

# CHAPITRE 5

## LES DEBITS D'EAUX PLUVIALES

### LA METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT

Le nombre considérable de facteurs intervenant dans le calcul des débits de pointe d'eaux pluviales en différents points d'un réseau d'assainissement a conduit les chercheurs et les ingénieurs à la mise au point de méthodes donnant une représentation globale et simplifiée des phénomènes de pluie, de ruissellement, et de transfert en collecteur.

## 1. - METHODE RATIONNELLE

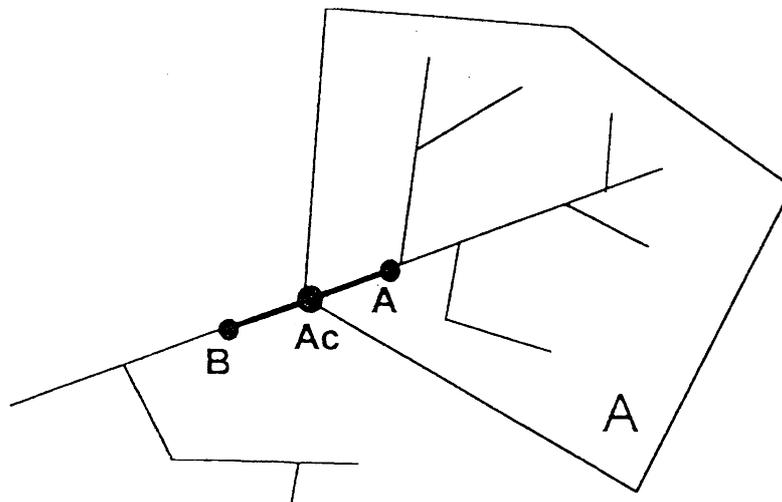
Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration  $t_c$  du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul.

Elle admet les trois hypothèses suivantes :

- le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration. A ce moment là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit,
- le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration

$$\text{soit } i_M = a \cdot t_c^{-b}$$

- le débit de pointe a la même période de retour  $T$  que l'intensité  $i_M$  qui le provoque. Ceci suppose le coefficient de ruissellement  $C$  soit constant.



Dans ces conditions, à l'exutoire A<sub>c</sub> d'un bassin versant de surface A, le débit de pointe Q<sub>p</sub> s'écrit :

$$Q_p = C \cdot i_M \cdot A$$

Formule dite « rationnelle »

Cette méthode est encore utilisée pour déterminer l'apport pluvial d'une plateforme routière, la formule utilisée pour calculer le temps de concentration étant en général celle du service routier de Californie.

$$T_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{0,385}$$

Avec T<sub>c</sub> temps de concentration en minute

L longueur du parcours de l'eau en m

I pente selon le parcours de l'eau en mètre par mètre.

## 2. - METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT

L'inconvénient majeur de la méthode rationnelle réside dans l'estimation souvent laborieuse des temps de concentration. De plus cette méthode ne tient pas compte de la distribution spatiale des précipitations (variations de l'intensité) et surtout de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant. L'aménagement proposé par l'ingénieur CAQUOT vers 1940 permet de tenir compte de ces deux derniers facteurs et de s'affranchir de l'estimation de t<sub>c</sub>. Cette méthode dite « superficielle » est fondée sur la conservation des volumes mis en jeu dans le ruissellement. Elle a ensuite été améliorée par le groupe de travail chargé d'élaborer les instructions INT 77, notamment par M. Desbordes de l'université de Montpellier.

## 3. - BILAN HYDRAULIQUE DE CAQUOT

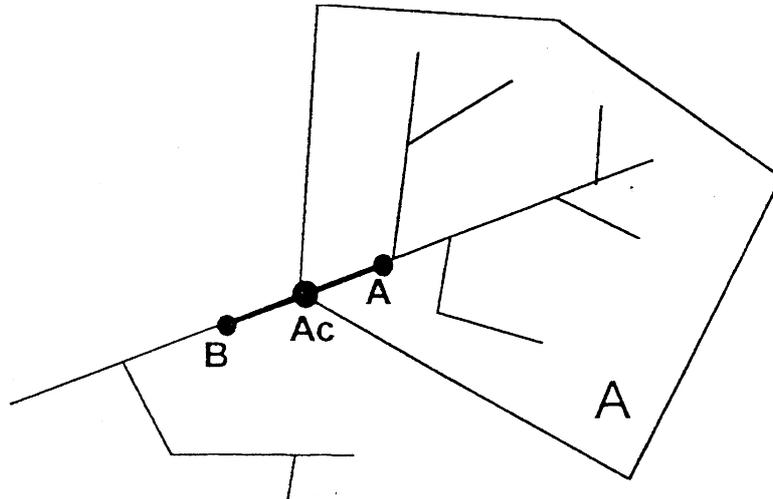
Problème :

Déterminer le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant urbanisé pour une période de retour T donnée.

