

LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS

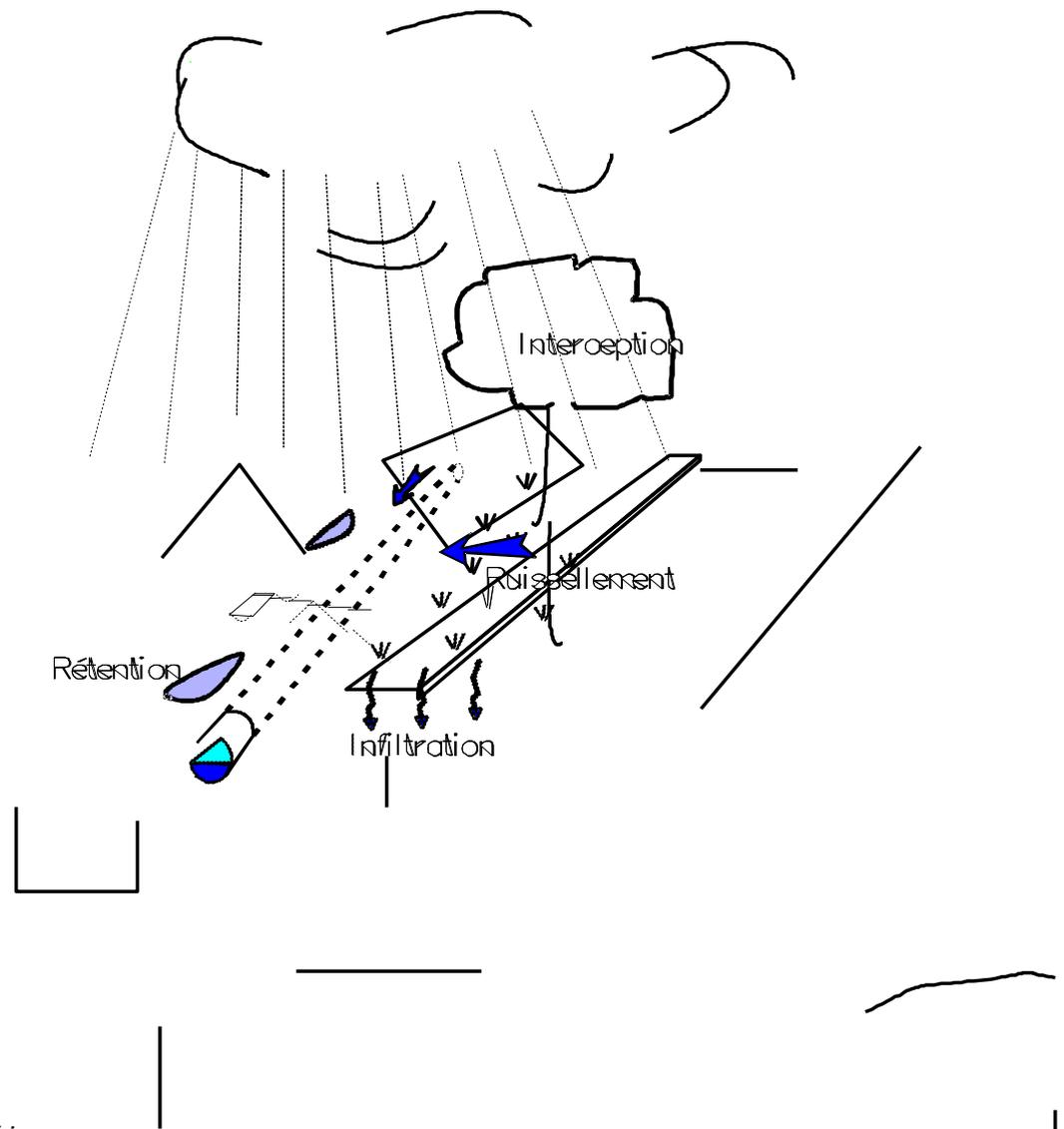


Table des matières

CHAPITRE 1	LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT.....	4
1. -	L'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS.....	5
1.1.	DEFINITION.....	5
1.2.	HISTORIQUE.....	5
2. -	LES SYSTEMES DE COLLECTE ET D'EVACUATION.....	6
2.1.	SYSTEMES D'EVACUATION.....	6
2.2.	SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION.....	7
2.3.	TYPES DE RESEAUX.....	9
3. -	CONCEPTION DES RESEAUX.....	10
3.1.	ENQUETES PREALABLES.....	10
3.2.	ETUDES PREALABLES.....	11
CHAPITRE 2	LE CALCUL DES SECTIONS D'OUVRAGES.....	12
1. -	LE DIMENSIONNEMENT DES CANALISATIONS.....	13
1.1.	FORMULE DE CHEZY (E COULEMENT UNIFORME).....	13
1.2.	FORMULE DE MANNING-STRICKLER.....	14
2. -	CONSTRAINTES DE CALAGE DES RESEAUX.....	15
2.1.	CANALISATIONS D'EAUX USEES.....	15
2.2.	CANALISATIONS D'EAUX PLUVIALES OU UNITAIRES.....	15
3. -	LES ABAQUES DE L'INSTRUCTION TECHNIQUE DE 1977.....	16
3.1.	UTILISATION DES ABAQUES.....	22
CHAPITRE 3	LES EAUX USEES.....	26
1. -	LES DEBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES.....	27
2. -	LES DEBITS D'EAUX USEES INDUSTRIELLES.....	28
3. -	LES DEBITS D'EAUX CLAIRES PARASITES.....	29
4. -	LES DEBITS DE TEMPS SEC.....	29
5. -	DEBIT CAPABLE D'UNE CANALISATION D'EAUX USEES.....	29
CHAPITRE 4	DONNEES HYDROLOGIQUES.....	30
1. -	DONNEES PLUVIOMETRIQUES.....	31
1.1.	MESURE DES PRECIPITATIONS.....	31
1.2.	ANALYSE DES OBSERVATIONS.....	32
2. -	COURBES INTENSITE - DUREE - FREQUENCE IDF.....	34
2.1.	FORMULE DE MONTANA.....	34
2.2.	VALEURS DE A ET B.....	34
2.3.	PERIODE DE RETOUR T.....	35
2.4.	EXERCICE.....	40
3. -	CARACTERISTIQUES D'UN BASSIN VERSANT.....	41
3.1.	SURFACE DRAINEE A.....	41
3.2.	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT C.....	42
3.3.	TEMPS DE CONCENTRATION T _C	44
3.4.	HYDROGRAMME A L'EXUTOIRE.....	44

CHAPITRE 5	LES DEBITS D'EAUX PLUVIALES.....	46
1. -	METHODE RATIONNELLE.....	47
2. -	METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT.....	48
3. -	BILAN HYDRAULIQUE DE CAQUOT.....	48
4. -	EVALUATION DES NEUF PARAMETRES.....	52
4.1.	PLUVIOMETRIE.....	52
4.2.	EFFET DE STOCKAGE ET D'ECRETEMENT.....	53
4.3.	TEMPS DE CONCENTRATION.....	53
5. -	DEFINITION DES VARIABLES.....	54
5.1.	SURFACE A.....	54
5.2.	PENTE MOYENNE I DU BASSIN VERSANT.....	54
5.3.	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT.....	54
5.4.	PERIODE DE RETOUR T.....	55
5.5.	ALLONGEMENT DE BASSIN M.....	57
6. -	DOMAINE DE VALIDITE ET PRECISION DE LA METHODE.....	57
7. -	LES FORMULES PRATIQUES DE LA METHODE DE CAQUOT DE L'INSTRUCTION DE 1977.....	59
8. -	DETERMINATION DU POINT CARACTERISTIQUE ET DELIMITATION DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES.....	61
9. -	GROUPEMENT DES BASSINS.....	62
9.1.	GROUPEMENT EN SERIE.....	62
9.2.	GROUPEMENT EN PARALLELE.....	63
9.3.	REMARQUES.....	64

CHAPITRE 1

LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

1. - L'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS

1.1. DEFINITION

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend « l'instruction relative à l'assainissement des agglomérations » de 1977 a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Il est à noter que le document « la ville et son assainissement » édité en juin 2003 par le CERTU a vocation à remplacer « l'instruction technique relative à l'assainissement des agglomérations » de 1977.

1.2. HISTORIQUE

Au siècle précédent, la politique d'assainissement (1894 loi sur le « tout à l'égout ») consistait encore essentiellement en une évacuation rapide des eaux usées et pluviales le plus loin possible des zones agglomérées.

Cette situation considérée comme satisfaisante se prolonge jusqu'en 1950.

Dès 1970, la croissance rapide de la population urbaine (22 % en 1950, 75 % en 1970) rend la situation critique. En effet le développement rapide de l'urbanisation des villes à leur périphérie a entraîné une forte augmentation des surfaces imperméabilisées, ce qui a accru considérablement les volumes et les débits ruisselés entraînant ainsi une insuffisance des exutoires. On a donc assisté à une surcharge progressive des réseaux existants et à une augmentation du risque d'inondation.

Si la solution traditionnelle de réseaux d'assainissement est une bonne réponse sur le plan de l'évacuation des eaux, elle a sa limite et présente de nombreux inconvénients sur le cycle naturel de l'eau (augmentation des débits vers les rivières entraînant un manque d'eau vers les nappes, une saturation des exutoires....).

Devant l'impasse à laquelle conduisait l'assainissement pluvial classique, il a fallu innover. On a fait appel à des techniques alternatives basées essentiellement sur un stockage temporaire des eaux de pluie permettant de retarder l'écoulement avant l'exutoire ou d'infiltrer au maximum.

Pour atteindre cet objectif, les principes sont simples. Ils sont mis en œuvre en particulier dans les bassins de retenues qui ont trois fonctions essentielles :

- recueil des eaux de pluie,
- rétention de ces eaux,
- évacuation lente.

2. - LES SYSTEMES DE COLLECTE ET D'EVACUATION

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux préoccupations, à savoir :

- assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées,
- assurer l'élimination des eaux usées ménagères et des eaux vanes.

2.1. SYSTEMES D'EVACUATION

Quatre systèmes d'évacuation sont susceptibles d'être mis en service, en application des dispositions contenues dans l'instruction technique n° 77 284 du 22 juin 1977.

- a) systèmes fondamentaux,
- b) système pseudo-séparatif,
- c) système composite,
- d) systèmes spéciaux.

a) systèmes fondamentaux

On distingue :

- le système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vanes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques (eaux pluviales) est assurée par un autre réseau.

- le système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

- le système mixte

On appelle communément système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie d'un système unitaire et d'un système séparatif.

b) système pseudo-séparatif

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

c) systeme composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

d) systemes speciaux

- système sous pression sur la totalité du parcours

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

- système sous dépression

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

2.2. SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma (page suivante) se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après :

1) le schéma perpendiculaire au cours d'eau

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

2) le schéma type « collecteur latéral »

Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement.

3) le schéma type « collecteur transversal »

Ce schéma permet de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent.

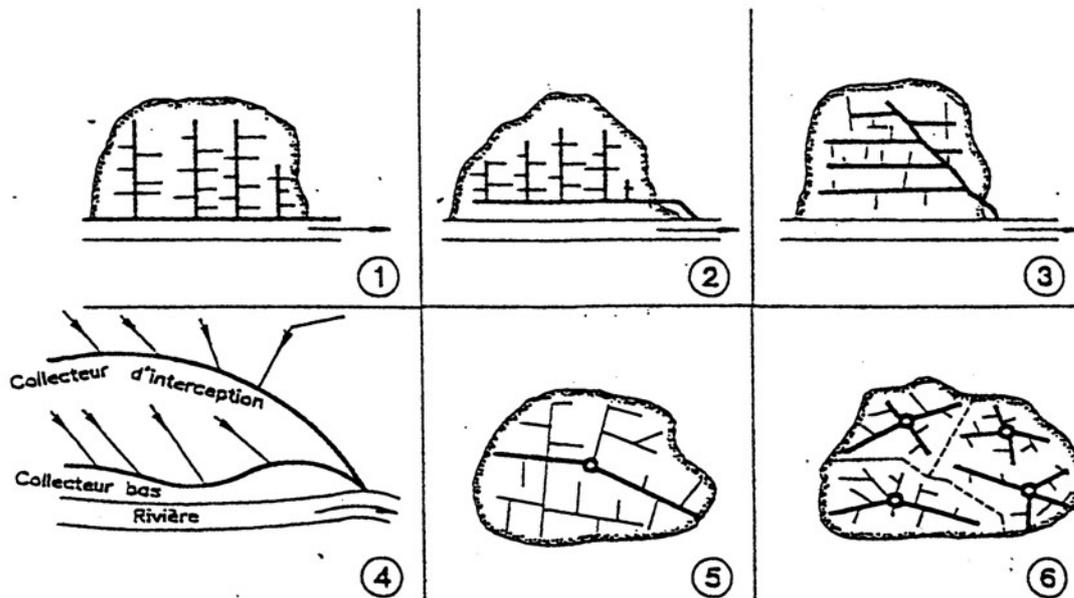
4) le schéma type « par zones étagées »

Ce schéma s'apparente au schéma précédent. Le collecteur bas qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement.

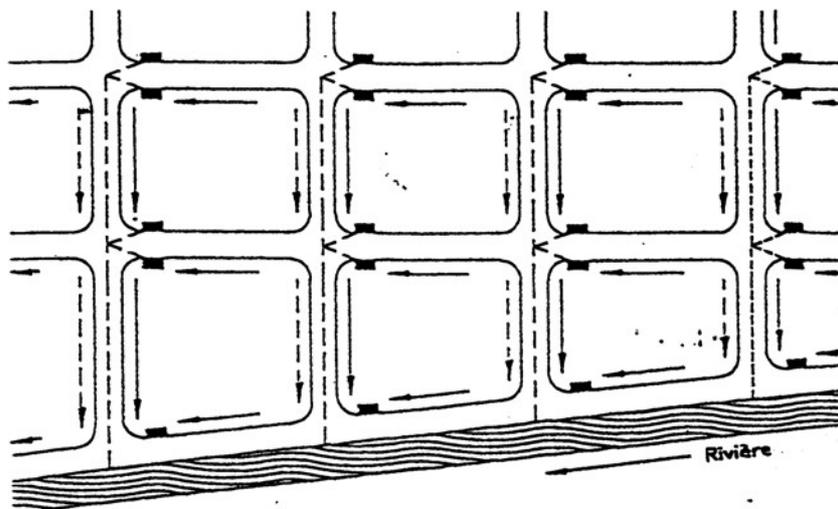
5) le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial

Selon que le réseau converge vers un ou plusieurs points bas où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever, on utilise ce type de schéma.

SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION



- | | |
|---|---|
| 1. Schéma type "perpendiculaire" | 4. Schéma type "zones étagées" |
| 2. Schéma type "collecteur latéral" | 5. Schéma type "centre collecteur unique" |
| 3. Schéma type "collecteur transversal" | 6. Schéma type "radial" |



- Sens d'écoulement des eaux dans les canaux
- - - Sens d'écoulement des eaux dans les canalisations
- Avoirs pour recueillir les eaux de ruissellement

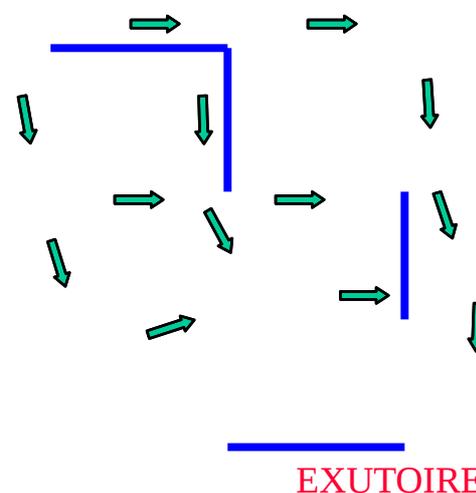
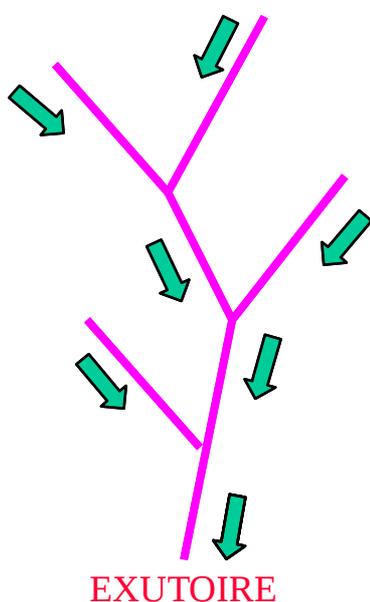
2.3. TYPES DE RESEAUX

On distingue deux types de réseaux, ramifié ou maillé.

Les réseaux d'assainissement appartiennent généralement au type « ramifié » ce qui est le cas des schémas ci-avant.

En variante, on peut concevoir un réseau de type « maillé » semblable à celui des réseaux d'eau potable. En effet, ce réseau « maillé » permet dans certaines zones urbaines d'obtenir de meilleures conditions d'écoulement, d'autocurage, de gestion des fortes pluies et d'entretien.

Ramifié : Maillé :



3. - CONCEPTION DES RESEAUX

Afin de réaliser le projet d'assainissement d'une opération, le maître d'œuvre doit nécessairement connaître :

- les dispositions relatives à la préservation de la santé, de la sécurité des habitants et de la qualité de l'environnement édictées par la MISE (Mission Inter Services de l'Eau composée essentiellement de représentants de la DDASS, de la DDE, de la DDAF et des services navigation et maritimes),
- les dispositions particulières relatives à l'assainissement adoptées par la collectivité locale (Mairie et ses services techniques).

3.1. ENQUETES PREALABLES

L'enquête préalable a pour objet de fournir les informations suivantes :

- informations relatives à l'urbanisation

- prévision de l'évolution de l'urbanisation,
- existence des projets d'urbanisation futures devant transiter à travers la zone étudiée,
- répartition des zones en fonctions des exutoires et de leur capacité d'évacuation,
- aménagements particuliers à la charge des propriétaires pour leur raccordement.

- informations sur les équipements existants

* caractéristiques du réseau existant :

sa nature (unitaire ou séparatif),
les conditions de rejets dans ce réseau (faisant l'objet d'une autorisation),
les débits admissibles au droit du rejet de l'opération,
la cote de mise en charge du réseau pour connaître les répercussions éventuelles,
la profondeur du collecteur,
les raccordements futurs provenant d'autres opérations.

- informations sur le milieu naturel

La création d'un réseau collectif nous oblige à rechercher l'existence d'exutoires naturels ainsi que la charge de pollution qu'ils peuvent admettre.

Pour cela, il convient de contacter les services chargés de la police des eaux de l'agence de bassin afin de connaître les caractéristiques du réseau hydrographique, les activités qui y sont attachées ainsi que les objectifs de qualité fixés.
Il importera également de connaître la vulnérabilité des nappes souterraines.

3.2. ETUDES PREALABLES

Une étude préalable s'avère nécessaire pour répondre aux questions suivantes :

- quel est le devenir des eaux de ruissellement pluviales recueillies ?
- comment limiter tout risque de dommage par inondations ?
- est-il possible de choisir une solution alternative mieux adaptée, plus économique que la mise en place de canalisations.

L'étude porte sur :

- la connaissance du terrain et des pratiques du voisinage,
- la connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin (pluviométrie, localisation des écoulements des débits attendus, topographie, taux d'imperméabilisation),
- l'existence et la capacité de l'exutoire (débit maximum de rejet),
- la recherche des zones où il est possible d'infiltrer ou de prévoir des équipements de rétention (perméabilité des sols et sous-sols, propriétés mécaniques du sol sous l'influence de l'eau, fluctuation de la nappe, risque de pollution de la nappe),
- la qualité des eaux de ruissellement (si rejet dans un milieu naturel de bonne qualité).

CHAPITRE 2

LE CALCUL DES SECTIONS D'OUVRAGES

1. - LE DIMENSIONNEMENT DES CANALISATIONS

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

1.1. FORMULE DE CHEZY (Ecoulement uniforme)

Dans l'instruction technique de 1977, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY

$$V = C \sqrt{RI}$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s

R : Rayon hydraulique avec $R = \frac{S}{P}$

S : section mouillée en m²

P : périmètre mouillé en m

I : Pente de l'ouvrage en m.p.m

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées

1.1.1. CANALISATIONS D'EAUX USEES

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement. Aussi, le coefficient de Bazin γ peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C = 70 \cdot R^{1/6}$.

On obtient donc :

$$V = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

et le débit capable de l'ouvrage Qc :

$$Qc = V \cdot S = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

Qc en m³/s

V en m/s

S en m²

1.1.2. CANALISATIONS D'EAUX PLUVIALES OU UNITAIRES

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses.

Le coefficient de Bazin γ peut être pris à 0,46. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=60.R^{1/4}$.

On obtient donc :

$$V = 60 \cdot R^{3/4} \cdot I^{1/2}$$

et le débit capable de l'ouvrage Q_c :

$$Q_c = V \cdot S = 60 \cdot R^{3/4} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

Q_c en m^3/s

V en m/s

S en m^2

1.2. FORMULE DE MANNING-STRICKLER

$$C = K \cdot R^{1/6}$$

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q_c = V \cdot S = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

K = Coefficient de Manning - Strickler

S = Section mouillée de l'ouvrage au m^2

P = Périmètre mouillé de l'ouvrage en m

R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S/P en m

I = Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Q_c = Débit capable de l'ouvrage en m^3/s

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grès, PVC, PEHD, ... : $K = 70$ à 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : $K = 40$ à 45
- Fossés profonds engazonnés : $K = 25$ à 30

Il faut distinguer les coefficients annoncés par les fabricants (coefficients allant jusqu'à 110 calculés en laboratoire sur une canalisation neuve sans dépôt) et les coefficients réels qui tiennent compte de la fixation de matières en suspension dans le fond des ouvrages (ce biofilm se substitue alors au coefficient de Manning – Strickler du matériau de l'ouvrage).

2. - CONTRAINTES DE CALAGE DES RESEAUX

2.1. CANALISATIONS D'EAUX USEES

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- diamètre minimum de *200 mm* pour éviter les risques d'obstruction

- pente minimum : *0,002 m/m*

Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité

- couverture minimale de la canalisation : *80 cm*

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- regard de visite tous les *80 m* au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : *50m*

- regard à chaque changement de pente ou de direction

- vitesse maximum : *4 m/s* afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

- CONDITIONS D'AUTOCURAGE :

1. A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70 \text{ m/s}$ ou à l'extrême rigueur $0,50 \text{ m/s}$
(dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à $0,70 \text{ m/s}$)

2. Pour une hauteur d'eau égale au $2/10$ du \varnothing : $V \geq 0,30 \text{ m/s}$
(le rapport des vitesses étant égal à $0,6$, on vérifiera que $0,6 V_{PS} \geq 0,3 \text{ m/s}$)

3. La hauteur d'eau doit être égale aux $2/10$ du \varnothing , assuré par le débit moyen actuel.

(le rapport des débits étant égal à $0,12$, on vérifiera que $Q_{moyen} \geq 0,12 Q_{PS}$)

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecté si $V \geq 0,30 \text{ m/s}$ pour le débit journalier moyen actuel.

2.2. CANALISATIONS D'EAUX PLUVIALES OU UNITAIRES

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- diamètre minimum de *300 mm* pour éviter les risques d'obstruction.

- pente minimum : *0,003 m/m*

Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.

- couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra.

- regard à chaque changement de pente ou de direction.

- vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

- CONDITIONS D'AUTOCURAGE :

1. Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s

(quand $r_Q = Q/Q_{PS} = 0,1$; $r_V = V/V_{PS} = 0,55$ donc on vérifiera que $V_{PS} \geq 1$ m/s)

2. Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

3. - LES ABAQUES DE L'INSTRUCTION TECHNIQUE DE 1977

Elles représentent la relation de Chézy $V = C \sqrt{R_H \times I}$ complétée par la formule de

Bazin $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_H}}}$.

L'hypothèse est donc faite d'un écoulement uniforme, avec :

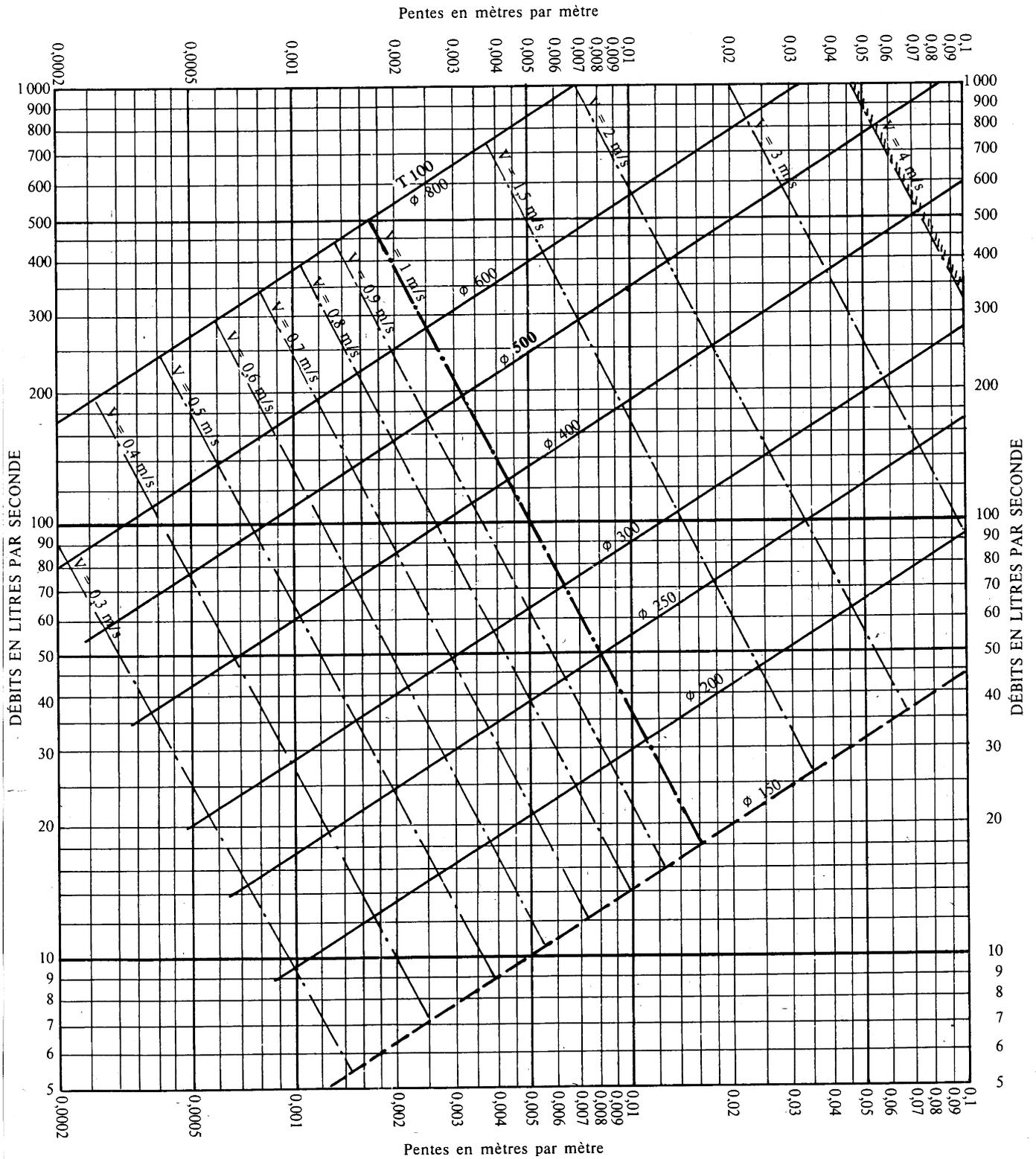
$\gamma = 0,25$ en eaux usées \Rightarrow abaque ab3

$\gamma = 0,46$ en eaux pluviales ou en unitaire \Rightarrow abaque ab4

Ces abaques sont construits pour le débit à pleine section avec :

