frac{Q_D}{Q^*} > 0,9 \right)$$

Par contre, lorsque K devient inférieur à 20 minutes, les débits calculés à partir de la pluie double triangle dissymétrique de type RERAM, deviennent très faibles devant ceux calculés par la méthode proposée.

3 — Ajustement du paramètre K

Le débit maximum, calculé pour la pluie de projet type ($r = 0,1, x = 0,25$) est une fonction du paramètre K. En égalant la valeur de Q^* à celle fournie par le modèle de CAQUOT, il sera donc possible de déterminer un ajustement de K, tel que le débit calculé par cette méthode soit strictement égal à celui issu de la méthode de CAQUOT.

$$a) Q^* = ck \gamma^* K^b$$

$$\gamma^* = 0,455 . (1,573)^b$$

$$c = 2,78 . \text{IMP} . A$$

$$k = 120 . a . 2^b$$

$$Q^* = 152a (1,271)^b \text{ IMP} . A . K^b$$

$$b) \text{ caquot} = k^{\frac{1}{u}} \frac{v}{L^u} \text{ IMP}^{\frac{1}{u}} \frac{w}{A^u} . 1000$$

$$k = \left[\frac{[0,279 \left(\frac{L}{\sqrt{A}} \right)^{0,84}]^b}{6,6} \right]^a \text{ d'après [9]}$$

$$u = 1 + 0,287 b$$

$$v = -0,41 b$$

$$k = \frac{a}{6,6} . (0,279)^b . L^{0,84 b} . A^{-0,42 b}$$

$$w = 0,95 + 0,507 b$$

soit

$$Q_{\text{caquot}} = 1000 \left(\frac{a (0,279)^b}{6,6} \right)^{\frac{1}{u}} \frac{1}{L^u} \frac{w^{-0,42 b}}{A^u} \text{ IMP}^{\frac{1}{u}} = 1000 \left(\frac{a (0,279)^b}{6,6} \right)^{\frac{1}{1+0,287 b}} \frac{1}{A^{\frac{1}{1+0,287 b}}} \frac{0,95 + 0,507 b}{1 + 0,287 b} \text{ IMP}^{\frac{1}{1+0,287 b}} \frac{-0,41 b}{1 + 0,287 b} L^{\frac{0,84 b}{1 + 0,287 b}}$$