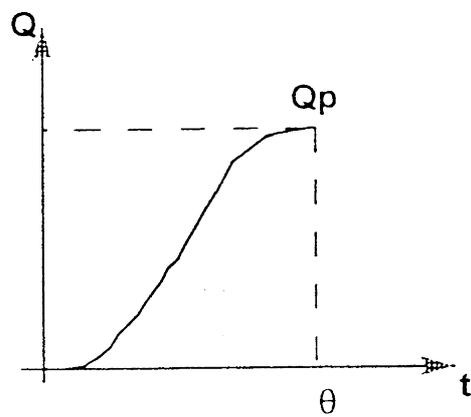
Rappel :

Le débit de pointe  $Q_p$  associé à la pente disponible in situ  $I_{AB}$  permet de déterminer le diamètre  $\varnothing$  qui sera appliqué sur la longueur du tronçon considéré.

$$Q_p \frac{I_{ab}}{Ab^4} \rightarrow \varnothing_{AB}$$



Observateur au point Ac du collecteur d'assainissement EP.



hydrogramme du bassin versant

Hydrogramme du bassin versant :

Instant  $t = 0$  : début de l'averse

Instant  $t = \theta$  : le débit de pointe  $Q_p$  est observé

- H hauteur d'eau tombée sur le bassin versant pendant le temps
- A surface du bassin versant.

CAQUOT établit le bilan hydraulique du volume d'eau ruisselé sur le bassin versant.

Soit V ce volume :

$$V = C \cdot A \cdot H \cdot \alpha$$

C coefficient de ruissellement du bassin versant

$\alpha$  coefficient d'abattement spatial de l'averse  $0 < \alpha < 1$

Ce coefficient tient compte de la distribution spatiale de l'averse, l'intensité de précipitation diminuant au fur et à mesure que l'on s'écarte de l'épicentre de l'orage.

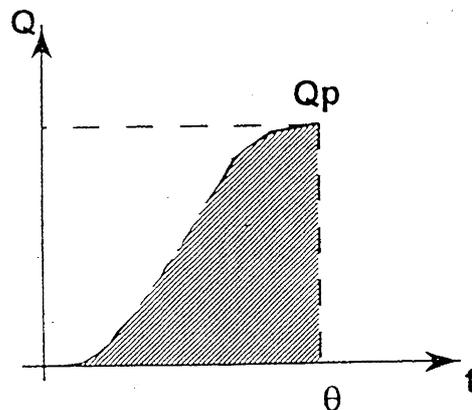
$$\left. \begin{array}{l} V \text{ en m}^3 \\ A \text{ en hectare} \\ H \text{ en mm d'eau} \end{array} \right\} \Rightarrow V = C \cdot A \cdot 10^4 \cdot H \cdot 10^{-3} \cdot \alpha = 10 \cdot \alpha \cdot C \cdot H \cdot A$$

Ce volume se répartit en :

a) volume qui s'est écoulé à l'exutoire pendant le temps  $\theta$

$$V_1 = Q_m \theta$$

$Q_m$  débit moyen entre les instants 0 et  $\theta$

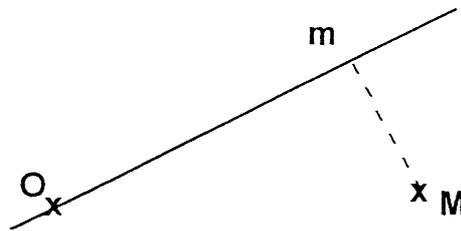


Mathématiquement :

$$Q_m = \frac{V_1}{\theta} = \beta Q_p$$

$$\left. \begin{array}{l} V_1 \text{ en m}^3 \\ Q_m \text{ en m}^3/\text{s} \\ \theta \text{ en mn} \end{array} \right\} \Rightarrow V_1 = 60 \cdot \beta \cdot Q_p \cdot \theta$$

b) capacité des surfaces de réception interne du bassin versant, c'est à dire le stockage de l'eau non parvenue au point A<sub>c1</sub> sur les chaussées, toitures et dans les caniveaux et collecteurs.