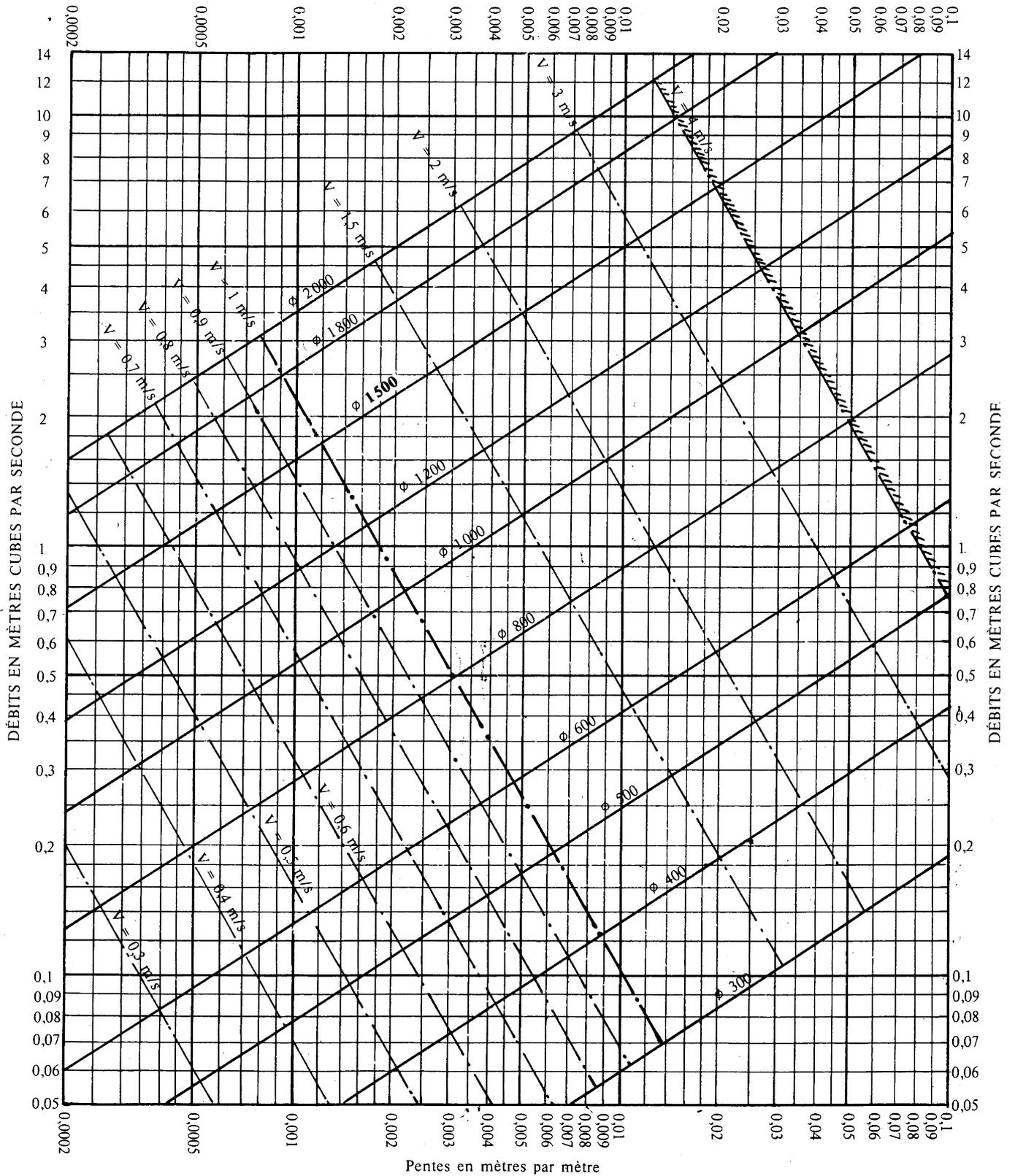
$$R_H = \frac{\left(\frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \right)}{\pi \cdot \varnothing} = \frac{\varnothing}{4}$$

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



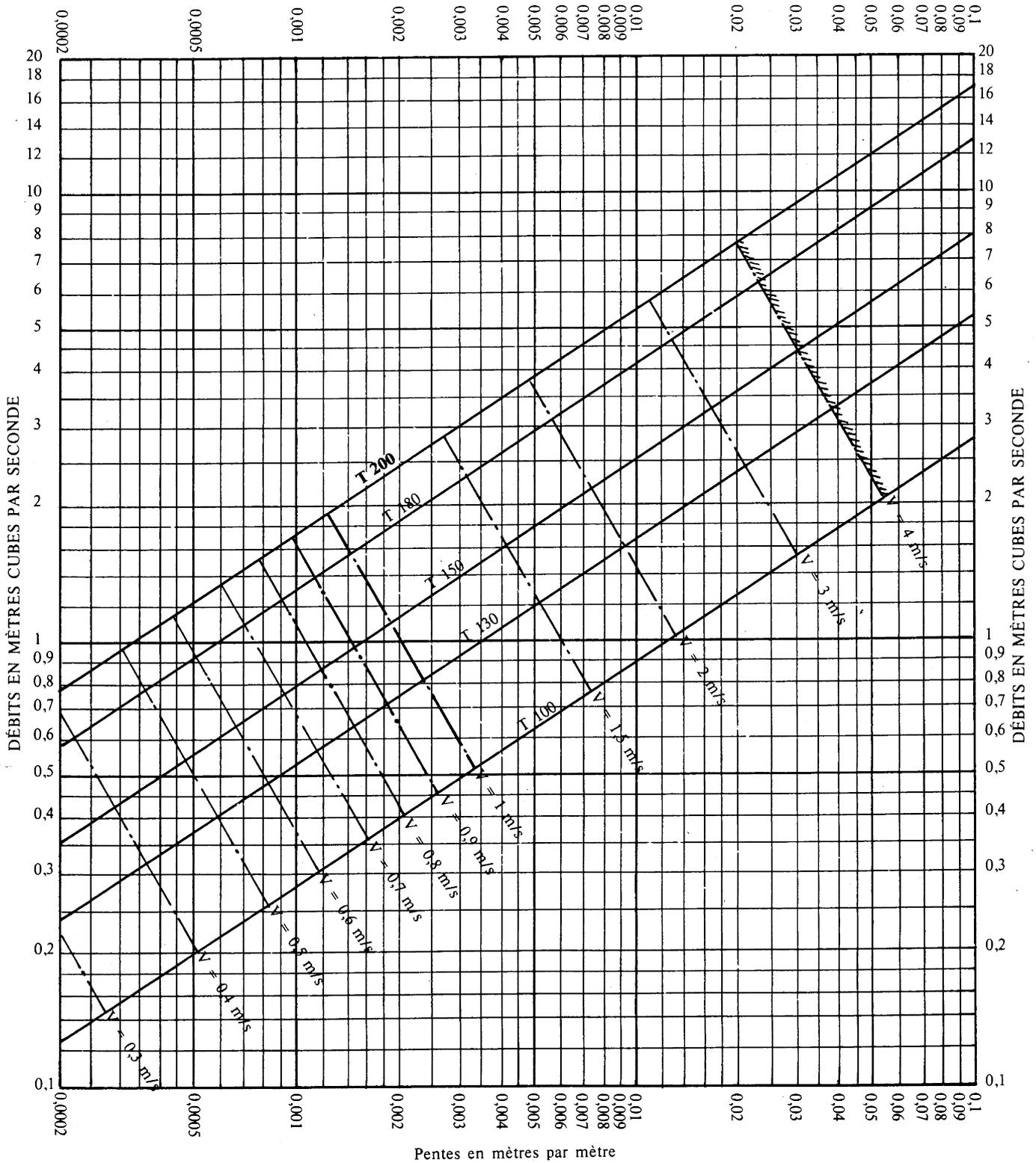
Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

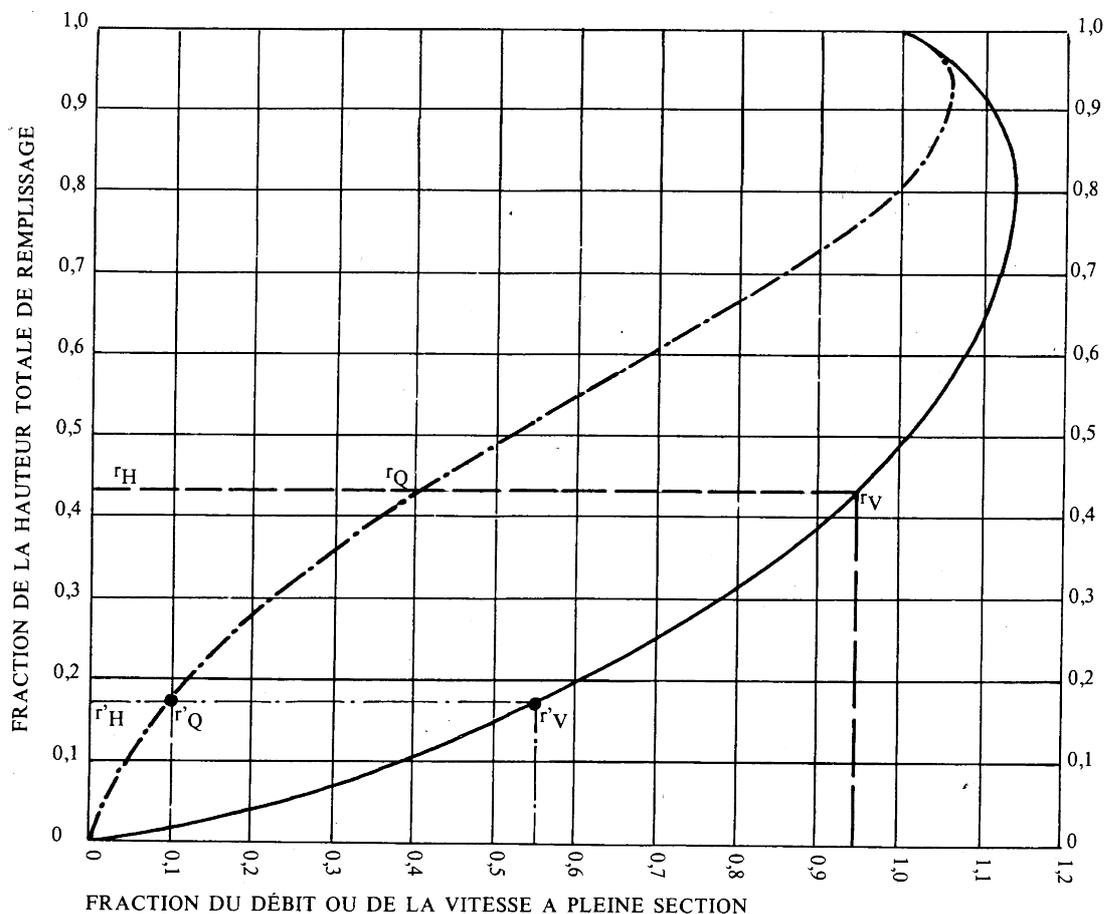
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

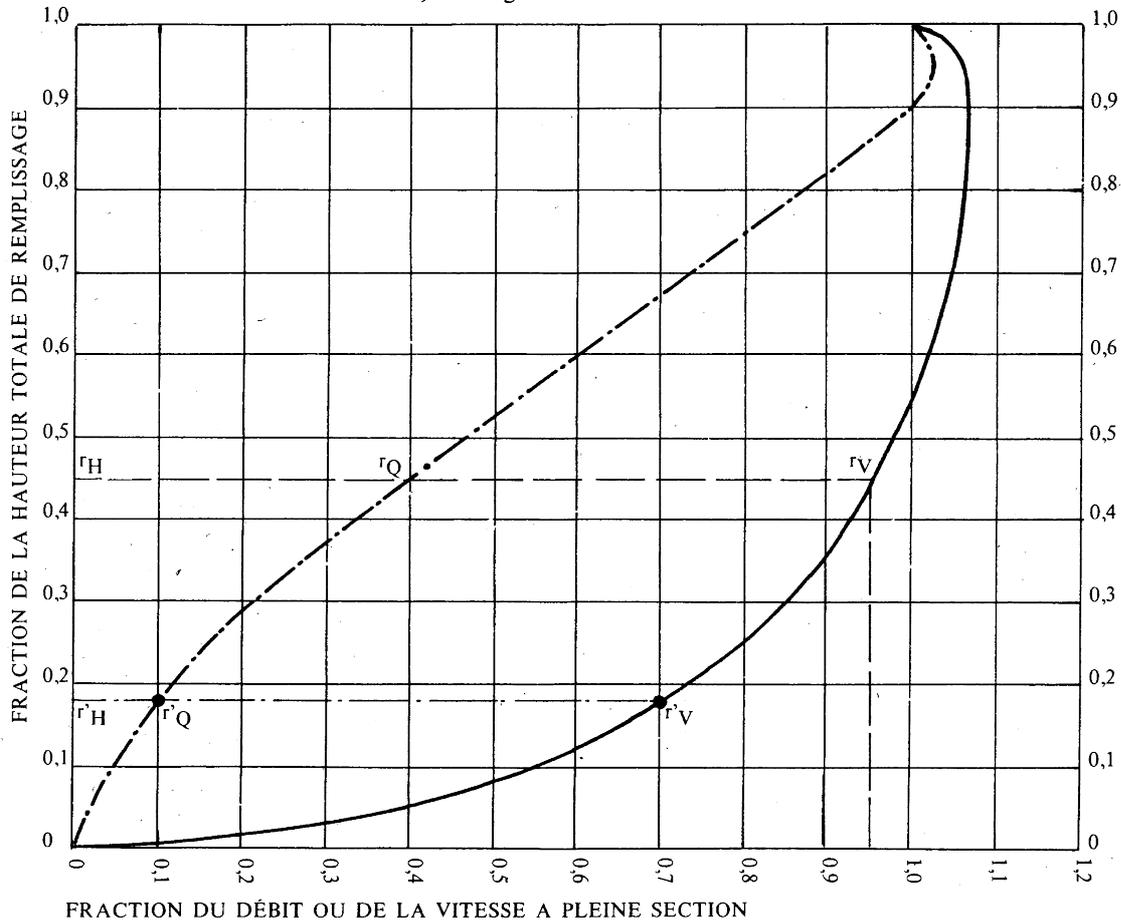
Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour r_Q = 0,40, on obtient r_V = 0,95 et r'_H = 0,45.