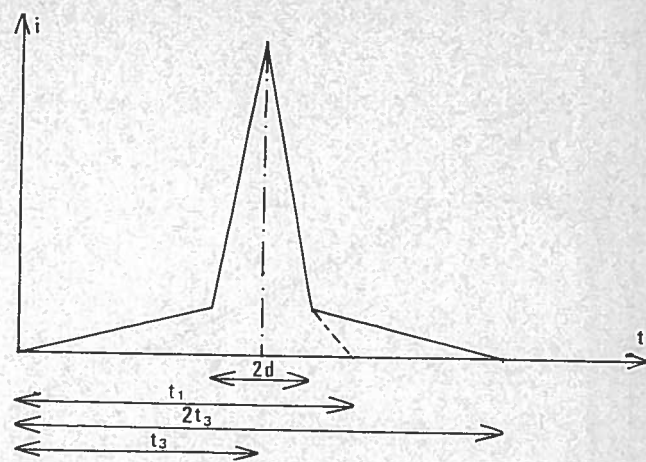


Figure 8

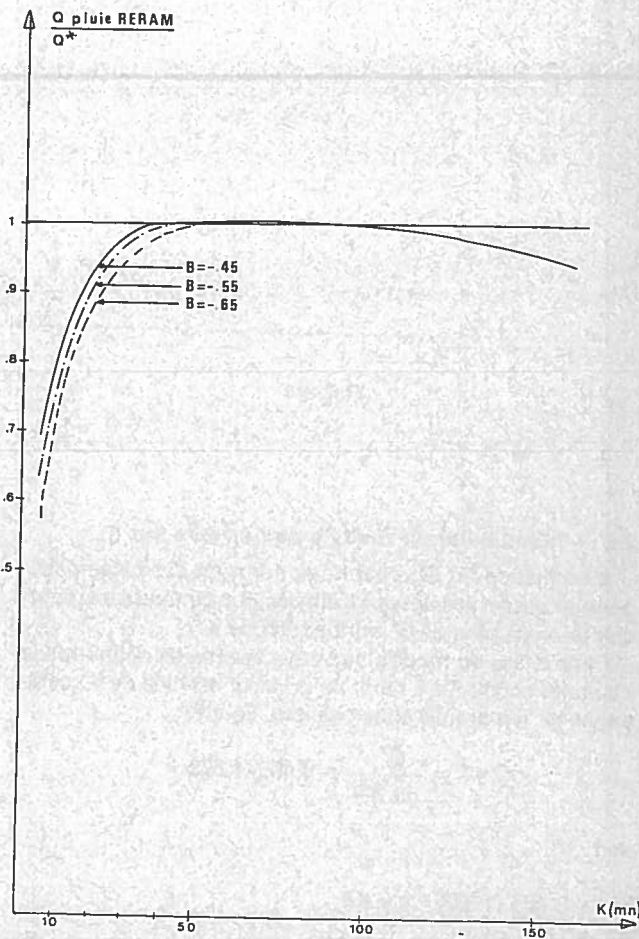


Figure 9

Mode d'ajustement du paramètre K	Mode de construction de la pluie	Avantages	Inconvénients
Ajustement de DESBORDES $K = 5,07 \cdot A^{0,18} \cdot I^{0,36} \cdot (I + IMP)^{-1,9} \cdot L^{0,15} \cdot TP^{0,21} \cdot HP^{0,07}$	pluie double triangle dissymétrique (figure 1) type RERAM	bonne reproduction de la forme de l'hydrogramme pluie unique quel que soit le bassin versant	débit maximum pouvant être très inférieur à celui calculé par la méthode de CAQUOT en particulier si $K < 30 \text{ mm}$
	pluie double triangle symétrique	bonne reproduction de la forme de l'hydrogramme débits maximums plus proches de CAQUOT que précédemment si $K < 40 \text{ mm}$	difficulté de construire une pluie de projet unique pour plusieurs bassins versants ayant des lags times très différents ne convient pas si $K < 10 \text{ mm}$
	pluie simple triangle symétrique	mêmes avantages que précédemment convient bien si $K < 10 \text{ mm}$	ne convient pas si $K > 15 \text{ mm}$
Ajustement choisi de façon à retrouver $Q_m = Q_{\text{caquot}}$ (tableau 3)	pluie double triangle symétrique	fournit le même débit que la formule de CAQUOT	risque de mauvais reproduction de la forme de l'hydrogramme convient si $K > 10 \text{ mm}$
	pluie simple triangle symétrique		risque de mauvaise reproduction de la forme de l'hydrogramme convient si $K < 15 \text{ mm}$

Tableau IV

nes applications, mais ne doit pas faire oublier l'ajustement de DESBORDES, qui repose sur des mesures expérimentales.

Bibliographie

- [1] - « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ».
- [2] - M. DESBORDES « Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux d'assainissement pluvial » *Thèse D.I.* - Université des Sciences et Techniques du Languedoc - p. 171 (1974).
- [3] - M. DESBORDES « Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain » *T.S.M. l'eau* - n° 3 - p. 121-126 (mars 1975).
- [4] - M. DESBORDES - P. RAOUS « Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques » *La Houille Blanche* - n° 1 - p. 37-43 (1976).

Résumé

B. CHOCAT, S. THIBAUT, M. BOUYAT : Etude comparative des résultats fournis par la méthode de CAQUOT et le modèle du réservoir linéaire.

L'instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations propose la méthode de CAQUOT pour dimensionner les réseaux eaux pluviales drainant des surfaces inférieures à 200 hectares. Pour les bassins versants plus étendus, elle préconise l'utilisation de modèles hydrologiques décrivant les phases successives du cycle de l'eau.