Mm parcours en surface pendant le temps  $\theta_1$

M A<sub>c</sub> parcours dans le collecteur pendant le temps  $\theta_2$

Le stockage est exprimé sous la forme :

$$V_2 = 60 \delta Q_p (\theta_1 + \theta_2)$$

D'où le bilan CAQUOT :

$$10 \alpha C H A = 60 Q_p (\beta \theta + \delta (\theta_1 + \theta_2))$$

$\theta_1 + \theta_2$  correspond par définition au temps de concentration  $t_c$

Expérimentalement, on constate en général que  $\theta$  est légèrement supérieur à  $t_c$ . On obtiendra donc une valeur par excès de  $Q_p$  en assimilant  $\theta$  à  $t_c$ .

$$\text{Il en résulte } Q_p = \frac{1}{6} \frac{\alpha}{\beta + \delta} C \frac{H}{t_c} A$$

Si on assimile H la hauteur cumulée entre les instants O et  $t_c$  à la hauteur maximale correspond à l'intervalle  $\Delta t = t_c$

H est donné par la formule de Montana :

$$H = \bar{i}_M t_c \text{ avec } \bar{i}_M = a t_c^{-h}$$

Expression du temps de concentration proposée par Caquot

$$t_c = \mu l^c A^d Q_p^f$$

$\mu$  coefficient d'ajustement fonction de la forme du bassin

l pente moyenne calculée selon le plus long parcours de l'eau L d'où :

$$Q_p = \frac{\alpha}{6 (\beta + \delta)} C a \mu^b l^{cb} A^{db} Q_p^{bf} A$$

Caquot adopte la formule suivante pour le coefficient d'abattement spatial :

$$\alpha = A^{-\varepsilon}$$

Il en résulte la formule de Caquot :

$$Q_p = \left( \frac{a\mu^b}{6(\beta + \delta)} \right)^{\frac{1}{1-bf}} C^{\frac{1}{1-bf}} I^{\frac{cb}{1-bf}} A^{\frac{1-\varepsilon+db}{1-bf}}$$

Avec :

$Q_p$  en m<sup>3</sup>/s  
 $A$  en ha  
 $I$  en m.p.m

Cinq variables  $A, C, I, L, T$

Neuf paramètres :

$a, b, \varepsilon$  paramètres de la pluie

$\beta + \delta$  caractérisant le mode de transformation de la pluie en débit

$\mu, c, d, f$  caractérisant le bassin versant

#### 4. - EVALUATION DES NEUF PARAMETRES

Nous indiquons ci-après les valeurs ou formules adoptées par les INT 77 à partir de l'étude de bassins versants urbains pilotes par l'université de Montpellier.

##### 4.1. PLUVIOMETRIE

$a, b, \varepsilon$

a)  $a$  et  $b$  sont des fonctions de la période de retour  $T$  selon les courbes IDF. A défaut de valeurs locales, les INT 77 partagent la France en trois régions.

Exemple :

région II       $T = 10$  ans       $a = 6,7$        $b = -0,55$

b) abattement spatial     $\varepsilon$

les résultats sur les bassins expérimentaux démontrent que  $\varepsilon$  est fonction du temps de concentration     $\varepsilon = f(t_c)$ .

- pour les surfaces de 100 à 200 Ha, la valeur  $\varepsilon = 0,05$  semble correcte et correspond à des temps de concentration de l'ordre de 30 mn.

- pour les surfaces inférieures à 100 Ha,  $\varepsilon = 0,03$  semble mieux adaptée.
- dans les INT 77 la valeur  $\varepsilon = 0,05$  a été adoptée. Il n'a pas semblé utile de faire varier  $\varepsilon$  en fonction de  $t_c$ . Ceci correspond à

une majoration de  $Q_p$  pour  $t_c < 15$  mn

une minoration de  $Q_p$  pour  $t_c > 30$  mn

#### 4.2. EFFET DE STOCKAGE ET D'ECRETEMENT

$\beta + \delta$

En analysant les hydrogrammes observés sur les petits bassins expérimentaux ( $A < 5$  ha), on a pu constater que  $\beta + \delta$  variait notablement pour un même bassin avec des valeurs extrêmes de 0,63 à 1,53.

Les INT 77 retiennent la valeur moyenne  $\beta + \delta = 1,1$

En fait, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

#### 4.3. TEMPS DE CONCENTRATION

$\mu$ , c, d et f

Pour un bassin versant homogène et de surface inférieure à 200 Ha, les INT 77 retiennent les valeurs suivantes :

$$\mu = 0,50$$

$$\mu = 0,28 M^{0,84} \quad M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

caractérise la forme du bassin comparant le plus long parcours de l'eau L dans le bassin au côté du carré équivalent.