Pour Q_{ps}/10, on obtient r'_V = 0,70 et r'_H = 0,18 (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport r_Q = 1,00 est obtenue avec r'_H = 0,90.

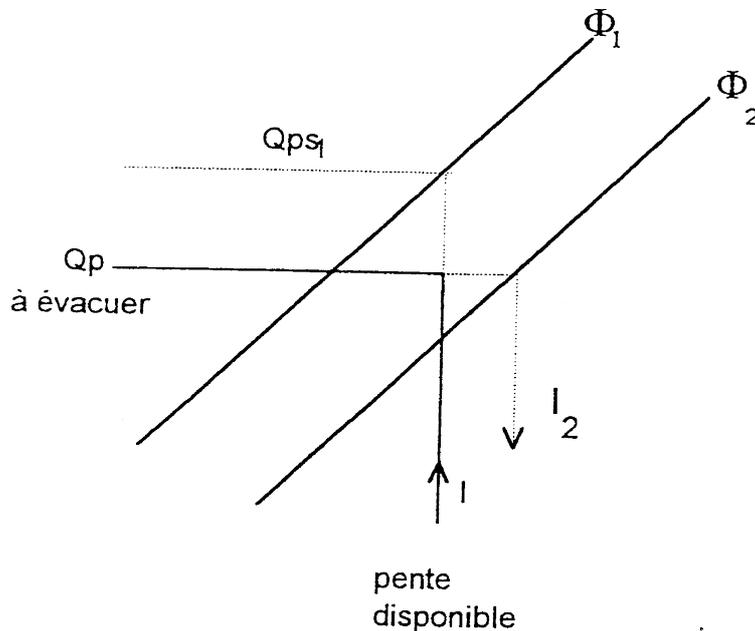
Le débit maximum (r_Q = 1,03) est obtenu avec r'_H = 0,95.

La vitesse maximum (r'_V = 1,07) est obtenue avec r'_H = 0,90.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

3.1. UTILISATION DES ABAQUES

3.1.1. CHOIX DU DIAMETRE



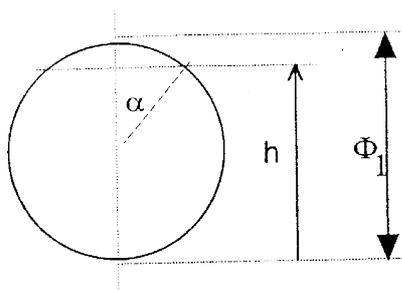
- choix par excès Φ_1 : le débit à pleine section est supérieur au débit de pointe à évacuer.

$$Q_{ps1} > Q_p$$

- choix par défaut Φ_2 : la pente nécessaire à l'écoulement à surface libre I_2 est supérieure à la pente disponible. Il en résulte un risque de mise en charge du réseau, ce qui doit être évité (remontée des eaux chez les riverains).

3.1.2. HAUTEUR DE REMPLISSAGE - VITESSE D'ÉCOULEMENT

Le choix du diamètre étant fait par excès, il peut être nécessaire de connaître la vitesse de l'écoulement ou la hauteur de remplissage h .



$$h = R + R \cos \alpha \text{ avec } R = \frac{\phi 1}{2}$$

Section mouillée :

$$\begin{aligned} S(\alpha) &= \pi R^2 - \alpha R^2 + \frac{1}{2} R \cos \alpha \cdot 2R \sin \alpha \\ &= (\pi - \alpha + \cos \alpha \sin \alpha) R^2 \end{aligned}$$

Périmètre mouillé

$$p(\alpha) = 2R - 2\alpha R = 2R(1 - \alpha)$$

On en déduit le rayon hydraulique $R_H = \frac{S}{P}$ et la vitesse de l'écoulement

$$V(\alpha) = C \sqrt{R_H I}$$

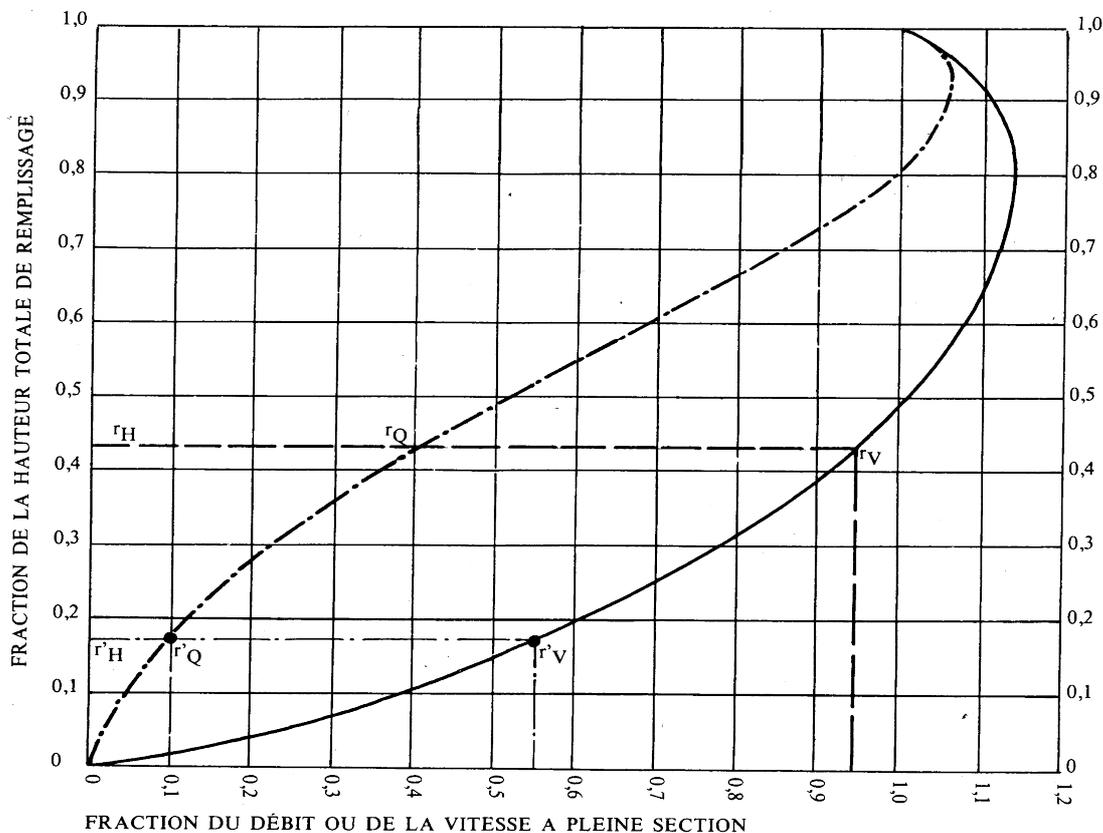
L'angle α est donné par l'équation :

$$Q(\alpha) = V S = Q_p$$

Cependant l'abaque ab5 est d'une utilisation plus commode que le calcul pour résoudre un tel problème.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



Q_{ps1} : débit à pleine section

Q débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps1}} \quad r_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\phi 1}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

$$r_Q = 0,40 \Rightarrow r_V = 0,95 \quad \text{et} \quad r_H = 0,42$$

3.1.3. DEBIT CAPABLE D'UNE CANALISATION D'EAUX USEES

Il s'agit du débit maximal que la canalisation peut évacuer obtenu par la relation $\frac{dQ}{d\alpha} = 0$

D'après l'abaque n°5, la valeur maximale de rQ est de 1,07. Le débit capable de la canalisation est donc :

$$Q_{MAX} = 1,07 Q_{PS}$$

Il correspond à une valeur de $r_H = 0,95$

$$\frac{R + R \cos \alpha}{2R} = 0,95 \quad \cos \alpha = 0,9 \quad \alpha \cong 26^\circ$$

Le débit maximal est obtenu pour un angle au centre $\alpha = 26^\circ$ et non pour la pleine section.

CHAPITRE 3

LES EAUX USEES

Les écoulements d'eaux usées ou de temps sec se composent des écoulements d'eaux usées (domestiques, artisanales et industrielles) et des écoulements parasites (eaux pluviales injectées dans le réseau). Les débits d'eaux usées sont estimés en général d'après les consommations moyennes par habitant pour les eaux d'origines domestiques ou par activité pour les effluents industriels. Ces calculs sont simples et leur programmation ne nécessite pas des algorithmes complexes.

Le calcul des réseaux d'eaux usées suppose une procédure en 3 étapes :

- calcul des débits permettant de déterminer les caractéristiques dimensionnelles du réseau
- calcul des sections d'ouvrages
- résolution proprement dite du projet

1. - LES DEBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES

On détermine une consommation journalière de l'année se situant dans la fourchette de 100 à 250 l/j/hab (Ceau variable en fonction du contexte local : 200 à 250 l/j/hab dans les habitats nouveaux ou rénovés et dans les grandes villes, 100 l/s pour des communes rurales).

On calcule le débit moyen Q_m avec :

$$Q_m = \frac{C_{eau} \times N_{hab}}{86400}$$

Ceau en l/j/hab

Q_m en l/s

On détermine le coefficient de pointe p qui est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de la même journée.

$$p = 1 + \frac{b}{Q_m^a}$$

Q_m : débit moyen journalier des eaux usées en l/s

a : paramètre qui exprime la limite inférieure (par défaut 1,5)

b : paramètre qui exprime la valeur de croissance (par défaut 2,5)

d'où :

$$1,5 \leq p \leq 15 \quad \frac{2,5}{Q_m^4}$$

On obtient donc le débit de pointe Q_p :

$$Q_p = \alpha Q_m \quad p$$

Q_p en l/s

Si des zones comportent des établissements ayant des activités particulières (hôpital, cantine, école, caserne, etc...), le projeteur pourra se référer au tableau ci-après où figurent des valeurs moyennes de consommation journalière et des coefficients de pointe d'établissements courants:

ACTIVITES	CONSOMMATION JOURNALIERE	COEFFICIENT DE POINTE
Cantines	10 l. par rationnaire	10
Internat	150 l. par élève	6
Ecoles	60 l. par élève	6
Ateliers et bureaux	60 l. par personne	4
Casernes	90 l. par soldat	3
Hôpitaux	400 l. par lit	3
Hôtels	500 l. par chambre	4
Gymnase	20 l. par usager	2
Centres commerciaux	5 l. par m ²	2,5

2. - LES DEBITS D'EAUX USEES INDUSTRIELLES

Pour l'évaluation des débits d'eaux usées industrielles, le projeteur peut distinguer 3 cas :

- 1) Industrie existante : Un bilan de la consommation et de l'usage permet d'évaluer le débit à évacuer.
- 2) Création de zone industrielle : Il faut recourir à des données empiriques pour situer les débits des rejets. L'Instruction Technique préconise la prise en compte d'un débit de 30 à 60 m³/jour/hectare loti suivant le caractère de la zone industrielle concernée.
- 3) L'implantation d'industrie connue : Dans ce cas, il sera possible de déterminer les débits à évacuer en fonction du type et de la quantité de la production envisagée.

3. - LES DEBITS D'EAUX CLAIRES PARASITES

Les eaux claires parasites correspondent aux inversions de branchement (raccordement des eaux pluviales sur le réseau d'eaux usées) ou au drainage de la nappe (du fait d'une canalisation comportant des fissurations).

A défaut d'éléments quantifiés sur les débits d'eaux parasites, on peut évaluer le débit moyen des eaux parasites à l'exutoire du bassin élémentaire par le produit du débit moyen des eaux usées au centième du taux de dilution.

$$Q_{ecp} = Q_m \times (T_{dilu}/100)$$

Avec :

Q_{ecp} : Débit des eaux claires parasites en l/s

Q_m : Débit moyen des eaux usées en l/s

T_{dilu} : Taux de dilution en %

4. - LES DEBITS DE TEMPS SEC

$$Q_{ts} = Q_{eud} + Q_{eui} + Q_{ecp}$$

Avec :

Q_{ts} : Débit de temps sec en l/s

Q_{eud} : Débit des eaux usées domestiques en l/s

Q_{eui} : Débit des eaux usées industrielles en l/s

Q_{ecp} : Débit des eaux claires parasites en l/s

5. - DEBIT CAPABLE D'UNE CANALISATION D'EAUX USEES

Il faut savoir qu'un collecteur Ø 200 mm posé avec une pente minimale de 0,004 m.p.m permet l'évacuation de 20 l/s à une vitesse de 0,6 m/s alors que 300 logements correspondent à un débit de pointe inférieur à 5 l/s sur la base de 250 l/j./hab et de 3,5 eq.hab. par logement.

En zone rurale, les diamètres EU seront rarement supérieurs à 200 mm.

CHAPITRE 4

DONNEES HYDROLOGIQUES

Le calcul des débits de pointe en différents points d'un réseau d'eaux pluviales pour un événement pluvieux d'occurrence donnée (décennale, centennale etc...) dans une région précise du territoire, nécessite évidemment :

- une bonne connaissance statistique des précipitations qui peuvent s'y produire,
- une définition précise des caractéristiques des bassins versants, (c'est à dire des surfaces drainées en amont des points où s'effectuent les calculs), qui sont les opérateurs de la transformation de la pluie en débit.

1. - DONNEES PLUVIOMETRIQUES

1.1. MESURE DES PRECIPITATIONS

Les précipitations sous forme de pluie ou de neige sont mesurées dans des stations pluviométriques où les relevés se font soit manuellement (pluviomètres), soit à l'aide d'appareils enregistreurs (pluviographes).

- hauteur d'eau précipitée :

Si à travers une section de 1m^2 on a recueilli au bout de un an 875 litres d'eau, ce volume représente une hauteur de 875 mm, on dira qu'il est tombé une hauteur $H = 875$ mm en un an.

$1\text{ mm d'eau} \approx 1\text{ litre/m}^2$

Moyenne annuelle à Paris : 611 mm par an déterminée sur une période d'observation de 150 ans.