Cet article compare les débits calculés par la méthode de CAQUOT à ceux fournis par un modèle hydrologique couramment utilisé (le modèle du réservoir linéaire) soumis à une pluie de projet de forme double triangle. Cette étude permet de définir un mode de construction de pluies de projet adaptées au modèle. Elle permet également d'ajuster le paramètre du modèle hydrologique de façon à obtenir un débit identique à celui calculé par la méthode de CAQUOT, dans le domaine d'utilisation de cette dernière. Un organigramme facilite le choix de la méthode de traitement la mieux adaptée à chaque cas d'espèce.

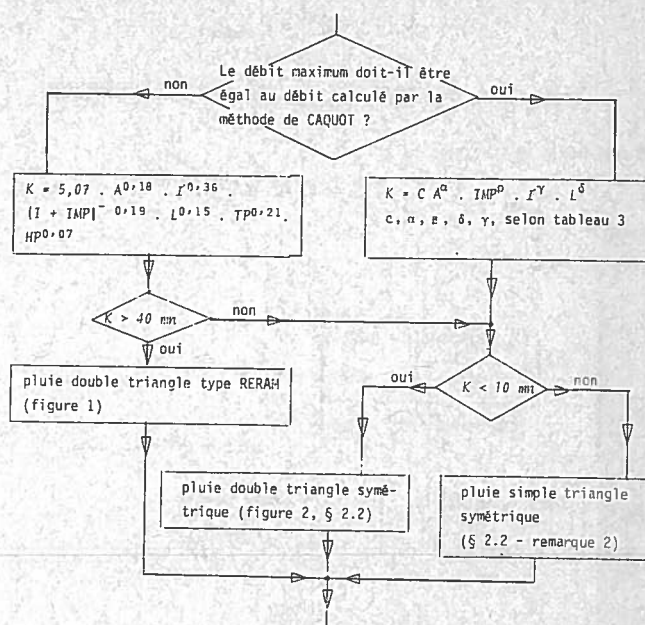


Figure 10

En fait, la véritable conclusion de cette étude est que l'hydrologie urbaine n'est pas une science exacte. Les modèles proposés sont encore loin d'être satisfaisants. Ils ne le seront d'ailleurs vraiment, que lorsque la prise en compte du risque pourra se faire d'une manière plus complète que par la simple affectation d'une période de retour identique pour le débit et pour la pluie.

Summary

B. CHOCAT, S. THIBAUT, M. BOUYAT : Comparative study of the results given by Caquot's method and the model of linear reservoir.

The technical instruction concerning the sanitation of urban centres proposes Caquot's method for dimensioning rain-water pipe systems which drain areas of less than 200 hectares. For larger drainage basins, it recommends the use of hydrological models describing the successive phases of water cycle.

This paper compares the flows determined by Caquot's method with those given by a commonly utilized hydrological model (model of the linear reservoir) submitted to a nominal rain in the form of a double triangle. This study enables to define a construction mode of nominal rains adapted to the model. It also enables to adjust the parameter of the hydrological model in order to obtain a flow identical to the one determined with Caquot's method in the application field of the latter. An organigram facilitates the selection of the treatment method the best adapted to every particular case.

$$Q^* = Q_{caquot}$$

$$\Rightarrow K^b = Q_{caquot} \cdot (152 a (1,271)^b \cdot IMP \cdot A)^{-1}$$

K est sous la forme :

$$K = C A^\alpha IMP^\beta I^\gamma L^\delta$$

avec

$$C = \frac{1000 \left[\frac{a (0,279)^b}{6,6} \right]^{1 + 0,287 b}}{152 a (1,271)^b}$$

$$\alpha = \left[\frac{0,95 + 0,087 b}{1 + 0,287 b} - 1 \right]^{\frac{1}{b}} = \frac{-0,05 - 0,2 b}{(1 + 0,287 b) b}$$

$$\beta = \left[\frac{1}{1 + 0,287 b} - 1 \right]^{\frac{1}{b}} = \frac{-0,287}{1 + 0,287 b}$$

$$\gamma = \left[\frac{-0,41 b}{1 + 0,287 b} \right]^{\frac{1}{b}} = -\frac{0,41}{1 + 0,287 b}$$

$$\delta = \left[\frac{0,84 b}{1 + 0,287 b} \right]^{\frac{1}{b}} = \frac{0,84}{1 + 0,287 b}$$

Le tableau III fournit les valeurs des constantes C, α, β, γ et δ pour les différentes régions pluviométriques, et les périodes de retour prises en compte dans l'instruction technique [1].