$$c = - 0,41 \quad d = 0,507 \quad f = - 0,287$$

soit :

$$T_c = 0,28 M^{0,84} I^{-0,41} A^{0,51} Q_p^{-0,29}$$

$T_c$  en mn  $I$  en m.p.m  $A$  en Ha  $Q_p$  en  $m^3/s$

## 5. - DEFINITION DES VARIABLES

### 5.1. SURFACE A

A : surface drainée en amont du point où l'on effectue le calcul de  $Q_p$

### 5.2. PENTE MOYENNE I DU BASSIN VERSANT

Il s'agit d'une pente moyenne au sens hydraulique. Elle se calcule selon le plus long parcours de l'eau L dans le bassin versant. L correspond au temps de concentration  $T_c$ . Si L est décomposée en tronçons  $L_k$  de pente  $I_k$ .

$$L = \sum L_k \quad \text{de même} \quad T_c = T_k = \sum \frac{L_k}{V_k}$$

$V_k$  : vitesse moyenne sur le tronçon  $L_k$  est donnée par la formule de Chézy

$$V_k = C_k \sqrt{R_{HK} \times I_k}$$

(hypothèse de l'écoulement uniforme jamais vérifiée)

si on suppose  $C_k \sqrt{R_{HK}} = \text{Cte}$  d'un tronçon à l'autre

$$T_c = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}} = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \frac{L}{\sqrt{I}}$$

D'où la formule donnant la pente moyenne adoptée par les INT 77 (démontrée dans des hypothèses grossières).

$$I = \left( \frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right)^2$$

### 5.3. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Dans le modèle retenu par les INT 77, C est défini par le rapport des surfaces imperméabilisées et de la surface totale

$$C = \frac{A'}{A}$$

$A'$  est en fait la somme des surfaces imperméabilisées en liaison directe avec le réseau :

$$A' = \sum A'_j$$

Ceci revient à décomposer le bassin en surface élémentaires homogènes de coefficient :

$$C_j = \frac{A_j}{A}$$

C apparaît alors comme un coefficient moyen pondéré par la surface :

$$C = \frac{\sum C_j A_j}{A}$$

Les coefficients élémentaires  $C_j$  sont calculés à partir des valeurs ci-après :

- Surface totalement imperméabilisée (toitures, chaussées et trottoirs)  $C = 0,9$
- Pavage à larges joints  $C = 0,6$
- Voie en macadam non goudronné  $C = 0,35$
- Allées en gravier  $C = 0,2$

#### 5.4. PERIODE DE RETOUR T

Approximativement on constate que le débit de pointe  $Q_p$  varie comme  $\text{Log}T$   
Ainsi :

$$Q_p (T=100) = 2 Q_p (T = 10)$$

Débit centennal      Débit décennal

Si la période de retour choisie augmente, le débit de pointe croit, le diamètre du collecteur est plus grand, les dépenses d'investissement s'accroissent, mais le risque d'inondation diminue. Il y a donc un juste milieu à trouver.

En assainissement urbain, les projets sont en général déterminés pour la période décennale  $T = 10$  ans en précisant la nature des débordements prévisibles pour la période centennale  $T = 100$  ans.

Dans certains cas, il peut apparaître judicieux de proposer variation de la période de retour de l'amont vers l'aval (2 à 5 ans dans la partie amont du réseau, 10 ans dans les zones d'urbanisation plus denses en aval et 25 ans voire plus sur les secteurs économiquement importants).

Le calcul est alors effectué par application au débit décennal d'un coefficient multiplicateur.

#### 5.4.1. INFÉRIEUR A 1 AN

Période de retour	Coefficient multiplicateur
1 mois	0,12
2 mois	0,20
3 mois	0,24
4 mois	0,28
6 mois	0,34
9 mois	0,40

#### 5.4.2. SUPÉRIEUR A 10 ANS

Période de retour	Coefficient multiplicateur
20 ans	1,25
50 ans	1,60
100 ans	2,00

Précisons la valeur du surcoût pour les périodes supérieures à T = 10 ans.

$$Q_p = C(R_H \cdot I)^{\frac{1}{2}} \frac{\pi D^2}{4} \text{ à pleine section } R_H = D/4$$

$$Q_p = K \left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \frac{\pi D^2}{4} \text{ Formule de Manning Strickler}$$

$$\text{D'où : } Q_p = \alpha D^{\frac{8}{3}}$$

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{8}{3} \frac{\Delta D}{D}$$

$$\text{Pour } T = 100 \text{ ans } \Delta Q = Q \quad \frac{\Delta D}{D} = 0,375$$

Majoration des diamètres de 37,5 %

$$\text{Pour } T = 25 \text{ ans} \quad Q_{25} = \frac{\text{Log } 25}{\text{Log } 10} Q_{10} = 1,4 Q_{10}$$