- pluviomètre :

Relevé manuel de la hauteur précipitée toutes les 24 heures,

- pluviographe :

Enregistre la hauteur d'eau tombée toutes les 10 minutes en général.

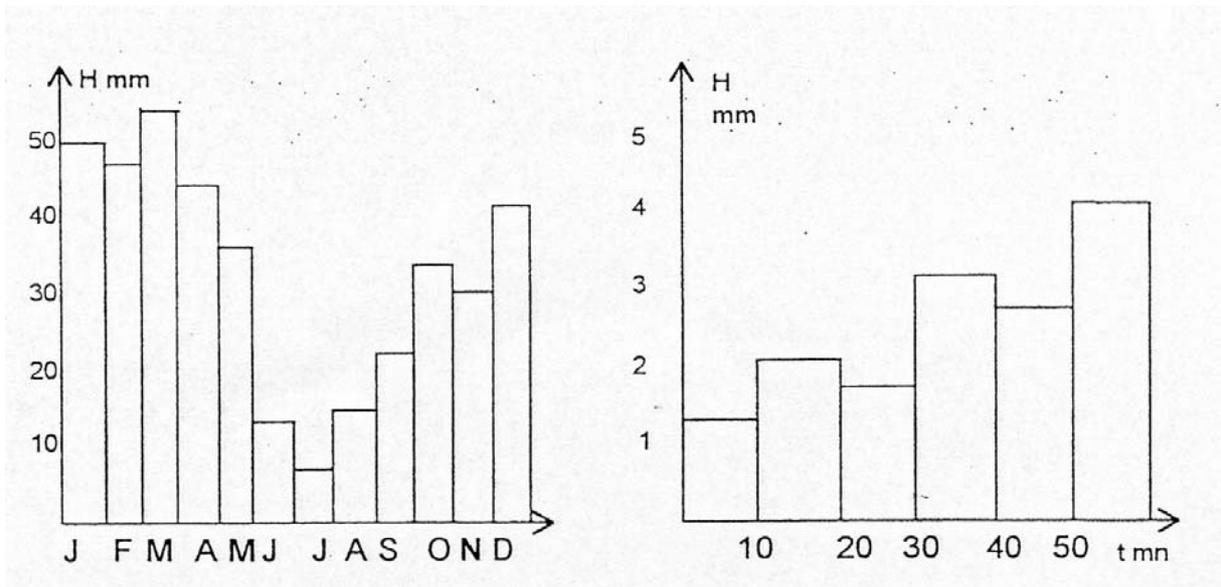
La densité des stations pluviométriques en France est en moyenne d'une station par 200 km^2 . En réalité elle est variable suivant les besoins : les stations sont nombreuses en montagne au voisinage des grands barrages par exemple, où l'on a besoin de connaître précisément les quantités d'eau recueillies.

1.2. ANALYSE DES OBSERVATIONS

Les observations effectuées sont exploitées sous différentes formes énumérées ci-après :

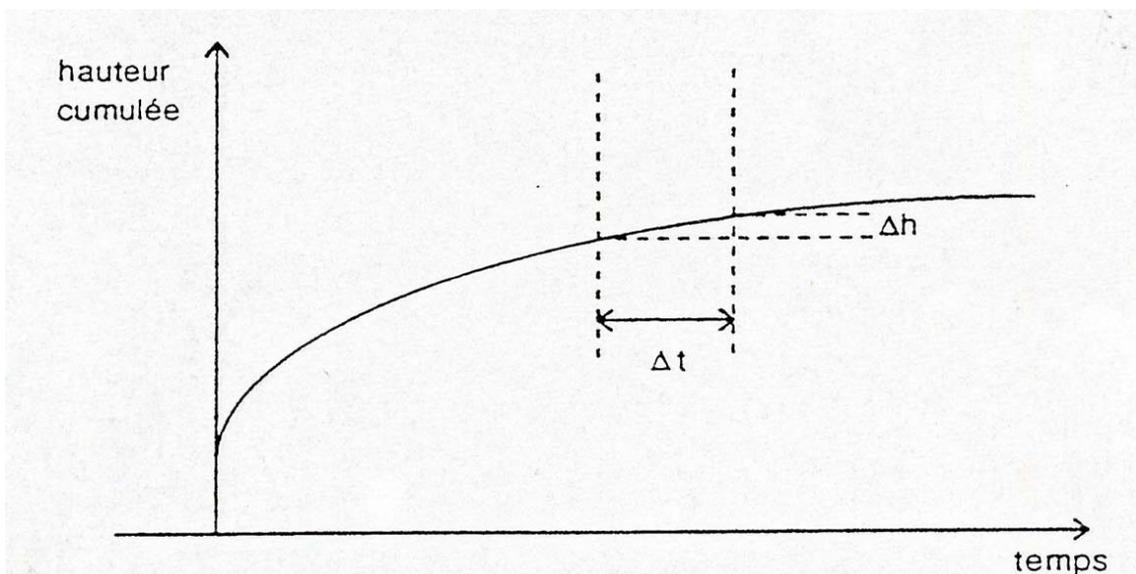
- Hyétogramme :

Graphique chronologique où l'on porte en ordonnées les hauteurs d'eau en mm et en abscisse la période des mesures.



- Courbe des hauteurs cumulées :

Hauteur cumulée en fonction du temps



- intensité de précipitation :

Supposons que l'on ait enregistré au pluviographe la courbe des hauteurs cumulées pour une averse.

Pour un intervalle de temps Δt on lit sur la courbe la variation Δh correspondante.

L'intensité moyenne associée à l'intervalle de temps Δt est définie par le rapport :

$$i_M = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

En déplaçant les deux verticales espacées de Δt le long de la courbe, on lira pour chaque position la valeur de Δh . L'intensité moyenne maximale de l'averse associée à la valeur Δt est définie par :

$$i_M = \max \left(\frac{\Delta h}{\Delta t} \right) = \frac{\max(\Delta h)}{\Delta t}$$

On recommence l'expérience pour une nouvelle valeur de Δt et l'on constatera que l'intensité moyenne maximale diminue quand Δt augmente.

Exemple :

$i_M = 131$ mm/heure pour $\Delta t = 10$ mm

$i_M = 23$ mm/heure pour $\Delta t = 120$ mm

Enfin i_M est également une fonction décroissante de la durée totale de l'averse.

2. - COURBES INTENSITE - DUREE - FREQUENCE IDF

2.1. FORMULE DE MONTANA

Au stade actuel de nos connaissances, les intensités de précipitations sont considérées comme des variables aléatoires. C'est donc en terme de risque de défaillance, que seront dimensionnés les ouvrages d'assainissement. Aussi les hydrologues ont-ils cherché à définir des événements auxquels pouvait être associée une probabilité d'occurrence. Les modèles pluviométriques utilisés sont par conséquent des modèles probabilistes empiriques. Dans les méthodes visant à déterminer le débit de pointe d'écoulement en un point du réseau, il est d'usage d'avoir recours aux courbes « intensité - durée - fréquence » traduisant l'évolution de l'intensité moyenne maximale i_M en fonction de la durée de l'intervalle de temps Δt et de la fréquence d'occurrence F , dont la formulation analytique correspond à la formule de MONTANA.

$$i_M(t, F) = a \cdot \Delta t^{-b}$$

a et b sont des paramètres fonctions de la fréquence F ou de son inverse

$$\text{la période de retour } T = \frac{1}{F}$$

2.2. VALEURS DE a ET b

Les instructions interministérielles INT 77 proposent des valeurs régionales de a et b, la France étant partagée en trois régions selon la carte ci-jointe en page 34.

Des valeurs locales sont également disponibles pour les villes les plus importantes du pays.

Exemple :

LYON

T = 10 ans (pluie décennale)

Intervalle de temps $\Delta t = 15$ mm

- valeurs régionales de a et b :

Région II a = 6,7 b = 0,55

$i_M = 1,51$ mm/mm

En exprimant en l/s/ha, unité de l'assainissement urbain, il vient :

$$i_M = 1,51 \frac{10^4}{60} = 251,8 \text{ l/s/ha}$$

- valeurs spécifiques à LYON :

a = 8,6 b = 0,65

$i_M = 1,48$ mm/mm soit 246,5 l/s/ha

2.3. PERIODE DE RETOUR T

Considérons une valeur particulière P de l'intensité moyenne maximale :

$$i_M = P$$

Si dans l'analyse des observations portant sur N années, on observe n évènements ayant dépassé cette intensité, la période de retour T de la valeur P est définie par le rapport $T = \frac{N}{n}$

Pour T = 10 , la valeur P est dite décennale.

La période de retour T apparaît comme une durée moyenne. Il peut donc se produire plusieurs « pluies décennales » successivement comme il peut ne pas s'en produire pendant plusieurs décennies.

Exemple :

Montpellier, série d'observations 1921 - 1979

Plus forte hauteur précipitée en six heures jamais observée :

174 mm le 7 octobre 1979

158 mm le 26 octobre 1979

Soit 2 pluies exceptionnelles à 19 jours d'intervalle.

Le fait qu'il vienne de se produire une pluie décennale ne modifie en rien la probabilité d'en observer une autre dans l'année en cours.

INTENSITÉS D'AVERSES - Valeurs des paramètres a e b de la Relation $I = a t^b$

Ville	Nombre d'années d'observations	Période de retour (années)	Intervalle des durées d'averses			
			6 mn à 120 mn		6 mn à 360 mn	
			a	b	a	b
ARBEVILLE	9	1	3.4	-0.71	3.2	-0.70
		2	4.7	-0.73	4.4	-0.71
		5	5.9	-0.71	6.1	-0.71
		10	6.7	-0.66	7.5	-0.70
AGEN	9	1	4.1	-0.73	4.3	-0.74
		2	4.8	-0.68	5.3	-0.71
		5	6.0	-0.62	6.8	-0.66
		10	7.0	-0.57	8.2	-0.62
AJACCIO	11	1	3.7	-0.62	3.9	-0.64
		2	4.6	-0.59	5.2	-0.64
		5	6.2	-0.57	7.6	-0.63
		10	7.3	-0.53	10.3	-0.65
ALENÇON	17	1	2.8	-0.62	2.9	-0.63
		2	3.9	-0.65	4.0	-0.66
		5	5.5	-0.67	5.4	-0.66
		10	7.3	-0.68	7.3	-0.68
ANGERS	10	1	2.9	-0.65	2.7	-0.63
		2	3.8	-0.65	3.7	-0.64
		5	5.4	-0.66	5.5	-0.66
		10	7.1	-0.67	7.1	-0.67
AUXERRE	17	1	2.7	-0.63	2.7	-0.63
		2	3.2	-0.58	3.7	-0.64
		5	4.0	-0.58	4.6	-0.63
		10	4.8	-0.56	6.0	-0.63
BASTIA	14	1	3.9	-0.56	4.2	-0.58
		2	5.6	-0.59	5.6	-0.59
		5	7.3	-0.57	7.0	-0.56
		10	7.4	-0.48	7.9	-0.50
BELFORT	—	1	2.3	-0.63	2.3	-0.64
		2	2.6	-0.57	2.9	-0.61
		5	3.3	-0.54	3.9	-0.59
		10	4.0	-0.51	4.9	-0.58
BIARRITZ	9	1	2.5	-0.50	2.9	-0.54
		2	3.2	-0.49	3.6	-0.52
		5	4.6	-0.48	5.0	-0.51
		10	5.0	-0.49	5.6	-0.47
BORDEAUX	11	1	3.8	-0.63	4.3	-0.68
		2	4.9	-0.65	5.5	-0.69
		5	7.7	-0.68	9.0	-0.73
		10	9.8	-0.67	11.8	-0.73
BRETIGNY/ ORGE	14	1	3.4	-0.71	3.5	-0.71
		2	4.0	-0.70	4.0	-0.70
		5	5.1	-0.69	5.0	-0.69
		10	5.8	-0.68	5.9	-0.68
CAEN	—	1	3.2	-0.60	3.7	-0.66
		2	3.9	-0.60	4.7	-0.65
		5	5.2	-0.60	6.2	-0.65
		10	6.4	-0.62	6.9	-0.64
CARCASSONNE	10	1	2.9	-0.58	2.8	-0.56
		2	4.4	-0.62	4.2	-0.61
		5	5.8	-0.60	6.8	-0.65
		10	7.3	-0.59	8.8	-0.65