Ces valeurs peuvent être comparées avec celles proposées par M. DESBORDES pour un ajustement du même type [2] (tableau III).

Une étude rapide montre que le rapport

$\frac{K \text{ ajustement CAQUOT}}{K \text{ DESBORDES}}$ varie dans des proportions importantes.

$$0,38 \leq \frac{K \text{ ajustement CAQUOT}}{K \text{ DESBORDES}} \leq 1,65$$

pour

$$5 \text{ ha} \leq A \leq 200 \text{ ha}$$

$$0,2 \leq IMP \leq 1$$

$$0,2 \text{ cm/m} \leq I \leq 5 \text{ cm/m}$$

$$I \leq I' = \frac{L}{\sqrt{A}} \leq 5$$

Par contre, sur le même domaine, le rapport des débits maximum reste dans une fourchette beaucoup plus restreinte

$$0,96 \leq \frac{Q_{CAQUOT}}{Q_1} \leq 1,54$$

Tableau des valeurs de C, α, β, γ, δ

	C	α	β	γ	δ
REGION I					
10 ans	0,176	- 0,139	- 0,346	- 0,494	1,011
5 ans	0,185	- 0,143	- 0,348	- 0,497	1,018
2 ans	0,204	- 0,145	- 0,349	- 0,499	1,022
1 an	0,215	- 0,149	- 0,352	- 0,502	1,029
REGION II					
10 ans	0,172	- 0,130	- 0,341	- 0,487	0,997
5 ans	0,182	- 0,134	- 0,343	- 0,490	1,004
2 ans	0,189	- 0,145	- 0,349	- 0,499	1,022
1 an	0,208	- 0,145	- 0,349	- 0,499	1,022
REGION III					
10 ans	0,188	- 0,099	- 0,328	- 0,479	0,961
5 ans	0,184	- 0,119	- 0,336	- 0,480	0,984
2 ans	0,191	- 0,127	- 0,340	- 0,485	0,994
1 an	0,211	- 0,125	- 0,338	- 0,484	0,991
$K \text{ (minutes)} = C A^\alpha IMP^\beta I^\gamma L^\delta$ A en ha IMP en rapport de surface I en m/m L en centaines de mètres A comparer avec ajustement de DESBORDES [2] (A modifier pour le calcul en multipliant par 0,8 ou par 0,65 A ^{0,086})					
Ajustement DESBORDES	0,494	- 0,0076	- 0,512	- 0,401	0,608

Tableau III

Q₁ étant le débit calculé à partir de l'ajustement de DESBORDES pour le paramètre K et de la pluie double triangle dissymétrique de type RERAM.

Le débit Q₁ est cependant presque toujours inférieur à Q_{caquot}.

Afin de guider les utilisateurs dans le choix de l'une ou l'autre des méthodes, nous avons tenté de préciser les avantages et les inconvénients de chacune dans le tableau IV. L'organigramme de la figure 10 peut également être utilisé pour faciliter le choix.

Conclusion

L'étude que nous venons d'exposer n'a pas la prétention de proposer une méthode infaillible pour dimensionner les réseaux d'assainissement eau pluviale. Son objectif est beaucoup plus simple : dresser un constat de « différence » entre les diverses méthodes utilisables et fournir des éléments de choix aux projeteurs.

Dans ce sens, nous pensons que le mode de construction des pluies de projet que nous proposons ne doit pas se substituer à celui utilisé dans RERAM, mais lui servir de complément.

De même, l'ajustement du paramètre K conduisant à une valeur de débit maximum identique à celle de CAQUOT n'est pas une panacée. Il présente un intérêt important pour certai-