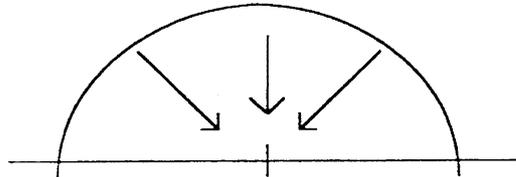
$$\Delta Q = 0,4Q \quad \frac{\Delta D}{D} = 0,4 \frac{3}{8} = 0,15$$

Majoration des diamètres de 15 %

## 5.5. ALLONGEMENT DE BASSIN M

Dans les instructions techniques INT 77 la valeur de M est bornée inférieurement par la valeur 0,8 :  $M \geq 0,8$

0,8 correspond à un bassin versant en forme de demi cercle



$$A = \pi \frac{R^2}{2}$$

$$L = R$$

$$M = \frac{1}{\sqrt{\frac{\pi}{2}}} = 0,8$$

Le demi cercle est la forme la plus ramassée possible autour du point où l'on calcule de débit.

## 6. - DOMAINE DE VALIDITE ET PRECISION DE LA METHODE

Les INT 77 sont applicables à des bassins assez homogènes. Elles proposent en effet des valeurs moyennes pour les paramètres  $\beta, \varepsilon, \delta, \mu, c, d$  et  $f$  qui correspond aux observations faites sur les bassins pilotes gérés par l'université de Montpellier.

Le domaine de validité est donc défini par les caractéristiques de ces bassins pilotes, c'est à dire :

- Limitation de la surface d'assemblage des bassins élémentaires à 200 hectares

$$A \leq 200 \text{ Ha}$$

- Le coefficient de ruissellement doit évoluer entre 0,20 et 1  
 $0,20 \leq C \leq 1,00$

- Les pentes doivent être comprises entre 0,2 % et 5 %  
 $0,002 \text{ m.p.m.} \leq I \leq 0,05 \text{ m.p.m}$

- Pour l'assemblage de bassins élémentaires, le rapport de la pente maximale à la pente minimale ne doit pas dépasser 20

$$\frac{I_{\max}}{I_{\min}} \leq 20$$

Les paramètres pluviométriques sont connus à 10 % près ; les variables A, C, M sont déterminées de 15 à 30 % près.

Il en résulte sur le calcul du débit de pointe  $Q_p$  une précision comprise entre 20 et 40 %.

7. - LES FORMULES PRATIQUES DE LA METHODE DE CAQUOT DE L'INSTRUCTION DE 1977

L'Instruction Technique de 1977 fournit pour les trois régions climatiques françaises les valeurs suivantes des divers paramètres :

Périodes de retour T = 1/F	Paramètres		Formules superficielles en m <sup>3</sup> /s $Q = K^\beta \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$ Attention : a et b pour i en mm/mn			
	a (F)	b (F)	K <sup>β</sup>	α	C <sup>β</sup>	A <sup>γ</sup>
<b>REGION I</b>						
10 ans	5,9	- 0,59	1,430	0,29	C 1,20	A 0,78
5 ans	5,0	- 0,61	1,192	0,30	C 1,21	A 0,78
2 ans	3,7	- 0,62	0,834	0,31	C 1,22	A 0,77
1 an	3,1	- 0,64	0,682	0,32	C 1,28	A 0,77
<b>REGION II</b>						
10 ans	6,7	- 0,55	1,601	0,27	C 1,19	A 0,80
5 ans	5,5	- 0,57	1,290	0,28	C 1,20	A 0,79
2 ans	4,6	- 0,62	1,087	0,31	C 1,22	A 0,77
1 an	3,5	- 0,62	0,780	0,31	C 1,22	A 0,77
<b>REGION III</b>						
10 ans	6,1	- 0,44	1,296	0,21	C 1,14	A 0,83
5 ans	5,9	- 0,51	1,327	0,24	C 1,17	A 0,81
2 ans	5,0	-0,54	1,121	0,20	C 1,18	A 0,80
1 an	3,8	- 0,53	0,804	0,26	C 1,18	A 0,80

Avec :  
 $\alpha = v/u$   
 $\beta = 1/u$   
 $\gamma = w/u$

### Détermination de m : Coefficient correcteur

Pour tenir compte de la forme plus ou moins ramassée des sous-bassins, un coefficient correcteur  $m$  est appliquée au calcul des débits. Ce coefficient  $m$  est déduit du coefficient d'allongement du bassin  $M$  exprimé d'après une formule basée sur la surface et le plus long parcours hydraulique du sous-bassin.