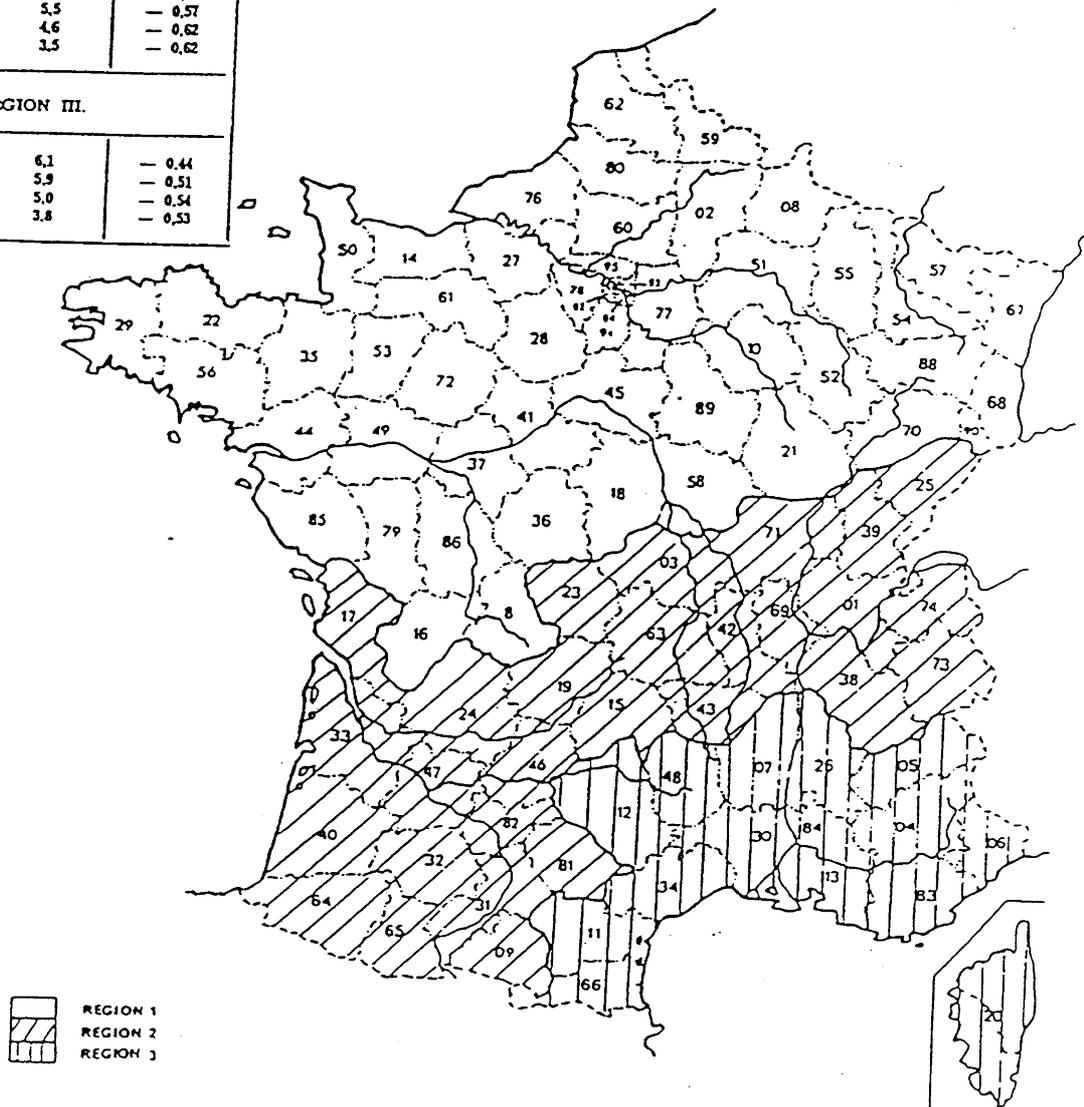
Ville	Nombre d'années d'observations	Période de retour (années)	Intervalle des durées d'averses			
			6 mn à 120 mn		6 mn à 360 mn	
			a	b	a	b
CAZAUX	9	1	2.7	-0.63	2.6	-0.61
		2	3.6	-0.63	3.6	-0.63
		5	5.1	-0.64	5.4	-0.66
		10	6.5	-0.64	7.0	-0.67
CHALLES-LES-EAUX	8	1	3.5	-0.65	3.3	-0.64
		2	3.5	-0.60	3.5	-0.60
		5	4.8	-0.59	5.0	-0.60
		10	6.3	-0.58	6.7	-0.60
CHARTRES	19	1	2.9	-0.67	3.1	-0.69
		2	3.5	-0.66	3.7	-0.68
		5	4.2	-0.64	4.5	-0.66
		10	4.7	-0.61	5.2	-0.64
CHATEAU-CHINON	17	1	6.3	-0.75	6.0	-0.73
		2	7.5	-0.75	7.0	-0.73
		5	8.7	-0.74	8.2	-0.72
		10	10.6	-0.76	9.4	-0.72
CLERMONT FERRAND	17	1	3.3	-0.63	3.4	-0.64
		2	3.9	-0.61	4.2	-0.64
		5	4.6	-0.57	5.6	-0.64
		10	6.0	-0.60	7.3	-0.67
COGNAC	10	1	2.4	-0.58	2.6	-0.62
		2	3.1	-0.57	3.6	-0.62
		5	4.2	-0.56	5.5	-0.64
		10	5.5	-0.55	7.5	-0.66
DAX	10	1	3.6	-0.65	3.5	-0.64
		2	3.9	-0.63	3.8	-0.61
		5	3.8	-0.54	3.8	-0.54
		10	4.3	-0.50	4.7	-0.54
DUON	—	1	2.9	-0.63	3.1	-0.65
		2	3.9	-0.62	4.4	-0.67
		5	5.2	-0.61	6.0	-0.66
		10	5.3	-0.55	6.4	-0.62
GOURDON	10	1	3.0	-0.57	3.2	-0.59
		2	3.2	-0.52	3.5	-0.56
		5	3.4	-0.47	3.8	-0.51
		10	3.9	-0.45	4.4	-0.49
GRENOBLE	—	1	2.5	-0.59	2.7	-0.63
		2	3.1	-0.56	3.6	-0.62
		5	4.7	-0.55	5.8	-0.62
		10	6.1	-0.51	8.3	-0.62
LE MANS	13	1	2.2	-0.59	2.3	-0.61
		2	3.0	-0.61	3.1	-0.61
		5	4.0	-0.60	4.1	-0.60
		10	5.5	-0.62	5.2	-0.61
LILLE	18	1	3.3	-0.64	3.7	-0.68
		2	4.4	-0.65	5.1	-0.70
		5	5.9	-0.64	7.5	-0.71
		10	7.5	-0.63	9.8	-0.72
LIMOGES	10	1	2.8	-0.57	3.0	-0.59
		2	3.2	-0.56	3.5	-0.59
		5	3.6	-0.54	4.1	-0.56
		10	4.0	-0.52	4.7	-0.57

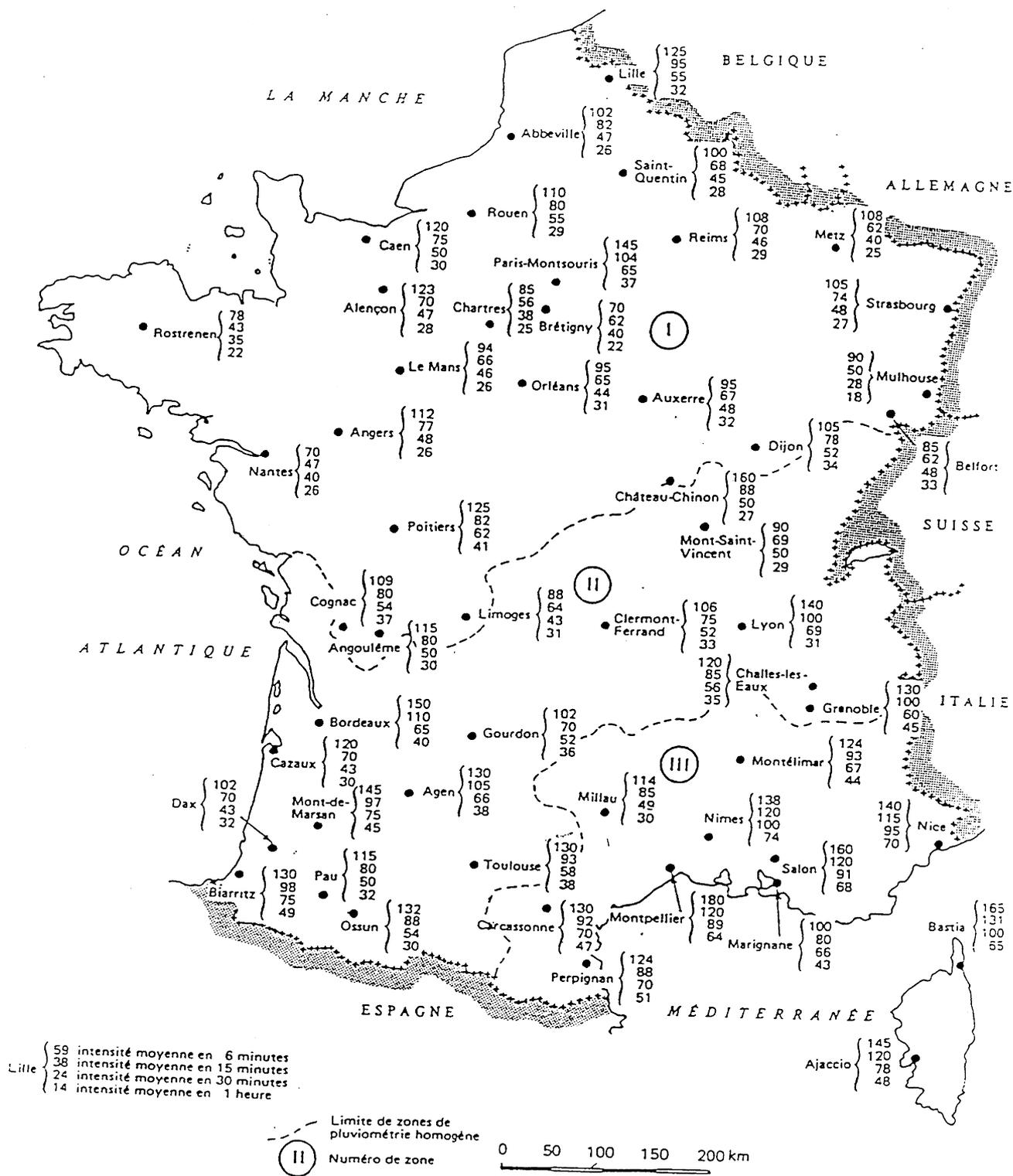
Ville	Nombre d'années d'observations	Période de retour (années)	Intervalle des durées d'averses			
			6 mn à 120 mn		6 mn à 360 mn	
			a	b	a	b
LYON	14	1	3.9	-0.65	3.8	-0.64
		2	4.7	-0.63	5.0	-0.66
		5	6.2	-0.63	7.0	-0.67
		10	8.6	-0.65	10.4	-0.71
MARJ-GNAGNE	14	1	2.5	-0.50	3.0	-0.55
		2	2.8	-0.45	3.4	-0.52
		5	3.2	-0.41	4.1	-0.49
		10	3.2	-0.34	4.4	-0.44
METZ	18	1	3.4	-0.69	3.5	-0.69
		2	3.9	-0.67	4.2	-0.69
		5	5.0	-0.67	5.5	-0.70
		10	5.7	-0.64	6.4	-0.68
MILLAU	6	1	2.7	-0.54	2.7	-0.54
		2	3.4	-0.55	3.4	-0.56
		5	4.8	-0.59	4.8	-0.58
		10	6.5	-0.62	6.4	-0.61
MONT-DE-MARSAU	—	1	2.8	-0.57	3.3	-0.62
		2	3.8	-0.57	4.8	-0.65
		5	5.1	-0.54	6.7	-0.63
		10	6.9	-0.54	9.3	-0.64
MONTE-LIMAR	—	1	3.2	-0.50	4.0	-0.58
		2	4.0	-0.51	4.7	-0.57
		5	4.8	-0.50	5.4	-0.54
		10	5.3	-0.48	5.8	-0.51
MONT-ST-VINCENT	—	1	3.4	-0.67	3.5	-0.68
		2	3.7	-0.62	3.9	-0.65
		5	4.4	-0.61	4.7	-0.63
		10	4.7	-0.56	5.5	-0.61
MULHOUSE	—	1	3.3	-0.80	2.9	-0.75
		2	3.8	-0.77	3.5	-0.74
		5	4.5	-0.72	4.2	-0.70
		10	5.0	-0.68	5.1	-0.68
NANTES	—	1	1.7	-0.55	1.9	-0.59
		2	2.1	-0.53	2.7	-0.61
		5	2.4	-0.47	3.5	-0.60
		10	2.6	-0.44	3.9	-0.57
NICE	8	1	3.9	-0.51	3.6	-0.49
		2	4.3	-0.46	4.2	-0.45
		5	4.6	-0.40	4.8	-0.41
		10	5.4	-0.40	5.6	-0.41
NIMES	10	1	5.4	-0.61	5.9	-0.64
		2	5.8	-0.55	7.1	-0.62
		5	6.2	-0.49	7.7	-0.57
		10	6.0	-0.43	8.3	-0.54

Ville	Nombre d'années d'observations	Période de retour (années)	Intervalle des durées d'averses			
			6 mn à 120 mn		6 mn à 360 mn	
			a	b	a	b
ORLEANS	9	1	2.0	-0.56	2.5	-0.63
		2	2.4	-0.53	3.1	-0.61
		5	3.4	-0.53	4.5	-0.62
		10	4.2	-0.52	5.6	-0.61
PAU	19	1	2.7	-0.55	3.4	-0.53
		2	3.6	-0.57	4.4	-0.65
		5	4.6	-0.58	5.8	-0.66
		10	6.2	-0.60	7.8	-0.68
PERPIGNAN	9	1	2.2	-0.36	2.6	-0.42
		2	2.7	-0.36	3.2	-0.42
		5	3.5	-0.37	4.2	-0.43
		10	3.9	-0.36	4.7	-0.42
POITIERS	14	1	3.1	-0.65	3.0	-0.64
		2	3.8	-0.62	4.0	-0.63
		5	5.0	-0.58	5.8	-0.63
		10	5.8	-0.53	7.0	-0.60
REIMS	14	1	3.2	-0.69	3.4	-0.71
		2	4.4	-0.70	4.6	-0.72
		5	5.4	-0.67	5.7	-0.69
		10	6.3	-0.65	6.9	-0.67
ROSTRENEU	16	1	1.9	-0.56	1.9	-0.57
		2	2.2	-0.57	2.3	-0.58
		5	2.8	-0.55	3.1	-0.58
		10	3.6	-0.57	3.9	-0.59
ROUEN	17	1	3.9	-0.72	4.1	-0.73
		2	4.9	-0.71	5.3	-0.74
		5	5.8	-0.66	7.1	-0.72
		10	6.9	-0.65	8.6	-0.72
ST-QUENTIN	18	1	2.3	-0.61	2.3	-0.60
		2	3.3	-0.63	3.2	-0.62
		5	4.0	-0.60	4.2	-0.61
		10	5.5	-0.61	5.7	-0.62
STRASBOURG	6	1	4.5	-0.75	4.9	-0.78
		2	5.5	-0.75	6.1	-0.79
		5	6.5	-0.72	7.5	-0.77
		10	7.6	-0.71	8.5	-0.75
TARBES-OSSUN	10	1	4.6	-0.67	4.8	-0.68
		2	5.8	-0.68	6.3	-0.71
		5	7.4	-0.69	8.4	-0.74
		10	9.0	-0.71	10.7	-0.77
TOULOUSE	9	1	2.8	-0.61	2.9	-0.62
		2	5.7	-0.68	5.8	-0.69
		5	5.5	-0.57	6.2	-0.61
		10	5.7	-0.51	7.1	-0.59

Délimitation des régions de pluviosité homogène (extrait de l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations [1])

Périodes de retour. T = 1/F.	Paramètres.	
	a (F).	b (F).
RÉGION I.		
10 ans	5,9	— 0,59
5 ans	5,0	— 0,61
2 ans	3,7	— 0,62
1 an	3,1	— 0,64
RÉGION II.		
10 ans	6,7	— 0,55
5 ans	5,5	— 0,57
2 ans	4,6	— 0,62
1 an	3,5	— 0,62
RÉGION III.		
10 ans	6,1	— 0,44
5 ans	5,9	— 0,51
2 ans	5,0	— 0,54
1 an	3,8	— 0,53





— Intensités moyennes d'averses (mm/h), en 6, 15, 30 et 60 minutes dépassées, en moyenne, une fois tous les dix ans
 d'après : Intensités d'averses en France — juil. 1970 — Ministère de l'Équipement et du Logement — DAFU — DEU).

2.4. EXERCICE

Construction d'un hyétogramme à partir de la formule de MONTANA :

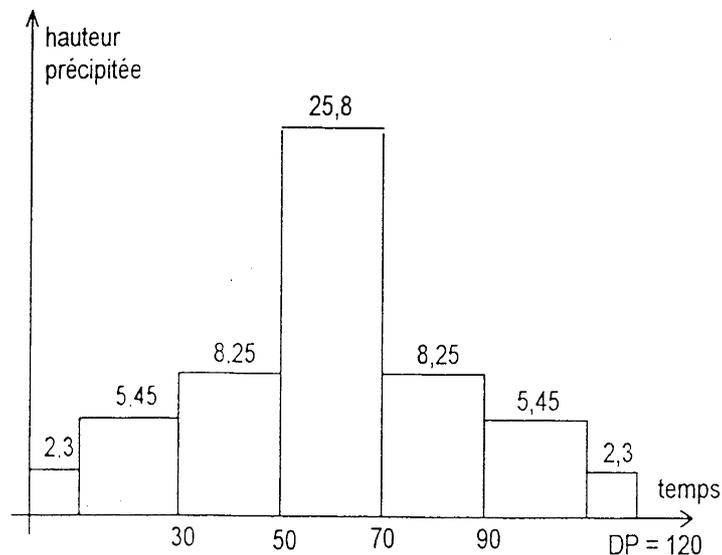
Données :

- durée de précipitation $DP = 2$ heures
- hyétogramme symétrique
- intervalle de temps $\Delta t = 20$ mn
- période de pluie intense centrée sur 1 heure, durée de pluie intense $DM = 20$ mn
- région II, $T = 10$ ans $\Rightarrow a = 6,7$ $b = 0,55$

Hauteur d'eau précipitée pendant la durée de pluie intense :

$$H_M = i_M \cdot DM \quad i_M = 6,7 \cdot 20^{-0,55} = 1,29 \text{ mm/mn}$$

$$H_M = 1,29 \cdot 20 = 25,8 \text{ mm/mn}$$



Hauteur précipitée entre les instants 30 et 90 :

$$H(3\Delta t) = a(3\Delta t)^{-b} \cdot 3\Delta t \\ = 6,7 \cdot 60^{(1-0,55)} = 42,3 \text{ mm}$$

Hauteur précipitée entre les instants 30 et 50, et entre les instants 70 et 90 :

$$h_1 = [H(3\Delta t) - H_M] \frac{1}{2} = 8,25 \text{ mm}$$

Hauteur précipitée entre les instants 10 et 110 :

$$H(5\Delta t) = a(5\Delta t)^{-b} \cdot 5\Delta t = 6,7(100)^{(1-0,55)} = 53,2 \text{ mm}$$

Hauteur précipitée entre les instants 10 et 30, et entre les instants 90 et 110 :

$$h_2 = \frac{[H(5.\Delta t) - H(3\Delta t)]}{2} = 5,45 \text{ mm}$$

Hauteur totale précipitée entre les instants 0 et 120 :

$$H(6\Delta t) = a(6\Delta t)^b \quad 6\Delta t = 57,8 \text{ mm}$$

Hauteur précipitée entre les instants 0 et 10 mn et les instants 110 et 120 mn :

$$h_3 = \frac{[H(6.\Delta t) - H(5\Delta t)]}{2} = 2,3 \text{ mm}$$

En appliquant la loi de MONTANA, nous avons ainsi bâti une pluie fictive dite « pluie de projet », discrétisée selon le pas de temps $\Delta t = 20$ mn.

Il est évident que nous aurions pu choisir un pas de temps Δt plus faible, $\Delta t = 10$ mn par exemple qui correspond au temps de mesure d'un pluviographe, tout en gardant la même durée de pluie intense.

DM = 20 mn.

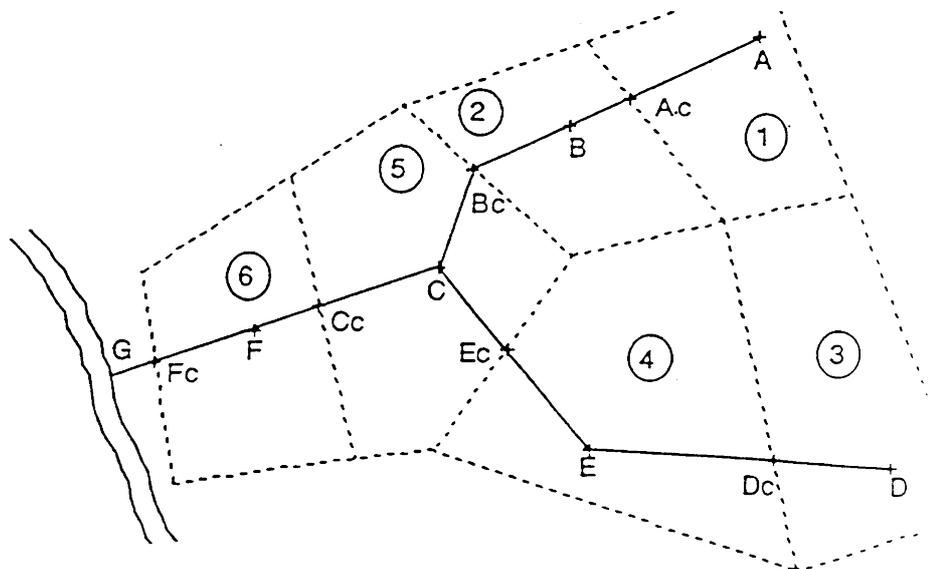
Nous développerons par la suite les notions de pluies de projet et de durée de pluie intense.

3. - CARACTERISTIQUES D'UN BASSIN VERSANT

3.1. SURFACE DRAINEE A

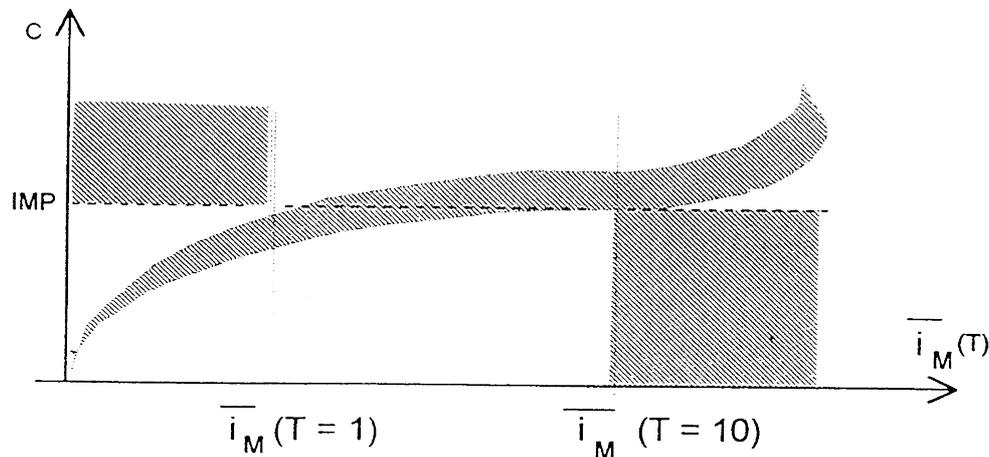
Revenons à l'exemple du chapitre précédent. Le découpage de l'agglomération obéit à deux règles :

- les points du réseau où l'on effectue les calculs de débit de pointe d'eaux pluviales sont les exutoires des bassins versants,
- les limites latérales des bassins versants correspondent aux limites des surfaces bâties effectivement raccordées au réseau.



Dans ce modèle le coefficient de ruissellement C est pris égal au taux d'imperméabilisation IMP . Ce modèle est acceptable dans un bassin urbain où les surfaces perméables ne sont pas drainées.

En général on observe une variation de C en fonction de l'intensité de précipitation.



Pour les évènements faibles $C > IMP$

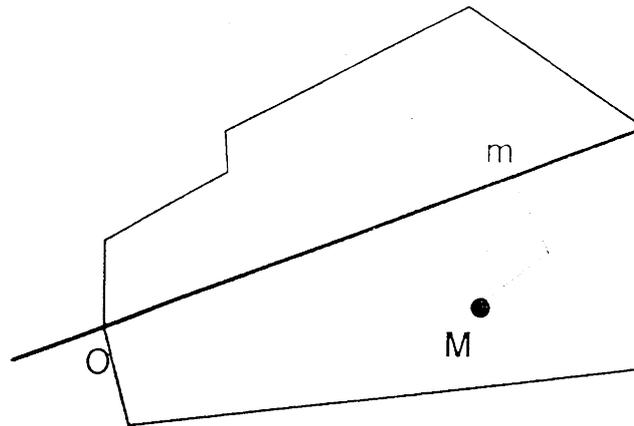
Pour les évènements forts $C < IMP$

Pour les évènements moyens $1 < T < 10$ ans
 $C \approx IMP$

L'évaluation du coefficient de ruissellement C est l'élément déterminant de tout projet d'assainissement. Nous indiquons ci-après des valeurs observées en fonction du type d'habitat :

- Habitations très denses : $C = 0,9$
- Habitations denses : $C = 0,6$ à $0,7$
- Habitations moins denses : $C = 0,4$ à $0,5$
- Quartiers résidentiels : $C = 0,2$ à $0,3$

3.3. TEMPS DE CONCENTRATION T_c



La goutte d'eau tombée en un point M du bassin versant :

- ruisselle selon le trajet Mm (gouttières, caniveaux...) pendant un temps t'
- s'écoule dans le collecteur entre les points m et O pendant un temps t''

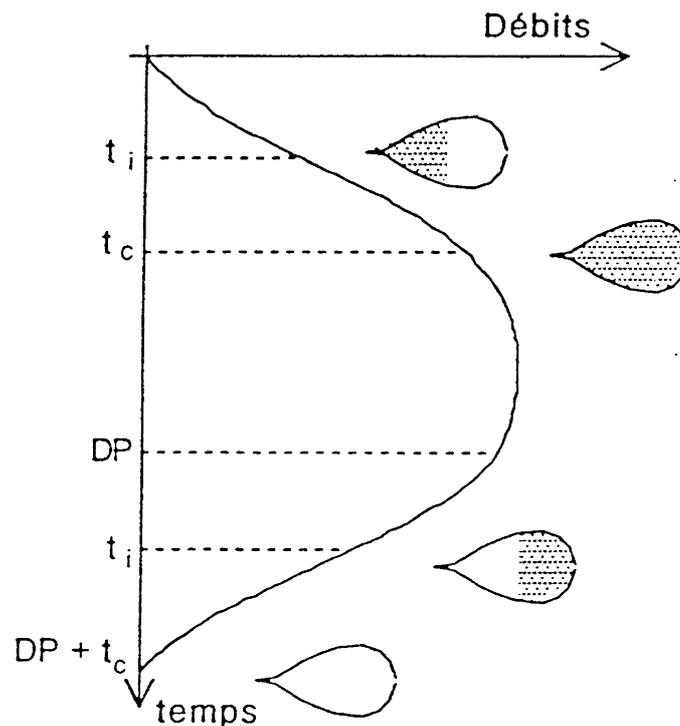
La durée totale de l'écoulement est $t = t' + t''$

La durée maximale d'écoulement dans le bassin est appelée TEMPS de CONCENTRATION $t_c = \max(t' + t'')$

Sur le plan pratique, ce temps peut-être mesuré à l'aide de traceurs injectés dans l'eau (ex : fluorescéine).

3.4. HYDROGRAMME A L'EXUTOIRE

L'hydrogramme à l'exutoire exprime la variation du débit en fonction du temps.



A l'instant $t_i < t_c$:

Seule l'eau de la partie inférieure du bassin versant a pu atteindre l'exutoire O.

A l'instant t_c la totalité du bassin donne un débit au point O.

Si la durée de précipitation DP est supérieure à t_c le débit maximal sera observé à un instant voisin de t_c .

Si $DP < t_c$ le débit maximal ne sera pas atteint.

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

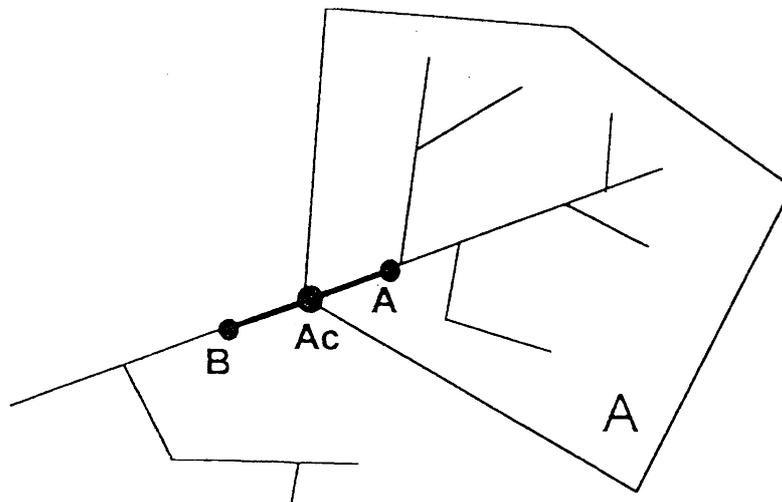
Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration t_c du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul.