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8$$

avec

:  
L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (L en hectomètres)  
A : aire équivalente (A en hectares)  
M : facteur de forme du bassin

puis l'obtention du coefficient correcteur ( $m$ ) est tiré de l'abaque Ab.2.  
ou par l'application de la formule suivante :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \times b(F)}{1 + 0.287 \times b(F)}}$$

Le calcul des débits est effectué pour chaque sous-bassin puis dans chaque branche du réseau suivant un principe d'assemblage dépendant de la structure du réseau (assemblage en série ou en parallèle). Le débit résultant est recalculé par la formule de CAQUOT sur un bassin équivalent au groupement de ces bassins. Les paramètres  $A_{eq}$  (surface équivalente),  $C_{eq}$  (Coefficient de ruissellement équivalent),  $l_{eq}$  (pente équivalente) et  $M_{eq}$  (allongement équivalent) sont obtenus à partir des caractéristiques des bassins élémentaires par deux familles de relations, l'une pour les groupements en série, l'autre pour les groupements en parallèle. Ces paramètres seront déterminés par application des formules suivantes :

## ASSEMBLAGE DES BASSINS ELEMENTAIRES

Paramètres équivalents	Aeq	Ceq	leq	Meq
Bassins en série	$\Sigma A_j$	$\frac{\Sigma C_j A_j}{\Sigma A_j}$	$\left( \frac{\Sigma L_j}{\Sigma \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\Sigma L_j}{\sqrt{\Sigma A_j}}$
Bassins en parallèle	$\Sigma A_j$	$\frac{\Sigma C_j A_j}{\Sigma A_j}$	$\frac{\Sigma I_j Q_{pj}}{\Sigma Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} Max)}{\sqrt{\Sigma A_j}}$

L(QpjMax) est le parcours du bassin élémentaire ayant le plus fort débit de pointe.

### 8. - DETERMINATION DU POINT CARACTERISTIQUE ET DELIMITATION DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES

Un tronçon de collecteur est défini en fonction du tracé de ces collecteurs et des pentes du terrain. Chaque noeud du collecteur correspond à une extrémité de tronçon. Chaque tronçon doit avoir une longueur raisonnable < 250m.

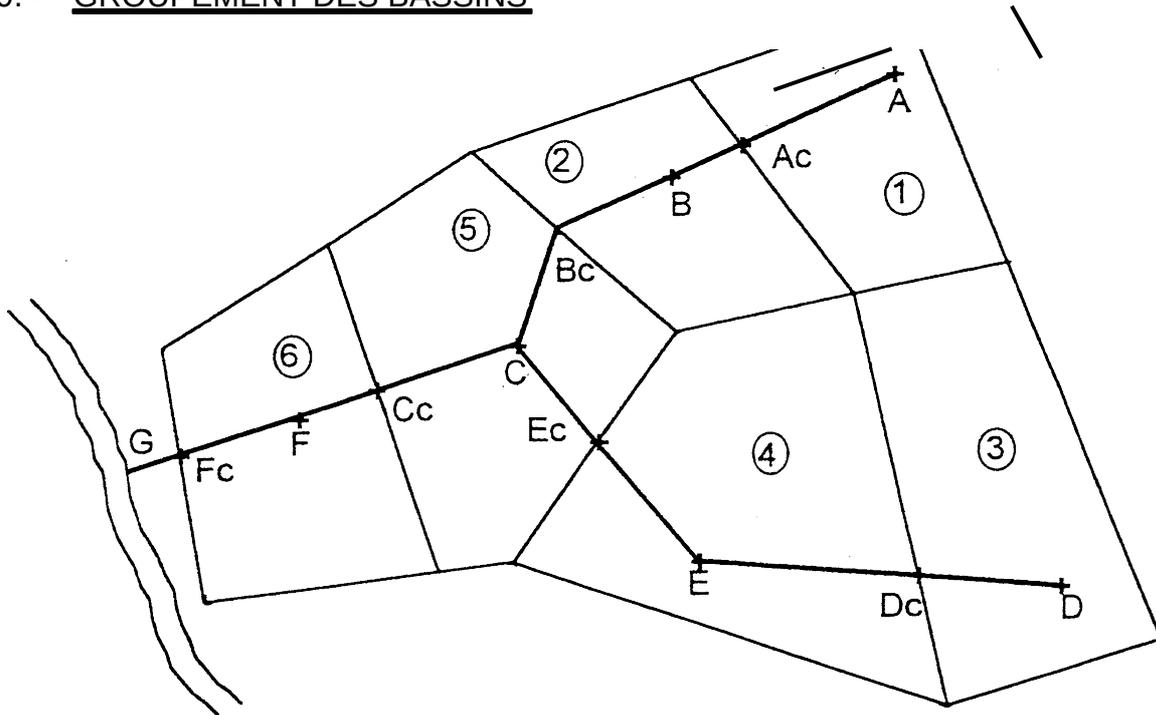
En effet, chaque tronçon se calcule à partir de son point caractéristique du débit transité en son point caractéristique : la partie amont est excédentaire alors que la partie avale est sous estimée.

Ce point caractéristique, qui va servir à la délimitation des bassins élémentaires, se situe :

- au 5/9 de la longueur du collecteur à partir de l'amont pour les bassins de tête
- pour les autres bassins (bassins de parcours), il se situe à la moitié du tronçon

Les bassins élémentaires sont alors délimités par les limites du bassin versant (crête des bassins) et les habitations. La délimitation passe obligatoirement par le point caractéristique.

## 9. - GROUPEMENT DES BASSINS



A défaut d'une étude véritable de la propagation des hydrogrammes de bassin versant d'un point à un autre du réseau, le modèle retenu par les instructions techniques de 1977 propose de considérer le bassin équivalent à l'ensemble des bassins considérés. Les formules retenues par M. Desbordes, permettant de calculer les caractéristiques du bassin équivalent sont les suivantes :

### 9.1. GROUPEMENT EN SERIE

Sur le schéma ci-dessus les bassins  $B_1$  et  $B_2$  sont en série.

Au point  $B_c$  :

- l'hydrogramme du bassin 1 arrive décalé du temps de parcours  $T_{A_c B_c}$  et amorti par les pertes de charge sur le parcours  $A_c B_c$
- il se combine avec l'hydrogramme du bassin 2 au point  $B_c$ , il en résulte l'hydrogramme permettant d'obtenir le débit de pointe  $Q_p$  au point  $B_c$ .

Dans le modèle de CAQUOT ce débit de pointe  $Q_p$  est déterminé en considérant le bassin équivalent

$$B_{12} = B_1 + B_2$$

dont les caractéristiques sont les suivantes :

$A_{12} = A_1 + A_2$  : surface totale drainée en amont du point  $B_c$

$$C_{12} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2}{A_{12}}$$

$I_{12}$  calculée selon le parcours le plus long.  
 Dans ce cas simple  $L_{12} = L_1 + L_2$

$$I_{12} = \left( \frac{L_{12}}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}}} \right)^2$$

$$M_{12} = \frac{L_{12}}{\sqrt{A_{12}}}$$

## 9.2. GROUPEMENT EN PARALLELE

Les bassins  $B_{12}$  et  $B_{34}$  sont en parallèle. Leurs hydrogrammes respectifs se combinent au nœud C après décalage et amortissement.

Pour déterminer le débit de pointe au nœud C, on considérera le bassin équivalent :

$B_{14} = B_{12} // B_{34}$   
 dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$A_{14} = A_{12} + A_{34}$$

$$C_{14} = \frac{C_{12}A_{12} + C_{34}A_{34}}{A_{14}}$$

$$I_{14} = \frac{I_{12}Q_{12} + I_{34}Q_{34}}{Q_{12} + Q_{34}}$$

$L_{14}$  déterminée selon le parcours de débit maximal

Ainsi si  $Q_{34} > Q_{12}$   
 $L_{14} = L_{34}$

$$M_{14} = \frac{L_{14}}{\sqrt{A_{14}}}$$

Ensuite le débit de pointe au point C<sub>c</sub> est déterminé ; considérant les 2 bassins en série B<sub>14</sub> et B<sub>5</sub> et le bassin équivalent

$$B_{15} = B_{14} + B_5$$

on notera que :

- le plus long parcours de l'eau L<sub>15</sub> sera :  
 $L_{15} = L_{12} + L_5$  si  $L_{12} > L_{34}$

$$I_{15} = \left( \frac{L_{15}}{\frac{L_{14}}{\sqrt{I_{14}}} + \frac{L_5}{\sqrt{I_5}}} \right)^2$$

$$M_{15} = \frac{L_{15}}{\sqrt{A_{15}}}$$

### 9.3. REMARQUES

Ce modèle de propagation des hydrogrammes conduit à des anomalies.