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

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_c d'un bassin versant de surface A, le débit de pointe Q_p 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_c 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_c. 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

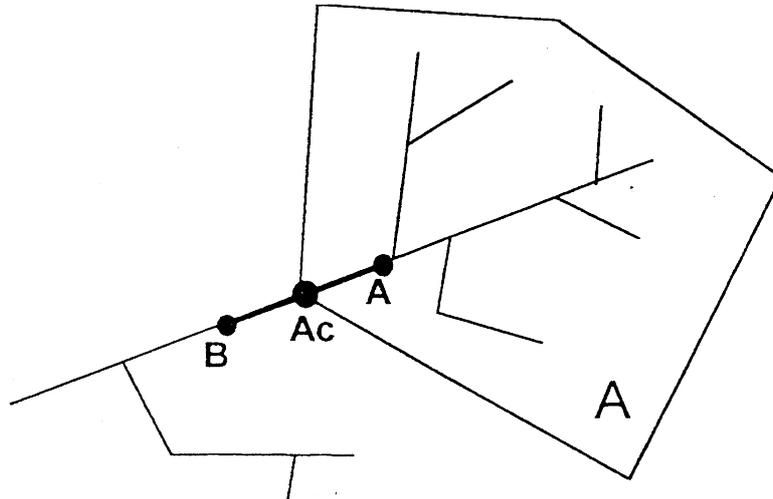
Problème :

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

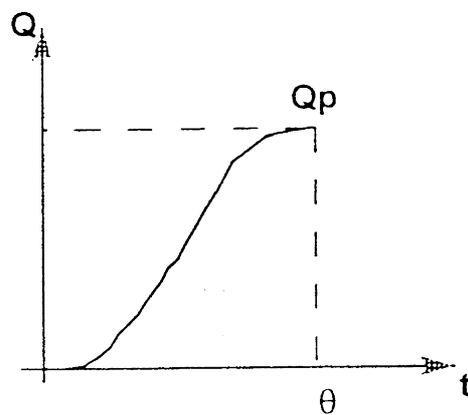
Rappel :

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

α 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.

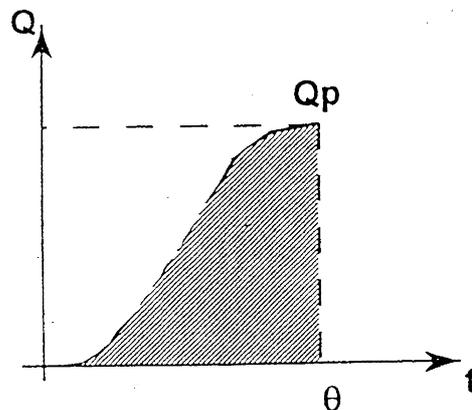
$$\left. \begin{array}{l} V \text{ en m}^3 \\ A \text{ en hectare} \\ H \text{ en mm d'eau} \end{array} \right\} \Rightarrow V = C \cdot A \cdot 10^4 \cdot H \cdot 10^{-3} \cdot \alpha = 10 \cdot \alpha \cdot C \cdot H \cdot A$$

Ce volume se répartit en :

a) volume qui s'est écoulé à l'exutoire pendant le temps θ

$$V_1 = Q_m \theta$$

Q_m débit moyen entre les instants 0 et θ

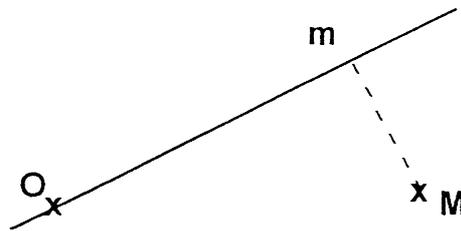


Mathématiquement :

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

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

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



Mm parcours en surface pendant le temps θ_1

MA_c parcours dans le collecteur pendant le temps θ_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 θ est légèrement supérieur à t_c . On obtiendra donc une valeur par excès de Q_p en assimilant θ 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

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

μ 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 m³/s
 A en ha
 I en m.p.m

Cinq variables A, C, I, L, T

Neuf paramètres :

a, b, ε paramètres de la pluie

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

μ, 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, ε

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 ε

les résultats sur les bassins expérimentaux démontrent que ε 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 ε 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

μ , c , d et f

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

$$\mu = 0,50$$

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

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 :

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

$$T_c \text{ en mn} \quad I \text{ en m.p.m} \quad A \text{ en Ha} \quad Q_p \text{ en m}^3/\text{s}$$

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.

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

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

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

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

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

Majoration des diamètres de 37,5 %

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

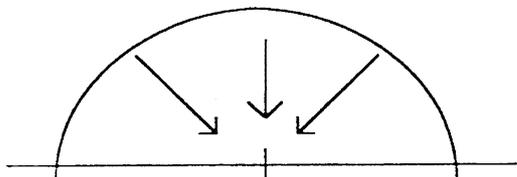
$\Delta Q = 0,4 Q$ $\frac{\Delta D}{D} = 0,4 \frac{3}{8} = 0,15$

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



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

$$L = R$$

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

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 ≤ 200 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 m.p.m. $\leq I \leq 0,05$ m.p.m
- Pour l'assemblage de bassins élémentaires, le rapport de la pente maximale à la pente minimale ne doit pas dépasser 20
Imax $\frac{\quad}{I_{\text{mini}}} \leq 20$

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 ³ /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 ^β	α	C ^β	A ^γ
REGION I						
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
REGION II						
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
REGION III						
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.

$$M \geq \frac{L}{A} \quad 08$$

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 :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{084 \times b(f)}{10287 \times b(f)}}$$

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 Aeq (surface équivalente), Ceq (Coefficient de ruissellement équivalent), leq (pente équivalente) et Meq (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	ΣA_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	ΣA_j	$\frac{\Sigma C_j A_j}{\Sigma A_j}$	$\frac{\Sigma I_j Q_{pj}}{\Sigma Q_{pj}}$	$\frac{L Q_{pjMax}}{\sqrt{\Sigma A_j}}$

$L(Q_{pjMax})$ 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.

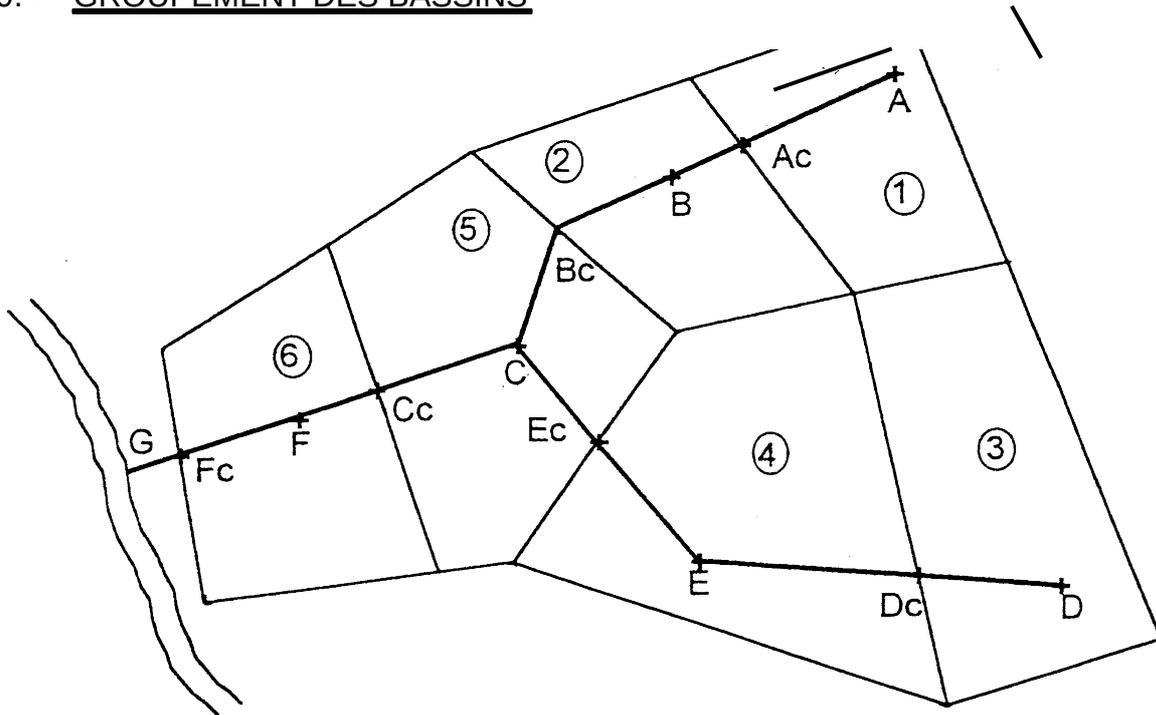
En effet, chaque tronçon se calcule à partir de son point caractéristique du débit transité en son point caractéristique : la partie amont est excédentaire alors que la partie avale est sous estimée.

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 $L_{12} = L_1 + L_2$

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

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

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

L

$$Q_{34} > Q_{12}$$

$$L_{14} = L_{34}$$

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

Ensuite le débit de pointe au point C_c est déterminé ; considérant les 2 bassins en série B₁₄ et B₅ et le bassin équivalent

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

on notera que :

- le plus long parcours de l'eau L₁₅ sera :

$$L_{15} = L_{12} + L_5 \quad \text{si} \quad L_{12} > L_{34}$$

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

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

9.3. REMARQUES

Ce modèle de propagation des hydrogrammes conduit à des anomalies.

Pour les bassins en série il peut arriver que :

$$Q_p < \max(Q_{pj}) \quad \begin{array}{l} p \text{ bassin équivalent} \\ Q_{pj} \text{ bassin composant le bassin équivalent} \end{array}$$

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

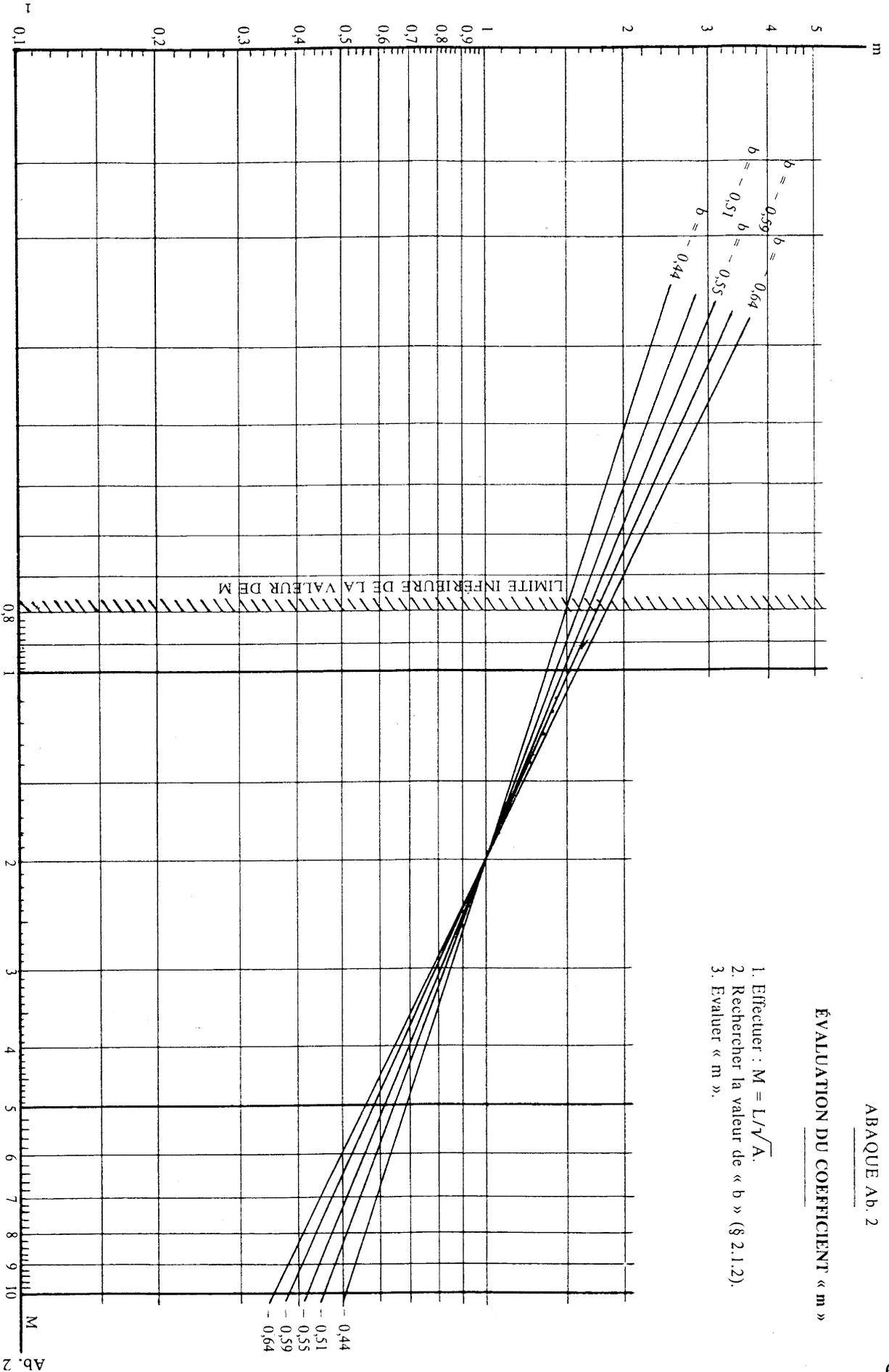
Pour les bassins en parallèle il peut arriver que $Q_p > \sum(Q_{pj})$ ce qui est impossible, car au pire les hydrogrammes sont en phase.

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

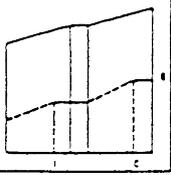
ABAQUE Ab. 2

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) = 5.30
 B(F) = -0.53
 PERIODE DE RETOUR D'INSUFFISANCE 10 ANS
 $Q = 1.43 \cdot I^{0.7} \cdot C^{0.7} \cdot A^{0.7}$

AR. 1 - A1-10