Pour les bassins en série il peut arriver que :

$Q_p < \text{Max}(Q_{pj})$   $Q_p$  bassin équivalent  
 $Q_{pj}$  bassin composant le bassin équivalent

Dans ce cas on prendra :  $Q_p = \text{Max}(Q_{pj})$

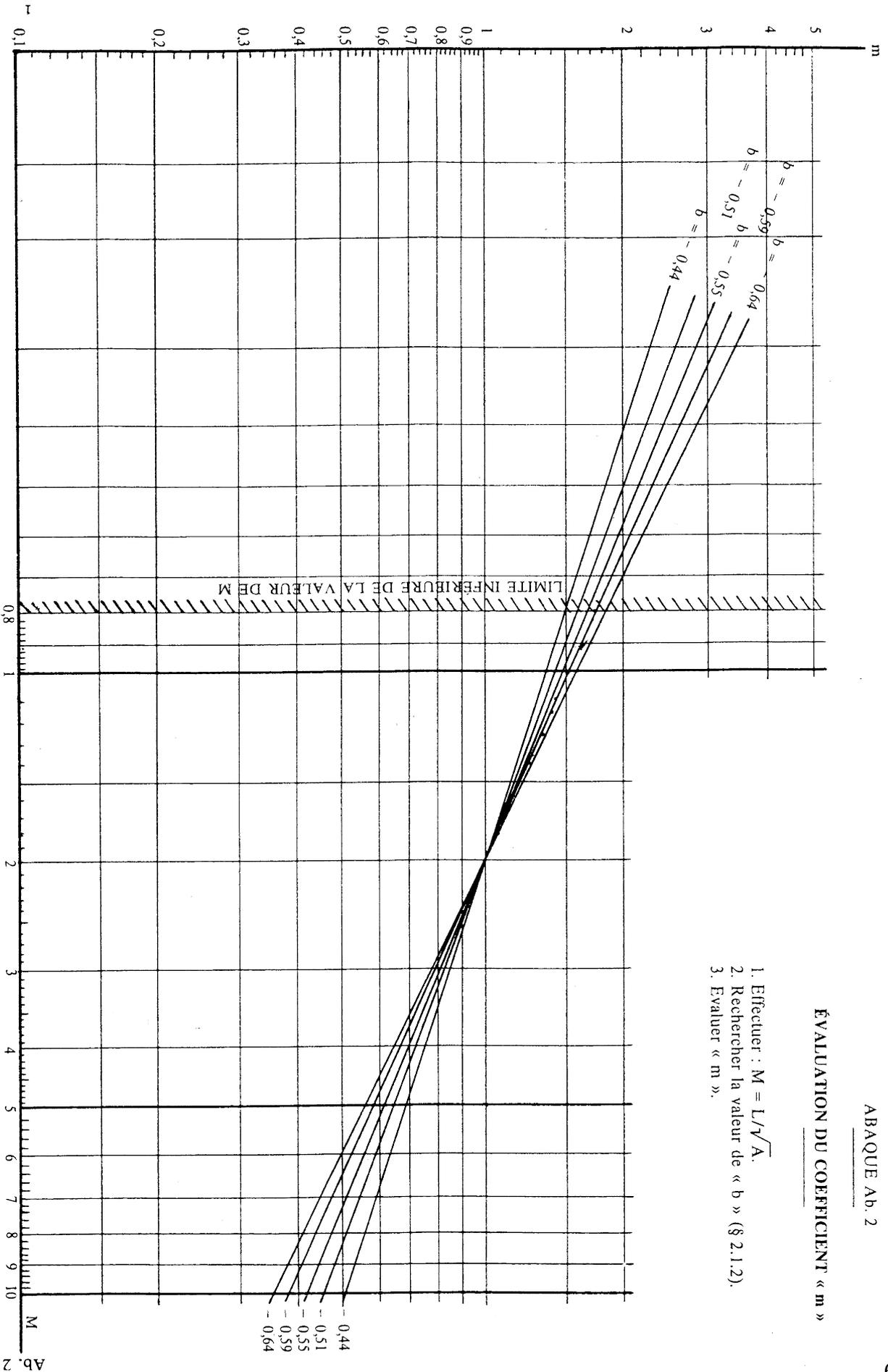
Pour les bassins en parallèle il peut arriver que  $Q_p > \Sigma(Q_{pj})$  ce qui est impossible, car au pire les hydrogrammes sont en phase.

Dans ce cas prendre  $Q_p = \Sigma(Q_{pj})$

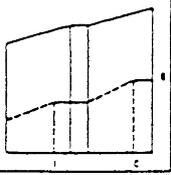
ABAQUE Ab. 2

ÉVALUATION DU COEFFICIENT « m »

1. Effectuer :  $M = L/\sqrt{A}$ .
2. Rechercher la valeur de « b » (§ 2.1.2).
3. Evaluer « m ».



Ab. 2



REGION 1  
 A(F) = 5.90  
 B(F) = -0.59

PERIODE DE RETOUR D'INSUFFISANCE 10 ANS

$$Q = 1.43 \cdot I^{0.7} \cdot C^{0.7} \cdot A^{0.7}$$

